



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Tesina

Diseño y Análisis de Cimentaciones para Torre de Telefonía Celular.

Para optar al Grado

Ingeniero Civil

Elaborado por:

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

Tutor:

Ing. Juan Sampson Munguía.

Managua 05 de Enero de 2010



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA**

DEC-FTC.REF No.672
Managua, agosto 11 del 2009.

Bachilleres
KARELIA MARIA MARTINEZ ZAMBRANA
VERANIA ITZMARA LIRA CORRALES
Presente

Estimadas Bres:

Es de mi agrado informarles que el **PROTOCOLO** de su Tesina titulado “DISEÑO Y ANALISIS DE CIMENTACIONES DE TORRES DE TELEFONIA CELULAR ” del curso de titulación de OBRAS VERTICALES, ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, de que el Ing. JUAN ALBERTO SAMPSON MUNGUIA, sea el tutor de su Tesina.

La fecha limite, para que presenten concluido su trabajo de final debidamente revisado por su tutor guía será el 16 de octubre del año 2009.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo, me despido.

Atentamente
Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano



Cc: Protocolo
Tutor
Archivo-Consecutivo
DIOGS*mary



HOJA DE CONCLUSIÓN DE TESINA

NOMBRE DE LOS SUSTENTANTES: 1) Karelia María Martínez Zambrana. 2) Verania Itzmara Lira Corrales.
NOMBRE DEL CURSO: Obras Verticales
NOMBRE DE LA TESINA: "Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular"
ESPECIFIQUE LAS AREAS QUE ABORDARON EN LA TESINA: 1) Diseño de Cimentaciones 2) Análisis de Cimentaciones 3) Costos y Presupuestos.
FECHA DE DEFENSA:
VALORACIÓN DEL TUTOR SOBRE LA TESINA:
JURADO CALIFICADOR DE LA TESINA: 1) 2) 3)
FIRMA COORDINADOR: _____

FIRMA DEL TUTOR -----

INDICE

	Temática	Páginas
I.	Introducción	01.
II.	Antecedentes	04.
III.	Justificación	07.
IV.	Objetivos	09.
V.	Marco teórico	11.
VI.	Diseño metodológico	35.
VII.	Diseño de cimentaciones	70.
VIII.	Presupuesto de obra	86.
IX.	Conclusiones y recomendaciones	89.
X.	Bibliografía	91.
XI.	Anexos	93.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO I

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

INTRODUCCIÓN

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

I. INTRODUCCION

Las Telecomunicaciones se han convertido en un factor de modernidad y desarrollo para cualquier actividad económica y social. En Nicaragua, el servicio de telefonía celular es el medio de comunicación más utilizado, por lo cual las empresas que brindan este servicio tienen la misión de brindar la cobertura adecuada a todos sus clientes.

A través de la construcción de torres de telefonía celular y en respuesta a la demanda de aproximadamente 2 millones de usuarios las empresas de telefonía celular han venido expandiendo su cobertura con el fin de extender el acceso a los servicios de telecomunicaciones en todo el país, principalmente en zonas rurales.

Dependiendo de las características de la zona en que se construyan estas torres, se necesita de estudios y criterios especiales para el diseño y construcción de sus cimentaciones.

Para el **Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular** pretendemos poner en práctica los conceptos adquiridos durante nuestra preparación universitaria, y de esta manera conocer de una forma detallada los factores que determinan el diseño de sus cimentaciones, así como el procedimiento de análisis estructural de este tipo de torres

Para ello realizaremos el Diseño y Análisis de Cimentaciones de dos torres de 60 metros de altura, ubicadas en dos zonas diferentes del país, una en Alamikamba - RAAN y otra en Urbaite - Rivas.

El análisis estructural de la cimentación se realizará según lo establecido en el REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN (RCN – 07), y el American Concrete Institute (ACI 2005).

Las cargas inducidas por la torre, empleadas para el diseño de las fundaciones, fueron propuestas basándonos en datos promedios de torres de 60 metros de altura para una velocidad de viento de 100 mph en caso de Urbaité y 60 metros de altura para una velocidad de viento de 145mph para Alamikamba.

Para una mejor comprensión de los conceptos utilizados durante el diseño de las cimentaciones, recomendamos consultar el glosario ubicado en la sección III de anexos.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO II

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

ANTECEDENTES

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

II. ANTECEDENTES

Históricamente las naciones han reconocido la importancia estratégica de las telecomunicaciones, no solamente como servicios públicos básicos para el desarrollo económico y social sino también como elementos de soberanía y seguridad.

Martin Cooper fue el pionero en esta tecnología, a él se le considera como "el padre de la telefonía celular" al introducir el primer radioteléfono, en 1973, en Estados Unidos, mientras trabajaba para Motorola; pero no fue hasta 1979 cuando aparecieron los primeros sistemas comerciales en Tokio, Japón por la compañía NTT.

En 1981, los países nórdicos introdujeron un sistema celular similar a AMPS (Advanced Mobile Phone System). Por otro lado, en Estados Unidos, gracias a que la entidad reguladora de ese país adoptó reglas para la creación de un servicio comercial de telefonía celular, en 1983 se puso en operación el primer sistema comercial en la ciudad de Chicago.

Con ese punto de partida, en varios países se diseminó la telefonía celular como una alternativa a la telefonía convencional inalámbrica. La tecnología tuvo gran aceptación, por lo que a los pocos años de implantarse se empezó a saturar el servicio. En ese sentido, hubo la necesidad de desarrollar e implantar otras formas de acceso múltiple al canal y transformar los sistemas analógicos a digitales, con el objeto de darle cabida a más usuarios. Para separar una etapa de la otra, la telefonía celular se ha caracterizado por contar con diferentes generaciones.

El Sector de las Telecomunicaciones de Nicaragua ha experimentado grandes transformaciones y un rápido crecimiento en la última década.

En 1993, arranca la telefonía celular en el país, y desde entonces se han construido más de 4 mil sitios de celda celular para torres de transmisión de los cuales la mayoría fueron construidos en los últimos diez años.

A finales del año 2001 ante la creciente demanda no atendida de ENITEL el numero de suscriptores celulares se incrementaron de manera considerable, llegando a alcanzar a la de la telefonía básica. Este aumento permaneció detrás de la capacidad disponible y han pasado varios años para cubrir en parte las necesidades de la telefonía celular.

Actualmente ante los retos que la globalización representa, las empresas de telefonía celular compiten para dar un mejor servicio a sus clientes y responder a las exigencias tecnológicas y de cobertura de los servicios. La construcción de sitios de celda para torres de transmisión celular responde a parte de las exigencias que trae consigo el mundo moderno.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO III

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

JUSTIFICACIÓN

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

III. JUSTIFICACION

Con este trabajo pretendemos exponer de forma didáctica el diseño y calculo estructural que requiere la construcción de un proyecto de este tipo, para conocer de una forma detallada los estudios y criterios utilizados en el dimensionamiento de sus fundaciones y en el análisis estructural de una torre de telefonía celular.

Consideramos que podría ayudar a los estudiantes a entender de una forma practica el Análisis y Diseño de Cimentaciones y los factores que intervienen directamente en la elección del tipo y tamaño de las fundaciones de una estructura.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO IV

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

OBJETIVOS

- Objetivo general
- Objetivos específicos

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

IV. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Diseñar los tipos de fundaciones requeridas para torres de telefonía celular, en distintas zonas del territorio nacional.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar el tipo de fundación de acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio de suelo.
- Definir las sobrecargas transferidas por los elementos de la torre a la cimentación.
- Efectuar el Diseño Estructural de la fundación requerida en cada caso.
- Elaborar Presupuesto de Obra a ejecutarse para cada tipo de fundación



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO V

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

MARCO TEORICO

- Zapatas superficiales
- Losas de cimentación
- Problemas de las cimentaciones
- Parámetros para proyección de cimentaciones
- Factores que determinan el tipo de cimentación

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

V. MARCO TEORICO

La telefonía celular utiliza torres autosportadas de gran altura para colocar las antenas que utilizan los abonados para hacer uso del aparato celular. Contrario al pensamiento común, de que el viento atraviesa la torre sin casi tocarla, las torres sufren presiones de viento que producen cargas inusuales en las cimentaciones.

El objeto de una cimentación, es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, ó con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

Los cimientos se clasifican de acuerdo a la profundidad a la que este se encuentre desplantado, ya sea en *cimientos superficiales* y *cimientos profundos*.

Tipos de Cimientos	
<i>Superficiales</i>	<i>Profundos</i>
Zapatas aisladas	Pilotes
Zapatas corridas	Pilas
Losas de cimentación	Cilindros

Cimientos superficiales: En las cimentaciones superficiales las cargas de la estructura pasan directamente al terreno donde son desplantadas las obras, estas se caracterizan por tener una profundidad menor de dos veces el ancho de la misma $ND \leq 2B$, donde B es el ancho de la cimentación.

Entre los tipos de cimentaciones superficiales se pueden encontrar, zapatas aisladas redondas para torres tipo monopolo, zapatas aisladas cuadradas ó rectangulares para torres autosportadas, zapatas corridas cuyo uso es más común en edificaciones y losas de fundación para torres autosportadas.

Zapatas aisladas: Es el agrandamiento de una columna en su base para reducir las presiones que se ejercen sobre el terreno, al aumentar el área en la que se distribuyen. El cimiento puede tener cualquier forma, pero la zapata aislada, es la más económica desde el punto de vista de la construcción.

Se opta por cimentación con zapata aislada de concreto cuando se tenga una o más de las siguientes condiciones:

- Existencia de suelos ácidos ($\text{ph} < 5.0$ ó Resistividad $< 50 \Omega - \text{mt}$).
- Sitios en donde el nivel freático es alto y variable • Capacidad portante del suelo de fundación mayor que 1kg/cm^2 y menor que 1.5kg/cm^2 .
- Se usa en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.2) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados.

Para el diseño de una zapata aislada suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo, pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que la cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas.

Zapatas corridas: Es un cimiento continuo que soporta un muro, o tres o mas columnas en línea recta. Se emplean en suelos de bajas resistencias o cuando se transmiten grandes cargas al suelo.

También se usan en suelos de compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación.

Losas de cimentación: Son tipos de cimientos combinados que soportan más de tres columnas que no están en línea recta y que proporcionan la máxima área de cimentación para un espacio determinado con la mínima presión en la cimentación y por tanto mayor seguridad contra la falla del suelo.

Son apropiadas para controlar asentamientos diferenciales en muy variadas situaciones de carga, disposición estructural y condiciones del suelo portante.

Se usan cuando las zapatas, cimentaciones corridas, no son suficientes para transmitir las cargas y disminuir con ello la presión sobre el terreno o cuando al emplear zapatas éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta. Se recomienda usar este tipo de cimiento cuando se tienen suelos con capacidad de carga menores a 0.5 kg/cm^2 .

Cimientos Profundos: Estos se utilizan, si la capa de suelo que pueda soportar el peso de la estructura se encuentra muy profunda. Estas se caracterizan por tener una profundidad mayor de dos veces el ancho de la misma $ND > 2B$, se diferencian de las superficiales en que se transfiere parte de la sollicitación vertical al suelo mediante rozamiento a lo largo del elemento.

Se opta por la fundación profunda cuando se tenga la siguiente condición:

- Cuando no sea posible desde el punto de vista técnico-económico la construcción de la fundación del tipo losa.
- La capacidad portante del suelo de fundación sea menor a 0.5 kg/cm^2 .

Algunas cimentaciones profundas son las siguientes:

Pilotes: son elementos esbeltos con dimensión del orden 0.3 a 1m de diámetro.

Pilas: elementos cuyo ancho es mayor que 1m pero menor de 2.

Cilindro: presenta diámetros entre 3 y 4m.

El tipo de cimentación a elegir en cada caso debe determinarse a partir de las condiciones del terreno, en especial considerando la capacidad portante del suelo, los asentamientos posibles teniendo en cuenta la magnitud de la carga y otros factores como condiciones de acidez del suelo y la economía de la obra.

Problemas generales de las cimentaciones

El comportamiento del suelo soporte frecuentemente controla el de la fundación. Los suelos soportes de una cimentación que no son duros o compactos, son compresibles y susceptibles a sufrir, bajo las cargas que se le aplican deformaciones apreciables. Estas deformaciones deben ser tales que durante la construcción de una obra, o al producirse la aplicación de las sobrecargas de servicio, los asentamientos o desnivelaciones del soporte que se produzcan no sean de magnitud nociva a la estabilidad de la obra ni puedan deteriorar su utilidad.

Los suelos de fundación se componen a veces de capas heterogéneas que pueden estar inclinadas, circunstancia que puede originar deslizamiento del terreno bajo la acción de las cargas impuestas por la obra.

El agua del terreno incide muchas veces en el comportamiento de las cimentaciones, la acción erosiva de corrientes de agua puede desestabilizar los estratos portantes.

El estudio de los procedimientos de construcción en cada caso requiere buscar una solución satisfactoria desde el punto de vista técnico pero también de costo admisible lo que puede llegar a ser complejo y delicado.

Problemas especiales de las cimentaciones

Se presenta problemas en los suelos de cimentación principalmente si los tipos de suelos encontrados en la investigación del terreno, se encuentran con suelos propensos a expandirse, también que sean susceptibles a la licuefacción, suelos propensos al colapso y al ataque de químicos.

Suelos expansivos: Los suelos que presentan un potencial de cambio de volumen, pueden transferir esfuerzos inadmisibles para los cimientos, si la cimentación no está diseñada para controlar las presiones que se generan. La expansión de los suelos depende entre otros factores, de la composición mineralógica, variación del nivel freático y clima.

El potencial de expansión se puede calificar dependiendo de los límites de consistencia del suelo, como se indica en la siguiente Tabla.

Tabla 1. Relación entre el potencial de cambio volumétrico límites de consistencia.

<i>Potencial cambio volumétrico</i>	<i>Índice de plasticidad</i>	<i>Límite líquido</i>
Bajo	< 18	20 - 35
Medio	15 - 28	35 - 50
Alto	25 - 41	50 - 70
Muy alto	> 35	> 70

Susceptibilidad de licuefacción: La licuefacción se produce cuando determinados tipos de suelos afectados por terremotos desarrollan elevadas presiones intersticiales de forma rápida (sin drenaje), dando lugar a una pérdida de la resistencia al cortante y a la rotura del suelo que se comporta como si fuera un líquido. Este fenómeno provoca el fallo de cimentaciones, roturas de taludes y deslizamiento. Los suelos susceptibles a perder gran parte de su

resistencia ante sollicitaciones dinámicas son las arenas finas y flojas y las arenas y limos mal graduados. Otra de las condiciones necesarias para que tenga lugar la licuefacción es que el nivel freático esté cerca de la superficie, y que el grado de compactación sea bajo equivalente a valores de N golpes del SPT inferiores a 20.

Las propiedades que caracterizan a los suelos susceptibles a la licuefacción son las siguientes:

Grado de saturación del 100%

Coefficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.

Contenido en finos inferior al 10%

Bajo grado de compactación, es decir $N < 10$ para profundidades $< 10\text{m}$ y

$N < 20$ para profundidades $> 10\text{m}$.

Suelos colapsables: Estos suelos tienen un comportamiento que varía según su contenido de humedad. Al aumentar esta puede producirse una considerable disminución de volumen y por consiguiente se produce asentamiento en la aplicación de cargas sobre estos suelos. Los suelos colapsables pueden ser identificados con pruebas de consolidación y prueba de placa de cargas, también otro indicador es el peso específico seco de estos suelos como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2. Colapsabilidad de los suelos según el peso específico seco.

Grado de colapso	Peso específico seco (kg/m^3)
Bajo	> 1427
Bajo a medio	1223 - 1427
Medio a alto	1019 - 1223
Alto a muy alto	< 1019

Ataque químico a las cimentaciones

Acidez de los Suelos: Es de pleno conocimiento la acción destructiva de los suelos ácidos sobre elementos metálicos embebidos en ellos; por este motivo es de particular importancia el análisis de las fundaciones en este tipo de suelos.

A continuación se muestra como determinar la acidez de los suelos apoyados en la resistividad del suelo.

Tabla 3. Grado de corrosión según resistividades del suelo.

<i>Grado de corrosión</i>	<i>Resistividad $\Omega \cdot mt$</i>
Muy corrosivo	< 7
Corrosivo	7 - 20
Moderadamente corrosivo	20 - 50
No corrosivo	> 50

Parámetros necesarios en la proyección de cimentaciones

Se requiere que las cimentaciones se diseñen para resistir las cargas mayoradas aplicadas y las reacciones inducidas, las que incluyen cargas axiales, momentos y cortantes que tienen que ser soportados en la base de la zapata, conforme lo dispuesto en el reglamento ACI 318-05.

Por tanto el tipo de fundación que deberá ser diseñado, se rige principalmente por el momento de volteo y la capacidad de carga del suelo.

Para la determinación de presión admisible en las cimentaciones es necesario tener en cuenta el criterio de estabilidad (seguridad contra la falla del suelo) y el criterio de deformación (asentamientos permisibles).

El criterio de estabilidad se basa en la condición de que la estructura nunca transmita al suelo esfuerzos tales que sobrepasen la capacidad de carga de

este. Mientras que el criterio de deformación se basa en la condición de que las cargas de la estructura no deformen el suelo de cimentación, más allá de un valor tolerable, fuera del cual resultarían daños leves, graves o incluso el colapso de la estructura, según la magnitud del asiento fuera “n” cantidad de veces mayor que el permisible.

Para el análisis de carga admisible se debe contar con datos exactos del suelo debajo de la cimentación y de la estructura que se construirá sobre la cimentación.

Los datos del suelo incluyen la profundidad y el espesor de los estratos de suelo y roca, el nivel del agua subterránea y las propiedades físicas de cada suelo, entre ellas su resistencia y su compresibilidad. Si el depósito de suelo es uniforme, los análisis se basaran en las propiedades promedio de cada material; si el suelo es variable los análisis se basaran en la peor combinación de las propiedades del suelo que se determinaron en los ensayos.

Factor de seguridad: Este factor se usa para determinar la carga admisible del suelo de cimentación, para que esta sea siempre menor que la carga de falla y esté lo suficientemente lejos de ésta, como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades del suelo, a la teoría específica de carga que se use y otros aspectos que intervengan de acuerdo al criterio del ingeniero estructural.

Los valores a usar en un caso dado en la práctica varían según la importancia de la obra y como se dijo antes del orden de las incertidumbres que se manejen, se aconseja usar factores de seguridad en un rango de 3 hasta 5, pero siempre queda la posibilidad de usar otros valores de acuerdo al criterio del ingeniero geotécnico. La variabilidad de las características del suelo constituye la principal razón para adoptar un factor de seguridad.

Capacidad de carga: La capacidad de carga es la predisposición del suelo de soportar una carga sin que se produzcan fallas en su masa.

La capacidad de carga de un suelo se puede obtener por medio de los resultados que proporciona el SPT (Standard Penetration Test) relacionándolo con la compacidad relativa en suelos granulares y con la compresión simple en suelos finos.

Se ha visto que la falla por capacidad de carga ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación.

Los tres tipos de falla bajo la cimentación son:

1. falla por corte general
2. falla por punzonamiento
3. falla por corte local

Falla por corte general

Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Es usualmente súbita y catastrófica y a menos que la estructura misma no permita la rotación de la zapata ocurre con cierta visibilidad de inclinación un hinchamiento del suelo a los lados.

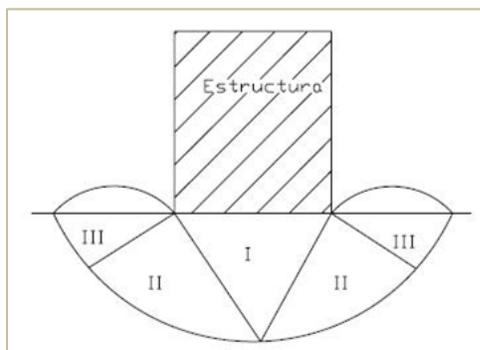


Figura 1.0 "falla por corte general".

La falla por corte general es la más común. Esta ocurre en suelos relativamente incompresibles y razonablemente densos o compactos o en arcillas saturadas normalmente consolidadas que son rápidamente cargadas prevaleciendo la resistencia no drenada. La superficie de falla está bien definida y la falla ocurre repentinamente. Unos abultamientos aparecen sobre la superficie del terreno adyacente a la cimentación; aunque estos aparecen en ambos lados de la zapata, la falla última ocurre a un sólo lado, acompañada por la inclinación de la zapata.

Falla por punzonamiento

Se caracteriza por el asentamiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimiento de este junto a la cimentación manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal.

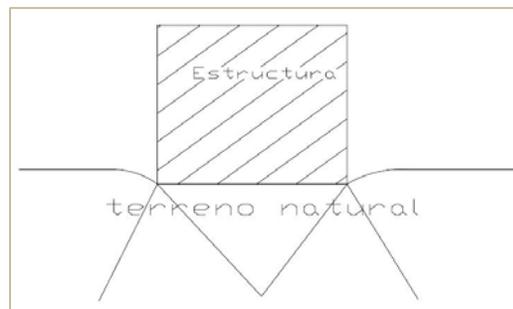


Figura 1.1 "Falla por punzonamiento".

La falla por punzonamiento es el extremo opuesto de la falla por corte general, esta ocurre en arenas muy sueltas, en delgadas capas de suelo compacto que sobreyace a suelos muy blandos o en arcillas blandas cargadas lentamente y en condiciones drenadas. La alta compresibilidad de tales perfiles de suelo causa grandes asentamientos y superficies de corte verticales pobremente definidas. No ocurren abultamientos significativos en la superficie del terreno y la falla se desarrolla gradualmente.

Falla por corte local

Representa una transición entre las dos anteriores pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al abultamiento del suelo a los lados de la cimentación y además la compresión vertical debajo de ella es fuerte y la superficie de deslizamiento termina en algún punto dentro de la masa misma del suelo.

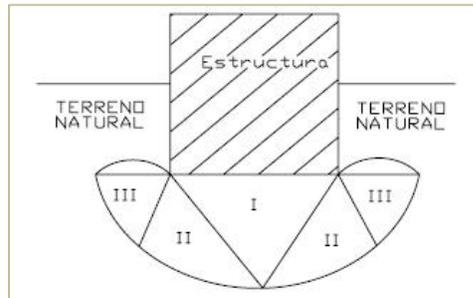


Figura 1.2 "Falla por corte local".

Terzaghi considero tres zonas en el suelo como se muestra en la figura 2.6 con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de las cimentaciones tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados alcance la presión pasiva (la que se opone al vuelco y desplazamiento de la cimentación) del suelo adyacente.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla se extiende desde cada lado de la cuña donde los planos de falla tienen forma de espiral logarítmica, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.

La zona III es una forma de corte lineal en la cual el suelo se corta a lo largo de superficies planas, la resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior de dicha zona, resistencia que es una función del ángulo de fricción interno, de la cohesión y del peso del suelo.

Aún no se ha desarrollado un criterio cuantitativo general para determinar cuál de estos tres modos de falla gobernará en cualquier circunstancia; sin embargo, los siguientes lineamientos pueden ser muy útiles:

- Las zapatas sobre arcillas están gobernadas por el caso de corte general.
- Las zapatas sobre arenas densas están gobernadas por el caso de corte general. (Una arena densa tiene una densidad relativa, D_r , mayor que aproximadamente 67%).
- Las zapatas sobre arenas sueltas a medianamente densas ($30\% < D_r < 67\%$) probablemente están gobernadas por el corte local.
- Las zapatas sobre arenas muy sueltas ($D_r < 30\%$) probablemente están gobernadas por la falla de corte por punzonamiento.

Para la mayoría de problemas prácticos, sólo es necesario chequear el caso de corte general y luego realizar los análisis por asentamiento para verificar que la zapata no se asentará excesivamente. Los análisis por asentamiento implícitamente protegen contra las fallas por corte local y por punzonamiento.

Factores determinantes para el tipo de cimentación

En el estudio completo de una fundación se deben recopilar y analizar antecedentes referentes al proyecto tales como localización, necesidades funcionales, y carga. Referente al entorno, geotecnia y estabilidad relativa de los estratos portantes tales como estratigrafía, características de las capas del suelo, posición del nivel freático.

A continuación se dará una breve descripción de los factores influyentes en la selección del tipo de fundación:

I. Cargas y características de la estructura

Se refiere a las condiciones de la superestructura y en general al carácter, la función y destino de la obra. Para fines de proyecciones es usual que el factor más importante lo constituyen la magnitud, las combinaciones críticas y la variabilidad de las diferentes cargas implicadas.

II. Respuesta del sistema fundación - suelo

Se trata de como la fundación responda a la carga, la cual determina el método de análisis. Lo primero que se debe de considerar es la superficie potencial de falla que va a exhibir el sistema fundación suelo y como esta puede variar con la profundidad.

La distribución real de la carga también determina la respuesta como deformación que será una función de las propiedades del suelo y del material estructural de la fundación.

III. Características del suelo de fundación

Son las relativas al suelo de fundación, referente en especial a la naturaleza, propiedades físicas y químicas, estructura, composición, disposición y profundidad de los estratos del suelo.

La resistencia al corte, la compresibilidad, las condiciones hidráulicas, deben determinarse en la investigación del suelo y constituyen factores primarios en la proyección y selección de fundaciones.

Algunos suelos pueden presentar algunos problemas tales como expansión en suelos arcillosos y licuefacción en suelos arenosos.

IV. Presencia de aguas subterráneas

La presencia de agua en un suelo o las variaciones de humedad pueden tener consecuencias tanto en la capacidad de carga de los suelos, los costos, la metodología empleada en la construcción como en el diseño del proyecto de fundación.

Los terrenos de arena gruesa tienen prácticamente las mismas características secas que saturados, de modo que el agua subterránea no afecta sus propiedades. En arenas finas o arenas arcillosas la humedad capilar actúa como un agente cementador, y tiene el efecto de aumentar la adherencia y volumen del suelo. Si un terreno de esta especie está sometido a ciclos alternados de humedad y sequedad, es aconsejable construir un sistema de zanjas de drenaje para evitar los cambios de volumen, iguales medidas deben tomarse en terrenos principalmente arcillosos, en los cuales los cambios de volumen son aún más acentuados.

V. Localización del sitio

Las condiciones climáticas dominantes en un sitio en relación con el medio geológico y las características físicas del suelo hacen significativas ciertas influencias ambientales sobre el suelo portante tales como: expansiones, socavaciones, derrumbes y movimientos sísmicos, la disposición topográfica también es importante respecto a los espacios adecuados para emplazar la fundación, los desniveles en los elementos de soporte, distancia segura a las pendientes de las laderas, sitio de erosión y condiciones de drenaje.

VI. Profundidad y ubicación de las fundaciones

La profundidad de la base de los cimientos superficiales esta regida por factores que requieren una consideración particular para cada situación. No existen criterios precisos y de aplicación general para su determinación, la búsqueda de soluciones efectivas hace necesario emplear la experiencia y el buen juicio para aplicar una combinación de las reglas empíricas, criterios generales, antecedentes, experiencias locales y resultados de la investigación del subsuelo.

En forma general la profundidad de fundación depende en primer lugar de la profundidad del estrato o los estratos competentes para soportar cargas transmitidas por la fundación desde este punto de vista pueden definirse los siguientes criterios:

- La fundación debe establecerse sobre o entre un estrato portante de resistencia y de compresibilidad adecuada para soportar las cargas aplicadas sin falla en la masa del suelo y sin asentamientos excesivos.
- Los estratos subyacentes al estrato portante deben igualmente tener la suficiente resistencia y compresibilidad para resistir los esfuerzos transmitidos en niveles donde sea significativo el efecto de este.

En segundo lugar la profundidad depende de los potenciales efectos de factores externos del tipo ambiental, relacionados con la ubicación del sitio, la función de la obra las condiciones del suelo, pero esencialmente independiente de las cargas.

VII. Factores económicos

Debe considerarse el costo de la fundación en relación de la importancia, el riesgo y el valor de la superestructura. Por medio de las investigaciones del suelo se reducen las incertidumbres en los diseños. Pueden ajustarse los

factores de seguridad y en consecuencia es posible optimizar las dimensiones de la fundación sacando el mejor provecho del suelo del sitio.

En el presente estudio para la selección del tipo de cimentación adecuada está propuesta en base a los incisos III hasta el VI.

Los suelos ante las solicitaciones sísmicas

La naturaleza y la distribución del daño sísmico están muy influenciadas por la respuesta del suelo frente a cargas cíclicas. Dicha respuesta está controlada en gran medida por las propiedades del suelo. Por ejemplo, la susceptibilidad de un depósito de suelo para amplificar el movimiento depende de las propiedades dinámicas, siendo el módulo de corte, G , y el amortiguamiento, ξ , los principales parámetros para modelar la respuesta sísmica del suelo. Estos parámetros se relacionan con otras propiedades del suelo, de carácter más físico, como por ejemplo el índice de poros, la densidad relativa y la velocidad de las ondas de cizalla.

Para la determinación de las propiedades dinámicas del suelo se puede utilizar dos procedimientos, uno de campo principalmente a través de pruebas geofísicas siendo la refracción sísmica la más utilizada, y las pruebas de laboratorio principalmente los ensayos de carga triaxial cíclica, mediante numerosos resultados de estas pruebas de laboratorio se ha observado que el suelo, se comporta de manera lineal hasta un tercio de la tensión de falla (ver figura 2.9), lo cual resulta compatible con el uso de un coeficiente de seguridad igual a tres; valor comúnmente utilizado para el cálculo de capacidad de carga admisible.

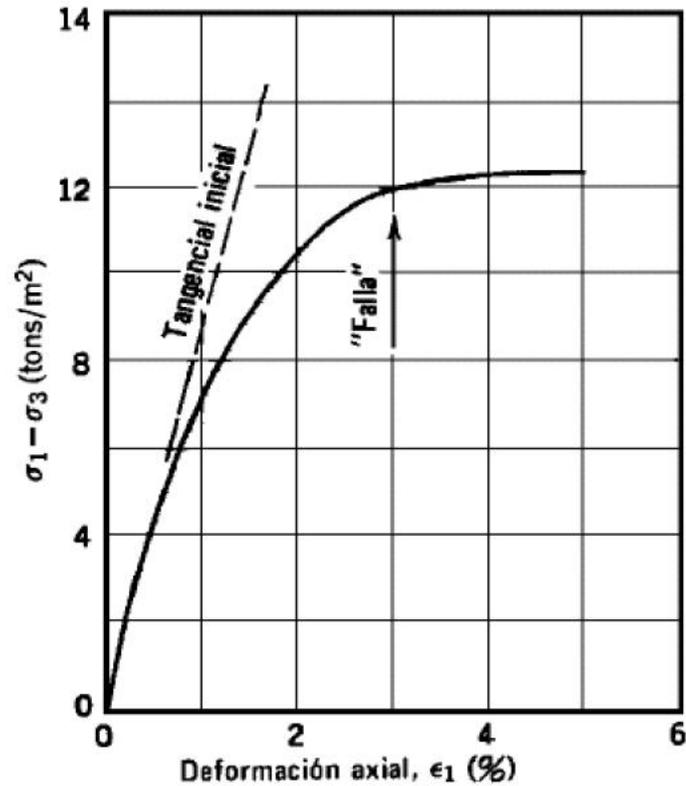


Figura 2.0. "Curva tensión – deformación típica de un ensayo triaxial".

Influencia de los suelos en los efectos de sismos

Los suelos son el medio a través del cual las ondas sísmicas se propagan localmente y llegan hasta los cimientos de los edificios. Las características del movimiento sísmico, y por lo tanto su capacidad de causar daños se modifican en el proceso de propagación de acuerdo a las propiedades de los suelos de cimentación.

Los suelos pueden sufrir cambios importantes en sus estructuras internas debido al paso de las ondas sísmicas a través de ellos. En particular los suelos pueden: densificarse, licuarse, o deformarse excesivamente durante terremotos de fuerte intensidad. Cualquiera de estos comportamientos puede causar desnivelaciones, desplomes o agrietamientos de estructuras. En casos extremos ellos pueden inducir el volcamiento o el colapso de un edificio.

Tipos de suelos y comportamientos sísmicos característicos

Los principales tipos de suelos que presentan diferentes características de comportamiento desde el punto de vista de carga estática y de respuesta sísmica son las gravas, las arenas, los limos y las arcillas.

Las gravas son suelos de partículas gruesas, que si se encuentran en estado denso, alcanzan altas resistencias y bajas compresibilidades, por lo tanto no involucran riesgos sísmicos especiales.

Las arenas son suelos de partículas gruesas o finas, cuyo comportamiento sísmico depende fundamentalmente de su densidad. En estado suelto son débiles y deformables, y provocan daños severos por asentamientos y por fallas de cimentaciones, si se encuentran sumergidos pueden sufrir licuación.

Los limos son suelos de partículas finas no cohesivas, cuyo comportamiento sísmico es similar al de las arenas finas, con los agravantes de menor resistencia de rozamiento interno y menor permeabilidad.

Las arcillas son suelos de partículas muy finas, cohesivas, su comportamiento sísmico se caracteriza por su alta deformabilidad y consecuente efecto amplificador en las ondas sísmicas, causando movimientos de desplazamientos amplios y de baja frecuencia es decir las consecuencias pueden ser fuertes amplificaciones de fuerzas sísmicas en edificios flexibles.

Efectos de suelos en solicitaciones sísmicas

En primer lugar, el suelo afecta a los espectros de respuesta sísmica. Esto se debe a que la influencia de los suelos en las características de los movimientos sísmicos se aprecia en los diferentes registros que se obtienen en un mismo temblor en acelerógrafos instalados en diferentes sitios. Al construir espectros a

partir de los registros, se observa que en las zonas donde el suelo es mas blando las amplificaciones del movimiento se desplazan hacia las frecuencias más bajas.

El segundo aspecto en el cual el suelo afecta la sollicitación sísmica proviene de las condiciones geomorfológicas del sitio. Esto es que la forma de los depósitos de suelos puede modificar las características de los movimientos sísmicos y, en consecuencia, puede aumentar los riesgos de fallas sísmicas para estructuras cimentadas en ellos. Así para edificios cimentados sobre y al borde de mesetas se puede esperar que sufran aceleraciones amplificadas respecto a los edificios emplazados en los valles circundantes, debido al menor confinamiento de los suelos de fundación. Adicionalmente, los edificios emplazados al pié de taludes, o sobre ellos, pueden ser afectados por deslizamientos de masas de suelos o por desplazamiento de rocas.

Para el diseño sismorresistente de cimentaciones, se puede llevar a cabo por dos vías, una en el cual las cargas inducidas en las fundaciones por los movimientos sísmicos se determinan en base a las reacciones y momentos necesarios para el equilibrio estructural, y la otra en la que se aplican los enfoques de diseño tradicionales basados en la capacidad de carga del suelo (con factores de reducción de la capacidad adecuados si se desea contar con un margen de seguridad), siempre se deben tener en cuenta ciertos factores asociados con la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Bajo cargas sísmicas muchos suelos pueden movilizar una resistencia mayor que la resistencia estática. Para los suelos no cohesivos insaturados este aumento puede ser de alrededor de 10 por ciento, mientras que para los suelos cohesivos puede llegar a ser de hasta 50 por ciento. Sin embargo, para las arcillas saturadas más blandas y las arenas saturadas también se debe tener en cuenta el potencial de degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga repetidos.

Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo

Los factores clave que influyen en las propiedades dinámicas del suelo son la tensión efectiva de confinamiento, el nivel de tensiones en el suelo, el índice de poros y la plasticidad del suelo. La tensión total efectiva vertical está definida como $\sigma'V = \rho z$, donde ρ es el peso específico del suelo y z la profundidad desde la superficie. Por lo tanto la tensión efectiva vertical aumenta con la profundidad y el material está más confinado. Un incremento de tensión efectiva media provoca un aumento del límite de deformación elástica. En consecuencia, los suelos bajo tensiones de confinamiento altas se comportan como materiales más rígidos que suelos idénticos bajo tensiones de confinamiento bajas. Se ha observado que para arcillas el aumento del índice de poros causa una disminución del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento.

La disminución del módulo de corte con el aumento de la deformación es menor cuando el índice de plasticidad del material aumenta. Se ha mostrado que dicho módulo en arcillas de alta plasticidad es elástico a altas deformaciones.

Para suelos ligeramente consolidados ($OCR > 1$) con alto índice de plasticidad, $G_{máx}$ aumenta. En cambio para suelos normalmente consolidados ($OCR = 1$) si el índice de plasticidad crece, $G_{máx}$ permanece más o menos constante. Esta característica es muy importante ya que puede influir en la manera en que un depósito de suelo amplificará o atenuará los movimientos provocados por un terremoto.

En resumen, los factores que controlan el comportamiento de los suelos frente a carga cíclica son los factores de carga: deformación de corte, tipo de carga (uniforme o irregular) y frecuencia velocidad de carga y los factores inherentes al suelo: índice de plasticidad, índice de poros, edad geológica, grado de cementación, razón de sobreconsolidación y estado tensional inicial del suelo.

Geología

Es la ciencia que se dedica al estudio de la tierra, describe la composición del planeta, su ubicación y actuación en el universo. También trata de interpretar los fenómenos que en ella sucede.

Los datos geológicos son necesarios en primer término en la etapa de anteproyecto, durante la cual se selecciona, en gabinete, uno o varios sitios para la construcción. En esta etapa los datos geológicos se obtienen de fotografías aéreas, planos geológicos, y de toda la información bibliográfica geológica o geotécnica existente. En la etapa de reconocimiento preliminar la información geológica y geotécnica se obtiene de la inspección de campo y en la etapa correspondiente a estudios de detalle; los datos geológicos se obtienen de levantamientos, perforaciones, pozos a cielo abierto, y de la aplicación de alguna prueba geofísica. La construcción de una obra civil requiere de un estudio geológico previo de la región donde esta se proyecta.

El estudio geológico de una zona, es la determinación de las características litológicas y estructurales de los materiales existentes en el sitio de estudio, mediante un conjunto de técnicas y procedimientos que se utilizan para reconstruir su historia geológica.

El estudio geológico de un sitio tiene como propósito:

- Determinar los tipos de suelos que existen en la zona y ubicarlos en la posición estructural que le corresponda (columna estratigráfica).
- Identificar estructuras mayores (fallas, plegamientos, discordancias y estratificaciones) y estructuras menores (fracturas, foliación y exfoliación).
- Evaluación y control de riesgos geológicos.
- Proponer trabajos complementarios de mayor detalle, como la exploración del sitio mediante perforaciones.

A continuación se presentan algunos conceptos generales de términos utilizados en este documento:

SPT: El SPT por sus siglas en inglés (Standard Penetration Test) o ensayo de penetración estándar es una prueba in situ que consiste en determinar el número de golpes (N), necesario para hincar un toma muestra una longitud de 1pie, mediante un martillo con un peso de 63.5kg y 30pulg de altura de caída. El SPT es el que brinda mejores resultados en la práctica y proporciona una información útil en torno al subsuelo, no solo en lo referente a la descripción sino también en cuanto a la resistencia del suelo.

Factor de resistencia: Factor que toma en cuenta las inevitables diferencias que existen entre la resistencia real y su valor nominal y los modos de falla y sus consecuencias. Generalmente es menor que uno.

Factor de seguridad: Los edificios son diseñados con la base de introducir al análisis un factor de seguridad que puede ser definido como la proporción de la resistencia R de la estructura a las cargas aplicadas L ($FS = R / L$). En el diseño de fundaciones hay más incertidumbres y aproximaciones que en el diseño de otras estructuras, por la complejidad del comportamiento del suelo y el conocimiento incompleto de las condiciones del subsuelo. Estas incertidumbres y aproximaciones deben ser evaluadas para cada caso y asignar un factor de seguridad que sea razonable, tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.- Magnitud de los daños .
- 2.- Costo relativo de aumentar o disminuir F.
- 3.- Fiabilidad de los datos del suelo.
- 4.- Tolerancias constructivas.
- 5.- Cambios de las propiedades del suelo debido a operaciones constructivas.

Módulo de elasticidad: Factor de elasticidad de un material que representa la relación entre el esfuerzo cortante y la correspondiente deformación producida por este.

Esfuerzo cortante: Fuerza interna que desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa.

ANSI/TIA/EIA-222-F: Normas estructurales para torres y estructuras de acero para antenas.

Diseño por el reglamento estructural para edificaciones: El ACI (American Concrete Institute), es la mayor institución internacional sin fines de lucro dedicada a desarrollar, compartir y difundir el uso eficiente del cemento y el concreto mundialmente con seriedad e independencia. El reglamento para edificaciones prescribe únicamente los requisitos mínimos para proteger la salud y la seguridad del público. El reglamento se sustenta sobre este principio. Para cualquier estructura, el propietario o el diseñador estructural pueden exigir materiales o procedimientos constructivos mejores que los mínimos requeridos por el reglamento para proteger al público en general; no obstante, no se permiten inferiores.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO VI

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

DISEÑO METODOLÓGICO

- Estudios geotécnicos de cimentación
 - Análisis de cargas en la torre
 - Diseño de fundaciones
 - Presupuesto de obra

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

VI. DISEÑO METODOLÓGICO

Para el diseño adecuado de las fundaciones de una obra de este tipo, es de suma importancia atender los diferentes estudios y aspectos que nos indicaran el tipo y dimensiones convenientes para cada caso.

Pretendemos exponer en forma comprensible la metodología a seguir en el diseño de cimentaciones para torres de telefonía celular.

Para realizar este trabajo y cumplir con nuestros objetivos, hemos determinado la siguiente secuencia:

Estudios Preliminares:

Planos Topográficos ó de ubicación

Las referencias topográficas de la zona donde se pretende construir las cimentaciones de la torre, nos permiten establecer puntos de referencia para el reconocimiento del terreno y ubicación de los elementos estructurales.

Estudios geotécnicos de cimentación.

Desde que se inició formalmente el estudio de los suelos por Terzaghi, el ingeniero civil ha visto en ellos una gran herramienta para garantizar la funcionalidad de las obras civiles.

La Ingeniería geotécnica es una disciplina tecnocientífica que agrupa a la geología, geofísica, mecánica de suelos, y mecánica de las rocas, relacionándolas con las obras civiles.

Los estudios geotécnicos se utilizan para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los suelos que sean necesarias conocer, dependiendo del proyecto que se vaya a ejecutar; por ejemplo en carreteras es importante conocer el

modulo de elasticidad del suelo que servirá de subrasante, para cimentar un edificio es necesario conocer la resistencia del suelo de cimentación y su compartimiento, en el tiempo, ante los esfuerzos que transmitirá la estructura del edificio.

A su vez la geotecnia puede facilitar la ejecución de sondeos valiéndose de pruebas geofísicas como herramienta para tener una idea previa de la estratigrafía del terreno de cimentación. La geotecnia pues constituye un medio para adaptar las estructuras a las condiciones del terreno.

Investigaciones del subsuelo según utilidad y propósito

La identificación de las causas del comportamiento deficiente de las obras con notable frecuencia señala que las deformaciones masivas de las estructuras son atribuidas a movimientos de sus fundaciones los que a su vez reflejan desplazamientos y asentamientos del suelo soporte.

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación adecuada, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y mecánicas y disposición de los materiales del subsuelo. Esta información puede obtenerse mediante técnicas de investigación en el terreno y en el laboratorio conocida como investigación del subsuelo.

Por medio de la investigación del subsuelo se puede determinar parámetros representativos o configurar un modelo analítico que reproduzca en la mejor forma posible, compatible con la importancia y las necesidades del problema, las condiciones y características del suelo soporte en la zona involucrada. De este modo se logra entonces seleccionar racionalmente el elemento de transición estructura-suelo.

Las experiencias locales previas pueden servir a veces como guías para orientar los estudios y otras veces son suficientes en casos sencillos; sin embargo no existe sustituto para la información objetiva específica y precisa obtenida en cada sitio.

Se comprende, entonces que la obtención de la información suficiente y confiable, relativas a las condiciones del subsuelo es un requisito esencial de un diseño satisfactorio y económico.

La investigación del subsuelo suministra información necesaria para dar solución a diferentes problemas o definir parámetros de diseño en proyectos que se presentan en varias áreas de ingeniería civil.

Propiedades físicas de los suelos

Las propiedades de los suelos se determinan mediante ensayos y se expresan numéricamente por determinados coeficientes. Las investigaciones se realizan con muestras alteradas e inalteradas.

Las muestras alteradas son suficientes cuando se quieren determinar características generales, como, granulometría, tamaño, peso de las partículas, humedad, límite líquido, plástico, capacidad de absorción de agua, materias presentes o valores límite de densidad.

Se requieren muestras inalteradas cuando se desean obtener magnitudes dependientes de la estructura o de la densidad in situ, como el índice de poros la densidad aparente, la permeabilidad, la succión capilar, etc.

Tamaño de los granos.

La variedad en el tamaño de las partículas del suelo o granos casi es ilimitada, por definición los granos mayores son los que se pueden mover con la mano,

mientras que los mas finos son tan pequeños que no se pueden apreciar con un microscopio corriente. Este puede ser determinado por medio de análisis granulométricos.

Forma de las partículas

La forma de las partículas tienen tanta importancia como su tamaño en lo que respecta al comportamiento del suelo; sin embargo a menudo no se considera, pues es difícil medirla y describirla cuantitativamente, la forma de los granos puede ser de tres clases: granos redondeados, granos laminares y granos aciculares.

Color

El color es la propiedad del suelo que mas fácilmente emplea el que no tiene experiencia en mecánica de suelos, para identificar los suelos, sin embargo es un método práctico para enseñarles a los trabajadores como distinguir ciertos suelos.

Humedad

Es la cantidad de agua que posee un suelo, se expresa por la relación entre el peso del agua W_w existente en el suelo y el peso seco W_s de este.

La humedad es una característica muy importante en los suelos cohesivos, influye sobre la capacidad de compactación y la consistencia, así como la capacidad portante del terreno.

Limites de consistencia de los suelos

a. Limite líquido (LL)

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. Los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, según Atterberg es de 25 g/cm^2 .

b. Limite plástico (LP)

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje al peso seco de la muestra, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

c. Índice de plasticidad

Se define como la diferencia numérica entre los límites líquidos y plásticos, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra el suelo en estado plástico y este depende generalmente de la cantidad de arcilla presente.

Tabla 4. Niveles de plasticidad de los suelos.

Si IP = 0	Si no es posible determinar uno de los dos límites (LL o LP), o si la diferencia es negativa (IP), el suelo se clasifica como No Plástico (NP)
Si IP < 7	El suelo tiene una baja plasticidad
Si 7 < IP < 17	El suelo es medianamente plástico
Si IP > 17	Suelo altamente plástico

Peso específico

Se define como la relación entre el peso de la muestra y el volumen de la muestra.

Este al relacionarse con el peso específico del agua es llamado densidad relativa la cual es importante en mecánica de suelos debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros. Además es posible obtener el peso específico de una muestra granular mediante la siguiente correlación.

$$\gamma = (94 + 0.15LL) * 16.0184 \frac{kg}{m^3}$$

Resistencia

En el estudio de las propiedades mecánicas de un suelo hay que considerar en general tres clases de esfuerzos: de compresión (que tienden a disminuir el

volumen del material); de tensión (que tienden a crear fractura en el material) y cortantes (que tienden a desplazar una parte de suelo con respecto a las otras). De acuerdo con esta clasificación el suelo puede presentar resistencia a la compresión y resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia a la tensión en cambio puede desprejarse como consecuencia, aquellas estructuras o parte de estructuras que han de experimentar tensiones no se construyen con material de suelo sino con otro material para ello apropiado, tales como concreto armado o el acero.

Designación ASTM

Creada en 1898, ASTM Internacional (Sociedad Americana para la Prueba de Materiales), es una de las mayores organizaciones en el mundo que desarrollan normas voluntarias por consenso, aplicables a los materiales, productos, sistemas y servicios. Los miembros de ASTM, que representan a productores, usuarios, consumidores, el gobierno y el mundo académico de más de 100 países, desarrollan documentos técnicos que son la base para la fabricación, gestión y adquisición, y para la elaboración de códigos y regulaciones.

Tabla 5. Designaciones estándar utilizadas en el estudio

Pruebas	Designación A.S.T.M
Prueba de penetración estándar y muestreo de suelos (SPT)	D 1586 – 99
Clasificación de suelo en campo	D 2488 – 00
Granulometría por tamizado	D 422 – 63(1998)
Humedad in situ	D 2216 – 98
Limites de Atterberg	D 4318 – 00
Clasificación de suelos en laboratorio (SUCS)	D 2487 – 00
Resistividad eléctrica	D 6431 - 99

Penetración estándar y muestreo de suelos

El SPT es una prueba in situ que consiste en determinar el número de golpes (N), necesario para hincar un toma muestra partido estándar una longitud de

305mm(1 pie), mediante un martillo con un peso de 63.5kg (140lb) y 762mm(30pulg) de altura de caída.

El SPT es el que brinda mejores resultados en la práctica y proporciona una información útil en torno al subsuelo, no solo en lo referente a la descripción sino también en cuanto a la resistencia del suelo.

En suelo friccionante la prueba permite conocer la compacidad o densidad relativa de los estratos. En suelos cohesivos la prueba permite obtener una idea de la resistencia a la compresión simple, además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas del suelo, también el valor de N es útil para obtener otros parámetros geotécnicos mediante correlaciones, como la carga admisible del suelo y asentamientos en suelos granulares.

El muestreo de los suelos granulares con el toma muestras partido produce cambios intensos en sus estructuras originales e imposibilita la correcta determinación de las propiedades físicas mediante pruebas de laboratorio para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, al convertir el proceso de hincar el toma muestras en el terreno mediante el ensayo de penetración estándar (SPT).

Equipo utilizado en el SPT

- Martillo con peso de 63.5 kg.
- Guía
- Barras de perforación
- Toma muestras partido estándar
- Polea
- Trípode
- Motor y malacate

Procedimiento de campo en la prueba de penetración estándar

Previo al ensayo se deberá armar el equipo y cerciorarse de que se encuentra vertical, el conjunto toma muestras, guía, martillo. Posteriormente se procede como sigue:

1. Hincar el toma muestras mediante energía proporcionada por el martillo, este dispositivo puede ser manual o mecánico.
2. Realizar este hincado hasta que el muestreador haya penetrado una distancia de 45 cm, registrando el número de golpes de martillo requeridos para cada 15 cm de intervalo. El ensayo se detiene, si más de 50 golpes son requeridos para cualquiera de los intervalos, o si más de 100 golpes totales son requerido. A cualquiera de estos eventos se les conoce como rechazo, éste debe registrarse en el reporte de la perforación.
3. Calcular el valor de N mediante la suma del conteo de golpes en los últimos 30 cm de penetración. El conteo para los primeros 15 cm es tomado para propósitos de referencia, pero no es usado para el cálculo de N, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del proceso utilizado durante la ejecución del sondeo (el fondo del agujero probablemente está disturbado por el proceso de perforación, y puede estar cubierto con suelo suelto que cae de los lados del agujero).
4. Sacar el toma muestra del SPT examinando su contenido, el cual aunque está disturbado, frecuentemente es suficiente para observar características de los estratos del subsuelo. Extraer la muestra de suelo, guardarla, sellarla y enviarla al laboratorio.
5. Perforar el agujero hasta la profundidad del siguiente ensayo. Repetir del paso 1 al 5 hasta la profundidad a ser investigada.

Criterios para la estimación de cantidad y profundidad de sondeos

El número, localización y profundidad apropiada para las perforaciones depende de varios factores, incluyendo los siguientes:

- Si el perfil de suelo es errático, u homogéneo en el lugar.
- Sí la estructura necesitará una cimentación superficial o profunda.
- Cuán crítica es la estructura ¿Qué consecuencia produciría la falla de la cimentación?

En nuestro país, la poca importancia que se le da a los estudios y la informalidad, juegan un papel adverso a los proyectos, lo que requiere una actitud muy clara de los ingenieros.

El número de sondeos a realizar está determinado por el espaciamiento entre éstos y la extensión del proyecto.

Resultados de estudios realizados.

Al efectuar los sondeos se tomó un registro continuo de muestras del sub-suelo, extrayéndose estas en la medida de la dureza del sub-suelo, y ejecutándose a la vez la prueba normal de penetración estándar de acuerdo con el Método ASTM-D-1586-85.

Las muestras extraídas de los sondeos se clasificaron visualmente y al tacto en el campo, en el laboratorio se seleccionaron cuatro (4) muestras típicas a las que se le efectuaron las pruebas necesarias para su identificación definitiva de acuerdo al método de clasificación ASTM D 2487.

▪ Método de Muestreo y Ensayes

Las muestras de los sondeos fueron extraídos con la Cuchara Normal al momento de la ejecución de la prueba SPT (ASTM 1586-85). En los ensayos de laboratorio de los suelos se emplearon los métodos ASTM siguientes:

Tabla 5. Métodos ASTM

ENSAYES DE LABORATORIO	DESIGNACION A.S.T.M.
Granulometría	A.S.T.M. C 136 Y C117
Limites de Atterberg	A.S.T.M. D 4318
Clasificación de suelos para fines de Ingeniería	A.S.T.M. D 2487
Humedad Natural	A.S.T.M. D2216

PROYECTO ALAMIKAMBA

El estudio se realizó exactamente del Empalme Alamikamba-Rosita, 250 metros al oeste, en el área donde se proyecta la construcción de una torre de telefonía celular.

▪ Características del Sub-Suelo

Estratigrafía

En el sondeo se encontraron suelos arcillosos típicos de la zona. Desde la superficie del terreno hasta una profundidad de 3.84 metros se presenta un potente estrato de textura arcillosa con grava de mediana plasticidad, con coloración café, grisácea y café claro, tiene clasificación **(CL)**. Estos suelos tienen un límite líquido que va de 42 a 49% e índice plástico que va de 24 a 27% y sus partículas pasan de 80 a 84% por el tamiz No. 4 y de 75 a 85% por el tamiz No. 200.

Subyaciendo hasta el final de sondeo se encuentra un estrato de limo arcilloso con grava de alta compresibilidad, **(MH)**, color rojizo. Estos suelos tienen un límite líquido de 56% e índice plástico de 23% y sus partículas pasan por el tamiz No.4 y 82% por el tamiz No. 200. Cabe destacar que toda el área de estudio se encuentra bastante saturada de agua superficialmente.

En el laboratorio se realizó un ensaye triaxial con esfuerzo confinante de de **0.5 1.0 y 1.5 kg/cm²** según el método A.S.T.M. D 2850 para obtener los parámetros físico-mecánicos que se presentan a continuación:

Tabla 6. Parámetros físico-mecánicos (Alamikamba)

Parámetros medidos	Resultados
Peso Volumétrico al 95% Proctor Estándar, (kg/cm ³)	1,820.00
Angulo de fricción Interna (grados)	20.00
Cohesión, C (kg/cm ²)	1.30
Contenido de Humedad Natural, (%)	28.50

Resistencia a la Penetración Estándar (S.P.T)

La resistencia a la penetración estándar (SPT) encontrado en el sondeo a partir de la superficie hasta los 3 pies de profundidad demuestran que el suelo presenta una condición de baja compactad, con valores de 4 a 10 golpes/pie, seguidamente y hasta el final del sondeo las condiciones del sub-suelo aumentan con la profundidad a condiciones que van de medianamente compacta a compacta s con valores promedios aproximados de 28 y mas de 50 golpes/pie.

A las profundidades exploradas no se encontró el Nivel Freático. La humedad natural del suelo encontrada en los sondeos varió de **27.2 a 40.1%**.

▪ Análisis de las condiciones de Cimentación y Recomendaciones

Con los resultados de la prueba de penetración estándar (SPT) y aplicando la teoría de Meyerhof, se obtuvo la capacidad soporte en las profundidades de desplante que se indican en los cuadros siguientes.

Tabla 7. Capacidad soporte del suelo (Alamikamba)

No. Sondeo	1
Profundidad de Desplante, pie(mts) *	5(1.52)
N, Golpes profundidad Activa, N	28
Capacidad Admisible, kg/cm ²	1.71
Capacidad Recomendada kg/cm ²	1.50

*La profundidad de Desplante, está referida a la superficie del terreno existente al momento de la ejecución de los sondeos.

Recomendaciones.

Se recomienda el uso de sistema de losa de Cimentación

- 1- Considerando el alto índice de plasticidad que presenta el subsuelo a la profundidad de desplante indicada, se recomienda desplantar a través de una cimentación estructural rígida, tipo losa de cimentación que actúe como una sola unidad integral con el objetivo de evitar asentamientos diferenciales, a una profundidad mínima de **5 pies(1.5metros)** medida con respecto a la superficie del terreno existente al momento de la ejecución de los sondeos.

- 2- Tomando en consideración que el área de estudio desde la superficie del terreno hasta el final del sondeo presentan potentes estratos de suelos arcillosos de mediana plasticidad y limos arcillosos, de alta compresibilidad, los cuales son muy inestables, se recomienda previa a la colocación de la losa de cimentación, estabilizar el sub-suelo con cemento Portland, conformando una capa de transición la deberá tener un espesor de por lo menos **0.80 metros**. Para tal efecto se deberá excavar el suelo natural y luego colocar e su lugar mezclado homogéneamente con cemento de humedad optima. Este material deberá colocarse a partir del fondo de la excavación que es de 2.30 metros hasta 1.50 metros en capas, cuyo espesor suelto no exceda 20 centímetros y compactarlo a un mínimo de 95% de la Densidad Máxima obtenida por medio de la prueba A.S.T.M D-698. La cantidad de cemento a utilizar es de 2 sacos por metro cubico de material suelto.

- 3- La presión admisible del suelo que se recomienda para el diseño de las fundaciones de la estructura una vez mejorado el sub-suelo es de 1.5 kg/cm^2 . Esta presión proporciona un adecuado factor de seguridad contra fallas de valor soporte del terreno y garantiza además que los

asentamientos diferenciales no excederán valores perfectamente tolerables para la estructura.

- 4- El peso volumétrico encontrado en la muestra del suelo arcilloso es de $1,820 \text{ kg/cm}^3$
- 5- El ángulo de fricción interna del sub-suelo es de 20 grados
- 6- La Cohesión es de 1.30 kg/cm^2 .
- 7- Se recomienda utilizar como material de relleno para las fundaciones, el subsuelo excavado estabilizado con cemento Portland , el cual deberá mezclarse homogéneamente a humedad optima con cemento y luego colocarlo a capas cuyo espesor suelto no exceda 20 centímetros de material y compactarlo a un mínimo de 95% de la densidad máxima obtenida por medio de la prueba A.S.T.M. D-698. La cantidad de cemento a utilizar es de **1.5 sacos** de cemento por metro cubico de material seco suelto.

PROYECTO CERRO URBITE- ISLA DE OMETEPE

El Estudio se realizo en el área donde se proyecta la construcción de una torre de telefonía celular, ubicada en el cerro Urbite , Isla de Ometepe.

▪ Características del Sub-Suelo

Estratigrafía

Los suelos encontrados en el sondeo a partir de la superficie del terreno hasta una profundidad de **1.70 metros** corresponden a un estrato de textura arcillosa con arena y grava color café oscuro, que tiene clasificación **(CL)**. Estos suelos tiene limite liquido de de 28% e índice plástico de 9% y sus partículas pasan 75% por el tamiz No.4 y 51% por el tamiz No. 200.

Estos suelos se encuentran mezclados con bolones medianos y grandes que afloran en la superficie del terreno.

Subyaciendo a una profundidad de **2.74 metros** se encuentra depuesto un estrato de limo arenoso de baja compresibilidad, mezclada con bolones medianos y grandes, con clasificación (**ML**) y coloración café grisácea. Estos suelos tienen características de compacidad no plásticas y sus partículas pasan de 89 a 93% por el tamiz No. 4 y de 50 a 59% por el tamiz No. 200.

Desde una profundidad de **2.74 metros** hasta el final de sondeo se presenta un estrato de grava limosa café, mezclada con bolones grandes con clasificación (**GM**). Estos suelos tienen características de compacidad No-Plásticas y sus partículas pasan 62% por el tamiz No. 200.

En condiciones de laboratorio se realizó un Ensaye Triaxial en muestra de suelos arcilloso con arena y grava, reproducida al 95% Proctor Estándar que es la densidad con que se deberá compactar el material en el sitio del proyecto.

Seguidamente se fabricaron (3) probetas para efectuar el ensaye Triaxial con esfuerzo confinante de **0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm²**, según el método A.S.T.M D 2850 para obtener los parámetros físico-mecánicos que se presentan a continuación.

Tabla 8. Parámetros físico-mecánicos (Urbaite)

PARAMETROS MEDIDOS	RESULTADOS
Peso Volumétrico al 95% Proctor Estándar, (kg/cm ²)	1830
Angulo de fricción Interna (grados)	25
Cohesión, C (kg/cm ²)	1.70
Contenido de Humedad Natural, (%)	18.5

Resistencia a la Penetración Estándar (S.P.T)

La resistencia a la penetración estándar (SPT) encontrado en el sondeo a partir de la superficie hasta los 9 pies de profundidad demuestran que el suelo presenta una condición de mediana compacidad, con valores de 15 a 27 golpes/pie, seguidamente y hasta el final del sondeo las condiciones del subsuelo aumentan con la profundidad a condiciones que van de compacta a muy compacta con valores promedios aproximados de 42 y más de 100 golpes/pie.

A las profundidades exploradas no se encontró el Nivel Freático. La humedad natural del suelo encontrada en los sondeos varió de **13.13 a 17.3%**

▪ Análisis de las condiciones de Cimentación y Recomendaciones

Con los resultados de la prueba de penetración estándar (SPT) y aplicando la teoría de Meyerhof, se obtuvo la capacidad soporte en las profundidades de desplante que se indican a continuación:

Tabla 9. Capacidad soporte del suelo (Urbaite)

No. Sondeo	1
Profundidad de Desplante, pie(mts)	5(1.52)
N, Golpes profundidad Activa, N	21
Capacidad Admisible, kg/cm ²	1.50
Capacidad Recomendada kg/cm ²	1.50

Recomendaciones.

Se recomienda el uso de sistema de zapatas aisladas.

1. Se recomienda desplantar con zapatas aisladas, a una profundidad mínima de 3 metros, medida con respecto a la superficie del terreno al momento de realizara el sondeo.

2. La presión Admisible del suelo que se recomienda para el diseño de las fundaciones de la estructura, una vez mejorado el subsuelo, es de 2.50 kg/cm^2 . Esta presión proporciona un adecuado factor de seguridad contra fallas del valor soporte del terreno, y garantiza además que los asentamientos diferenciales no excedan valores tolerables para las estructuras.
3. El Peso Volumétrico encontrado en la muestra de suelo arcilloso es de **$1,823 \text{ kg/cm}^3$** .
4. El ángulo de fricción interna del sub-suelo es de **25 grados**.
5. La Cohesión es de **1.70 kg/cm^2** .

Análisis de cargas en la torre

El diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras lo rigen principalmente el momento de volteo y la capacidad de carga del suelo, por lo que es de suma importancia tomar en cuenta el efecto que ejerce el viento sobre ella.

La estructura a construirse es una torre autosoportada de acero de 60 metros de altura, de sección triangular, y dependiendo del sitio deberá tolerar velocidades de viento diferentes, debido de la variación regional.

La torre que se construirá en el cerro Urbaite localizado en la Isla de Ometepe requiere una velocidad de viento de 100 MPH; y para la que se construirá en Alamikamba (RAAN) es necesaria una velocidad de 145 MPH.

La importancia que tiene la influencia de la fuerza del viento en el diseño de cimentaciones de este tipo requiere de parámetros y normas especiales que son considerados en el análisis estructural de una torre, como el Manual de Diseño por viento de la Comisión Federal de Electricidad y las Normas

Generales para la Implantación de Sitios ENITEL(NCTADT), por lo que se requiere de un completo y exhaustivo análisis.

El presente estudio abarca exclusivamente el diseño de cimentaciones, por tanto para efectos prácticos y tomando en cuenta las características de las torres correspondientes, investigamos los valores más críticos que se obtienen en el diseño de este tipo de estructuras, tales como las reacciones en los apoyos.

Basándonos en análisis estructurales para una velocidad de viento de 145 MPH y considerando los resultados más críticos, proponemos los siguientes valores, como base para el diseño de cimentación Alamikamba.

Elementos Mecánicos sin Factorar

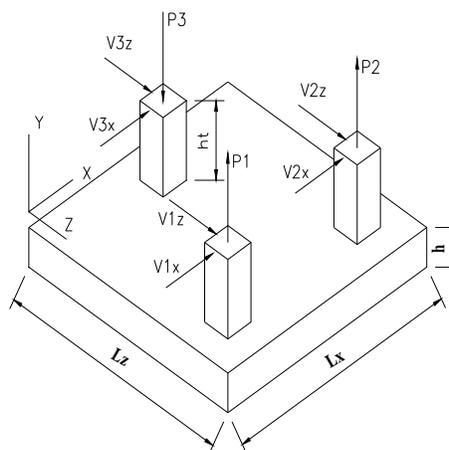
Elementos Mecánicos Factorados ACI 9.2.1

CM + CV + CViento

CM + 1.0CV + 1.3CViento

- P₁** = -67.21 Ton
- V_{x1}** = 7.22 Ton
- V_{z1}** = -6.29Ton
- P₁** = -67.24 Ton
- V_{x1}** = -7.25 Ton
- V_{z1}** = -6.23 Ton
- P₁** = 150.96 Ton
- V_{x1}** = 0.03Ton
- V_{z1}** = -20.72 Ton

- P₁** = -87.95 Ton
- V_{x1}** = 9.43 Ton
- V_{z1}** = -8.2 Ton
- P₁** = -87.98 Ton
- V_{x1}** = -9.47 Ton
- V_{z1}** = -8.2Ton
- P₁** = 195.68 Ton
- V_{x1}** = 0.04Ton
- V_{z1}** = -26.89 Ton



Nota: Se permite usar **1.3CViento** en lugar de **1.6CViento** en las cuando la carga por viento **CViento** no haya sido reducida por un factor de direccionalidad.

Tomando las mismas consideraciones, para una torre con una velocidad de viento de 100MPH, proponemos los siguientes valores, como base para el diseño de cimentación Cerro Urbaite.

Elementos Mecánicos sin Factorizar

CM + CV + CViento

P = 150.96Ton

T = 139.95Ton

V_{x1} = 20.72Ton

V_{z1} = 0.03Ton

Elementos Mecánicos Factorizados ACI 9.2.1

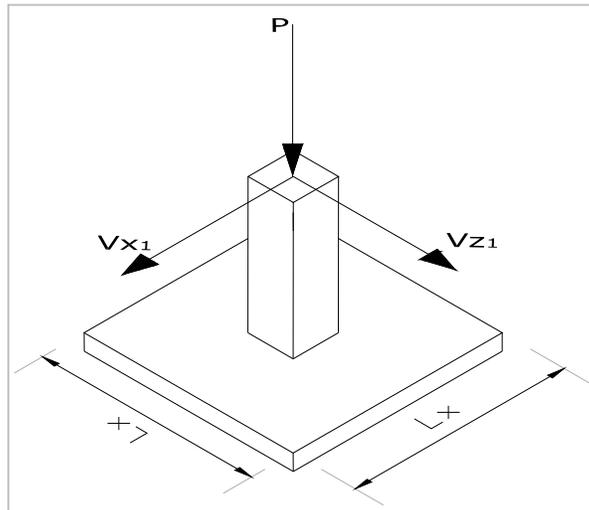
CM + 1.0CV + 1.3CViento

P_u = -87.95 Ton

T_u = -87.95 Ton

V_{ux1} = 9.43 Ton

V_{uz1} = -8.2 Ton



Diseño de Fundaciones

Para el Diseño de Fundaciones de Torres de telefonía celular, se tomaran en cuenta todos aquellos elementos de juicio que respondan a las cargas de servicio de una manera efectiva.

Los valores de cargas y análisis se realizaran de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 2007) y el American Concrete Institute (ACI 2005).

Habiendo recopilado toda la información referente a los estudios realizados y teniendo definidos los criterios de diseño, se presenta a continuación el procedimiento de cálculo estructural de los elementos involucrados en el diseño de fundaciones para torres de telefonía celular.

I. Generalidades del diseño:

Para realizar el diseño se definieron los valores de resistencia al rotura (f'_c) y peso específico del concreto (γ_c), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), peso específico (γ_T) y presión admisible del terreno (Q_{adm}), estos últimos obtenidos a través de los estudios de mecánica de suelos realizados previamente.

II. Dimensiones de la fundación:

Seguidamente se procedió a definir las dimensiones de la fundación, las cuales fueron asumidas a criterio del diseñador.

III. Cargas de la torre

En este punto se definen las cargas provenientes de la superestructura, tomando en cuenta las combinaciones más críticas de diseño según lo indica el

reglamento nacional de la construcción (RNC 07) en su artículo 15.

Tabla 10. Combinaciones de carga (RNC 07)

Diseño por método de esfuerzos permisibles	Diseño por método de resistencia última
CM + Ps + (Pz ó 0.7(Fs))	1.4(CM)
0.6(CM) + Pz + Ps	1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)
0.6(CM) + 0.7(Fs) + Ps	1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV
CM + CV + Ps ó Pz	1.2(CM) + Fs + CV
	0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)
	0.9(CM) + Fs + 1.6(PS)

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga máxima

Fs = Fuerza Sísmica horizontal

Pz = Carga ó presión de viento

Ps = Carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel

IV. Peso de la cimentación

Su cálculo contempla el peso de la zapata, el pedestal y el suelo. Para ello es necesario únicamente realizar una operación aritmética.

$$\text{Area} * \text{altura} * \text{peso específico}$$

V. Peso total de diseño.

Este corresponde a la acción del peso de la cimentación más la sobrecarga aplicada por la superestructura.

VI. Momento por fuerzas laterales.

Resulta de multiplicar la fuerza lateral aplicada en una dirección conocida, por su brazo de giro. Para ello se utilizan principios básicos de Estática.

VII. Presión actuante.

Para llevar a cabo este cálculo es necesario determinar en primera instancia la existencia de cargas excéntricas.

$$e = \frac{M}{P}$$

La revisión de la capacidad de carga del terreno y de diseño se realizara por el método de plastificación total o áreas reducidas. Se considera que este método reproduce mejor la situación que se presenta cerca de la falla y es la que conviene adoptar para el diseño de cimentaciones:

$$q_{\max} = \frac{P}{(a - 2e)(b - 2e)}$$

Donde el área de la losa de la zapata calculada es reducida a cada lado dos veces el valor de la excentricidad, definida como el cociente del Momento de volteo y el peso total.

La presión actuante sobre el suelo (q_{\max}) deberá ser siempre menor que la presión admisible.

Las cargas de la estructura que se deben tener en cuenta para esta ecuación, corresponden a cargas de servicio (no factoradas).

VIII. Presión máxima de diseño ($q_{m\acute{a}x}$)

Se sigue el procedimiento indicado en el punto VII con la diferencia que para el presente caso se trabaja con cargas últimas (factoradas).

IX. Resistencia al levantamiento (U_P)

Se debe asumir que las fundaciones excavados y acampanados resisten la fuerza de levantamiento mediante sus pesos propios más el peso de todo el suelo encerrado dentro de un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° respecto de la vertical. Si hay un aumento de sección en la parte inferior de la fundación la base del cono será la base de la fundación o, caso contrario, en ausencia del aumento de sección, la base del cono será la parte superior de la base de la fundación.

Las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$(W_r / 2.0) + (W_c / 1.25) \geq U_P$$

$$(W_r + W_c) / 1.5 \geq U_P$$

Donde:

W_r : Peso de la cuña de extracción.

W_c : Peso de la estructura de concreto (zapata y pedestal)

U_P : Máxima fuerza de levantamiento ó tracción aplicada.

X. Revisión por deslizamiento

Se verifica que la resultante de las fuerzas laterales (V_{x1}) no supere la fuerza de retención (f_{rt}) debida a la fricción entre la cimentación y el suelo; y la acción del empuje pasivo de tierras en la parte baja de la zapata.

$$f_{rt} = f_r + f_z + f_p$$

$$f_r = F_y * C_f \quad f_z = \frac{\sigma * h^2 * L}{2 * H_f} \quad f_p = \frac{\left[\left(\frac{\sigma}{H_f} * h + \sigma \right) * (H_f - h) * b_x \right]}{2}$$

$$F_y = (W_r + P_z + P_p) - T$$

Donde:

f_{rt} = Fuerza de retención debida a la fricción y el empuje pasivo.

f_r = Resistencia a la fricción entre la cimentación y el suelo

f_z = Resistencia al empuje pasivo en la zapata

f_p = Resistencia al empuje pasivo en el pedestal

F_y = Resultante de fuerzas verticales

C_f = Coeficiente de fricción

σ = Empuje pasivo máximo

Considerando como mínimo un factor de seguridad al deslizamiento de 2.0, se establece lo siguiente:

$$FS = \frac{f_{rt}}{V_{X1}} > 2.00$$

En la siguiente tabla se muestran los coeficientes de fricción de deslizamiento para el concreto en dependencia del tipo de suelo:

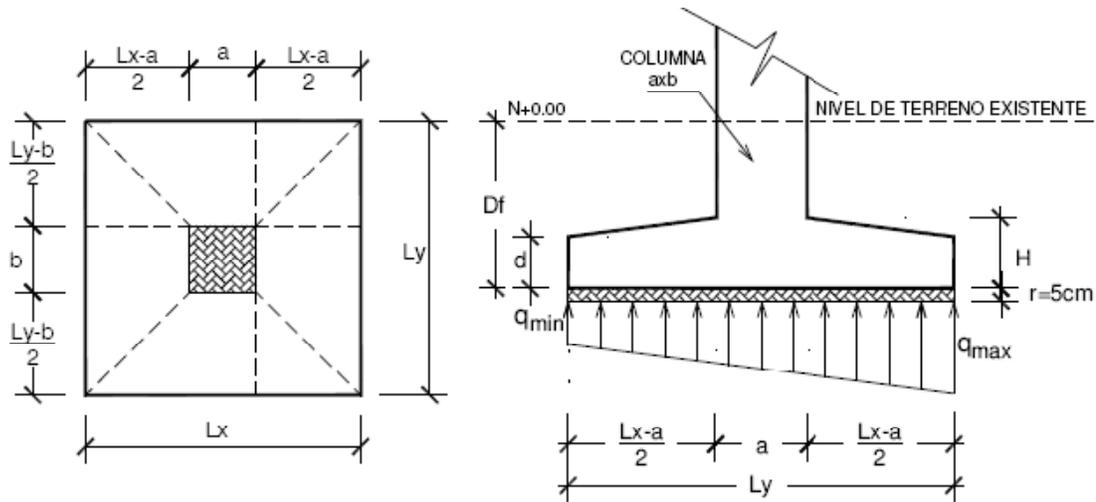
Tabla 11. Coeficientes de fricción por deslizamiento

Tipo de suelo	C_f
Suelos granulares sin limo	0.55
Suelos granulares con limo	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie rugosa	0.65

XI. Diseño por flexión

En el diseño de elementos estructurales, se debe buscar el mayor efecto producto de las fuerzas internas, por ello determinar el momento flector máximo es imprescindible. Para lograrlo se sigue lo siguiente:

- i. La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.



- ii. Porcentaje de acero

Se deben determinar los límites de los índices de refuerzo para conocer el tipo de falla que presenta el elemento puesto que se conocen dos clases de las mismas: falla a compresión y falla a tensión.

El punto de inflexión entre estos extremos de falla de los elementos, es la falla balanceada, la cual ocurre cuando simultáneamente, el acero alcanza su esfuerzo de fluencia y en el concreto se presenta la deformación máxima útil en compresión (ϵ_c), que vale 0.003. El porcentaje de acero para la falla balanceada se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y}$$

Donde:

ρ_b = Porcentaje de acero balanceado

f_c'' = Esfuerzo uniforme de la sección

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

β_1 = Factor de reducción por flexión

$$f_c'' = 0.85f_c^*$$

$$f_c^* = 0.80f_c'$$

Donde:

f_c^* = Medida de la resistencia del concreto en la estructura

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.80\sqrt{f_c'}}{f_y}$$

Una disminución en la temperatura con respecto a la existente cuando la losa se funde, particularmente en estructuras sometidas a la intemperie, puede tener un efecto similar al de la retracción de fraguado. Es decir, la losa tiende a contraerse y, si está restringida para hacerlo, se generan esfuerzos internos de tensión.

Puesto que el concreto es débil a tensión, es muy probable que estos esfuerzos de temperatura y de retracción de fraguado produzcan agrietamiento. Las grietas de esta naturaleza no son perjudiciales, siempre y cuando su tamaño se limite a lo que se conoce como *grietas capilares*; esto puede lograrse colocando refuerzo en la losa para contrarrestar la contracción y para distribuir uniformemente las grietas. A medida que el concreto tiende a contraerse, este refuerzo resiste la contracción y, en consecuencia, queda sometido a compresión. La retracción total en una losa reforzada de esta manera es menor que la de una losa sin refuerzo; además, cualesquiera que sean las grietas que

se formen, éstas serán de menor ancho y estarán uniformemente distribuidas gracias a la presencia del refuerzo.

Sin embargo, debido a que la contracción ocurre igualmente en todas las direcciones, es necesario proporcionar refuerzo especial para limitar la contracción por retracción de fraguado y temperatura en dirección perpendicular a la del refuerzo principal. Este acero adicional se conoce como refuerzo para *temperatura o retracción de fraguado, o acero de repartición*.

El refuerzo para los esfuerzos de retracción de fraguado y temperatura en dirección perpendicular a la del refuerzo principal, debe colocarse en cualquier losa estructural donde el refuerzo principal se coloca sólo en una dirección. El Código ACI 7.12.2 recomienda que el área del refuerzo de retracción y temperatura debe proporcionarse para satisfacer al menos, las siguientes cuantías brutas, pero de ningún modo las barras de refuerzo deben colocarse a un espaciamiento mayor que cinco veces el espesor de la losa o 18 pulg. Ni la cuantía de acero debe ser menor que 0.0014.

**Cuantías mínimas de refuerzo
para temperatura y retracción en losas**

Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 40 ó 50	0.0020
Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 60 o mallas electrosoldadas de alambón (liso o corrugado)	0.0018
Losas donde se utilice refuerzo con resistencia a la fluencia por encima de 60,000 lb/pulg ² medida a una deformación de fluencia de 0.35%	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$

iii. Momento flector máximo

La siguiente ecuación es aplicable a calculo de momento flector de zapatas aislada. Para conocer los detalles de esta y la aplicación en losas de fundación consultar la sección IV de anexos.

$$M_{\text{máx}} = \frac{q_u * x_c^2}{2}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = Momento flector máximo

q_u = Presión de diseño

x_c^2 = Longitud de sección crítica

iv. Cálculo del área de acero requerida

$$M_{\text{máx}} = \phi f'_c b_w d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \rho b_w d$$

Donde:

b_w = Ancho de franja de diseño, igual a 100cm

d = Peralte efectivo

ω = Índice de refuerzo

ρ = Porcentaje de acero requerido

A_s = Area de acero requerida

v. Distribución de refuerzo

$$\text{No. varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ varilla}}$$

$$A_s \text{ varilla} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Separación} = \frac{L}{\text{No. varillas}}$$

XII. Revisión por cortante.

Además de cumplir con las exigencias por flexión, las fundaciones deben poseer una seguridad contra la rotura prematura producida por la tracción diagonal en el hormigón, resultante de la combinación de los esfuerzos cortantes y de la tensión longitudinal de flexión.

Los requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S – 05) señalan en su sección 11.12 lo siguiente:

La resistencia al cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

¹Comportamiento como viga ancha (corte en una dirección) en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse se extienden en un plano a través su ancho total. Si esta condición es la más severa, el diseño a cortante puede realizarse de acuerdo a los artículos 11.1 a la 11.5.

El artículo 11.3.2 indica que se permite calcular la resistencia al cortante V_c mediante el método más detallado para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión de la siguiente manera:

$$V_c = \phi \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 175 \rho \frac{V_u * d}{M_{m\acute{a}x}} \right) b_w * d \quad \text{Sección 11.3.2.1}$$

Donde:

V_c = Resistencia a cortante.

Φ = Factor de reducción por cortante.

f'_c = Resistencia a la rotura del concreto.

ρ = Porcentaje de acero por flexión.

La resistencia a cortante (V_c) no deberá ser mayor que:

$$V_{cr} = 0.93(\sqrt{f'_c})b_w * d$$

Sección 11.3.2.1

Se debe tener en cuenta que las tres variables de la ecuación de resistencia al cortante, $\sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a la tracción del concreto), ρ , y $Vud/M_{m\acute{a}x}$ afectan la resistencia al cortante.

El valor mínimo de μ igual a Vud en la ecuación sirve para limitar V_c cerca de los puntos de inflexión.

A pesar de que el corte en una dirección rara vez determina la resistencia al corte de una zapata, se debe verificar que no se supere la resistencia al corte correspondiente a corte en una dirección.

²Comportamiento en dos direcciones en donde se debe verificar la resistencia al corte por punzonado. La sección crítica para el corte por punzonado es un perímetro b_o alrededor del elemento apoyado, y la resistencia al corte se calcula de acuerdo con el artículo 11.12.2.1. Allí se indica que para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$a) \quad V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

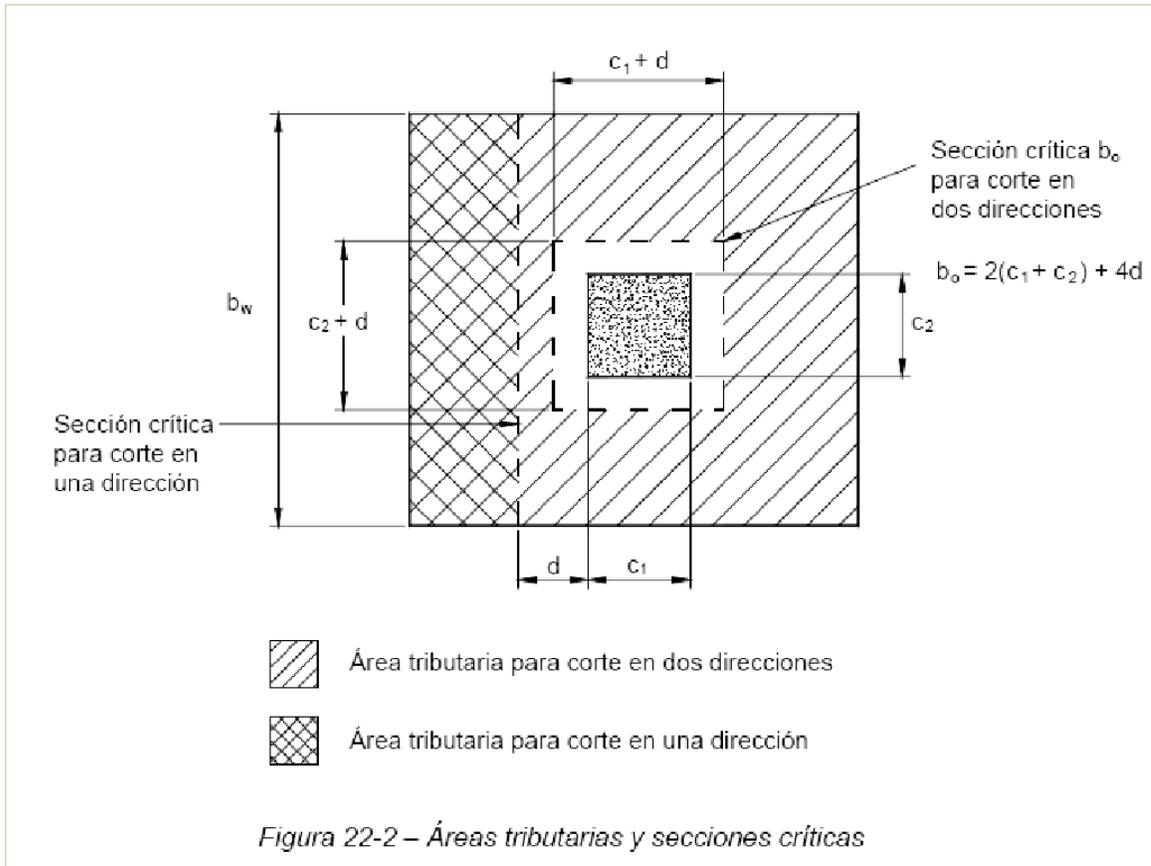
Donde; β es la relación del lado largo al lado corto del pedestal.

$$b) \quad V_c = 0.27 \Phi \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde; α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$c) \quad V_C = 1.10 \Phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

En la siguiente figura se ilustran las áreas tributarias y las correspondientes secciones críticas para corte en una y dos direcciones para el caso de una zapata aislada.



i. Esfuerzos de corte

Cuando deben transferirse momentos significativos de la losa a las columnas, como los que resultan de las cargas horizontales producidas por viento o por efectos sísmicos, el esfuerzo cortante en la sección crítica no presenta una distribución uniforme.

Cuando la carga por viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, una fracción $\gamma_f M_u$ del momento no balanceado debe ser transmitido por flexión de acuerdo con la sección 13.5.3 del ACI318S-05. El resto del momento no balanceado dado por $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en el punto XIII, donde:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f)$$

Donde:

γ_v = Fracción de momento transmitido por excentricidad de cortante.

γ_f = Fracción de momento transmitido por flexión.

El esfuerzo de cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en el punto XIII.

El esfuerzo de cortante mayorado máximo actuante puede calcularse a partir de:

$$\frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} C_{xx}}{J_{cx}} + \frac{\gamma_{vz} M_{uz} C_{zz}}{J_{cz}}$$

Donde:

V_u = Cortante que actúa en la sección crítica.

A_c = Área de concreto de la sección crítica.

M_{ux} ; M_{uz} = Momento mayorado no balanceado

C_{xx} ; C_{zz} = Distancias del centroide a las respectivas caras de la sección

J_{cx} ; J_{cz} = Propiedad de la sección crítica análoga al momento polar de inercia

El esfuerzo cortante resistente, será el menor entre (a),(b),y (c).

$$a) \quad V_c = 0.27 \Phi \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c}$$

donde; β es la relación del lado largo al lado corto del pedestal.

$$b) \quad V_c = 0.27 \Phi \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c}$$

donde; α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$c) \quad V_c = 1.10 \Phi \sqrt{f'_c}$$

XIII. Armadura en pedestal

Para revisar la armadura de refuerzo del pedestal se debe cumplir lo siguiente:

Se debe evaluar si el pedestal de análisis, se comporta como columna esbelta o columna corta.

¹Para que un elemento que se comporte como columna esbelta, la relación largo- altura debe ser mayor que 4 y la fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, no debe exceder $0.1 * f'_c * A_g$. De cumplirse las condiciones anteriores, se sigue el siguiente procedimiento para llevar a cabo la revisión del refuerzo:

- i. Cuando por análisis se requiere refuerzo de tracción, el área de acero proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de: ²

$$A_s = \frac{3 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

1. ACI 318S – 05 (art. 21.3.1.1 y 21.3.1.2)
2. ACI 318S – 05 (art. 10.5.1)

Pero no menor que: $A_{s,min} = \frac{200}{f_y} b_w d$

- ii. Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

$$A_{s,min} = 0.01 * A_g$$

Sección 10.9.1

Para verificar la capacidad del pedestal en compresión se usa la expresión:

$$\phi P_n = 0.80 * (0.85 * \sqrt{f'_c} * (A_g - A_{sf}) + (A_s * F_y))$$

Sección 10.3.5.1

Donde:

ϕP_n = Capacidad del pedestal en compresión

A_g = Área bruta del pedestal

A_{sf} = Área de acero propuesta por flexión

- iii. Revisión por cortante.

La resistencia al cortante se determina según lo indicado en la sección 11.3.1 del ACI, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = 0.55 \sqrt{f'_c}$$

Sección 11.3.1.1

Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.55 * \left(1 + \frac{P_u}{2000 * A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

Sección 11.3.1.2

Cuando el pedestal se comporte como columna corta la revisión del refuerzo se realizara por el método de superficies de carga recomendado en las notas del reglamento ACI 318 – 05, en el capítulo 7 (Diseño por flexión y carga axial).

La aplicación de este caso se verá en el diseño de la losa de cimentación.

Presupuesto de la Obra

Una vez elaborado el diseño de las cimentaciones, se procedió a calcular los alcances de obra, para la presentación del presupuesto correspondiente. Ver capítulo VII de este documento.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO VII

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

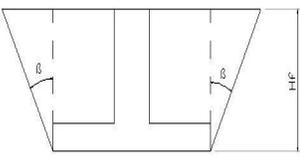
DISEÑO DE CIMENTACIONES

- Zapata aislada
- Losa de cimentación

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

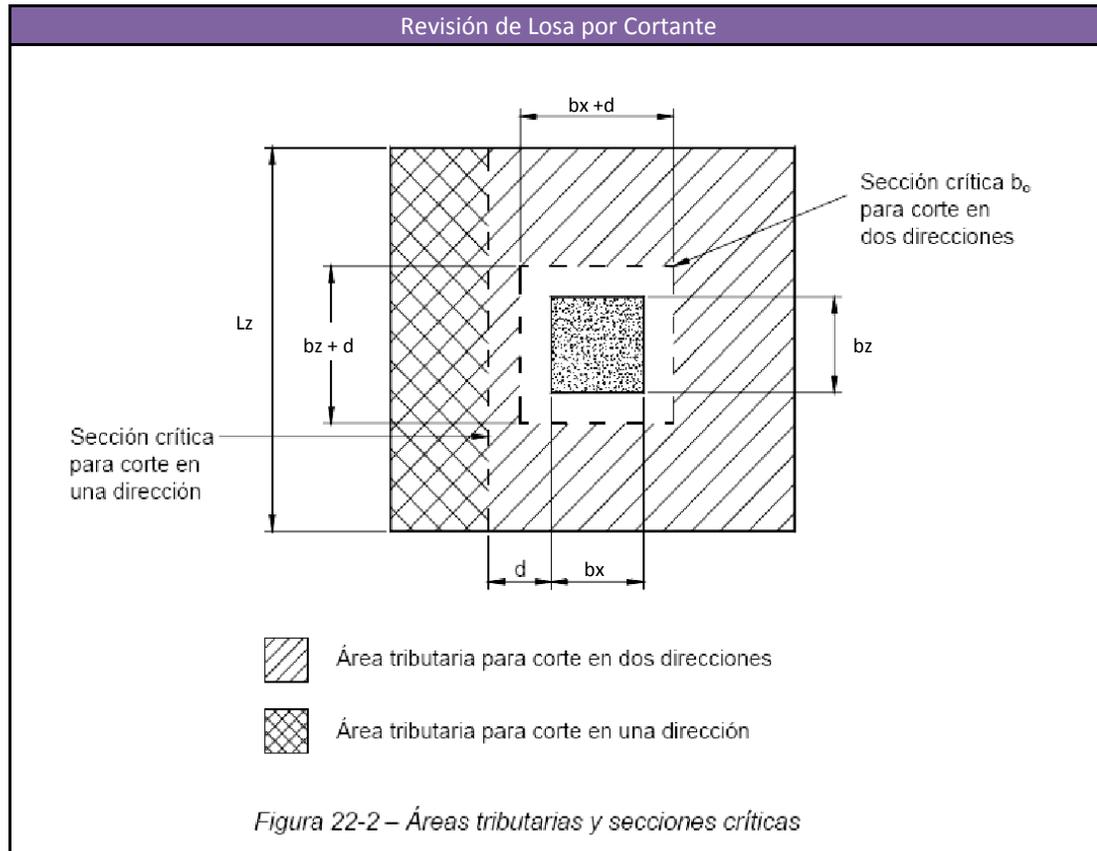
Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

Diseño de cimentación			
Zapata aislada			
Reglamento ACI 318S - 05			
Datos Generales			
Concreto		Suelo	
f_c	2500 ton/m ²	γ_r	1.6 ton/m ³
f_y	28000 ton/m ²	Q_{adm}	25 ton/m ²
γ_c	2.4 ton/m ³	H_f	3.5 m
Estructura			
Zapata		Pedestal	
Ancho (B) :	3.70 m	Ancho (bx) :	0.80 m
Largo (L) :	3.70 m	Largo (bz) :	0.80 m
Peralte (h) :	0.40 m	Altura (hp) :	3.40 m
Recubrimiento (r) :	0.08 m	Relleno (hr) :	3.10 m
Peralte efectivo (d) :	0.32 m	Alt. superior (f):	0.30 m
Combinaciones de carga			
Carga de servicio		Carga última	
P	111.88 ton	Pu	144.99 ton
T	103.16 ton	Tu	134.57 ton
V_{x_1}	11.19 ton	V_{ux_1}	14.52 ton
V_{z_1}	0.01 ton	V_{uz_1}	0.01 ton

Peso de cimentación			
Zapata:			
Area (Az) :	B x L	13.69 m ²	
Peso (Pz) :	Az x h x γ_c	13.14 ton	
Pedestal:			
Area (Ap) :	b _x x b _z	0.64 m ²	Pcim = Pz + Pp + Pr 83.09 ton
Peso (Pd) :	Ap x h _p x γ_c	5.22 ton	
Relleno:			
Area (Ar) :	Az - Ap	13.05 m ²	
Peso (Pr) :	Ar x h _r x γ_r	64.73 ton	
Peso total de diseño			
Carga de servicio		Carga última	
Pt =	194.97 ton	Pu =	244.70 ton
Momento por fuerzas laterales			
Carga de servicio		Carga última	
M _{x1} =	42.52 ton - m	M _{ux1} =	55.18 ton - m
M _{z1} =	0.04 ton - m	M _{uz1} =	0.00 ton - m
Presión en el terreno (q_o)			
ex =	M _{x1} / Pt	0.22 m	Condición $q_o < q_a$ 16.15 < 25 ok
ez =	M _{z1} / Pt	0.00 m	
q_o =	$\frac{Pt}{(B-2ex)*(L-2ez)}$	16.15 ton/m ²	
Presión de diseño ($q_{m\acute{a}x}$)			
ex =	M _{ux1} / Pu	0.23 m	Condición $q_{m\acute{a}x} < q_a$ 20.36 < 25 ok
ez =	M _{uz1} / Pu	0.00 m	
$q_{m\acute{a}x}$ =	$\frac{Pu}{(B-2ex)*(L-2ez)}$	20.36 ton/m ²	
Peso de cuña de extracción			
β =	30°		
W _r =	$\left[\frac{H_f}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 * A_2}) - B * L * h - b_x b_z h_r \right] * \gamma_r$		
A ₁ =	59.91 m ²		
W _r =	178.90 ton		
			
Revisión por levantamiento (Resistencia a la tensión)			
U _p =	$\frac{W_R}{2} + \frac{W_c}{1.25}$	104.14 ton	Tsuelo > T 104.14 > 103.16 ok
Tsuelo =	$\frac{(W_R + W_c)}{1.50}$	131.51 ton	

Revisión por deslizamiento		
Fricción		
Area de contacto =	13.69 m ²	
Coef. Fricción =	0.45	
Resultante Fuerzas verticales (Fy)	(Wr+Pz+Pp) - T	94.11 ton
Resistencia por fricción (fr)	Fy * Cf	42.35 ton
Resistencia por empuje pasivo		
Cp =	2.561	
σ =	Cp*γr*Hf	14.34 ton / m ²
fz =	$\frac{\sigma h^2 L}{2Hf}$	1.21 ton
f _p =	$\frac{\left[\left(\frac{\sigma}{Hf} \cdot h + \sigma \right) \cdot (Hf - h) \cdot b_x \right]}{2}$	19.82 ton
Resistencia pasiva total		
f _{rt} =	f _r +f _z +f _p	63.38 ton
Factor de seguridad		
FS	>	2.00
5.66	>	2.00
		ok
Diseño de Losa por Flexión		
Diseñar para 1.00 metro de zapata		
Factor de reducción por flexión (β ₁) :		0.85
Xc =	$\frac{(L - bx)}{2}$	1.45 m
Zc =	$\frac{(B - bz)}{2}$	1.45 m
Porcentaje de acero:		
f''c =	0.85f'c	212.50 kg/cm ²
ρ _b =	$\frac{f_c''}{f_y} \times \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y}$	0.04398
ρ _{máx} =	0.75 ρ _b	0.0330
ρ _{min} =	$\frac{0.80\sqrt{f_c'}}{f_y}$	0.00452
		ok
	ρ	> ρ _{min}
	0.00645	> 0.00452
		ok
	ρ	< ρ _{máx}
	0.00645	< 0.0330
		ok

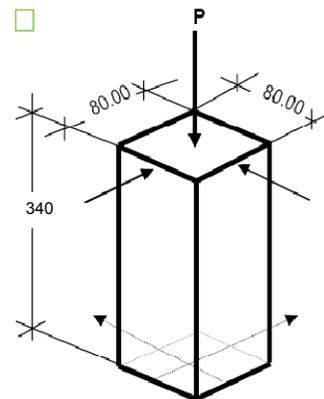
Análisis en dirección X.		
$q_{cim} =$	$\frac{P_{cim}}{Az}$	6.07 Ton/m ²
Presion de diseño (q_u) =	$q_{m\acute{a}x} - q_{cim}$	14.29 Ton/m ²
$M_{m\acute{a}x} =$	$\frac{q_u x_c^2}{2}$	15.02 Ton-m
$\phi f'_c b d^2 =$		23619600.00
$M_{m\acute{a}x} =$	$\phi f'_c b d^2 * \omega(1 - 0.59\omega)$	
$\omega =$		0.07225
$\rho =$	$\frac{\omega f'_c}{f_y}$	0.00645
Cuantia de acero		
$A_s =$	$\rho b d$	20.90 cm ²
$A_{smin} =$	ρ_{bh}	8.00 cm ²
Lecho inferior:		
Proponiendo: Acero No. 8	$A_{svarilla} =$	5.07 cm ²
No. varillas =	$\frac{A_s}{A_{svarilla}}$	15.26 varillas
Separación inf =	$\frac{L}{No. varillas}$	0.24 m
Lecho superior:		
Proponiendo: Acero No. 5	$A_{svarilla} =$	1.98 cm ²
No. varillas =	$\frac{A_s}{A_{svarilla}}$	16.50 varillas
Separación inf =	$\frac{L - 2x}{No. varillas}$	0.20 m
$x =$	$h \times \tan(\beta)$	0.20 m



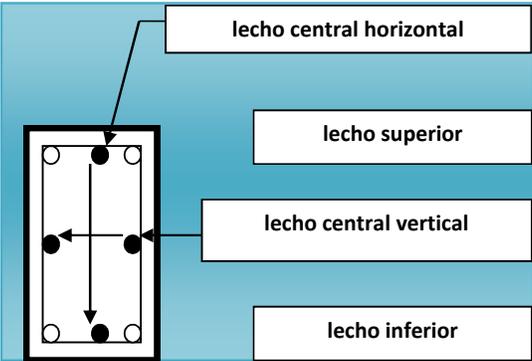
Cortante en una dirección		
$L_{1X} =$	$\frac{L_x - b_x}{2} - d$	1.13 m
$L_{1Z} =$	$\frac{L_z - b_z}{2} - d$	1.13 m
Cortante en dirección X:		
$V_u =$	$q_u * L_{1X} * bw$	16.09 ton
$V_{ud}/M_{máx} =$		0.35
$V_c =$	$\varphi(0.5(f'_c)^{0.5} + 175\rho \frac{V_{ud}}{M_{máx}})bd$	20.16 kg
$V_{Cr} =$	$0.93(\sqrt{f'_c})b_w * d$	47.64 Ton
Cortante en dirección Z:		
$V_u =$	$q_u * L_{1Z} * bw$	16.09 ton
$V_{ud}/M_{máx} =$		0.35
$V_c =$	$\varphi(0.5(f'_c)^{0.5} + 175\rho \frac{V_{ud}}{M_{máx}})bd$	20.16 kg
$V_{Cr} =$	$0.93(\sqrt{f'_c})b_w * d$	47.64 Ton
		Condición $V_c > V_u$ 20.16 > 16.09 Cumple, por tanto no se requiere esfuerzo por tensión diagonal o por cortante
		Condición $V_c > V_u$ 20.16 > 16.09 Cumple, por tanto no se requiere esfuerzo por tensión diagonal o por cortante

Cortante en dos direcciones		
Cx =	bx + d	1.12 m
Cz =	bz + d	1.12 m
bo =	2(Cx + Cz)	4.50 m
Ac =	bo x d	1.46 m ²
Cortante Actuante:		
Vu =	Pu - qu (Cx Cz)	126.94 Ton
Mu =	Vux ₁ * hp	49.37 Ton - m
Cortante Resistente:		
$\beta = \frac{b_x}{b_z}$		1.00
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$		279.85 Ton
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{40 * d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$		227.73 Ton
$V_c = 1.10\Phi \sqrt{f'_c} b_o d$		172.74 Ton
Rige: $V_c = 1.10\Phi \sqrt{f'_c} b_o d$		172.74 Ton
$V_{cr} = 0.93 (\sqrt{f'_c}) b_o * d$		214.20 ton
Condición		
Vc > Vu		
172.74 > 126.94		
OK! No se requiere refuerzo por cortante		
Esfuerzos de corte		
Transmisión de momento. Dirección X		
Fracción de momento transmitido (γ_{vx})		
$\gamma_{vx} =$	$1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_x}{C_z}}}$	0.4
Momento polar de inercia		
d Cx ³ =		46009,121.82 cm ⁴
Cx d ³ =		3822,973.98 cm ⁴
Cxx =	Cx / 2	56.20 cm
Jcx =	$\frac{2(C_x * d^3)}{12} + \frac{2(d * C_x^3)}{12} + 2(d * C_x) \left(\frac{C_x}{2}\right)^2$	31309,910 cm ⁴
Transmisión de momento. Dirección Z		
Fracción de momento transmitido (γ_{vz})		
$\gamma_{vz} =$	$1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_z}{C_x}}}$	0.4
Momento polar de inercia		
d Cz ³ =		46009,121.82 cm ⁴
Cz d ³ =		3822,973.98 cm ⁴
Czz =	Cz / 2	56.20 cm
Jcz =	$\frac{2(C_z * d^3)}{12} + \frac{2(d * C_z^3)}{12} + 2(d * C_z) \left(\frac{C_z}{2}\right)^2$	31309,910 cm ⁴

Esfuerzo Actuante: $v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} C_{xx}}{J_{cx}} + \frac{\gamma_{vz} M_{uz} C_{zz}}{J_{cz}}$		12.26 kg/cm ²	Condición $V_c > v_u$ 13.04 > 12.26 OK! El concreto no fallará
Esfuerzo Resistente: $\beta = \frac{b_x}{b_z}$		1.00	
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c}$		19.21 kg/cm ²	
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c}$		15.63 kg/cm ²	
$V_c = 1.1\Phi \sqrt{f'_c}$		13.04 kg/cm ²	
Rige: $V_c = 1.1\Phi \sqrt{f'_c}$		13.04 kg/cm²	
Armadura en pedestal			
$P_u < 0.1 * f'_c * A_g$		160 ton	ok
Diseño por flexión			
$M_u = V_{ux1} * h_p$		49.368 ton-m	
$d_{\text{efectivo}} = b_x - r$		0.724 m	
Calculo de refuerzo			
$M_u = \Phi f'_c b d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$			
$\Phi f'_c b d^2$		117939600	
$\omega = \frac{-0.84746 * \left[\sqrt{\Phi f'_c b d^2 - 2.36 M_{max}} - \sqrt{\Phi f'_c b d^2} \right]}{\sqrt{\Phi f'_c b d^2}}$			
$\omega =$		0.042947053	
$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y}$		0.003834558	
Rige 1.33 ρ calculado		0.0051	
$A_s = \rho b d$		36.92 cm ²	
Refuerzo por temperatura			
$A_s = \rho b d$		14.48 cm ²	
Refuerzo por flexión			
f_c		3551.6058 psi	
f_y		39777.98496 psi	
b_w		39.37 in	
d		28.50 in	
$A_s = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$		32.54088949 cm ²	
$A_{s,min} = \frac{200}{f_y} b_w d$		36.40204504 cm ²	
Area de acero de diseño		36.92	cm²



Acero propuesto por flexión				
	lecho superior	lecho central vertical	lecho central horizontal	lecho inferior
no barras	4	4	4	4
Varilla #	8	8	8	8
Area acero	20.27	20.27	20.27	20.27
				81.07



Usar pedestal de 80 x 80 cm con 16 varillas # 8

Diseño por compresión		
As,min =	$\rho * A_g$	64 cm ²
Revisión de la capacidad del pedestal en compresión		
$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$	1255.821517 ton	cumple!!!

Diseño por cortante		
Esfuerzo cortante último	$V = \frac{V_{ux1}}{0.85 * b_x * d_{efec}}$	2.95 kg/cm ²
Capacidad de concreto a cortante	$V_c = 0.55\sqrt{f'_c}$	8.70 kg/cm ² cumple!!!!
Compresión axial	$V_c = 0.55 * \left(1 + \frac{P_u}{2000 * A_g}\right)\sqrt{f'_c}$	8.79 kg/cm ² cumple!!!!
El pedestal no requiere estribos sin embargo se propone lo siguiente:		
Usar estribos de acero # 4 @ 20cm		

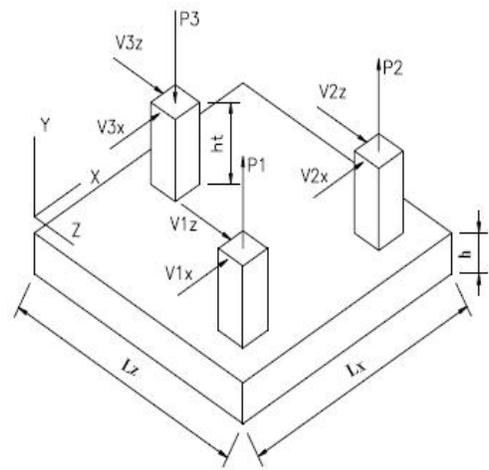
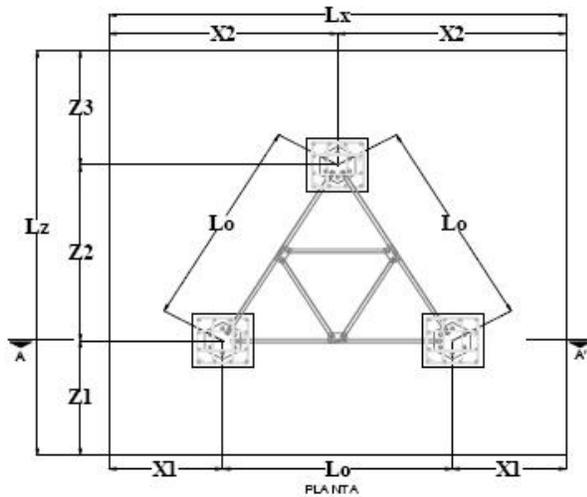
Nota:		
Separación máxima de estribos	$S_1 = \frac{d}{2}$	36.2 cm
	$S_2 =$	60 cm

Diseño de cimentación
Losa de fundación
 Reglamento ACI 318S - 05

Datos Generales

Concreto		Suelo	
f_c	2500 ton/m ²	γ_r	1.82 ton/m ³
f_y	28000 ton/m ²	Qadm	15 ton/m ²
γ_c	2.4 ton/m ³	Hf	2.00 m

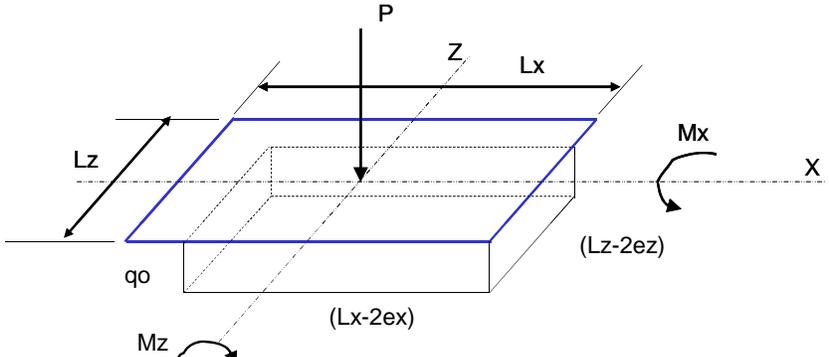
Estructura



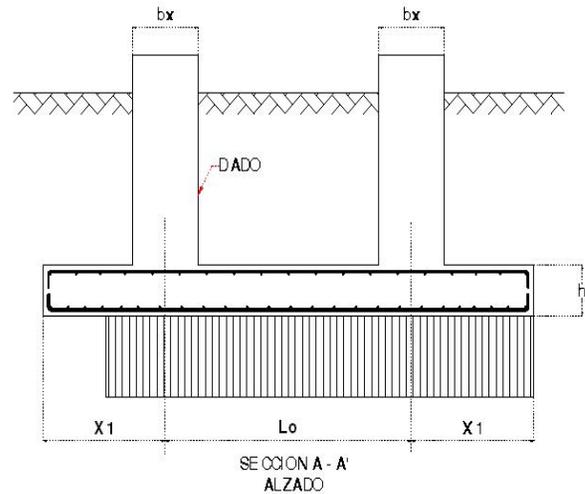
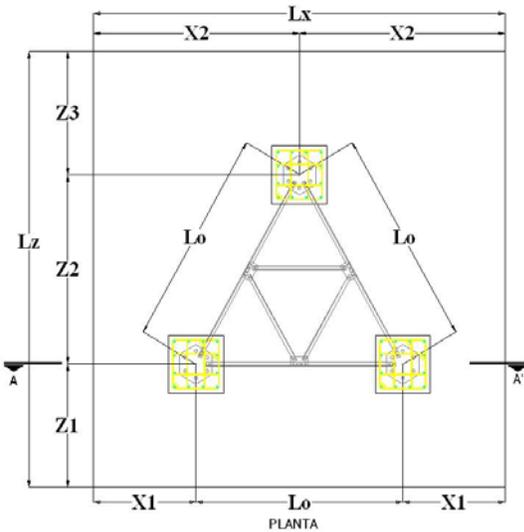
Losa		Pedestal	
Ancho (L_z) :	10.00 m	Ancho (b_x) :	1.10 m
Largo (L_x) :	10.00 m	Largo (b_z) :	1.10 m
Peralte (h) :	0.60 m	Altura (h_p) :	1.70 m
Recubrimiento (r) :	0.09 m	Relleno (h_r) :	1.40 m
Peralte efectivo (d) :	0.51 m	Alt. superior (f) :	0.30 m

Distancia entre pedestales			
X_1	1.25 m	Z_1	1.75 m
X_2	5.00 m	Z_2	6.50 m
L_o	7.50 m	Z_3	1.75 m

Combinaciones de carga			
Resistencia admisible		Resistencia ultima	
CM + CV + Ps ó Pz		1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV	
P ₁	-67.21 ton	Pu ₁	-87.95 ton
V _{X1}	7.22 ton	Vux ₁	9.43 ton
V _{Z1}	-6.29 ton	Vuz ₁	-8.2 ton
P ₂	-67.24 ton	Pu ₂	-87.98 ton
V _{X2}	-7.25 ton	Vux ₂	-9.47 ton
V _{Z2}	-6.23 ton	Vuz ₂	-8.12 ton
P ₃	150.96 ton	Pu ₃	195.68 ton
V _{X3}	0.03 ton	Vux ₃	0.04 ton
V _{Z3}	-20.72 ton	Vuz ₃	-26.89 ton
P ₀ =	16.51 ton	Pu ₀ =	19.75
Peso de cimentación			
Losa			
Area (Az) :	Lx x Lz	100 m ²	
Peso (Pz) :	Az x h x γc	144.00 ton	
Pedestal:			Pcim = Pz + Pp + Pr 404.36 ton
Area (Ap) :	bx x bz	1.21 m ²	
Peso (Pd) :	(Ap x hp x γc) x 3	14.81 ton	
Relleno:			
Area (Ar) :	Az - (3 x Ap)	96.37 m ²	
Peso (Pr) :	Ar x hr x γr	245.55 ton	
Peso total de diseño			
Carga de servicio		Carga última	
Pt =	420.87 ton	Pu =	504.98 ton
Momento Resistente			
Carga de servicio		Carga última	
Mrx =	$Pt * \frac{Lz}{2}$ 2104.36 ton - m	Mrx =	$Pu * \frac{Lz}{2}$ 2524.92 ton - m
Mrz =	$Pt * \frac{Lx}{2}$ 2104.36 ton - m	Mrz =	$Pu * \frac{Lx}{2}$ 2524.92 ton - m
Momento de Volteo			
Carga de servicio			
Volteo alrededor del eje "X"			
$M_{VX} = (P_3 * Z_3) + (P_1 + P_2) * (Z_3 + Z_2) + (\sum V_z) * (h_p + h) =$		920.78 ton - m	Condición Fvx > 2 ok
Fvx =	$\frac{M_{rx}}{M_{vx}}$	2.29	

Volteo alrededor del eje "Z"		
$M_{VZ} = (P_3 * X_3) + P_2(X_1 + L_0) + (P_1 * X_1) + (\sum V_X) * (h_p + h) =$	82.44 ton - m	Condición
$F_{Vz} = \frac{M_{VZ}}{M_{UZ}}$	25.53	Fvz > 2 ok
Carga última		
Volteo alrededor del eje "X"		
$M_{UX} = (R_{U3} * Z_3) + (R_{U1} + R_{U2}) * (Z_3 + Z_2) + (\sum V_{UZ}) * (h_p + h) =$	1207.45 ton - m	Condición
$F_{ux} = \frac{M_X}{M_{UX}}$	2.09	Fux > 2 ok
Volteo alrededor del eje "Z"		
$M_{UZ} = (R_{U3} * X_3) + R_{U2}(X_1 + L_0) + (R_{U1} * X_1) + (\sum V_{UX}) * (h_p + h) =$	98.64 ton - m	Condición
$F_{uz} = \frac{M_Z}{M_{UZ}}$	25.60	Fuz > 2 ok
Presión en el terreno (q_o)		
		
$ex = \frac{M_{vx}}{P_t}$	2.19 m	Condición
$ez = \frac{M_{vz}}{P_t}$	0.20 m	qo < qa
$q_o = \frac{P_t}{(Lx-2ex)*(Lz-2ez)}$	7.79 ton/m ²	7.79 < 15 ok
Presión máxima aplicada sobre el suelo ($q_{máx}$)		
$ex = \frac{M_{ux}}{P_u}$	2.39 m	Condición
$ez = \frac{M_{uz}}{P_u}$	0.20 m	q_{máx} < qa
$q_{máx} = \frac{P_u}{(Lx-2ex)*(Lz-2ez)}$	10.07 ton/m ²	10.07 < 15 ok
ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO (Resumen)		
$q_{máx} =$	10.07	ton/m ²
$P_u =$	504.98	ton
0	1,207.45	ton - m
0	98.64	ton - m

Control de resistencia de la fundación



Factor de reducción (β_1) :	0.85
$L_{1X} = \left(\frac{L_X - b_X}{2}\right) - \frac{d}{2} =$	4.19 m
$L_{1Z} = (L_O - b_Z) - d =$	5.89 m

Porcentaje de acero:

$f''_c =$	$0.85 f'_c$	212.50 kg/cm ²
$\rho_b =$	$\frac{f''_c}{f_y} * \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y}$	0.04398
$\rho_{m\acute{a}x} =$	$0.75 \rho_b$	0.0330
$\rho_{m\acute{i}n} =$	$\frac{0.80 \sqrt{f'_c}}{f_y}$	0.00452

Esfuerzo último de diseño

$q_{cim} =$	$\frac{P_Z}{A_Z} + \frac{P_r}{A_r} =$	3.99 Ton/m ²
$q_u =$	$q_{m\acute{a}x} - q_{cim} =$	6.08 Ton/m ²

Diseño Por Flexión

$L_{2X} =$	$\frac{L_X - b_X}{2}$	4.45 m
$L_{2Z} =$	$L_O - b_Z$	6.40 m

Análisis en dirección X.

$M_{m\acute{a}x} =$	$\frac{q_u * L_{2X}}{2}$	60.23 ton - m	<p>Condición</p> <p>$\rho > \rho_{m\acute{i}n}$</p> <p>0.00973 > 0.00452</p> <p>Ok, Rige ρ calculado</p> <p>$\rho < \rho_{m\acute{a}x}$</p> <p>0.00973 < 0.0330</p> <p>ok</p>
$\phi f'_c b d^2 =$	59051,540.25 kg - cm		
$\omega =$	$\frac{-0.84746 * \left[\sqrt{\phi f'_c b d^2 - 2.36 M_{m\acute{a}x}} - \sqrt{\phi f'_c b d^2} \right]}{\sqrt{\phi f'_c b d^2}}$	0.10901275	
$\rho =$	$\frac{\omega f'_c}{f_y}$	0.00973	
$A_s =$	$\rho b d$	49.86 cm ²	

Lecho inferior:			
Proponiendo: Acero No. 8	$A_{s_{varilla}} =$	5.07 cm ²	Se utilizarán varillas No. 8 @ 10 cm
No. varillas =	$\frac{As}{A_{s_{varilla}}}$	98.41 varillas	
Separación	$\frac{L}{No. varillas}$	0.10 m	
Análisis en dirección Z.			
$M_{m\acute{a}x} =$	$\frac{q_u * L_{22}^2}{12}$	20.76 ton - m	Condición $\rho > \rho_{min}$ 0.00321 > 0.00452 Rige 1.33p calculado $\rho < \rho_{m\acute{a}x}$ 0.00321 < 0.0264 ok
$\omega =$	$\frac{-0.84746 * [\sqrt{\phi f'_c b d^2 - 2.36 M_{m\acute{a}x}} - \sqrt{\phi f'_c b d^2}]}{\sqrt{\phi f'_c b d^2}}$	0.03592516	
$\rho =$	$\frac{\omega f'_c}{f_y}$	0.00321	
$A_s =$	$\rho b d$	21.86 cm ²	
Lecho inferior:			
Proponiendo: Acero No. 8	$A_{s_{varilla}} =$	5.07 cm ²	Se utilizarán varillas No. 8 @ 10 cm
No. varillas =	$\frac{As}{A_{s_{varilla}}}$	43.13 varillas	
Separación	$\frac{L}{No. varillas}$	0.23 m	
Diseño por Temperatura (Lecho superior)			
$A_s =$	$\rho_{min} b d$	12.00 cm ²	Se utilizarán varillas No. 6 @ 20cm (A/D)
Proponiendo: Acero No. 6	$A_{s_{varilla}} =$	2.85	
No. varillas =	$\frac{As}{A_{s_{varilla}}}$	42.10	
Separación inf =	$\frac{L}{No. varillas}$	0.24	
Revisión por cortante			
Cortante en una dirección			
$L_{1X} =$	$\frac{L_x - b_x}{2} - d$	3.94 m	
$L_{1Z} =$	$(L_o - b_z) - 2d$	5.38 m	
Cortante en dirección X:			Condición $V_c > V_u$ 31.71 > 23.95 Cumple, por tanto no se requiere esfuerzo por tensión diagonal o por cortante
$V_u =$	$q_u * L_{1X} * b_w$	23.95 ton	
$V_{ud}/M_{m\acute{a}x} =$		0.20	
$V_c =$	$\phi(0.5(f'_c)^{0.5} + 175\rho \frac{V_{ud}}{M_{m\acute{a}x}}) b d$	31.71 kg	
$V_{Cr} = 0.93(\sqrt{f'_c}) b_w * d$		75.33 Ton	
Cortante en dirección Z:			Condición $V_c > V_u$ 31.53 > 16.35 Cumple, por tanto no se requiere esfuerzo por tensión diagonal o por cortante
$V_u =$	$\frac{q_u * L_{1Z}}{2}$	16.35 ton	
$V_{ud}/M_{m\acute{a}x} =$		0.40	
$V_c =$	$\phi(0.5(f'_c)^{0.5} + 175\rho \frac{V_{ud}}{M_{m\acute{a}x}}) b d$	31.53 kg	
$V_{Cr} = 0.93(\sqrt{f'_c}) b_w * d$		75.33 Ton	

Cortante en dos direcciones		
Cx =	bx + d	1.61 m
Cz =	bz + d	1.61 m
bo =	2(Cx + Cz)	6.45 m
Ac =	bo x d	3.30 m ²
Cortante Actuante:		
Vu =	Pu - qu (Cx Cz)	179.87 Ton
Mu =	Vux ₁ * hp	45.71 Ton - m
Cortante Resistente:		
$\beta = \frac{b_x}{b_z}$		1.00
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$		634.71
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{40 * d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$		547.70
$V_c = 1.10\Phi \sqrt{f'_c} b_o d$		391.80
Rige: $V_c = 1.10\Phi \sqrt{f'_c} b_o d$		391.80
$V_{Cr} = 0.93 (\sqrt{f'_c}) b_o * d$		485.83
Condición		
Vc > Vu		
391.80 > 179.87		
OK! No se requiere refuerzo por cortante		
Esfuerzos de corte		
Transmisión de momento dirección "X"		
Fracción de momento transmitido (γ_{vx})		
$\gamma_{vx} =$	$1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_x}{C_z}}}$	0.4
Momento polar de inercia		
d Cx ³ =		214714,768.87 cm ⁴
Cx d ³ =		21677,985.51 cm ⁴
Cxx =	Cx / 2	80.62 cm
Jcx =	$\frac{2(C_x * d^3)}{12} + \frac{2(d * C_x^3)}{12} + 2(d * C_x) \left(\frac{C_x}{2}\right)^2$	146756,177 cm ⁴
Transmisión de momento. Dirección "Z"		
Fracción de momento transmitido (γ_{vz})		
$\gamma_{vz} =$	$1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_z}{C_x}}}$	0.4
Momento polar de inercia		
d Cz ³ =		214714,768.87 cm ⁴
Cz d ³ =		21677,985.51 cm ⁴
Czz =	Cz / 2	80.62 cm
Jcz =	$\frac{2(C_z * d^3)}{12} + \frac{2(d * C_z^3)}{12} + 2(d * C_z) \left(\frac{C_z}{2}\right)^2$	146756,177 cm ⁴

Esfuerzo Actuante:		
$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{UX} C_{XX}}{I_{CX}} + \frac{\gamma_{vz} M_{UZ} C_{ZZ}}{I_{CZ}}$		6.45 kg/cm ²
Esfuerzo Resistente:		
$\beta = \frac{b_x}{b_z}$	1.00	<p style="text-align: center;">Condición</p> <p style="text-align: center;">V_c > v_u</p> <p style="text-align: center;">11.86 > 6.45</p> <p style="text-align: center;">OK! El concreto no fallará</p>
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c}$	19.21 kg/cm ²	
$V_c = 0.27\Phi \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c}$	16.58 kg/cm ²	
$V_c = 1.1\Phi \sqrt{f'_c}$	11.86 kg/cm ²	
Rige : $V_c = 1.1\Phi \sqrt{f'_c}$	11.86 kg/cm²	



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO VIII

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

PRESUPUESTO DE OBRA

- Zapata aislada
- Losa de cimentación

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACION URBAITE

Codigo	Concepto	Unidad	cantidad	Costo unitario			Costo total			Costo total
				Material y equipo	Mano de obra	Transporte	Material y equipo	Mano de obra	Transporte	
1.0	Preliminares									14,819.00
1.1	Construcción de bodega	m ²	30.00	334.00	40.00	33.50	10,020.00	1,200.00	1,005.00	12,225.00
1.2	Desmonte de terreno por medios manuales: Destronque de arbustos y arboles , retiro de material fuera de obra, extracción de capa vegetal.	m ²	126.00		6.00		-	756.00	-	756.00
1.3	Trazo y nivelación del terreno, incluye trazo del terreno dejando referencias, nivelación de anclas para colocación de torre, se considera visita de cuadrilla.	Glb	1.00	908.00	600.00	330.00	908.00	600.00	330.00	1,838.00
2.0	Fundaciones									349,937.46
2.1	Excavacion. Incluye desalojo de material	m ³	146.62		340.00		-	49,849.95	-	49,849.95
2.2	Plantilla de concreto	m ³	0.68	384.00	330.00		262.85	225.89	-	488.73
2.3	Zapata									
2.3.1	Acero de refuerzo en la zapata	kgs	3247.02	15.82	5.20	0.91	51,367.86	16,884.50	2,954.79	71,207.15
2.3.2	Concreto de 250 kg/cm2 en la zapata	m ³	16.43	1,656.53	300.00	2,397.37	27,213.47	4,928.40	39,383.99	71,525.87
2.4	Pedestal									
2.4.1	Acero de refuerzo en el pedestal	kgs	1499.90	15.82	5.20	0.91	23,728.48	7,799.50	1,364.91	32,892.89
2.4.2	Formaleta de pedestal	m ²	32.64	448.25	82.50	147.06	14,630.88	2,692.80	4,800.04	22,123.72
2.4.3	Anclaje de pernos para torre	Glb	1.00		1,200.00		-	1,200.00	-	1,200.00
2.4.4	Concreto de 250 kg/cm2 de pedestal	m ³	7.20	1,656.53	300.00	2,397.37	11,922.25	2,159.14	17,254.16	31,335.54
2.5	Relleno y compactación con material selecto	m ³	159.00	179.96	100.00	152.83	28,613.64	15,900.00	24,299.97	68,813.61
2.6	Limpieza final	Glb	1.00		500.00		-	500.00	-	500.00
	Total Costos directos									C\$ 364,756.46
	Total Costos Indirectos									C\$ 46,746.00
	Sub total 1									C\$ 411,502.46
	Impuesto IVA (15%)									C\$ 61,725.37
	Impuesto municipal (1%)									C\$ 4,115.02
	Sub total 2									C\$ 477,342.86
	Imprevistos (3%)									C\$ 14,320.29
	Total									C\$ 491,663.14

PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACION ALAMIKAMBA

Codigo	Concepto	Unidad	cantidad	Costo unitario			Costo total			Costo total
				Material y equipo	Mano de obra	Transporte	Material y equipo	Mano de obra	Transporte	
1.0	Preliminares									15,760.00
1.1	Construcción de bodega	m ²	30.00	334.00	40.00	59.30	10,020.00	1,200.00	1,779.00	12,999.00
1.2	Desmonte de terreno por medios manuales: Destronque de arbustos y arboles , retiro de material fuera de obra, extracción de capa vegetal.	m ²	126.00		6.00		-	756.00	-	756.00
1.3	Trazo y nivelación del terreno, incluye trazo del terreno dejando referencias, nivelación de anclas para colocación de torre, se considera visita de cuadrilla.	Glb	1.00	908.00	600.00	497.00	908.00	600.00	497.00	2,005.00
2.0	Fundaciones									723,641.12
2.1	Excavacion. Incluye desalojo de material	m ³	205.00		140.00		-	28,700.00	-	28,700.00
2.2	Plantilla de concreto	m ³	5.00	384.00	330.00		1,920.00	1,650.00	-	3,570.00
2.3	Losa									
2.3.1	Acero de refuerzo en la losa	kgs	12839.40	15.82	5.20	0.38	203,119.31	66,764.88	4,878.97	274,763.16
2.3.2	Formaleta de losa	m ²	24.00	379.04	82.50	48.15	9,096.96	1,980.00	1,155.60	12,232.56
2.3.3	Concreto de 250 kg/cm2 en la losa	m ³	60.00	1,696.00	300.00	1,910.12	101,760.00	18,000.00	114,607.20	234,367.20
2.4	Pedestal									
2.4.1	Acero de refuerzo en el pedestal	kgs	1434.89	15.82	5.20	0.74	22,699.93	7,461.42	1,061.82	31,223.16
2.4.2	Formaleta de pedestal	m ²	7.92	2,150.88	82.50	283.85	17,034.97	653.40	2,248.09	19,936.46
2.4.3	Anclaje de pernos para torre	Glb	1.00		1,200.00		-	1,200.00	-	1,200.00
2.4.4	Concreto de 250 kg/cm2 de pedestal	m ³	7.20	1,746.24	300.00	1,820.99	12,579.45	2,161.12	13,117.93	27,858.50
2.5	Relleno y compactación con material selecto	m ³	176.00	202.78	100.00	204.55	35,689.28	17,600.00	36,000.80	89,290.08
2.6	Limpieza final	Glb	1.00		500.00		-	500.00	-	500.00
	Total Costos directos						414827.896	149226.818	175346.411	C\$ 739,401.12
	Total Costos Indirectos									C\$ 46,746.00
	Sub total 1									C\$ 786,147.12
	Impuesto IVA (15%)									C\$ 117,922.07
	Impuesto municipal (1%)									C\$ 7,861.47
	Sub total 2									C\$ 911,930.66
	Imprevistos (3%)									C\$ 27,357.92
	Total									C\$ 939,288.58



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO IX

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

CONCLUSIONES

- Conclusiones
- Recomendaciones

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

CONCLUSIONES

El presente trabajo es una contribución al aprendizaje de los estudiantes ya que se presentó de forma didáctica el análisis y diseño de cimentaciones, adaptando el procedimiento convencional de análisis de cimentación a los requerimientos especiales de acuerdo al tipo de construcción.

Presentamos los conceptos necesarios para entender los parámetros que rigen el diseño, así como los que nos permiten mayor entendimiento del suelo como elemento imprescindible en la construcción, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos a lo largo del curso.

RECOMENDACIONES

Es necesario tener en cuenta que el método de diseño varía dependiendo de las características de la estructura y del suelo y queda a criterio del diseñador siempre que se cumplan con los reglamentos establecidos.

Cabe recalcar la importancia de realizar el estudio de suelo para cualquier tipo de construcción, ya que el iniciar cualquier obra sin su respectivo estudio es uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería, en el caso del análisis y diseño de cimentaciones, es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra debajo de ella.



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO X

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

BIBLIOGRAFIA

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

BIBLIOGRAFIA

- Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 2007)
- American Concrete Institute (ACI 318-05)
- Cálculos de Estructuras de cimentaciones / J. Calavera - - 4ta Ed.
- Mecánica de suelos y cimentaciones / Carlos Crespo Villalaz - - 5ta Ed.
- Normas Estructurales para torres y estructuras de acero para antenas - - TIA/EIA-222-F



Lider en Ciencias y Tecnología

CAPITULO XI

“Diseño y Análisis de Cimentaciones de Torres de Telefonía Celular”

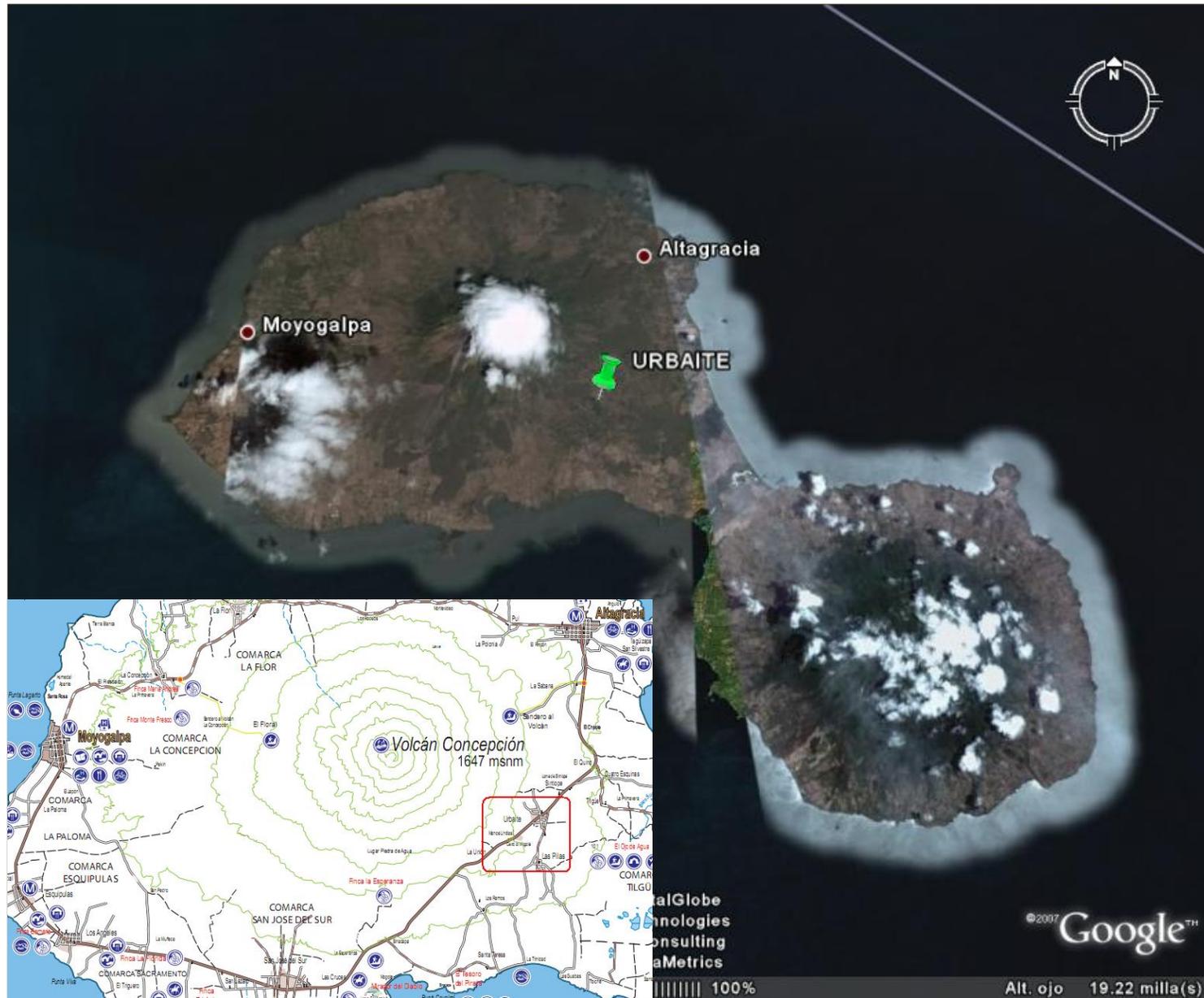
ANEXOS

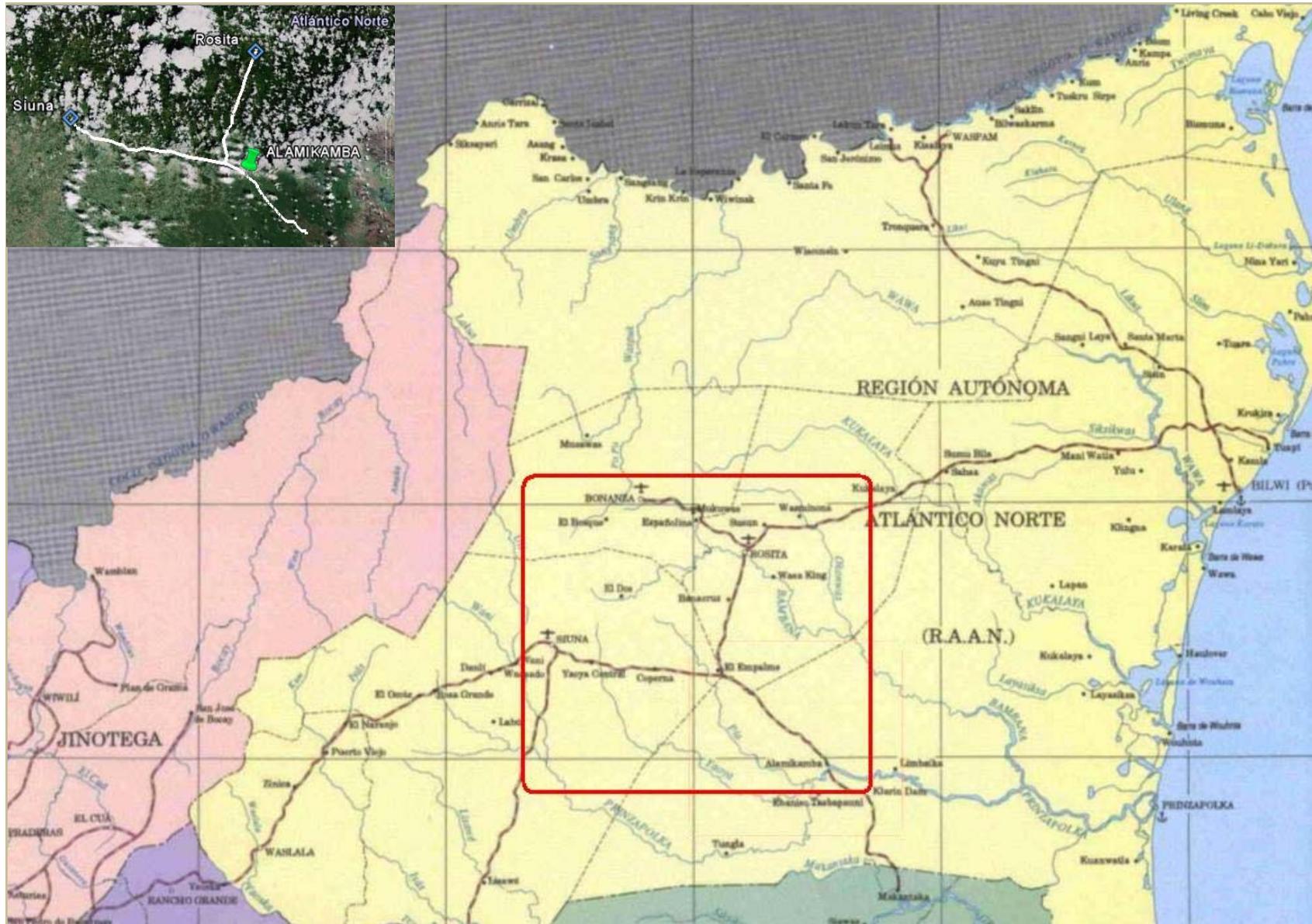
- Planos de ubicación
- Tablas de estudios geotécnicos de suelos
- Planos de fundaciones
- Fotos
- Glosario

Bra. Karelia María Martínez Zambrana.

Bra. Verania Itzmara Lira Corrales.

PLANO DE UBICACIÓN





TABLAS DE MECÁNICA DE SUELOS

RESULTADOS DE ENSAYOS DE SUELO

ALAMIKAMBA - RAAN

Sondeo No.	Prof. (pies)	Muestra No.	% Que pasa Tamiz No. 3/4	% Que pasa Tamiz No. 1/4	% Que pasa Tamiz No. 4	% Que pasa Tamiz No. 10	% Que pasa Tamiz No. 40	% Que pasa Tamiz No.200	LL %	IP %	% G	% A	% F	Clasificación S.U.C.S	Descripción
1	0' 0"-5' 6"	1	-	88	75	68	57	51	28	9	15	24	51	CL	ARCILLA CON ARENA Y GRAVA,COLOR CAFÉ OSCURO MEZCLADA CON BOLONES
1	5' 6"-7' 6"	2	-	94	89	78	62	50	NP	NP	11	39	50	ML	LIMO ARENOSO DE BAJA COMPRESIBILIDAD, COLOR CAFÉ. MEZCALDO CON BOLONES
1	7' 6"-9' 0"	3	-	95	93	85	66	59	NP	NP	20	34	59	ML	LIMO ARENOSO DE BAJA COMPRESIBILIDAD, COLOR GRIS, MEZCLADA CON BOLONES
1	9' 0"-20' 0"	4	76	66	62	47	32	27	NP	NP	15	35	27	GM	GRAVA ARENO LIMOSA, CAFÉ, MEZCALADA CON BOLONES MEDIANOS Y GRANDES

CERRO URBITE ISALA DE OMETEPE

No.	Prof. (pies)	Muestra No.	% Que pasa Tamiz No. 3/4	% Que pasa Tamiz No. 1/4	% Que pasa Tamiz No. 4	% Que pasa Tamiz No. 10	% Que pasa Tamiz No. 40	% Que pasa Tamiz No.200	LL %	IP %	%G	%A	% F	Clasificación S.U.C.S	Descripción
1	0' 0"- 2' 0"	1	-	89	84	83	82	80	42	24	16	4	80	CL	ARCILLA CON GRAVA, DE MEDIANA PLASTICIDAD, COLOR CAFÉ
1	2' 0"-10' 6"	2	-	90	83	82	81	79	46	27	17	4	79	CL	ARCILLA CON GRAVA, DE MEDIANA PLASTICIDAD, COLOR GRISACEA
1	10' 6"-12' 6"	3	-	86	80	79	78	75	49	25	20	5	75	CL	ARCILLA CON GRAVA, DE MEDIANA PLASTICIDAD, CAFÉ CLARO
1	10' 6"-12' 6"	4	-	94	85	84	83	82	56	23	15	3	82	MH	ARCILLA CON GRAVA, DE ALTA COMPRESIBILIDAD, COLOR ROJIZO

RESULTADOS DE ENSAYE DE LABORATORIO

Estudio Geotécnico de Cimentación, en área de construcción de antena de telefonía celular ubicada en Alambikamba/ R.A.A.N

Determinación del Contenido de Humedad Natural

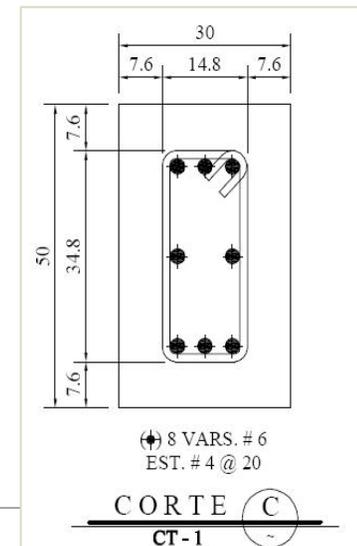
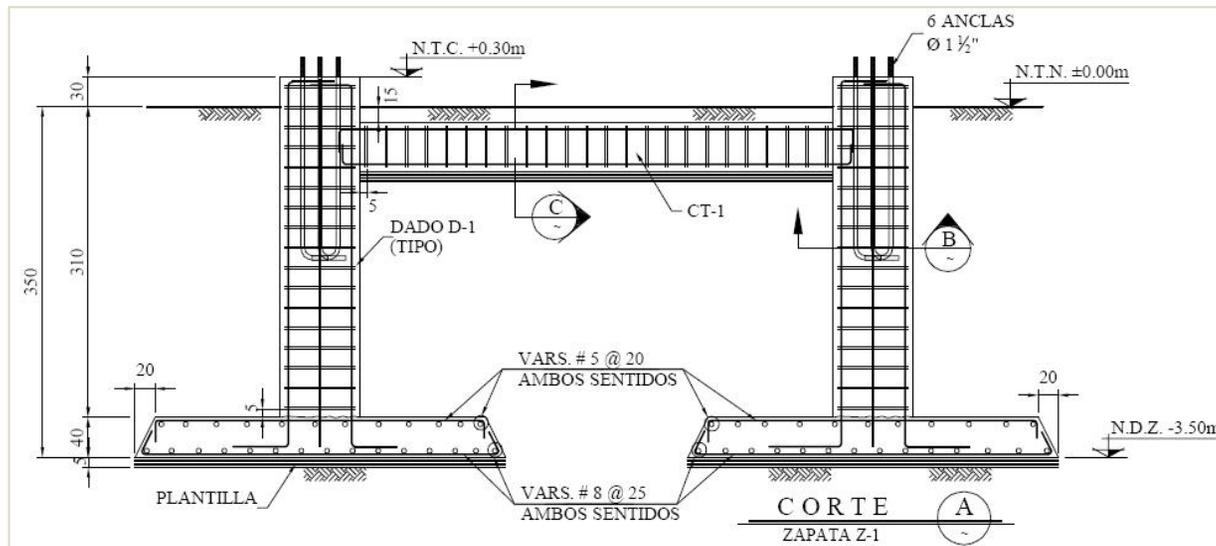
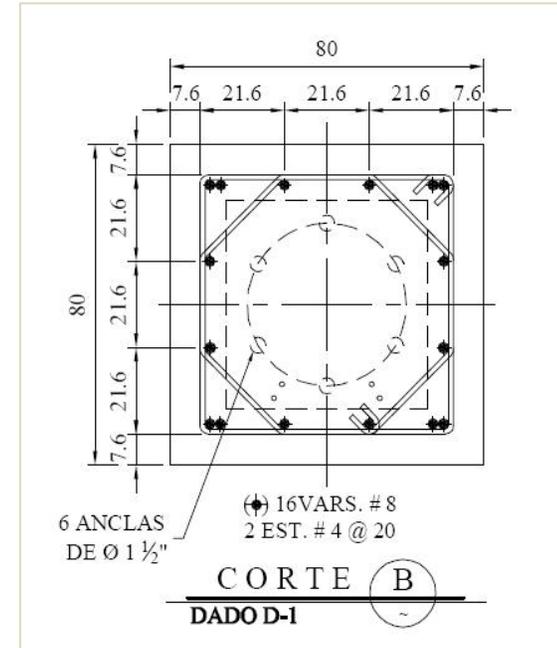
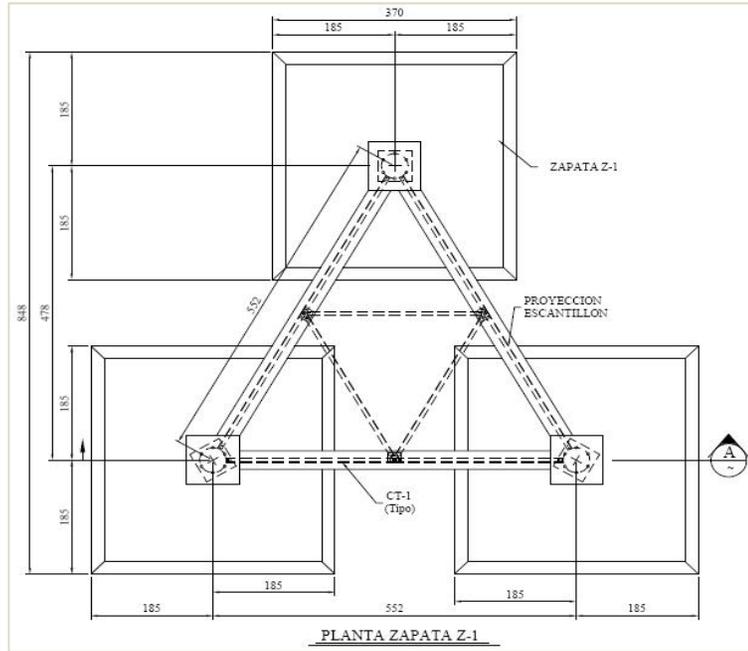
No. Sondeo	No. Muestra	Profundidad (mts)	Contenido Humedad %
1	1	0' 0"- 3' 0"	40.1
1	2	3' 0"- 6' 0"	29.1
1	3	0' 0"- 9' 0"	27.1

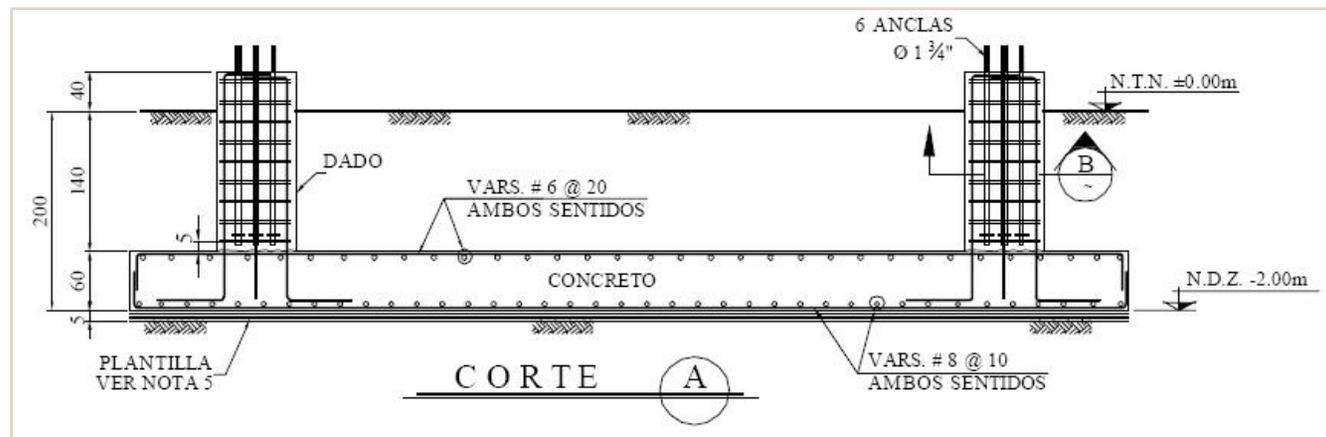
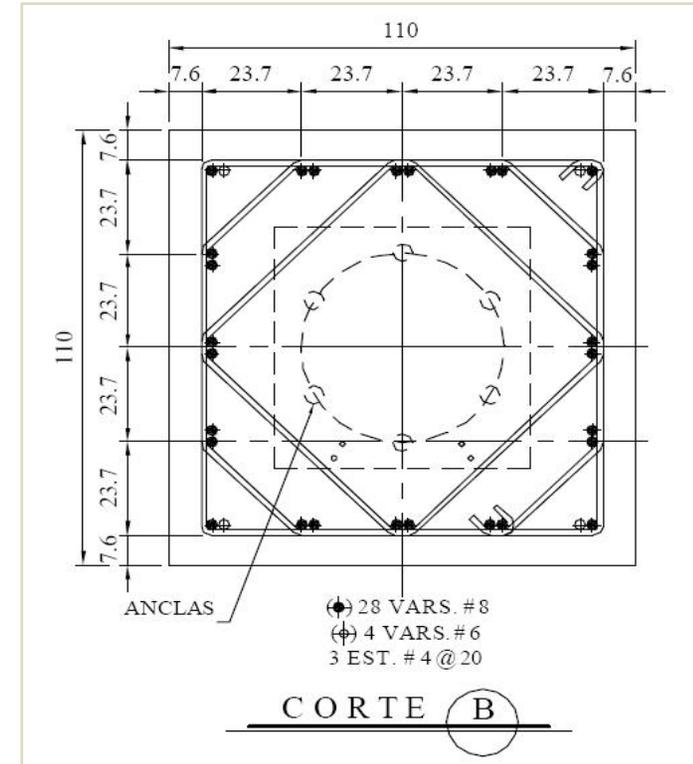
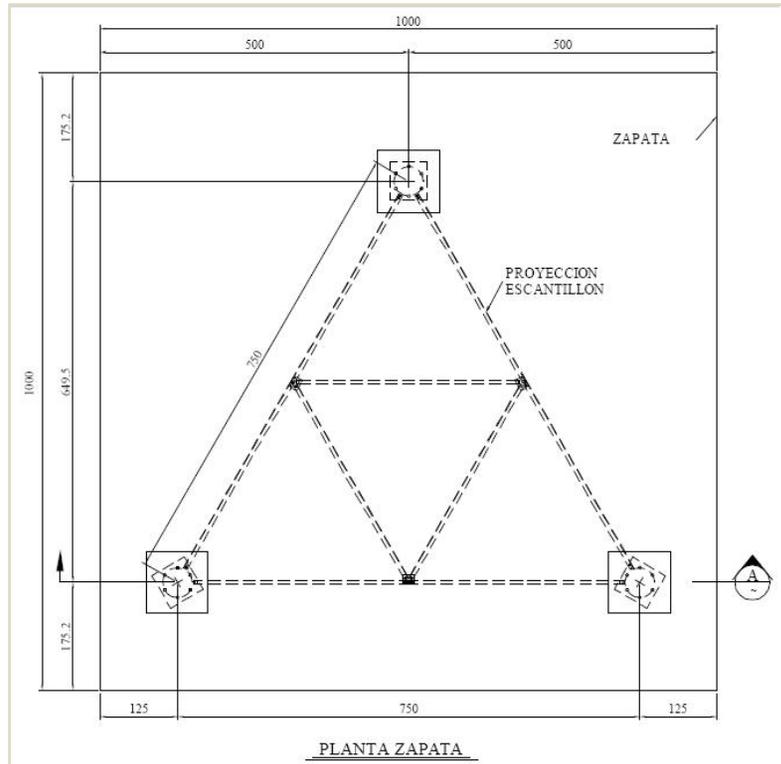
Estudio Geotécnico de Cimentación, en área de construcción de antena de telefonía celular ubicada en Cerro Urbaite- Isla de Ometepe

Determinación del Contenido de Humedad Natural

No. Sondeo	No. Muestra	Profundidad (mts)	Contenido Humedad %
1	1	0' 0"- 3' 0"	16.4
1	2	3' 0"- 6' 0"	17.3
1	3	0' 0"- 9' 0"	13.3

PLANOS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES





FOTOS

Losa de cimentación



GLOSARIO

Glosario

β_1	Factor para obtener la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión.
α	Angulo de reposo, medido en grados.
α_s	Factor que depende de la posición de la columna (columna interna 40, columna de borde 30 y columna esquinera 20)
β	Angulo
β_c	Relación entre las dimensiones de la columna.
γ_c	Peso específico del concreto, ton/m ³
γ_r	Peso específico del suelo, ton/m ³
γ_{vx}	Fracción de momento transmitido con respecto al eje "X"
γ_{vz}	Fracción de momento transmitido con respecto al eje "Z"
ρ	Porcentaje de acero
ρ_b	Porcentaje balanceado de acero
$\rho_{m\acute{a}x}$	Porcentaje máximo de acero
$\rho_{m\acute{i}n}$	Porcentaje mínimo de acero
σ	Esfuerzo pasivo, ton/m ²
ω	Índice de refuerzo
$\Phi = 0.75$	Cortante en dos direcciones
$\Phi = 0.90$	Esfuerzo
Φ	Ángulo de fricción interna
A_c	Área crítica por punzonamiento, cm ²
A_d	Área del dado, m ²
A_g	Área total o bruta de la sección de hormigón, cm ²
A_r	Área de relleno, m ²
A_s	Área de Acero, cm ²
A_{sv}	Área de acero de varilla, cm ²
A_z	Área de la zapata, m ²
b	Ancho de franja de diseño igual a 100 cm.
b_o	Perímetro crítico por punzonamiento, cm
b_x	Ancho del dado, m.
b_z	Largo del dado, m.
C	Cohesión, kg/cm ²
C_f	Coefficiente de fricción
C_p	Coefficiente de empuje pasivo
e	excentricidad
E_c	Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm ²
E_s	Módulo de elasticidad de la acero de refuerzo, kgf/cm ²

ex	Excentricidad en el eje "X"
ez	Excentricidad en el eje "Z"
f	Altura del dado sobre el nivel del terreno terminado, m.
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto, ton/m ²
f^*_c	Resistencia Nominal a compresión del concreto, ton/m ²
f''_c	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzo del concreto a compresión, ton/m ²
fp	Esfuerzo pasivo máximo en el pedestal, ton
fr	Resistencia por fricción, ton
f _{rt}	Resistencia pasiva total, ton
fy	Esfuerzo de fluencia del acero, ton/m ²
fz	Esfuerzo pasivo máximo en la zapata, ton
h	Espesor de la losa, m
Hf	Profundidad de desplante, m
hp	Altura del dado, m
hr	Altura de relleno, m
J _c	Momento polar de inercia de área con respecto a un eje, cm ⁴
L _x	Largo de la zapata, m
L _y	Ancho de la Zapata, m
M	Momento con respecto a un eje, ton-m
M _r	Momento Resistente con respecto a un eje, ton-m
M _u	Momento ultimo, ton-m
M _{ux}	Momento ultimo actuante en el eje "X", ton-m
M _{uz}	Momento ultimo actuante en el eje "Z", ton-m
M _v	Momento de volteo con respecto a un eje, ton-m
N _u	Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con V _u ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción, kg.
P	Fuerza compresión actuante, ton
P _{cim}	Peso de la cimentación, $P_{cim} = P_d + P_Z + P_d$, ton
P _d	Peso del dado, ton
P _o	Suma de fuerzas verticales actuantes, $P_o = P_1 + P_2 + P_3$, ton
P _r	Peso propio del suelo, ton
P _t	Carga resultante incluyendo el peso de la cimentación, ton.
P _u	Carga ultima incluyendo el peso de la cimentación para distribución uniforme de presiones en el suelo, ton
P _{u3}	Carga ultima en el pedestal critico, ton
P _z	Peso de la losa de la zapata, ton
Q _{adm}	Presión admisible del suelo, ton/m ²
Q _{máx}	Presión máxima aplicada sobre el suelo, en base a cargas de servicio, ton/m ²

q_0	Presión actuante en el suelo, ton/m ²
q_u	Presión última de diseño, ton/m ²
r	Recubrimiento entre el paño de la base de la zapata y la varilla, cm
T	Fuerza tensión debido a fuerza actuante, ton
V_{cr}	Cortante crítico, ton
V_u	Cortante último, ton
V_x	Cortante actuante en el eje "X", ton
V_z	Cortante actuante en el eje "Z", ton
W_c	Peso de la zapata y pedestal, ton
W_r	Peso de cuña de extracción, ton