



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE TRES
NIVELES, UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE SAN JOSÉ**

Elías Fermín Santiago López

Asesorado por el Ing. Ronald Estuardo Galindo

Guatemala, junio de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE
TRES NIVELES, UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE
SAN JOSÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

ELÍAS FERMÍN SANTIAGO LÓPEZ

ASESORADO POR EL ING. RONALD ESTUARDO GALINDO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Agr. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA A.I.	Inga. Mayra Grisela Corado

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

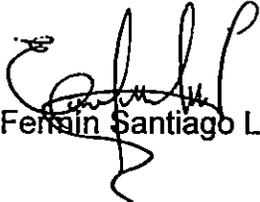
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Dilma Mejicanos Jol
EXAMINADOR	Ing. Renzo Gracioso Sierra
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordoñez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE TRES NIVELES, UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE SAN JOSÉ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de mayo de 2009.


Elías Fermín Santiago López



Guatemala 12 de mayo de 2010

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela
De Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Señor Director;

Tengo el agrado de informarle que he revisado el trabajo de graduación **CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE TRES NIVELES UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE SAN JOSÉ**, desarrollado por el estudiante universitario Elías Fermín Santiago López, quien contó con la asesoría del suscrito.

El trabajo fue desarrollado de manera experimental en área del Puerto de San José, cumpliendo con los objetivos para los cuales fue planteado, por lo que recomiendo su aprobación.

Atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesor y Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Elías Fermín Santiago López, titulado CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE TRES NIVELES, UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE SAN JOSÉ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



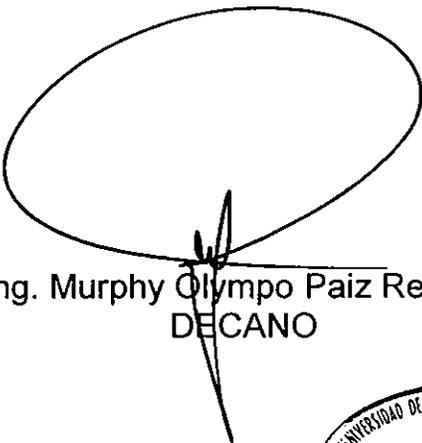
Guatemala, junio de 2010

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **CIMENTACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS MAYORES DE TRES NIVELES, UBICADOS EN EL ÁREA DEL PUERTO DE SAN JOSÉ**, presentado por el estudiante universitario **Elías Fermín Santiago López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, julio de 2010



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por estar siempre conmigo, por darme la sabiduría para llegar a este momento tan importante y brindarme el ánimo que siempre necesité con el versículo Josué 1:9.
- Mis padres** Alfredo Arias q.e.p.d., por guiarme siempre por el buen camino y haberme brindado todo su apoyo, gracias a él llego a este momento, papá misión cumplida. Zoila López, por sus oraciones, el amor y paciencia que ha tenido conmigo, gracias mamá.
- Mis hermanas** Aury y Rosario, por el apoyo y el cariño que me han tenido.
- Mi familia** A mis abuelas Flavia y Juana, por sus consejos, a mis tíos, primos; gracias por su apoyo.
- Mis amigos** Por haberme apoyado y brindado su amistad

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por haberme permitido llegar a este momento, darme la sabiduría para salir adelante y estar siempre conmigo.

Mis padres

Por guiarme por el buen camino, gracias a los sacrificios de ellos puedo llegar a este momento tan especial.

Mis hermanas

Por el cariño brindado, y por los buenos momentos que hemos compartido.

Mi familia

Por todo el apoyo brindado, aconsejarme para seguir adelante.

Mi asesor

Ing. Ronald Galindo, por la amistad y el apoyo en la elaboración de este trabajo.

Ing. Fredy Alvarado y familia

Por su amistad, la colaboración brindada y darme el ánimo para seguir adelante.

Mis compañeros de estudios	Gianni, Mynor, Jorge, Julio, Raúl, Amílcar, Daniel, Luis, Sergio, Roberto, Tomas.
Mis compañeros de trabajo	Yendira, Guillermo, Carlos, Roberto, Javier, Mynor Ruiz, Lissbeth, Leslie, gracias por su amistad.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por haberme permitido realizar mis estudios.
Facultad de Ingeniería	Por la formación recibida en sus aulas.
A las personas que me han brindado su apoyo para formarme como profesional	Walter Díaz, Teodoro Xocoxic, Fam. Chea Fuentes, gracias por la amistad y los consejos brindados.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	XI
INTRODUCCIÓN	XIII

1. PERFIL DE SUELOS EN ÁREAS TROPICALES	
1.1 Tipos de suelos	1
1.2 Principales propiedades de los suelos	2
1.2.1 Densidad	2
1.2.2 Fricción interna	3
1.2.3 Cohesión	4
1.2.4 Compresibilidad	4
1.2.5 Permeabilidad	5
2. CIMIENTOS Y TEORÍA BÁSICA	
2.1 Distribución de presiones	7
2.2 Capacidad de carga de las cimentaciones	8
2.2.1 Ecuación de Terzaghi	13
2.2.2 Ecuación de Skempton	19
2.2.3 Capacidad de carga de zapatas colocadas sobre arenas.	21
2.2.4 Capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por gravas y arenas.	23
2.3 Asentamiento de la cimentación	24

2.3.1	Asentamientos diferenciales máximos permisibles, según el tipo de estructura.	27
2.3.2	Asentamientos máximos totales permisibles	28
2.4	Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos	29
3.	CIMENTACIÓN POR MEDIO DE VIGAS Y LOSAS PLANAS	
3.1	Cimentación por medio de vigas	31
3.2	Cimentación por medio de losas planas	32
3.3	Diseño de la cimentación de un edificio de cinco niveles	36
3.4	Costos	45
4.	CIMENTACIÓN POR MEDIO DE PILOTES	
4.1	Empleo de pilotes	49
4.2	Criterios para el cálculo de la capacidad de carga de un pilote	50
4.2.1	Capacidad admisible de carga de los pilotes por el procedimiento estático	50
4.2.2	Capacidad admisible de carga de los pilotes por el procedimiento dinámico	54
4.3	Resistencia estructural del pilote como columna	57
4.4	Comportamiento de un conjunto de pilotes	58
4.5	Cálculo de la zapata-cabezal	65
4.6	Juntas para unir pilotes	67
4.7	Diseño de la cimentación de un edificio de cinco niveles	68
4.8	Costos	76
5.	IDENTIFICACIÓN, MUESTREO Y EVALUACIÓN DEL SUELO	
5.1	Identificación de suelos	79
5.2	Clasificación de los suelos	79
5.3	Exploración sub-superficial	80
5.4	Resultados de sondeos exploratorios en áreas tropicales	86
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	
6.1	Datos obtenidos para cada caso y tipo de cimentación	87
6.2	Comparación y diferenciación de resultados	88
6.3	Discusión de resultados	89

7 CONCLUSIONES	91
8 RECOMENDACIONES	93
9 BIBLIOGRAFÍA	95
10 APÉNDICE	97

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Isostáticas e isobaras de carga.	7
2. Distribución de presiones a 45°.	8
3. Falla por corte general.	11
4. Falla por punzonamiento.	12
5. Falla por corte local.	12
6. Zonas de fallas.	13
7. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.	17
8. Valor de R según nivel de las aguas freáticas.	23
9. Deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación.	26
10. Proyección de esfuerzos en zapatas cuadradas.	29
11. Cimentación por medio de losas planas.	32
12. Losa plana sin vigas apoyada sobre columnas.	33
13. Vista arquitectónica.	36
14. Elevación y planta.	37
15. Detalles de losa de cimentación.	40
16. Izamiento de pilote en un extremo.	61
17. Izamiento de un pilote a una longitud L' del extremo.	63
18. Diagrama de momentos.	63
19. Zapata cabezal.	66
20. Diferentes tipos de juntas.	67
21. Conjunto de pilotes.	72
22. Detalle de armado de zapata cabezal.	73

TABLAS

I	Presiones admisibles recomendables en arcillas.	18
II	Valores propuestos por Skempton.	20
III	Asentamientos diferenciales.	28
IV	Asentamientos máximos.	29
V	Datos de esfuerzos en zapatas cuadradas.	30
VI	Trabajos preliminares	45
VII	Capa de concreto	46
VIII	Losa	47
IX	Valores de peso volumétrico.	52
X	Valores de fricción lateral última.	53
XI	Coefficiente de fricción U para diferentes tipos de martinete.	56
XII	Valores del factor de suelo Bs.	57
XIII	Dimensiones y armados aconsejables.	64
XIV	Refuerzo lateral para pilotes cuadrados de concreto.	65
XV	Pilotes	76
XVI	Zapata cabezal	77
XVII	Valores de N según el tipo de suelo.	85
XVIII	Comparación y diferenciación de resultados.	88

GLOSARIO

Esfuerzo	Fuerza por unidad de área, la cual se denota con la letra griega sigma (σ) y es un parámetro que permite comparar la resistencia de dos materiales, ya que establece una base común de referencia.
Densidad	Medida utilizada por la física y la química para determinar la cantidad de masa contenida en un determinado volumen.
Cimiento	Conjunto de <u>elementos estructurales</u> cuya misión es transmitir las cargas de la edificación al <u>suelo</u> .
Suelo	Capa delgada sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.
Deformación	Cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a <u>esfuerzos internos</u> producidos por una o más <u>fuerzas</u> aplicadas sobre el mismo.
Consolidación de un suelo	Proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de

solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo.

Asentamiento

Hundimientos verticales en las construcciones que pueden llegar a causar fallas en el mismo si se producen con gran amplitud.

Momento

Magnitud obtenida como producto vectorial del vector de posición del punto de aplicación de la fuerza con respecto al punto al cual se toma el momento por la fuerza.

Losa

Elemento estructural de hormigón armado cuyas dimensiones en planta son muy elevadas respecto a su canto. Define un plano normal a la dirección de los soportes

Columna

Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

Zapata

Tipo de cimentación superficial, consisten en un ancho prisma de hormigón situado bajo los pilares de la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.

RESUMEN

En el capítulo uno, se hace la descripción de las principales características de los suelos en áreas tropicales. También se desarrollan los temas referentes a las propiedades de los suelos tales como densidad, fricción interna, cohesión, compresibilidad, entre otros.

En el capítulo dos, se expone la teoría básica de la cimentación y sus conceptos básicos. Dichos conceptos sirven para conocer el comportamiento de los cimientos. Dentro de estos conceptos se pueden mencionar, la distribución de presiones en los suelos, la capacidad de carga de las cimentaciones, asentamientos en las cimentaciones y cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos.

En el capítulo tres, se desarrollan los temas que hacen referencia a la cimentación por medio de vigas y losas planas. También se realiza el diseño de una cimentación por medio de una losa plana para un edificio de cinco niveles, ubicado en el puerto de San José. En este capítulo se hace referencia a las fórmulas teóricas utilizadas para el cálculo y diseño.

En el capítulo cuatro, se describe la teoría básica relacionada con la cimentación a base de pilotes, además se diseña la cimentación por medio de pilotes de un edificio idéntico al del capítulo tres.

En el capítulo cinco, se exponen metodologías para lograr el conocimiento completo de la estructura geológica. Se presenta también el procedimiento para lograr la identificación, muestreo y evaluación del suelo. Además se presentan los resultados del sondeo exploratorio realizado en el Puerto de San José.

En el capítulo seis, se realiza un análisis de los resultados obtenidos para cada tipo de cimentación.

OBJETIVOS

General:

Elaborar un documento que permita conocer cuáles son las principales tipos de cimentaciones especiales aplicables a un edificio de tres niveles en un área tropical, para posteriormente, a través de comparaciones analizar las ventajas y desventajas que proporcionan las diferentes clases de cimentación.

Específicos:

1. Recopilar información de diferentes fuentes bibliográficas y electrónicas, relacionadas con cimentaciones especiales para suelos arenosos.
2. Analizar las particularidades del suelo como elemento soporte de las diferentes tipos de cimentaciones.
3. Diseño de la subestructura de un edificio de cinco niveles, localizado en un área tropical, utilizando las diferentes clases de cimentación.
4. Comparación y discusión de resultados, obtenidos a través del diseño y cálculo de las diferentes clases de cimentaciones.

INTRODUCCIÓN

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de esta hacia el suelo, su función es distribuir las cargas del edificio, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos en áreas tropicales influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados, estos últimos a su vez afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia los costos de la obra.

Vale la pena indicar que un buen diseño dentro de la ingeniería civil exige comparaciones entre las posibles soluciones; el análisis adecuado señalará la solución más acertada, en este caso, el tipo de cimentación más apropiado para un edificio mayor a tres niveles localizado en el Puerto de San José.

1. PERFIL DE SUELOS EN ÁREAS TROPICALES

1.1 Tipos de suelos

En el Puerto de San José existen diversos tipos de suelos conformado por gravas, arenas, arcillas y limos, sin embargo el tipo de suelo predominante son las arenas. En la zona costera, la arena superficial de la orilla de la playa presenta partículas uniformes, lo cual le proporciona una alta permeabilidad comparada con zonas de humedales en la cual la arena contiene limos que disminuyen su permeabilidad. El poco material grueso que contiene la arena en el puerto de San José, está formado principalmente por conchas marinas. Las muestras obtenidas a lo largo de la costa, presentan una granulometría de características similares. A diferencia del suelo calizo, la arena de playa está formada por la desintegración mecánica de las conchas y agregados marinos, causada por el oleaje. A continuación se presentan algunas propiedades de los principales tipos de suelos que pueden obtenerse en diferentes puntos del puerto de San José.

Gravas: Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Sus partículas varían desde 76.2mm hasta 2.0 mm.

Arena:La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05mm de diámetro. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Limos: Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, puede ser limo inorgánico o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en éste último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05mm y 0.005mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

Arcillas: Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

1.2 Principales propiedades de los suelos

Las propiedades edafológicas normalmente muy importantes son las que se exponen a continuación.

1.2.1 Densidad

La cantidad de materia sólida presente por unidad de volumen recibe el nombre de densidad en seco del material.

En el caso de los suelos granulares y orgánico-fibrosos, la densidad en seco es el factor más importante desde el punto de vista de sus propiedades ingenieriles. Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de densidad relativa, o razón de la

diferencia entre la densidad del suelo natural en seco y su densidad en seco mínima, dividida entre la diferencia que hay en sus densidades máximas y mínima en seco.

Sin embargo, durante la construcción de rellenos ingenieriles, el grado de compactación suele especificarse como el coeficiente de densidad real en seco, in situ, dividida entre la densidad máxima en seco, determinada con una prueba de laboratorio diseñada para el cálculo de la relación humedad-densidad (ASTM D1557 o D698).

1.2.2 Fricción interna

La fricción pura de Coulomb equivale a la simple resistencia a la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geoméricamente como el ángulo de fricción interna ϕ (phi), donde $\tan\phi = f$, el coeficiente de fricción. Entonces la componente friccional de la resistencia a la cortante, $T_{m\acute{a}x}$ de una masa de suelo, equivale a $N\tan\phi$, donde N es la fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa.

Los valores de ϕ van desde unos 28° en el caso de arenas sueltas y limos no plásticos, hasta unos 48° en el de arenas sueltas y gravillas. El valor aumenta junto con la densidad, la angularidad y la granulometría de las partículas; disminuye cuando el suelo contiene mica; es relativamente indiferente a la velocidad de carga y el tamaño de las partículas; y puede aumentar o disminuir bajo cargas repetitivas o cíclicas.

Algunos utilizan el valor de $T_{m\acute{a}x}$ como equivalente de la resistencia total a la fuerza cortante.

1.2.3 Cohesión

Es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Resulta de la completa interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdaderamente cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas. Los suelos o terrenos no plásticos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial.

El valor de cohesión que se utiliza al diseñar depende directamente de las condiciones de drenaje bajo la carga impuesta, así como del método de prueba que se emplee para calcularlo, por lo que todo se debe evaluar cuidadosamente.

1.2.4 Compresibilidad

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos. Estos desplazamientos, cuando ocurren a nivel de cimentación, provocan asentamientos en ella. La limitación de los asentamientos a ciertos valores permisibles suele regir el diseño de las cimentaciones, sobre todo cuando los suelos o terrenos son granulares.

En el caso de los suelos granulares, la compresibilidad se expresa en términos del módulo de Young E , el cual suele considerarse equivalente al módulo secante de la curva de esfuerzo-deformación, obtenida por medio de

una prueba triaxial estándar. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial, pero se incrementa al elevar la presión de confinamiento y al someter la muestra a cargas repetitivas.

La compresibilidad de las arcillas saturadas se expresa como el índice de compresión C_c , junto con una evaluación de la máxima presión a la que hayan sido sometidos antes. Ambos valores se calculan por medio de pruebas de laboratorio unidimensionales estándar de consolidación (ASTM D2435). C_c representa el cambio en la proporción de vacíos por ciclo logarítmico de esfuerzo y es una función del historial de esfuerzos del terreno. Para fines prácticos, es necesario saber el valor dentro de los límites específicos de esfuerzos que se desea manejar.

1.2.5 Permeabilidad

Es la capacidad de una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. En el diseño de cimentaciones, por lo general, lo único que es necesario saber es la permeabilidad en condiciones de saturación.

Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica.

Puesto que generalmente depende del tamaño y la continuidad del espacio poroso del suelo y, en consecuencia, del tamaño de las partículas de éste, la permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical.

Los valores de permeabilidad de las distintas clasificaciones del suelo o terreno varían por un factor de más de 10 millones, lo que se ha constatado directamente por medio de pruebas de permeabilidad en el campo o en el laboratorio, e indirectamente por pruebas de consolidación y análisis del tamaño de las partículas.

2. CIMIENTOS Y TEORÍA BÁSICA

2.1 Distribución de presiones

Se admite generalmente la hipótesis de que la transmisión de las presiones de un macizo de cimientos se difunde dentro de un cierto ángulo y que éstas van decreciendo con uniformidad hacia abajo por capas sucesivas, y con repartición uniforme.

Se representa en las figuras 1 y 2 las tensiones principales, isostáticas, e isobaras de la carga en faja y una superposición de la simplificación arriba expuesta.

Una comparación como la anterior demuestra que admitiendo la distribución de las presiones según un ángulo de 45° se está dentro del necesario margen de seguridad.

Figura 1 **Isostáticas e isobaras de carga.**

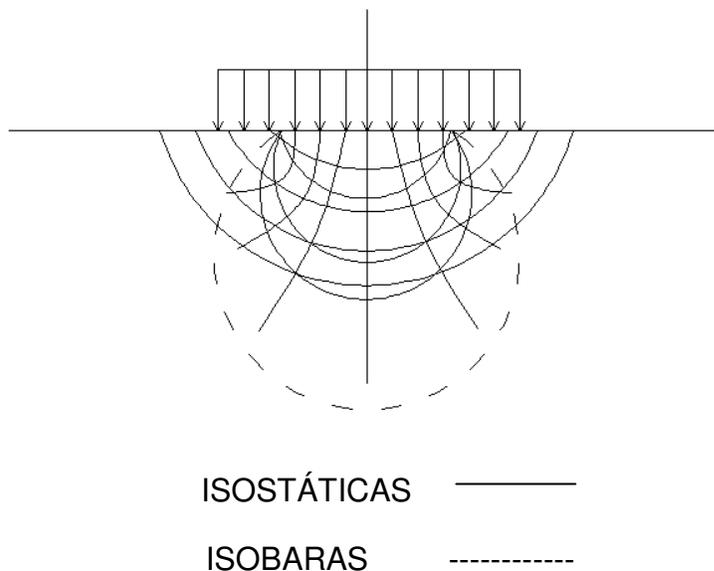
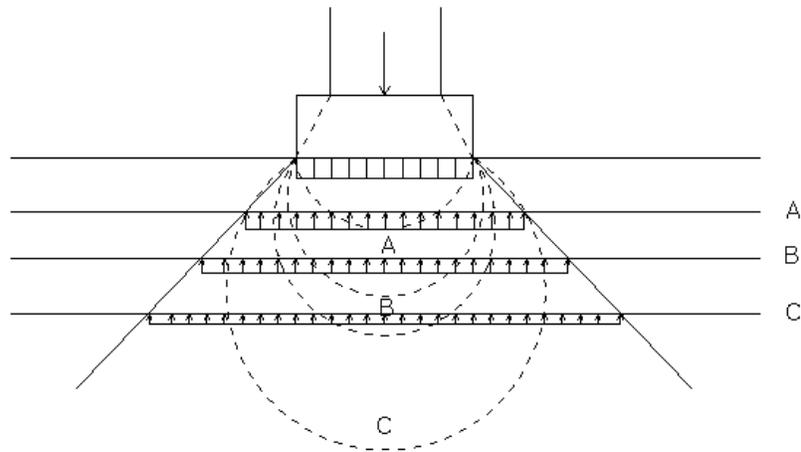


Figura 2 **Distribución de presiones a 45°.**



ISOBARAS

La forma del bulbo de presiones dependerá primordialmente del tipo de carga y de la naturaleza del terreno. Existirá una zona inerte de diferente forma, así mismo, en la que la dispersión de las presiones alcanzaron un valor cero.

2.2 Capacidad de carga de las cimentaciones

La falta de datos sobre las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura ha sido causa de que, al erigirse ésta, se presenten sorpresas y gastos extraordinarios que bien podrían haber sido evitados mediante un estudio del suelo antes de la construcción.

Conocido es el hecho de que cuando una estructura se asienta en forma desigual se provocan en la misma deformaciones que ocasionan grietas que pueden ser muy perjudiciales a la estabilidad de ella, y en no pocas ocasiones el asentamiento ha sido causa del colapso total de la estructura. Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación, y es, además, una garantía previa a la buena edificación. Comúnmente el costo de la investigación del suelo representa un porcentaje muy bajo del costo de la estructura, y el posible ahorro en tiempo y dinero equivale en casi todos los casos a varias veces el costo de los estudios hechos del suelo.

Existe la creencia muy generalizada de que cualquier terreno puede sostener eficientemente una construcción liviana y que por lo tanto, no requiere un estudio del suelo. Sin embargo, la técnica moderna está en completo desacuerdo con esa creencia, y los hechos han demostrado muy a menudo que casas residenciales y construcciones similares han sido seriamente afectadas debido al desconocimiento de las características del suelo y por ende al proyecto de una cimentación inadecuada en cada caso.

Lo que hay que entender bien es que no en todos los casos se requieren los mismos estudios, y así, si sólo en casos especiales se justifican métodos de muestreo y de ensayos altamente especializados, en la mayoría de los casos no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que puede efectuarse por medio de ensayos simples con los cuales se pueden obtener resultados satisfactorios en la ingeniería de suelos. Sin embargo, es necesario hacer notar que la naturaleza compleja de los suelos provoca ciertas diferencias en su comportamiento real en el terreno con relación al comportamiento cuando son ensayados en laboratorio bajo condiciones bien definidas, y por lo

tanto es necesario balancear con buen criterio los resultados que da la teoría, en función de los datos de laboratorio, y el conocimiento empírico sobre la validez que en cada caso debe darse a los resultados.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

La presentación que sigue, relativa a la capacidad de carga de las cimentaciones, puede considerarse como una perspectiva moderna del problema, ya que trata de incorporar, de manera general, las contribuciones de importancia que se conocen hasta la fecha sobre el particular.

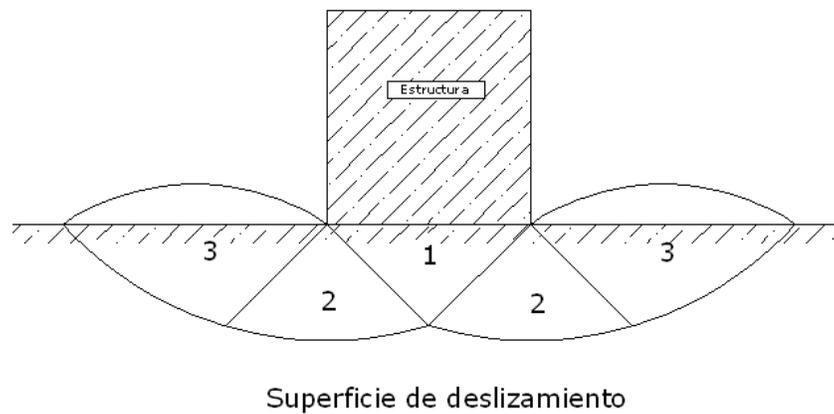
Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación.

Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

1. Falla por corte general. Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas.
2. Falla por punzonamiento.
3. Falla por corte local. Se tiene en arenas medias sueltas y en arcillas suaves.

La 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, como se puede observar en la figura 3.

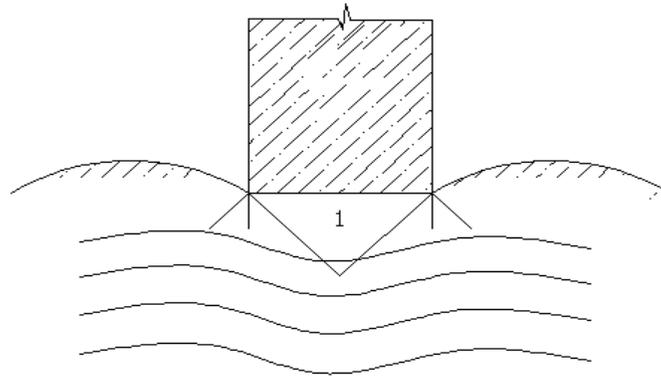
Figura 3 **Falla por corte general.**



La falla por corte general es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

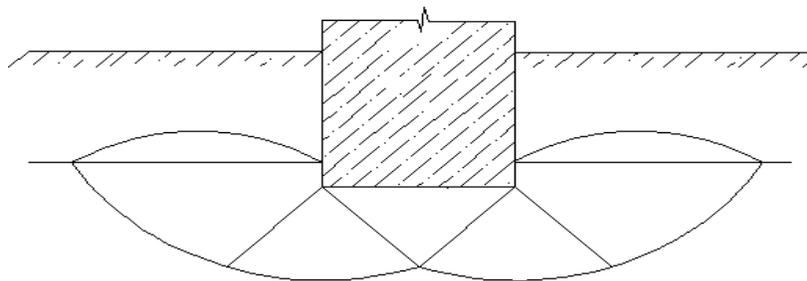
La falla por punzonamiento (ver figura 4) se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

Figura 4 **Falla por punzonamiento.**



La falla por corte local (ver figura 5) representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufo del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

Figura 5 **Falla por corte local.**

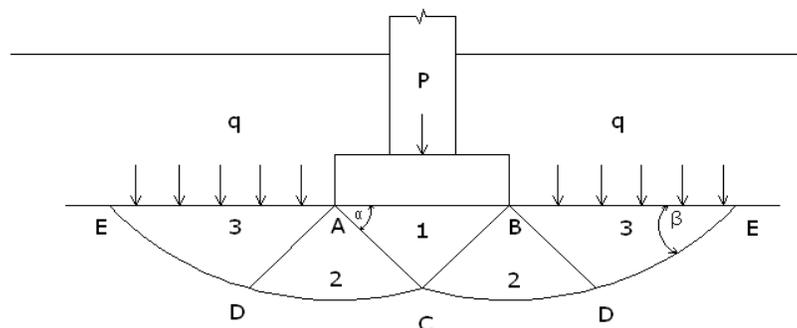


Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita rededir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes. En un suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte el tipo de falla será por punzonamiento. En la actualidad el único parámetro racional que existe para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelos sujetas a cargas es el llamado índice de rigidez.

2.2.1 Ecuación de Terzaghi

Son varios los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos. Entre dichos estudios teóricos se encuentran los de Prandtl, Krey, Fellenius y otros. Sin embargo, una solución menos exacta del problema, pero más sencilla, es la propuesta por el Dr. Karl Terzaghi y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica. La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas (ver figura 6) con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.

Figura 6 **Zonas de fallas.**



La zona 1, que es la que encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona 1 lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona 2, denominada zona de corte radial, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona 3, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma. La resistencia de la zona 3 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 CDE de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior ACDE se compone de dos líneas rectas, AC y DE, con inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente.

Para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente, que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general, cuando la S.P.T. sea mayor a 15 golpes:

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.5\gamma \cdot B \cdot N_w \quad \text{Ec.1}$$

que representa el esfuerzo máximo por unidad de longitud que puede aplicarse a la cimentación, es decir que q_d representa la capacidad de carga límite de la cimentación. En esta última ecuación N_c, N_q y N_w son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

La ecuación de q_d anterior es la fundamental en la teoría dada por Terzaghi y con ella se puede calcular la capacidad de carga límite de una cimentación continua y poco profunda (profundidad de desplante igual o menor que el ancho de la cimentación) cuando se trate de falle por corte general.

Para caso de corte local y punzonamiento, el Dr. Terzagui corrigió su fórmula para corte general, para S.P.T. = 15 golpes, así:

$$q_d = c' \cdot N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.5\gamma \cdot B \cdot N'_w \quad \text{Ec.2}$$

Los valores de N_c , N_q y N_w para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la figura 7 y los valores de N'_c , N'_q y N'_w empleando las curvas punteadas. El valor de $c' = \frac{2}{3}c$, cohesión del suelo. El Dr. Terzaghi desarrolló su teoría únicamente para el caso de cimentaciones continuas. Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo, el Dr. Terzaghi modificó con base en resultados experimentales su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3cN_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.4\gamma \cdot B \cdot N_w \quad \text{Ec.3}$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3c'N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.4\gamma \cdot B \cdot N'_w \quad \text{Ec.4}$$

En esta fórmula el valor de $c' = 0.867c$

En todas las expresiones anteriores:

q_d = Capacidad de carga límite en Tm/m² o en Kg/m².

c = Cohesión del suelo en Tm/m² o en Kg/m².

γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³ o kg/m³.

Z = Profundidad de desplante de la cimentación en metros = D_f .

B = Ancho de la zapata cuadrada, o dimensión menor de la zapata rectangular, en metros.

R = Radio de la zapata circular en metros.

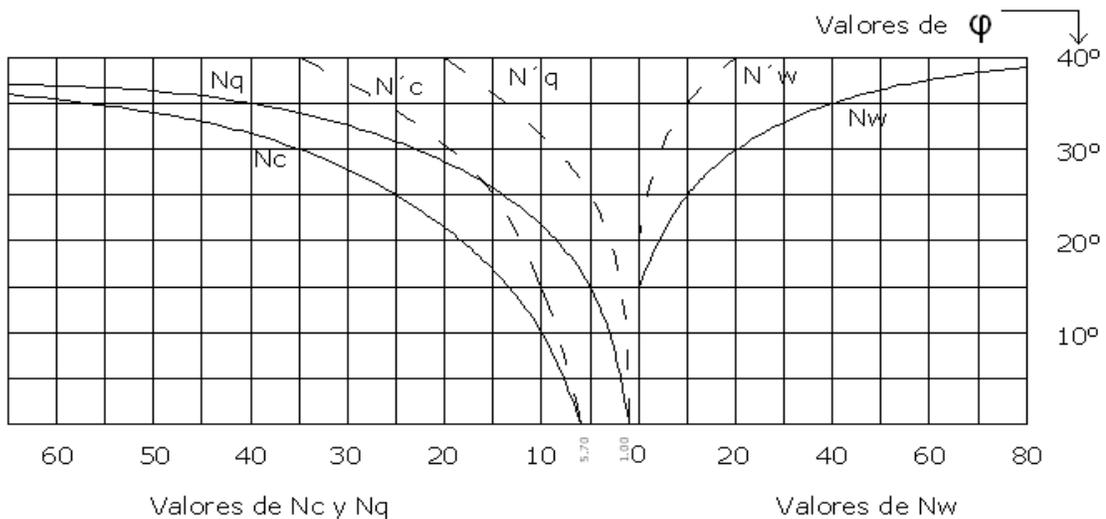
$N_c, N_q, N_w, N'_c, N'_q, N'_w$ = Factores de carga que se pueden obtener de la gráfica de la figura 7 y que se expresan así:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{45 + \phi}{2} \right) \quad \text{Ec.5}$$

$$N_c = c \cdot \cot \phi (N_q - 1) \quad \text{Ec.6}$$

$$N_w = 1.8(N_q - 1) \tan \phi \quad \text{Ec.7}$$

Figura 7 **Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.**



Para zapatas cuadradas colocadas sobre arcillas blandas, es decir cuando su ángulo de fricción interna se considere igual a cero, el valor de N'_c es de 5.7, el de N'_q es de 1 y el de N'_w de 0, por lo que la expresión para zapatas cuadradas en este caso queda así:

$$q_d = 1.3c'(5.7) + \gamma \cdot Z(1) = 7.4c' + \gamma \cdot Z \quad \text{Ec.8}$$

Como se ha podido observar, el valor de q_d es el del esfuerzo límite mas no el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible (q_a) o (σ_a) se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite (q_d) por un factor de seguridad que Terzagui recomienda no sea menor de tres. Una vez determinada la capacidad de carga admisible es necesario calcular el asentamiento a fin de ver si tendrá o no valor aceptable (ver tabla I). Según indica Terzagui, si la arcilla es normalmente consolidada hay muchas probabilidades de que el asentamiento llegue a ser excesivo y puede ser entonces que la cimentación a escoger no sea por zapatas aisladas. Por el contrario, si la arcilla es preconsolidada el asentamiento diferencial es

generalmente tolerable. Lo expuesto se refiere a la capacidad de carga límite mas no a la admisible, que debe determinarse dividiendo la capacidad límite entre un factor de seguridad, que usualmente es de tres.

Tabla I. Presiones admisibles recomendables en arcillas.

Descripción de la arcilla	N	q_u	Q_d	q_d	q_a	q_a	E = Kg/cm ²
			cuadrada	continua	cuadrada	continua	
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.25	Menos De 0.92	Menos de 0.71	Menos de 0.3	Menos de 0.22	3
	2 a 4	0.25 a 0.5	0.92 A 1.85	0.71 a 1.42	0.3 a 0.6	0.22 a 0.45	
Blanda	4 a 8	0.5 a 1	1.85 A 3.7	1.42 a 2.85	0.6 a 1.2	0.45 a 0.9	45-90
	8 a 15	1 a 2	3.7 A 7.4	2.85 a 5.7	1.2 a 2.4	0.9 a 1.8	
Compacta	15 a 30	2 a 4	7.4 A 14.8	5.7 a 11.4	2.4 a 4.8	1.8 a 3.6	
	30 a Más de 30	4 a Más de 4	14.8 A Más De 14.8	11.4 a Más de 11.4	4.8 a Más de 4.8	3.6 a Más de 3.6	
Muy compacta							
Dura							

Donde:

N = Número de golpes en el ensayo normal de penetración.

q_u = Resistencia a compresión simple en kg/cm^2 .

q_d = Capacidad a carga a ruptura en kg/cm^2 .

q_a = Presión admisible aconsejable en kg/cm^2 para coeficiente de seguridad de 3.

E = Módulo de elasticidad estático en kg/cm^2 .

Cuando sean arcillas de alta plasticidad, el valor de la compresión axial sin confinar debe multiplicarse por 0.6 y así obtener la cohesión para usarse en las fórmulas de capacidad de carga.

2.2.2 Ecuación de Skempton

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi:

$$q_d = cN_c + \gamma \cdot Z \quad \text{Ec.9}$$

pero con la diferencia de que ahora N_c ya no tiene el valor fijo de 5.7 para $\phi = 0$, sino que varía con la relación Z/B , en la que Z es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma. Los valores propuestos por Skempton para N_c son los mostrados en la tabla II.

Tabla II. Valores propuestos por Skempton.

Df/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0.00	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
>4	9.0	7.50

2.2.3 Capacidad de carga de zapatas colocadas sobre arenas.

En la determinación de la capacidad de carga de la cimentación, al esfuerzo cortante, colocadas sobre arenas es más conveniente hacer uso de la presión neta del suelo, es decir, la presión en la base de la cimentación en exceso de aquélla debido a la sobrecarga del terreno que la rodea, o sea:

$$q_d = q'_d - \gamma \cdot Z = 0.5B \cdot \gamma \cdot N_w + \gamma \cdot Z(N_q - 1) \quad \text{Ec.10}$$

La capacidad de carga admisible, según la ecuación anterior, será:

$$q_a = \sigma_a = \frac{q_d}{3} \quad \text{Ec.11}$$

Sin embargo, es preferible emplear la determinación de la capacidad de carga admisible así:

$$q_a = 1.1N_{corr}C_w. \quad \text{Ec.12}$$

Para determinar el ángulo de fricción interna de las arenas y así establecer N_q debe obtenerse primero la compacidad relativa de las mismas, y para deducir la compacidad relativa de las arenas el método más empleado es la prueba de penetración normal, misma que debe determinarse a intervalos de 1m en dirección vertical y obtener un promedio de los valores de N entre el nivel de desplante de la cimentación y el valor del ancho de la misma bajo dicho nivel. El menor valor de N obtenido de esta manera en los diferentes sondeos es el que debe usarse en el diseño después de corregirse por p_i .

Debido a que los valores de N suelen ser muy altos cuando el subsuelo está formado por arena fina bajo el nivel de las aguas freáticas, es necesario hacer, además, la corrección siguiente:

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \quad \text{Ec.13}$$

en la que N viene siendo el valor determinado en la prueba en el campo y que resulten mayores de 15 al corregirlas por p_i .

Cuando las cargas vayan a ser cimentadas por medio de una losa desplantada sobre arena, la capacidad de carga admisible puede determinarse por la siguiente expresión, dada por Peck-Hanson-Thornburn:

Losas sobre arenas:

$$q_a = \frac{N_{corr}-3}{5}, kg/cm^2 \quad \text{Ec.14}$$

En gravas con arenas usar para losas, según Meyerhof:

$$q_a = \left(\frac{N_{corr}}{4}\right) (F_p)(S) \quad \text{Ec.15}$$

En ésta,

$$F_p = 1 + \frac{(0.33)(z)}{B} \quad \text{Ec.16}$$

Donde S es el asentamiento requerido en pulgadas, Z la profundidad de desplante en pies y B el ancho de la zapata en pies, resultando q en ton/pie². Debe usarse N ya corregido por profundidad.

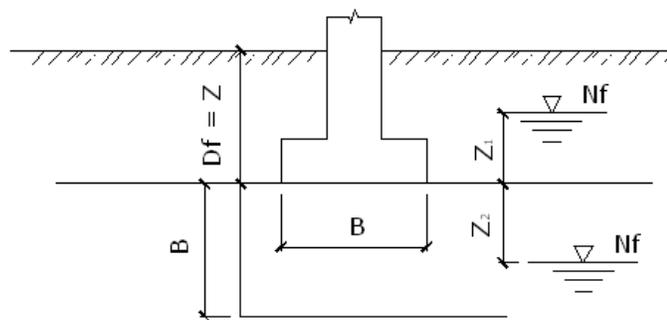
2.2.4 Capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por gravas y arenas.

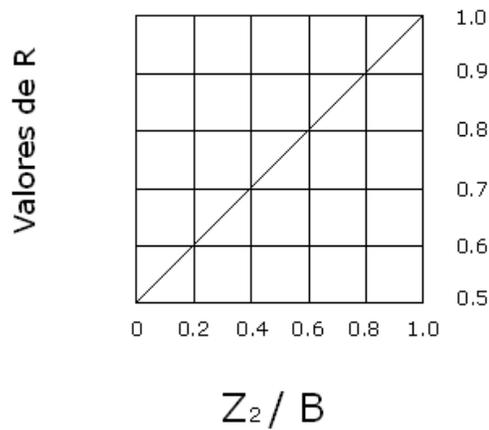
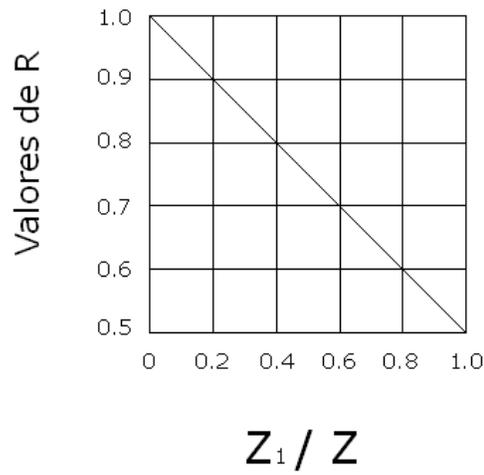
La determinación de la capacidad de carga admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de la expresión siguiente (Terzaghi y Peck)

$$q_a = \sigma_a = 720(N_{corr} - 3) \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 4.88R \quad \text{Ec.17}$$

En esta expresión, N es el número de golpes en la prueba de penetración normal, B es el ancho de la cimentación en pies y R es un factor de corrección que depende de la posición del nivel de las aguas freáticas y que puede obtenerse de la figura 8.

Figura 8 Valores de R según nivel de las aguas freáticas.





2.3 Asentamiento de la cimentación

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros.

Mas como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo el asentamiento ocurre muy lentamente. Si la arcilla tiene una alta

resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño, y el empleo de zapatas aisladas puede ser el sistema adecuado de cimentación.

La deformación ΔH o S que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H bajo una presión uniforme ΔP o σ_z puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

La relación entre el cambio de espesor y el cambio en la relación de vacíos de un espécimen sujeto a la prueba de consolidación y la del estrato de suelo en su estado natural puede expresarse como sigue.

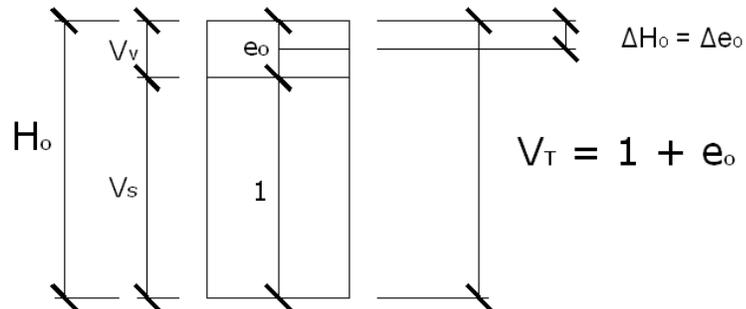
La deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación es:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H_o}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o} \quad \text{Ec.18}$$

Por otro lado, la deformación del estrato de suelo en su estado natural es
(ver figura 9)

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} \quad \text{Ec.19}$$

Figura 9 **Deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación.**



Igualando las deformaciones unitarias se tiene:

$$\frac{\Delta e_0}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{S}{H} \quad \text{Ec.20}$$

de donde:

$$\Delta H = S = \frac{\Delta e_0}{1+e_0} \cdot H \quad \text{Ec.21}$$

y como $\Delta e_0 = a_v \cdot \Delta P$ Ec.22

obtenido de la prueba de consolidación, entonces:

$$\Delta H = S = \frac{a_v}{1+e_0} \cdot \Delta P \cdot H = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad \text{Ec.23}$$

En esta expresión:

$\Delta H = S$ = Deformación, en centímetros, del estrato en estudio.

a_v = Coeficiente de compresibilidad en cm^2/kg .

$\Delta P = \sigma_z$ = Incremento de presión en kg/cm^2 .

e_o = Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$m_v = \frac{a_v}{1+e_o}$ = Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo, expresado en cm^2 / kg .

Como se ha podido observar, si H es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra sometido a una expresión P, un aumento de presión ΔP o σ_z reduce el espesor del estrato en el valor:

$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad \text{Ec.24}$$

2.3.1 Asentamientos diferenciales máximos permisibles, según el tipo de estructura.

En base a estudios preliminares, se han establecido asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura, tal como se indica en la tabla III.

Tabla III. Asentamientos diferenciales.

Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura		
Tipo de estructura	Para arenas y para arcillas duras	Para arcilla suaves
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado.	0.002 L	0.002 L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo	0.007 L	0.001 L

Donde

L = distancia entre ejes de las columnas, en cm.

2.3.2 Asentamientos máximos totales permisibles.

Según el tipo de estructura, también se han establecido asentamientos totales máximos permisibles, tal como se indica en la tabla IV.

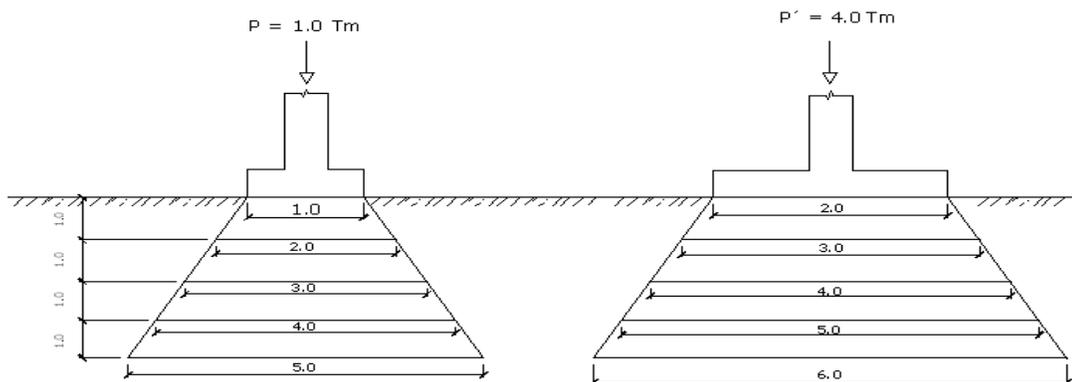
Tabla IV. Asentamientos máximos.

Asentamientos máximos totales permisibles	
Edificios comerciales.....	2.5cm.
Edificios industriales.....	3.5cm.
Almacenes.....	5.0cm.
Cimentación de máquinas.....	0.05cm.

2.4 Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos.

En los terrenos plásticos y elásticos, donde las deformaciones pueden ser grandes, es preciso tener mucho cuidado al proyectar las cimentaciones a efecto de que al hacer éstas sean las adecuadas. Considérese la figura 10 en donde las cargas P y P' están soportadas por las zapatas cuadradas cuyos lados son, respectivamente, L y L' , de tal manera que si se dividen las cargas P y P' entre las áreas de contacto respectivas se encuentra el mismo esfuerzo.

Figura 10 Proyección de esfuerzos en zapatas cuadradas.



Si se analiza lo que puede suceder en los planos 1, 2,3, etc., para lo cual hay que suponer una cierta ley de transmisión de carga en el seno del terreno,

como por ejemplo la de 2 en 1 ya conocida, se obtienen los datos tabulados en la tabla V .

Tabla V. Datos de esfuerzos en zapatas cuadradas.

Planos	P= 1 Tm			P´= 4Tm		
	L (m)	L ² (m ²)	σ1 Tm/m ²	L´ (m)	L ² (m ²)	σ2 Tm/m ²
T	1.0	1.0	1.0000	2.0	4.0	1.000
1	2.0	4.0	0.2500	3.0	9.0	0.045
2	3.0	9.0	0.1120	4.0	16.0	0.250
3	4.0	16.0	0.0625	5.0	25.0	0.160
4	5.0	25.0	0.0400	6.0	36.0	0.112

Observando la tabla anterior, se puede ver que las presiones bajo las zapatas sólo son iguales en el renglón T, es decir, en el correspondiente a la superficie de contacto entre el cemento y terreno.

A medida que se profundiza dentro del seno del terreno se ve que van siendo mayores las presiones producidas por la carga P´ que las originadas por P. De esto se deduce que, estando sometidos los diferentes planos a distintas presiones debajo de las dos cargas y siendo mayores las que produce P´, habrá mayores y más rápidos asentamientos debajo de P´ que los que se producen debajo de P. Por lo tanto, puede verse que para conseguir una cimentación estable, de manera que todos sus puntos descendan cantidades iguales a las mismas velocidades, no tiene sentido alguno el concepto de las presiones de contacto, ya que de todas maneras las cargas distintas se asentarán con diferente rapidez.

3. CIMENTACIÓN POR MEDIO DE VIGAS Y LOSAS PLANAS

3.1 Cimentación por medio de vigas

Cuando por la importancia de las cargas resulten las zapatas de cimentación con dimensiones tales que queden muy próximas unas de otras, es conveniente emplear otro tipo de cimentación, tal como el de cimentación por vigas.

La cimentación por medio de vigas consiste en unir las bases de las columnas con vigas de concreto, que pueden ser de sección rectangular o en "t".

En este sistema de cimentación, la carga de cada columna se considera repartida por igual en todas las vigas concurrentes a la misma, y como carga de cada viga se toma aquella formada por la suma de las dos cargas transmitidas por las columnas que sustenta.

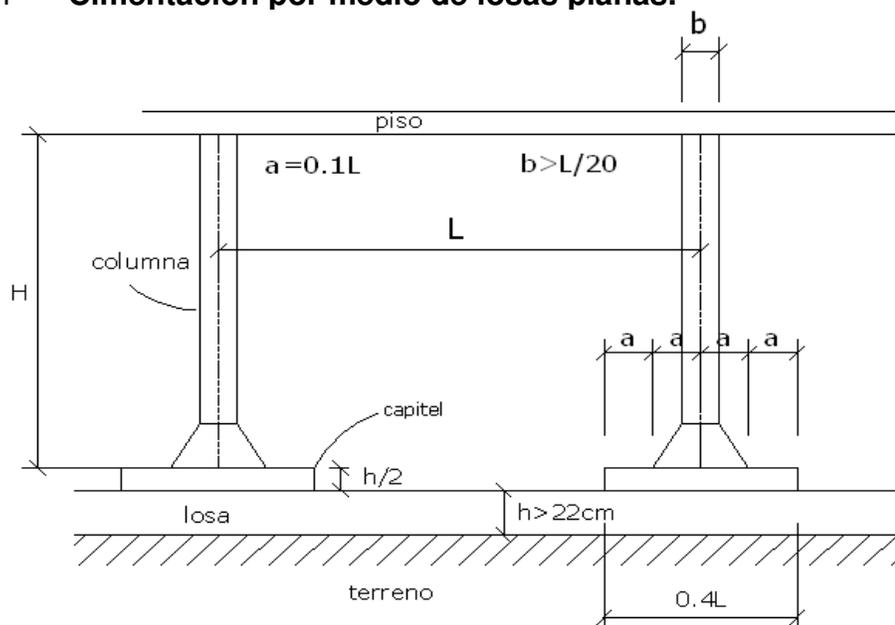
Para el cálculo del peralte de estas vigas se les considerará como vigas continuas con dos claros iguales, pudiéndose determinar momentos y fuerzas cortantes por el método de los tres momentos, siendo posible que suceda que el sistema reactivo de abajo hacia arriba (reacciones de la viga) no coincida con el sistema activo de arriba hacia abajo (cargas de las columnas) en los nudos debido a la distribución supuesta de las cargas. Si esto ocurre, se tendrá un sistema de diferencias que habrá que corregir. La corrección que se puede hacer para reducir las diferencias a un valor aceptable, según el tipo de estructura y tipo de suelo de cimentación, consiste en determinar las cargas que, actuando sobre las vigas, equilibren el sistema de diferencias, y sumarlas o restarlas, según el caso, a las cargas sobre las vigas utilizadas para encontrar el sistema reactivo de la primera etapa de cálculo. Con las cargas corregidas se encuentran nuevamente los momentos y las reacciones. Las diferencias

entre el sistema activo y reactivo de cargas será ahora menor, y si aún no se encuentran dentro de la tolerancia fijada el proceso debe seguirse hasta conseguirlo. Es muy usual repetir el procedimiento hasta que en cada nudo se tengan diferencias menores a un 5% de la carga en cada nudo. Cuando el suelo de cimentación es muy resistente algunos proyectistas no llevan a cabo las correcciones mencionadas, sino que simplemente amplían las bases de las vigas en los nudos, según las diferencias encontradas entre el sistema activo y reactivo de cada uno.

3.2 Cimentación por medio de losas planas

Cuando por la cercanía de las columnas por la baja resistencia del suelo o por la intensidad de las cargas, aun empleando un sistema de cimentación por medio de trabes, éstas resultan con bases muy amplias, quedando unas muy cerca de las otras, se tiene entonces que recurrir a una losa continua. Ahora bien, si lo que sobresale la losa del eje que limita las columnas exteriores no es muy grande, se puede recurrir a una losa plana sin vigas que satisfaga las especificaciones que en la figura 11 se indican.

Figura 11 Cimentación por medio de losas planas.

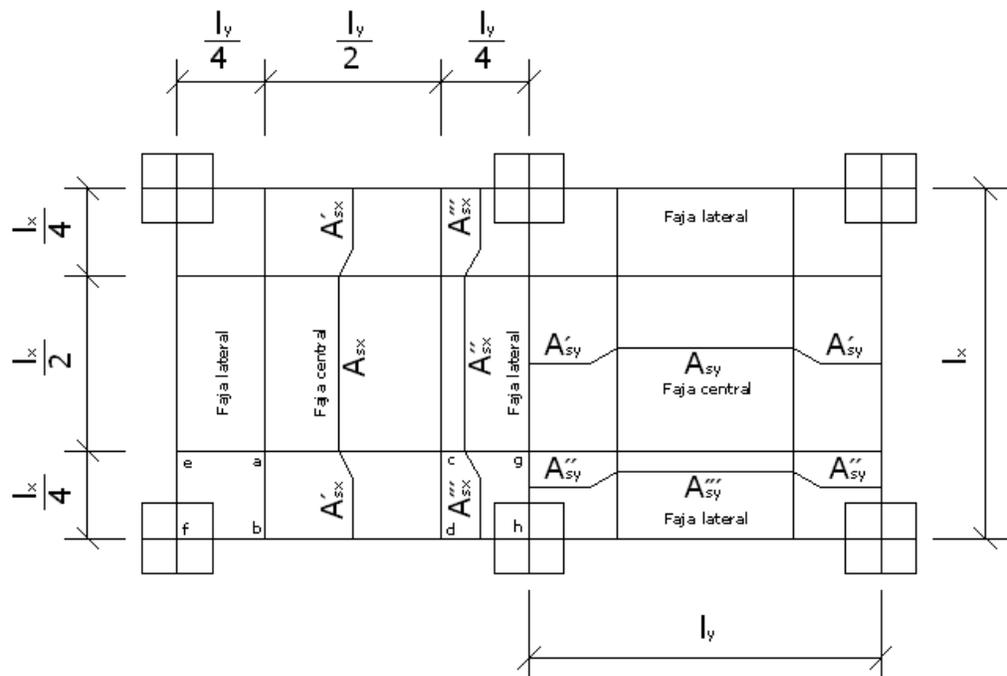


Si lo que sobresale la losa del eje de las columnas exteriores es de más de la mitad de la distancia L entre columnas, conviene reforzar la losa con vigas, resultando entonces un sistema de losas apoyadas perimetralmente, que es otra forma de resolver el problema.

Se verá el caso de la losa plana sin vigas, apoyada directamente sobre las capitales de las columnas.

El cálculo de una losa plana sin vigas, apoyada sobre columnas, formando recuadros de dimensiones l_x y l_y a razón de σ_a Kg /cm² se puede efectuar, en la práctica, así(véase figura 12).

Figura 12 **Losas planas sin vigas apoyadas sobre columnas.**



Se calcula el peralte efectivo de la losa para la luz mayor l_x con toda la carga dada por σ_a y con un momento de

$$M_x = \left(\frac{1}{10}\right)\sigma_a l_x^2 \quad \text{Ec.25}$$

por lo que dicho peralte efectivo es:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} \quad \text{Ec.26}$$

Para la luz l_x se considera dividido el recuadro en tres fajas: una central de ancho l_x entre dos, y dos fajas laterales de l_x entre cuatro. El refuerzo A_s para la faja central se obtiene por la conocida fórmula:

$$A_{sx} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \quad \text{Ec.27}$$

Y se asigna a las fajas laterales un refuerzo de:

$$A'_{sx} = 0.8A_{sx} \quad \text{Ec.28}$$

Las fajas laterales llevan, además, refuerzo en la cara superior para resistir los momentos negativos, y se distribuye.

En el rectángulo medio (abad) de la faja central, con anchura de l_x entre dos, un refuerzo de:

$$A''_{sx} = 0.8A_{sx} \quad \text{Ec.29}$$

y en los rectángulos extremos (abfe) y (cdhg) de ancho l_x entre cuatro y alto l_y entre cuatro, otro de :

$$A'''_{sx} = 0.8A_{sx} \quad \text{Ec.30}$$

Se calcula el momento para la luz menor l_y por la fórmula:

$$M_y = \left(\frac{1}{10}\right)\sigma_a l_y^2 \quad \text{Ec.31}$$

Se deduce el área de acero para la faja central así:

$$A_{sy} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \quad \text{Ec.32}$$

Las fajas laterales de la luz l_y llevan refuerzo tanto superior como inferior relacionado con el valor de A_{sy} en la misma forma que se hizo para la luz l_x .

$$A_{sx} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \quad \text{Ec.33}$$

3.3 Diseño de la cimentación de un edificio de cinco niveles.

A continuación se presenta el diseño de la losa de cimentación para un edificio de cinco niveles ubicado cerca de la playa en el puerto de San José. La integración de cargas del edificio da un peso total de 1,361 toneladas. Los demás datos necesarios para diseñar la cimentación por medio de una losa plana se van determinando progresivamente.

Figura 13 **Vista arquitectónica.**

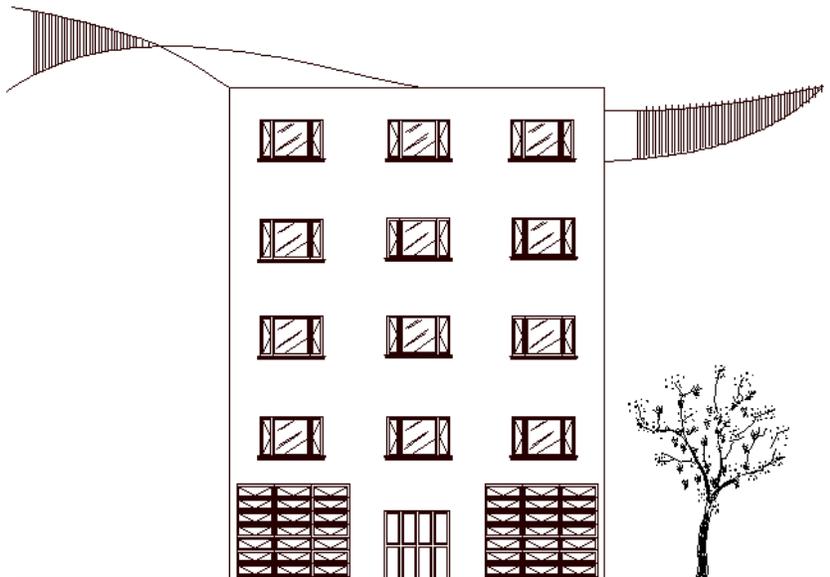
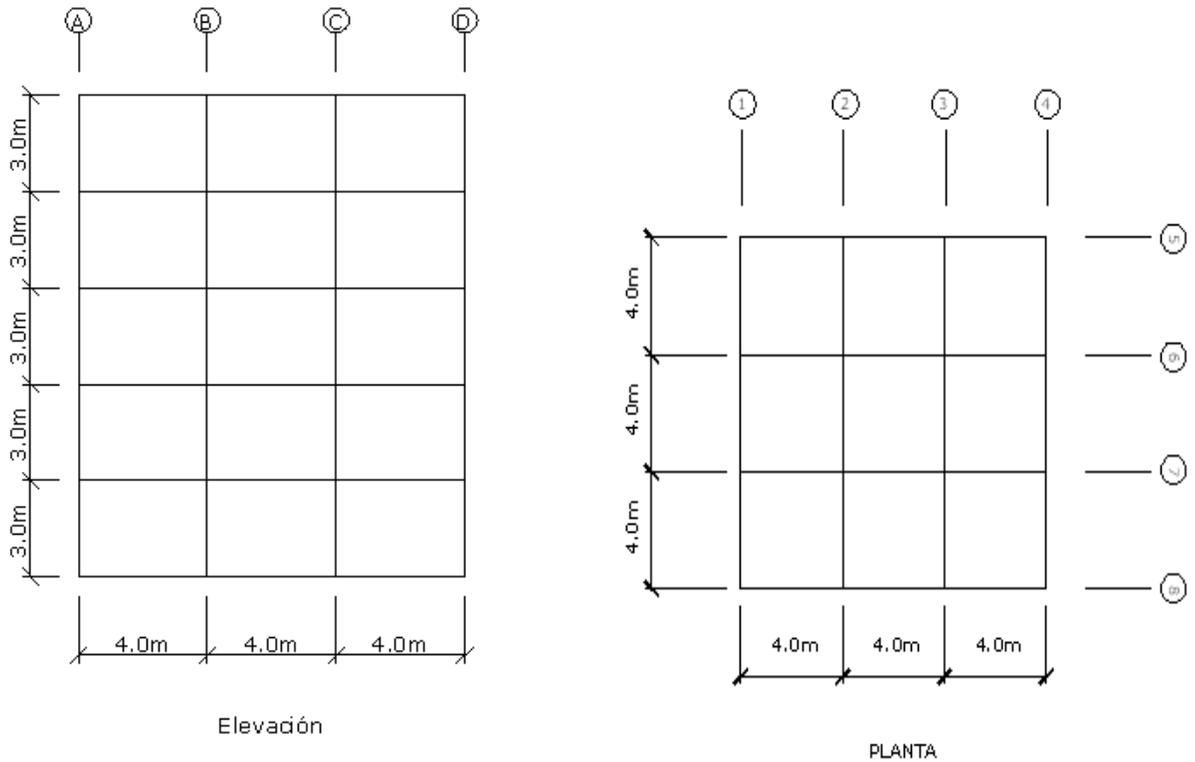


Figura 14 Elevación y planta.



Para diseñar la cimentación es necesario conocer la capacidad soporte del suelo. Para obtener el valor soporte del suelo se hace necesario hacer un ensayo en el lugar donde se hará la cimentación. Para este caso el ensayo consistió en una prueba de penetración normal (SPT). El valor de "N" de la prueba de penetración normal (SPT) de campo según el informe adjunto en el anexo es igual a 17 a una profundidad de 1.5 metros. Este valor de "N" debe corregirse, sólo en materiales no cohesivos, así:

$$N_{corr} = F_c N_{campo} \quad \text{Ec.34}$$

$$F_c = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{p_i} \right) \quad \text{Ec.35}$$

Donde:

N_{corr} = valor de N corregido.

F_c = factor de corrección.

N_{campo} = valor de N obtenido en campo.

p_i = presión intergranular en kg/cm^2 .

Entonces se calcula p_i y F_c

$$p_i = \left(1,920 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (1.5\text{m}) = 2,880 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.288 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_c = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{0.288}\right) = 1.418$$

Además, en todos los casos el valor de N_{campo} debe modificarse por longitud de vástago según la profundidad de los sondeos. Si la profundidad del sondeo está entre 6.0 y 10.0 multiplicar por 0.95.

$$N_{corr} = (1.418)(0.95)(17) = 22.90$$

Debido a que los valores de N suelen ser muy altos cuando el subsuelo está formado por arena fina, es necesario hacer la corrección siguiente:

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \quad \text{Ec.36}$$

en la que N viene siendo el valor determinado en la prueba de campo y que resulten mayores de 15 al corregirlas por p_i .

$$N' = 15 + 0.5(22.90 - 15)$$

$$N' = 18.95$$

Cálculo de carga admisible por medio de Peck-Hanson-Thornburn:

$$q_a = \frac{N_{corr} - 3}{5}, \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ec.37}$$

$$q_a = \frac{18.95 - 3}{5} = 3.19 \frac{kg}{cm^2} = 31.90 \frac{ton}{m^2}$$

Utilizando un factor de seguridad de 3 tenemos que:

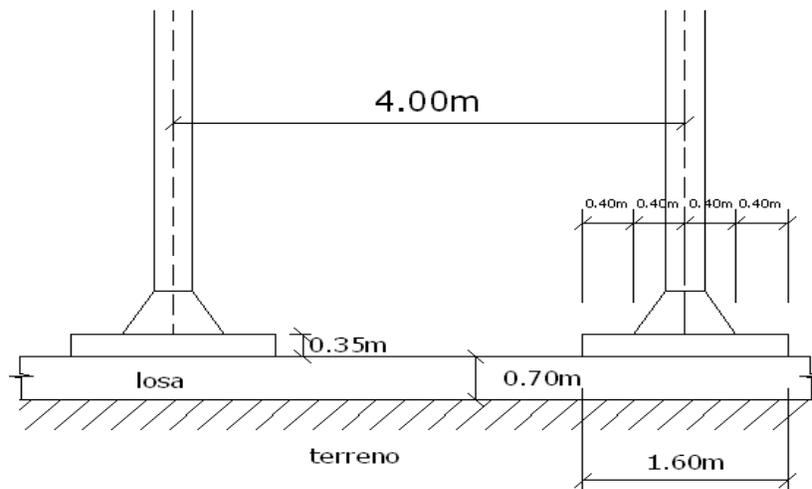
$$q_a = \frac{31.90}{3} \left(\frac{ton}{m^2} \right) = 10.63 \frac{ton}{m^2} \approx 10 \frac{ton}{m^2}$$

Siendo el peso total de la construcción P de 1,361Ton y suponiéndole a la cimentación un peso del 10% de P, o sea $P' = 136.1$ Ton, entonces se tendrá que la superficie de cimentación necesaria será de:

$$A = \frac{P'}{\sigma_a} = \frac{1,497.1ton}{10 \frac{ton}{m^2}} = 149.71m^2$$

Como la zona limitada por los ejes de las columnas exteriores es de $12 \times 12 = 144 \text{ m}^2$, la losa plana sobresaldrá de las columnas exteriores, o sea de la zona de construcción. Sin embargo, si se construye la losa de $13 \text{ m} \times 13 \text{ m}$, de tal modo que sobresalga $(13-12)/2 = 0.5 \text{ m}$, se cumple que este saliente sea menor que la mitad de la distancia L entre columnas. El capitel que se empleará como base de las columnas será de $0.40L = 0.40 \times 4.0 = 1.60 \text{ m}$ de lado, o sea de $1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m}$.

Figura 15 **Detalles de losa de cimentación.**



Ahora se calculará el peralte de la losa utilizando las siguientes ecuaciones.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec.38}$$

$$E_c = 15,100 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 218,819.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 2,100,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec.39}$$

$$n = \frac{2,100,000}{(15,100)(\sqrt{210})} = 9.60 \approx 10$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \quad \text{Ec.40}$$

$$k = \frac{(0.45)(210)}{(0.45)(210) + \frac{1400}{10}} = 0.40$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad \text{Ec.41} \quad j = 1 - \frac{0.40}{3} = 0.87$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j \quad \text{Ec.42} \quad K = (0.5)(0.45)(210)(0.40)(0.87) = 16.44$$

El momento flector para una carga de $10\text{ton/m}^2=10,000\text{kg/m}^2$ es:

$$M = \frac{wL^2}{10} = \frac{(10,000)(4)^2}{10} = 16,000\text{kg} \cdot \text{m}$$

El peralte efectivo de la losa será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1,600,000}{(16.44)(100)}} = 31.20\text{cm} \approx 32\text{cm}$$

Para el análisis del cortante directo, la losa se considera que actúa como una viga ancha entre los apoyos. Las secciones críticas se toman a una distancia d de la cara de su capitel, la resistencia por cortante, igual que en las zapatas, es

$$0.53\sqrt{f'_c} bd, \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \quad \text{Ec.43}$$

$$V_{actuante} = \left(31.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (1.60\text{m})(0.5)(2\text{m} - 0.8\text{m} - 0.30\text{m}) = 45.9\text{ton}$$

$$V_{resistente} = (0.53)(\sqrt{210}\text{kg/cm}^2)(100\text{cm})(32\text{cm}) = 24,577\text{kg} \approx 25\text{ ton}$$

Como el esfuerzo cortante que es capaz de soportar la losa es menor que el esfuerzo actuante, se aumenta el peralte d a 60cm. Entonces tenemos que:

$$V_{resistente} = (0.53)(\sqrt{210}kg/cm^2)(100cm)(60cm) = 46,083kg \approx 46ton$$

Dando un recubrimiento de 10cm resulta una altura total de losa de 70 cm. Es conveniente usar más recubrimiento que el normal de 7.5cm. La losa debe colocarse sobre una capa de concreto pobre de 15cm de espesor para nivelar la superficie. El refuerzo superior de las fajas centrales de 2m de anchura de los recursos será:

$$A = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,440,000}{(1,400)(0.85)(60)} = 20.17cm^2$$

El refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, según el A.C.I. 318S-05 sección 10.5.1. se calcula así:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} bd \quad \text{Ec.44}$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{210}}{2800} (100)(60) = 7.76cm^2$$

El refuerzo por retracción y temperatura según el A.C.I. 318S-05 sección 7.12.2.1 se calcula así:

$$A_s = 0.0020bd \quad \text{Ec.45}$$

$$A_s = (0.0020)(100\text{cm})(60\text{cm})$$

$$A_s = 12\text{cm}^2$$

Se puede observar que el refuerzo necesario para resistir los esfuerzos por flexión son mayores que el refuerzo mínimo permitido y el refuerzo mínimo por retracción y temperatura.

$$N = \frac{20.17}{5.07} = 3.98 \approx 4 \text{ varillas No. 8 por metro.}$$

A las fajas laterales de 1m de anchura de los recuadros les corresponde un refuerzo inferior del 80% del encontrado para las fajas centrales, y además de un refuerzo superior, para tomar los movimientos negativos, igual al calculado en las zonas bajo los apoyos y al 80% del mismo en las zonas centrales entre apoyos.

Se necesita comprobar si con el esfuerzo inferior calculado se tiene suficiente resistencia en las zonas voladas exteriores.

$$M = \frac{wl^2}{2} = \frac{(9,000)(0.5)^2}{2} = 1,125\text{kg} \cdot \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{112,500}{(18.07)(100)}} = 7.89 \approx 8\text{cm}$$

$$h = d + r = 8 + 10 = 18\text{cm (O.K., se cuenta con 70cm)}.$$

Refuerzo de la losa:

$$A = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{112,500}{(1,400)(0.85)(70)} = 1.35\text{cm}^2$$

Entonces utilizar 7.76cm²

$$N = \frac{7.76}{1.98} = 3.92 \approx 4 \text{ varillas No. 5 por metro.}$$

El 80% del acero inferior con que se cuenta es:

$$A'_s = 0.8A_s = (0.8)(20.17) = 16.14\text{cm}^2$$

Esta cantidad es superior a la necesaria de 7.76cm², por lo que en el volado perimetral se mantendrá el refuerzo calculado de 16.14 cm² en toda su extensión.

3.4 Costos.

Tabla VI. Trabajos preliminares.

MATERIAL Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q)	TOTAL (Q)	TOTAL (Q)
			UNITARIO	IMPORTADO	NACIONAL
Madera de 1" x 3" x 10'	Unidad	20.00	Q 21.25		Q 425.00
Madera de 2" x 3" x 10'	Unidad	15.00	Q 42.50		Q 637.50
Clavo 2 1/2"	Libra	6.00	Q 3.50		Q 21.00
Cal Hidratada	Bolsa	2.00	Q 40.00		Q 80.00
SUB TOTAL MATERIAL Y HERRAMIENTA				Q	1,163.50
MAQUINARIA Y EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q)	TOTAL (Q)	TOTAL (Q)
			UNITARIO	IMPORTADO	NACIONAL
Retroexcavadora	hora/máquina	24	Q 400.00		Q 9,600.00
Camión de volteo 10/m ³ /camión	hora/máquina	24	Q 200.00		Q 4,800.00
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO				Q	14,400.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q)	TOTAL (Q)	TOTAL (Q)
			UNITARIO	IMPORTADO	NACIONAL
Trazo	MI	50	Q 20.00		Q 1,000.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q	1,000.00
INTEGRACIÓN DEL PRECIO UNITARIO TOTAL					
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS (MAT, EQUIPO, HERRAMIENTA + MANO DE OBRA)				Q	16,563.50
GASTOS INDIRECTOS		30%	Q	4,669.05	
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS E INDIRECTOS				Q	20,232.55

Tabla VII. Capa de concreto.

MATERIAL Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Cemento Pórtland	bolsa	242.00	Q 60.00		Q14,520.00
Arena de río	m ³	14.00	Q 150.00		Q 2,100.00
Piedrín	m ³	15.00	Q 175.00		Q 2,625.00
SUB TOTAL MATERIAL Y HERRAMIENTA				Q	19,245.00
MAQUINARIA Y EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Excavadora	hora/máquina	20	Q 400.00		Q 8,000.00
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO				Q	8,000.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Hechura y colocación del concreto	m ³	25.35	Q 140.00	Q -	Q 3,549.00
SUBTOTAL				Q -	Q 3,549.00
% AYUDANTE			37.50%	Q -	Q 1,330.88
TOTAL MANO DE OBRA				Q	4,879.88
INTEGRACIÓN DEL PRECIO UNITARIO TOTAL					
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS (MAT, EQUIPO, HERRAMIENTA + MANO DE OBRA)				Q	32,124.88
GASTOS INDIRECTOS	30%			Q	9,637.46
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS E INDIRECTOS				Q	41,762.34

Tabla VIII. Losa.

MATERIAL Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Cemento Pórtland	saco	1124.00	Q 60.00		Q 67,440.00
Arena de río	m³	65.00	Q 150.00		Q 9,750.00
Piedrín	m³	71.00	Q 175.00		Q 12,425.00
Alambre de amarre	libra	90.00	Q 6.50		Q 585.00
Varillas No. 8 (1")	varilla	572.00	Q 190.00		Q108,680.00
Alambre de amarre	lb	25.00	Q 6.50		Q 162.50
SUB TOTAL MATERIAL Y HERRAMIENTA				Q	199,042.50
MAQUINARIA Y EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Concretetera	día	2	Q 400.00		Q 800.00
Vibrador	día	2	Q 300.00		Q 600.00
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO				Q	1,400.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Armadura para Losa	m²	169.00	Q 130.00	Q -	Q 21,970.00
Hechura y Colocación de Concreto	m³	118.30	Q 140.00		Q 16,562.00
SUBTOTAL				Q -	Q 38,532.00
% AYUDANTE			37.50%	Q -	Q 14,449.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q	52,981.50
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS (MAT, EQUIPO, HERRAMIENTA + MANO DE OBRA)				Q	253,424.00
GASTOS INDIRECTOS			30%	Q	76,027.20
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS E INDIRECTOS				Q	329,451.20

Se tiene entonces que la losa de cimentación tiene un costo total de Q 391,446.09.

4. CIMENTACIÓN POR MEDIO DE PILOTES

4.1 Empleo de pilotes

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

1. De madera.
2. De acero.
3. De concreto simple.
4. De concreto reforzado.
5. De concreto preesforzado.
6. Mixtos.

b) Respecto al lugar de su construcción:

1. Prefabricados: cuando el pilote se fabrica en lugar distinto al de su hinca.
2. Fabricados en lugar de hinca.

c) Respecto a la sección transversal:

1. Hueca
2. Maciza

d) Respecto a su apoyo:

1. Pilotes de fricción: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.
2. Pilotes de punta: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
3. Pilotes de apoyo mixto: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

e) Respecto a su dirección:

1. Pilotes verticales.
2. Pilotes inclinados.

4.2 Criterios para el cálculo de la capacidad de carga de un pilote.

Existen dos procedimientos básicos para estimar la carga última, y en consecuencia, la carga de trabajo, que puede soportar un pilote:

1. Método estático
2. Método dinámico

4.2.1 Capacidad admisible de carga de los pilotes por el procedimiento estático.

El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_t = R_p + R_f \quad \text{Ec.46}$$

En donde:

R_t = Resistencia total última del pilote.

R_p = Resistencia última por apoyo en la punta.

R_f = Resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f o sea la capacidad última de carga de los pilotes por cuanto al suelo se refiere.

Para el cálculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2(1.3C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4\gamma \cdot B \cdot N_w) \quad \text{Ec.47}$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi \cdot r^2(1.3C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.60 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_w) \quad \text{Ec.48}$$

en donde:

B= Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en metros.

r= Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = Cohesión del terreno, en Ton/m².

D_f = Profundidad de la punta del pilote respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c, N_q y N_w = Factores que dependen del ángulo de fricción interna y que obtienen a través de gráficos.

γ =Peso volumétrico del suelo, en Ton/m³.

Algunos valores del peso volumétrico y de la fricción lateral para condiciones medias se pueden obtener de las tablas IX y X.

La fuerza horizontal que puede resistir un pilote es igual al área de su sección transversal, en centímetros cuadrados, y dicho valor tomarlo en kilogramos como carga horizontal por pilote. Así, un pilote de 30 cm por 30 cm tiene un área de 900 cm², por lo que cada pilote puede resistir una fuerza horizontal de 900 kg.

Tabla IX. Valores de peso volumétrico.

Descripción del suelo	Pesos volumétricos (γ)		
	Seco Ton/m ³	Saturado Ton/m ³	Sumergido Ton/m ³

Grava húmeda	1.70	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo, muy bien			
Graduada	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave		1.77	0.77
Arcilla rígida		2.07	1.07
Arcilla orgánica suave		1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1.00	1.43	0.43
Bentonita suave		1.27	0.27

Tabla X. Valores de fricción lateral última.

Tipo de suelo	Fricción lateral última
	Ton/m ²
Arcilla suave y limo	1.0 - 2.0
Limo arenoso	2.0 - 5.0
Arcilla rígida	4.0 - 10.0
Arena suelta	2.0 - 3.0
Arena densa	3.0 - 10.0
Gravas	10.0 - 15.0

En los suelos combinados se pueden determinar, aproximadamente, sus propiedades promediando las que correspondan a los elementos constituyentes.

Para el cálculo de R_f , se tiene:

$$R_f = A_1 \cdot F_1 + A_2 \cdot F_2 + A_3 \cdot F_3 + \dots \dots \dots A_n \cdot F_n \quad \text{Ec.49}$$

$A_1, A_2, A_3, \dots \dots \dots A_n$ = Área lateral del pilote en los estratos 1, 2,3, etc.

Como se ha podido observar, las fórmulas anteriores dan la capacidad última que puede soportar el pilote, por lo que se refiere a su apoyo en el suelo.

4.2.2 Capacidad admisible de carga de los pilotes por el procedimiento dinámico.

El método dinámico se basa en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes de un martinete. En consecuencia sólo es aplicable a pilotes que se hincan por este procedimiento.

Los factores que intervienen en la estimación de la capacidad de la carga de un pilote por el hecho dinámico son muy diversos y muy complejos, lo que ha hecho que se propongan un gran número de fórmulas semiempíricas. Como todas estas fórmulas sólo proporcionan estimaciones de la capacidad del pilote, que incluso puede tener errores muy considerables, debe elegirse una fórmula

de estructura sencilla y de aplicación fácil, como es la fórmula de Rabe, que a continuación se propone.

$$R = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \cdot \frac{W}{W + \frac{P}{2}} \cdot B \quad \text{Ec.50}$$

Donde:

R = Capacidad de carga permisible para el pilote en libras, con un factor de seguridad aproximado de 2.

M = Factor de eficiencia del martinete.

F = WH para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie.

F = Energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras- pie.

W = Peso de las partes del martinete que intervienen en el golpe, en libras.

H = Altura de caída de peso W en pies.

D = Factor de corrección para pilotes inclinados.

S = Penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe.

C = Pérdida temporal de compresión, en pulgadas.

P = Peso del pilote incluyendo el cabezal de hinca, en libras.

B = $B_s \cdot B_t \cdot B_c$ es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente.

El factor M de eficiencia del martinete se obtiene de la tabla XI. El factor D, de inclinación de los pilotes, se encuentra a partir de la fórmula:

$$D = \frac{1-UG}{\sqrt{1+G^2}} \quad \text{Ec.51}$$

En la que U es un coeficiente de fricción especificado en la tabla XI, y G es la inclinación del pilote, expresada en forma de talud.

Tabla XI. Coeficiente de fricción U para diferentes tipos de martinete.

Tipo de martinete	M	U	C	Mínimo		Máximo	
				N	J	N	J
Martinetes de caída movida por cable	4	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de caída libre	4.7	0.2	2.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de vapor de acción simple o de aire (Tipo Vulcán)	5	0.1	0.15	0.18	1.2	0.45	1.8
Martinete de vapor de, aire o de vapor diferencial (Tipo Vulcán)	5.2	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8
Martinetes de vapor, de aire, de doble acción o diesel. (Tipo Mckiernan Terry)	6	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8

Tabla XII. Valores del factor de suelo Bs.

	<i>Bs</i>
Arcilla plástica o limo muy húmedo, suelo muy pobre	0.25
Arcilla o limo suave, suelo más bien pobre	0.50
Arcilla o limo medio, suelo de regular calidad	0.70
Arcilla o limo duro, arena, grava suelta, buen suelo	0.85
Limo arenoso denso, arena o grava moderadamente compacta, suelo muy bueno	1.00
Arena o grava muy compacta, pizarra o tepetate, excelente material de cimentación	1.25

4.3 Resistencia estructural del pilote como columna

A través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hincan los pilotes lo confina lateralmente en toda longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales.

Consecuentemente, se proponen las siguientes fórmulas para pilotes de concreto:

Para elementos con refuerzo lateral en forma de estribos:

$$R_{Pu} = 0.80\phi(0.85f'_cA_c + f_yA_s) \quad \text{Ec.52}$$

Para elementos con esfuerzo en espiral:

$$R_{Pu} = 0.85\phi(0.85f'_cA_c + f_yA_s) \quad \text{Ec.53}$$

en donde:

R_{Pu} : Resistencia última de diseño a la carga axial.

f'_c : Resistencia especificada a compresión del concreto.

A_c : Área neta de concreto de la sección transversal.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_s : Área total del refuerzo longitudinal.

ϕ : 0.70 en elementos con estribos.

ϕ : 0.75 en elementos con refuerzo lateral en espiral.

4.4 Comportamiento de un conjunto de pilotes

Para el proyecto de una cimentación por medio de pilotes se requiere como elemento esencial un perfil de suelo que represente los resultados de sondeos exploratorios. Comúnmente este perfil de suelos provee toda la información necesaria para decidir si la cimentación puede establecerse sobre pilotes de fricción, sobre pilotes resistentes de punta o sobre pilotes mixtos.

El siguiente paso consiste en elegir la profundidad de hincado y el tipo de pilote que se empleará, basándose en aspectos económicos y en las condiciones impuestas en las características de la obra.

Se determina luego de la capacidad de carga última de un pilote y este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado para obtener la carga admisible por pilote.

El número de pilotes para una carga dada será igual a dicha carga entre la capacidad admisible del pilote empleado.

Determinando el número de pilotes, el siguiente paso es elegir su espaciamiento. Por razones de índole económica y práctica se ha establecido que la distancia D entre ejes de pilotes debe estar comprendida entre 2.5 y 4.0 veces el diámetro superior de dichos pilotes (dp). Una distancia D menor a 2.5 veces el diámetro superior del pilote dificulta su hincado, y una distancia D mayor de cuatro veces el diámetro del pilote aumenta el costo de la zapata cabezal de los mismos, sin beneficiar a la cimentación.

Elegida la distancia entre pilotes, éstos se disponen en hileras paralelas formando cuadros, y se calcula el área de cada zapata-cabezal. Si el área de los cabezales es considerablemente menor que la mitad del área total cubierta por la estructura, los pilotes se disponen en grupos que contienen zapatas comunes, pero si el área es mayor en extremo que la mitad del área ocupada por la estructura, se proyecta a una platea soportada por un solo grupo de pilotes, en cuyo caso la separación entre los mismos se aumenta hasta conseguir una distribución regular. Si la intensidad de carga que actúa en las diferentes partes de la platea es muy distinta, la distancia entre pilotes se acondiciona en cada parte a dicha intensidad. La distancia de los pilotes perimetrales al borde del cabezal se considera igual a $D/2$.

La experiencia ha demostrado que los grupos de pilotes de fricción pueden fallar en conjunto, como una unidad, hundiéndose en el terreno, antes de que la carga por pilote alcance el valor de la carga admisible. Así pues, hay

que calcular el conjunto de pilotes trabajando como una sola unidad para ver si no falla, como ya se ha indicado.

$$Q_c = Q_d + 2\pi r D_f S \quad \text{Ec. 54} \quad \text{para distribución circular}$$

o

$$Q_c = Q_d + 4B D_f S \quad \text{Ec.55} \quad \text{para distribución cuadrada.}$$

en la que:

Q_d = Capacidad de carga de la base de un pilote cilíndrico, o cuadrado, según el caso, de radio r o lado B y longitud D_f .

$$Q_d = \pi r^2 (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_w) \quad \text{Ec.56}$$

$$Q_d = B^2 (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_w) \quad \text{Ec.57}$$

donde:

r = Radio de la periferia del grupo de pilotes.

B = Lado de la periferia del grupo de pilotes.

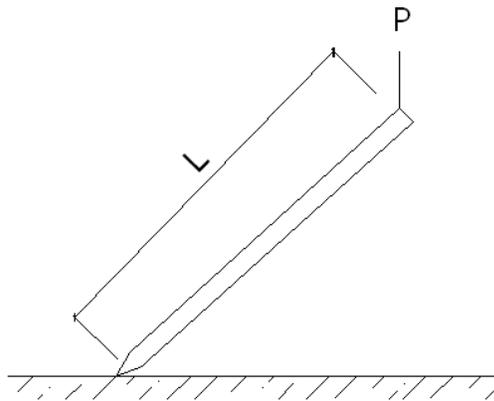
D_f = Profundidad a que se han hincado los pilotes.

S = Promedio de la resistencia unitaria al corte del suelo entre la superficie y la profundidad D_f , y que vale:

$$S = c + P_1 \cdot \tan\varphi \quad \text{Ec.58}$$

Se asegura que un pilotes no fallará cuando la carga total de proyecto sea menor de $Q_c/3$. Si esta condición no se satisface debe cambiarse el proyecto de la cimentación, aumentando el largo de los pilotes, cambiando sus dimensiones o ambas cosas. El siguiente paso corresponde al cálculo de la longitud a que debe construirse cada pilote para que pueda ser transportado. Esta longitud está determinada por la forma de izamiento del pilote (ver figura 16), ya que para que resista los esfuerzos estáticos y dinámicos a que se le somete durante el mismo el momento máximo que se produce deberá ser igual al momento último de la sección transversal del pilote, dividido por un factor de seguridad.

Figura 16 **Izamiento de pilote en un extremo.**



Para un pilote cuadrado, armado simétricamente, e izado en la forma que se indica en la figura 17, el momento último que puede resistir la sección viene dado por el par resistente producido por el acero de refuerzo en la sección, en donde:

A_s = Área del acero de refuerzo en la sección transversal del pilote.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero estructural a tensión.

d= Peralte efectivo.

r= recubrimiento.

Ahora bien, el momento máximo que produce una carga uniformemente distribuida debido al peso propio del pilote en este caso es:

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{\gamma bhL^2}{8} \quad \text{Ec.59}$$

en la que:

γ = peso volumétrico del concreto.

b = ancho de la sección transversal del pilote.

h= peralte total del pilote.

L = longitud de la sección de pilote.

Como el momento máximo que se produce debe ser igual al momento último de la sección transversal dividido por un factor de seguridad, si a éste se le da un valor de 2, se tiene:

$$M = \frac{1}{2} M_r; \quad M = \frac{wL^2}{8} = \frac{\gamma_c bhL^2}{8}$$

$$\frac{\gamma_c bhL^2}{2} = \frac{1}{2} \frac{A_s}{2} f_y (d - r)$$

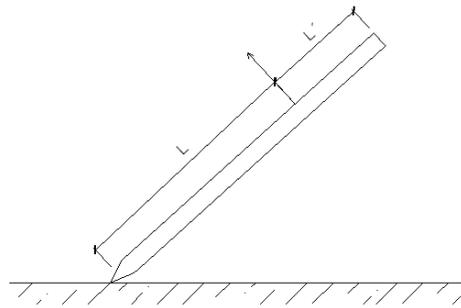
en donde:

$$L = \sqrt{\frac{2}{\gamma_c} \cdot \frac{A_s}{bh} \cdot f_y (d - r)}$$

Pero como la relación A_s/bd es el porcentaje de acero en la sección, o sea ρ , se tiene:

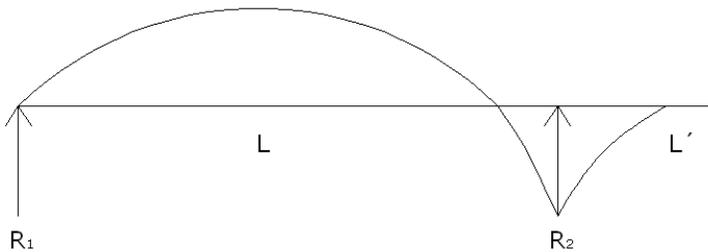
$$L = \sqrt{\frac{2}{\gamma_c} \cdot \rho \cdot f_y (d - r)} \quad \text{Ec.60}$$

Figura 17 **Izamiento de un pilote a una longitud L' del extremo.**



Si el pilote se levanta por un punto como el que se indica en la figura 17, la longitud total del pilote será la longitud L, ya obtenida como viga simplemente apoyada, más la longitud L' obtenida como viga en ménsula (ver figura 18). Claro que ello no es exactamente correcto, ya que cuando se levanta en esta forma el diagrama de momentos es de la siguiente manera

Figura 18 **Diagrama de momentos.**



La longitud L' de la sección del pilote se puede obtener de la misma manera que en el caso anterior:

$$L' = \sqrt{\frac{1}{2\gamma_c} \cdot \rho \cdot f_y (d - r)} \quad \text{Ec.61}$$

La longitud total de la sección de pilote vale entonces:

$$L_t = L + L' \quad \text{Ec.62}$$

Tabla XIII. Dimensiones y armados aconsejables.

Sección del pilote	Diámetro en pulgadas de las varillas según las longitudes siguientes de pilotes:					
	8m	10m	13m	15m	20m	25m
25x25cm	3/4''	3/4''	7/8''			
30x30cm		3/4''	7/8''	1''	1''	
35x35cm			1''	1''		
40x40cm			1 1/8''	1 1/8''	1 1/4''	1 1/2''

Tabla XIV. Refuerzo lateral para pilotes cuadrados de concreto.

Sección del pilote	Diámetro de los estribos	Espaciamiento de estribos
25 x 25cm	3/16''	9 cm
30 x 30cm	3/16''	8 cm
35 x 35cm	1/4''	15 cm
40 x 40cm	1/4''	10 cm

4.5 Cálculo de la zapata-cabezal

Conocida la distribución de los pilotes, el cálculo de la zapata-cabezal se lleva a cabo en forma semejante a las zapatas aisladas, con algunas modificaciones. En el caso de las zapatas-cabezales, la sección crítica para corte se considera localizada a una distancia de $d/2$, medida a partir del paramento de la columna o del pedestal, como se hace en las zapatas.

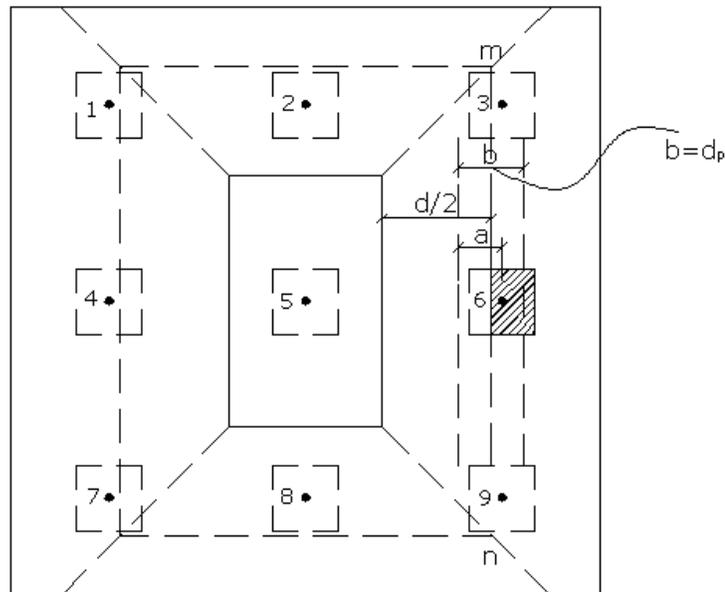
En el corte extremo sobre cualquier sección vertical se considerará actuando la reacción entera de cualquier pilote cuyo centro esté localizado $dp/2$ o más dentro del área de la zapata que produce corte en la sección. La reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $dp/2$ o más fuera del área de la zapata que produce corte en la sección se considerará como no produciendo corte. Para posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se considerará produciendo corte en la sección estará basada en una interpolación lineal entre el valor completo a $dp/2$ dentro del área productora de corte y valor cero fuera del área que produce corte en la zapata (dp = diámetro o largo de la parte superior del pilote en contacto con la zapata).

De acuerdo con lo afirmado, los pilotes 2,5 y 8 de la figura 20 no producen corte. El corte producido por los pilotes 3,6 y 9 sobre la sección m-n es:

$$V_c = \frac{a}{b} \cdot R_p \cdot N \quad \text{Ec.63}$$

en la que a y b son las distancias indicadas en la figura 19, R_p es la carga admisible del pilote y N el número de pilotes que producen corte en la sección m-n. Las secciones críticas para momento en la zapata-cabezal están localizadas en secciones que pasan por la cara de la columna, o del pedestal en caso de que exista éste.

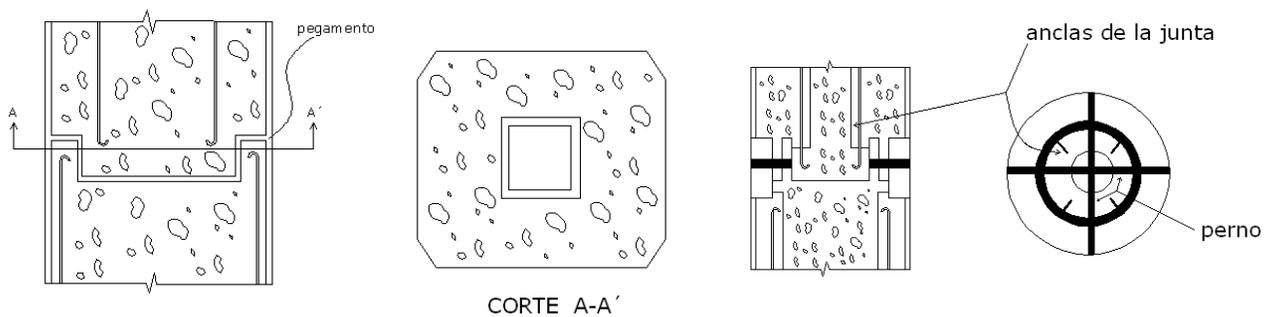
Figura 19 **Zapata cabezal.**



4.6 Juntas para unir pilotes.

No es aconsejable hincar pilotes demasiados largos debido a que presentan múltiples dificultades tales como requerir de grandes mesas para su colado, manejo complicado en los patios de construcción, difícil transporte a las obras y aumento en la cantidad de acero para resistir el transporte. Debido a todo esto, los pilotes se fabrican en tramos, como ya se ha visto con anterioridad, los cuales deben unirse unos a otros a medida que se van hincando en el terreno. Esta unión se hace mediante juntas adecuadas, algunas de las cuales se presentan en las figuras 20. Como se puede observar en la figura inferior, esta junta para unir pilotes está formada por dos placas, una en cada pilote, y cada una de ellas, va soldada a varillas ancladas en la sección de concreto del pilote. Al unir los dos tramos de pilotes, las placas se sueldan en todo su perímetro y se protegen con un impermeabilizante adecuado.

Figura 20 Diferentes tipos de juntas.



4.7 Diseño de la cimentación de un edificio de cinco niveles

A continuación se presenta el diseño de los pilotes y zapatas cabezales para un edificio de cinco niveles ubicado cerca de la playa en el Puerto de San José. La integración de cargas del edificio da un peso total de 1,361 toneladas. Los demás datos necesarios para diseñar la cimentación por medio se van determinando progresivamente. La cimentación consiste en nueve zapatas cabezales y cada zapata tiene una cantidad N de pilotes a calcular.

Datos:

Peso en la base de la columna: 151.22 ton

Peso propio de cimentación: 15.12 ton

Peso total: $151.22 + 15.12 = 166.34$ ton

Fricción del suelo: 3 ton/m²

Peso volumétrico del suelo en estado natural: 1.2 ton/m³

Profundidad de hincado: 7m

Φ : 36°

Se utilizarán pilotes de 30 x 30 cm. con armado longitudinal de 4 varillas del no.7.

A continuación calculamos cuál es la longitud máxima que puede tener un pilote con 4 varillas no.7 si este es izado en un extremo.

$$L = \sqrt{\frac{2}{0.0024} \cdot \frac{15.52}{(30)(30)} \cdot (2800)(24)} = 982.7 \text{ cm}$$

La longitud máxima que puede tener el pilote es mayor a la longitud de diseño que es de 7 metros. La carga última que puede soportar por fricción el pilote es igual al perímetro por la longitud y por la fricción del suelo.

Entonces

$$R_f = 4 \times 0.30 \times 7 \times 5 = 42 \text{ ton}$$

Utilizando un factor de seguridad igual a 2 tenemos $R_f = 21 \text{ ton}$

$$N = \frac{166.34 \text{ ton}}{21 \text{ ton}} = 7.92$$

Se colocarán entonces nueve pilotes en cada zapata cabezal, resultando la nueva carga por pilote de:

$$R_a = \frac{166.34 \text{ ton}}{9} = 18.5 \text{ ton}$$

La carga neta sobre un pilote es:

$$R_n = \frac{151.22}{9} = 16.8 \text{ ton}$$

Resistencia estructural del pilote

Como ya es sabida la resistencia estructural se puede obtener mediante la expresión:

$$R_p = 0.40R_{pu} = 0.40(0.8 \times 0.7 (0.85f'_c A_c + f_y A_s)) \quad \text{Ec.64}$$

Sustituyendo valores

$$R_p = 0.40(0.8 \times 0.7 (0.85 \times 210 \times (900 - 15.5) + (2800 \times 15.5)))$$

$$R_p = 45 \text{ ton}$$

Comportamiento del conjunto de pilotes

El conjunto se analiza, como ya se sabe, y por ser distribución cuadrada así:

$$Q_c = Q_d + 4BD_fS \quad \text{Ec.65}$$

El valor de 4B corresponde al perímetro

$$Q_d = B^2(1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_f + 0.4\gamma_2 B N_w) \quad \text{Ec.66}$$

En este caso el valor de B^2 corresponde al área de la sección transversal del grupo de pilotes tomando su periferia. Del gráfico de la página 16 se obtiene para $\varphi = 36^\circ$, los siguientes valores:

$$N_c = 55 \quad N_q = 50 \quad N_w = 44$$

Además tomando $\gamma_1 = \gamma_2$, se tiene que:

$$P_i = P_t = \gamma D_f = \left(\frac{1.2 \text{kg}}{\text{m}^3} \right) (7\text{m}) = \frac{8.40 \text{ton}}{\text{m}^2} = 0.84 \text{kg/cm}^2$$

Entonces:

$$S = C + P_i \tan \varphi \quad \text{Ec.58}$$

$$S = 0 + (0.84) \tan 36$$

$$S = 0.61 \text{kg/cm}^2$$

De la figura 21 se tiene que $B=1.80\text{m}$, por lo que:

$$Q_d = (1.80)^2 (1.3 \times 0 \times 55 + 1.2 \times 7 \times 50 + 0.4 \times 1.2 \times 1.8 \times 44)$$

$$Q_d = 1,483.97 \text{ ton}$$

Así pues, se tiene que:

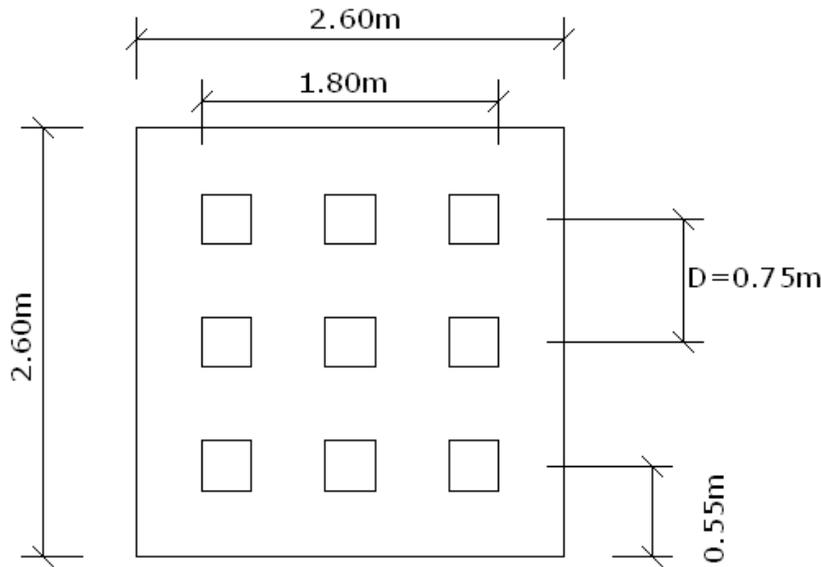
$$Q_c = 1,483.97 + 4 \times 1.8 \times 7 \times 6.1 = 1,791.41$$

Con lo que resulta un factor de seguridad de:

$$F.S. = \frac{1791.41}{166.34} = 10.77 > 3$$

Lo que indica que el conjunto de pilotes trabajará bien.

Figura 21 **Conjunto de pilotes.**



Cálculo de la zapata cabezal

La disposición de los nueve pilotes bajo la zapata cabezal será la que se muestra en la figura, por lo que las dimensiones del cabezal serán de 2.60 x 2.60 m. Las secciones críticas por momento en la zapata cabezal están localizadas en secciones verticales que pasan por las caras de las columnas.

Si se le asigna M_x al momento de las reacciones de los pilotes con respecto a la cara mayor de la columna, y M_y al momento con respecto a la cara menor, sin embargo para este caso en particular M_x es igual a M_y debido a la simetría. Entonces consideramos para este caso M igual a M_x y a M_y . Se tiene que M es producido por las reacciones de los pilotes 3,6, y 9 (ver figura 22).

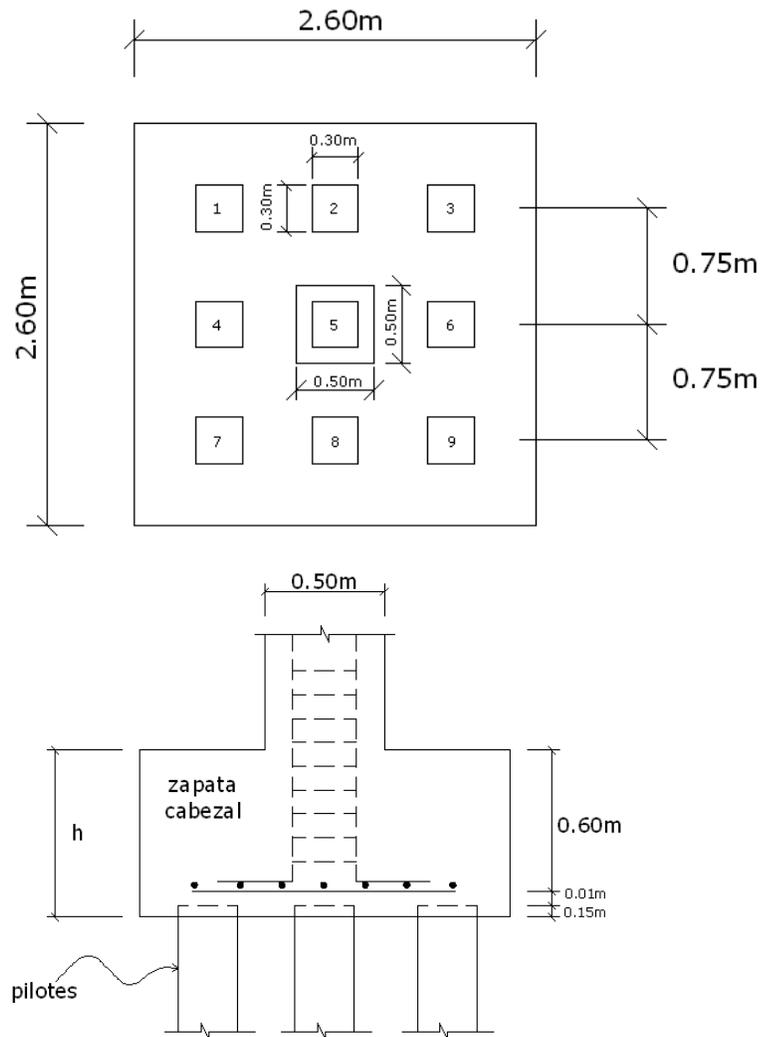
$$M = 3 \times 16.8 \times 0.50$$

$$k = \frac{94.5}{94.5 + \frac{1,400}{9.66}} = 0.3932 \quad j = 1 - \frac{0.3932}{3} = 0.87$$

$$K = (0.5)(94.5)(0.3932)(0.87) = 16.16$$

$$d = \sqrt{\frac{2,520,000}{(16.16)(260)}} \quad d = 24.29\text{cm} \quad \text{Proponemos un peralte de 30cm.}$$

Figura 22 **Detalle de armado de zapata cabezal.**



Corte por penetración

Para el análisis del corte se hará referencia a la figura 23, los pilotes 2,5 y 8 no producen corte, el resto sí. El corte producido 1,3,4,6,7 y 9 vale:

$$V = 6 \left[\left(\frac{0.50}{0.30} \right) (16.8) \right] = 168 \text{ ton}$$

Donde

$$a = 0.75 + 0.15 - (0.25 + 0.15) = 0.50m$$

$$b = 0.30m$$

El esfuerzo cortante, por tener columna cuadrada, valdrá:

$$v = \frac{V}{4(e+d)d} \quad \text{Ec.59}$$

$$v = \frac{168,000}{4(50 + 30)(30)} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible del concreto será

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor al actuante entonces aumentamos el peralte de 30 a 60 cm.

$$v = \frac{168,000}{4(50 + 60)(60)} = 6.36 \text{ kg/cm}^2$$

El acero para absorber M es:

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{2,520,000}{(1400)(0.87)(60)} = 34.48 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas No.8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{34.48}{5.07} = 6.8 \text{ varillas}$$

Entonces se usarán 7 varillas No.8. El cálculo de la longitud de desarrollo en este caso se hará según el ACI 318S-05 sección 12.2.2

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{5.3 \sqrt{f'_c}} \right) \quad \text{Ec.60}$$

$$l_d = \left(\frac{(2800)(1)(1)(1)}{(5.3)(\sqrt{210})} \right) (2.54 \text{ cm}) = 92.6 \text{ cm}$$

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata cabezal, la longitud de desarrollo disponible es de $\frac{260-50}{2} - 7.5 = 97.5 \text{ cm}$.

4.8 Costos

Tabla XV. Pilotes.

MATERIAL Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Cemento Pórtland	saco	490.00	Q 60.00		Q 29,400.00
Arena de río	m ³	28.50	Q 150.00		Q 4,275.00
Piedrín	m ³	31.00	Q 175.00		Q 5,425.00
Varillas No. 7	varilla	446.00	Q 170.00		Q 75,820.00
Varillas No. 3	varilla	1480.00	Q 32.40		Q 47,952.00
Alambre de amarre	lb	197.00	Q 6.50		Q 1,280.50
	SUB TOTAL MATERIAL Y HERRAMIENTA			Q	164,152.50
MAQUINARIA Y EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Concretera	día	3	Q 400.00		Q 1,200.00
Vibrador	día	3	Q 300.00		Q 900.00
Hincado	ml	567	Q 440.00		Q249,480.00
	SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO			Q	251,580.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Hechura y colocación de Concreto	ml	567.00	Q 30.00	Q -	Q 17,010.00
Armado de pilote	ml	567.00	Q 35.00	Q -	Q 19,845.00
Hechura y colocación de concreto	m ³	51.03	Q 140.00	Q -	Q 7,144.20
	SUBTOTAL			Q -	Q 43,999.20
	% AYUDANTE		37.50%	Q -	Q 16,499.70
	TOTAL MANO DE OBRA			Q	60,498.90
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS (MAT, EQUIPO, HERRAMIENTA + MANO DE OBRA)				Q	476,231.40
GASTOS INDIRECTOS			30%	Q	142,869.42
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS E INDIRECTOS				Q	619,100.82

Tabla XVI. Zapata cabezal.

MATERIAL Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Cemento Pórtland	saco	495.00	Q 60.00		Q29,700.00
Arena de río	m³	30.00	Q 150.00		Q 4,500.00
Piedrín	m³	31.50	Q 175.00		Q 5,512.50
Varillas No. 8	varilla	55.00	Q 190.00		Q10,450.00
Alambre de amarre	lb	108.00	Q 6.50		Q 702.00
	SUB TOTAL MATERIAL Y HERRAMIENTA			Q	50,864.50
MAQUINARIA Y EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Concretetera	día	2	Q 400.00		Q 800.00
Vibrador	día	2	Q 300.00		Q 600.00
	SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO			Q	1,400.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Q) UNITARIO	TOTAL (Q) IMPORTADO	TOTAL (Q) NACIONAL
Armado de zapata	ml	315.00	Q 15.00	Q -	Q 4,725.00
Hechura y colocación de concreto	m³	51.75	Q 140.00	Q -	Q 7,245.00
	SUBTOTAL			Q -	Q11,970.00
	% AYUDANTE		37.50%	Q -	Q 4,488.75
	TOTAL MANO DE OBRA			Q	16,458.75
INTEGRACIÓN DEL PRECIO UNITARIO TOTAL					
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS (MAT, EQUIPO, HERRAMIENTA + MANO DE OBRA)				Q	68,723.25
GASTOS INDIRECTOS		30%		Q	20,616.98
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS E INDIRECTOS				Q	89,340.23

Se tiene entonces que la cimentación a base de pilotes para este proyecto tiene un costo de Q708, 441.05.

5. IDENTIFICACIÓN, MUESTREO Y EVALUACIÓN DEL SUELO

Para facilitar la aplicación de la experiencia previa al estudio de las condiciones nuevas del suelo, es necesario disponer de un sistema estándar de identificación de suelos o terrenos. Con ese fin, la clasificación de estos se basa generalmente en propiedades físicas que se evalúan según procedimientos normalizados. Las pruebas de evaluación de las propiedades de los suelos o de sus reacciones ante cargas constan de procedimientos de laboratorio y campo.

5.1 Identificación de suelos

Las investigaciones de campo para la identificación de suelo o terrenos se pueden hacer por medio de levantamientos superficiales, estudios aéreos o análisis exploratorios geofísicos o superficiales. El conocimiento completo de la estructura geológica de un área permite hacer una identificación definida a partir de la inspección superficial. Junto con una clasificación mineralógica de las capas externas, la inspección permite cuando menos identificar la estructura de ciertos suelos, a menos que se hayan encontrado previamente condiciones idénticas.

5.2 Clasificación de los suelos

El sistema de clasificación de suelos más aceptado es la Unified Soil Classification (Clasificación Unificada de Suelos). En ella se encuentran criterios definidos para la nomenclatura de los suelos y una lista en la que éstos se agrupan dentro de divisiones fijas conforme al tamaño de sus partículas y a los resultados de prueba de laboratorio acerca de sus características físicas.

5.3 Exploración sub-superficial

Esta es la fase de campo del análisis de suelos o terrenos y del diseño de sub-estructuras, por lo que es muy importante. La obtención de información inadecuada, imprecisa o errónea en esta fase del trabajo es la causa más común de que se produzcan diseños excesivamente costosos de excavación y cimentación, que además quedan expuestos a fallas. Por tanto, la palabra clave es: exploración. La finalidad de este trabajo es esclarecer, mediante técnicas exploratorias, la naturaleza de las condiciones sub-superficiales del sitio de obra correspondiente y su impacto sobre el diseño. Por consiguiente, el trabajo se debe planificar y ejecutar de modo que revele la naturaleza de los suelos, y no se debe realizar como un simple procedimiento rutinario. Así el tipo y magnitud de las técnicas de exploración, de las pruebas *in situ* y de los métodos de muestreo se deben elegir con base en las incógnitas asociadas al terreno, los peligros geológicos que cabe esperar razonablemente, la carga que va a imponer la estructura por construir y el grado de asentamientos que puede tolerar la edificación ya terminada.

La intensidad y metodología del trabajo exploratorio varían mucho (no existe ningún método estándar aplicable a todos los casos, y no conviene imponerlo).

En zonas bastante urbanizadas, donde las condiciones superficiales y características ingenieriles del terreno ya se conocen bastante bien gracias a trabajos previamente realizados en otras estructuras, una investigación apropiada podría consistir en hacer un trabajo pequeño de confirmación de datos, incluso cuando la estructura en un proceso de diseño sea una edificación grande.

Por el contrario, cuando se va a implantar una estructura ligera en una región aislada, con malas condiciones sub-superficiales, conviene realizar una investigación exhaustiva. Algunos reglamentos de construcción exigen programa de exploración del suelo; sin embargo, no se debe olvidar que sólo se trata de los criterios mínimos. Por tanto, el pliego literal a dichas exigencias no constituye una práctica ingenieril prudente. La mejor norma es: el ingeniero de cimentación debe estar razonablemente seguro de que no quedan incógnitas de importancia respecto al terreno, y debe conocer cuáles son las características más determinantes de los materiales del subsuelo.

Conforme a esta filosofía profesional general, a menudo es recomendable hacer investigaciones subsuperficiales en dos o más fases, cada una de las cuales aportan un número mayor de detalles. Se puede comenzar por unos cuantos barrenos o algún otro tipo de exploración en la que se manejen inter-espacios grandes.

A partir de estas técnicas se pueden establecer la estratigrafía y propiedades generales del suelo o terreno. Luego se planifica una segunda fase, cuya finalidad es llenar los huecos que dejó la primera, confirmar la uniformidad o predecibilidad del terreno y delinear y definir cualquier anomalía. En una tercera fase de detalle sólo se acabará de definir las anomalías o se realizarán las pruebas especiales impuestas por los problemas específicos de la edificación que se está diseñando.

Exploración in situ y técnicas de prueba

Existe una amplia variedad de técnicas para la investigación in situ de las condiciones subsuperficiales del suelo. Algunos de esos métodos se han estandarizado y muchos de ellos se utilizan en todo el mundo.

a) Pozos y zanjas de prueba a cielo abierto

Estos métodos permiten hacer una observación visual directa y posibilitan la toma manual de muestras del suelo, aunque están limitados a profundidades prácticas de 3 ó 4 m. Las zanjas son útiles para ubicar los puntos de contacto con estratos que se profundizan agudamente.

Los pozos de prueba son un medio rápido y económico de obtener información del subsuelo, pero no se deben utilizar por separado, a menos que se conozcan los materiales que hay por debajo del pozo o cuando esta información no tiene importancia. Los suelos descubiertos con los pozos o zanjas a cielo abierto se muestrean fácilmente clavando a mano tubos de pared delgada en el fondo o los taludes de la excavación.

b) Sondas

Se trata de sondas taladradas o clavadas, sin toma de muestras, cuya finalidad es localizar la roca madre y obtener cortes destinados a la identificación del suelo o terreno. Las sondas clavadas permiten evaluar adecuadamente las propiedades del suelo. Las sondas para la localización de la roca madre también aportan información sobre la solidez relativa de ésta, lo que se mide a partir de la velocidad de penetración de la barrena cuando ésta es sometida a una presión descendente constante.

c) Perforaciones

El método tradicional de exploración del subsuelo consiste en perforar (taladrar) y examinar agujeros y el material que de ellos se extrae. Sin embargo,

muchos de los problemas de construcción de cimientos, que a menudo son muy costosos, resultan del uso de métodos inapropiado de muestreo por horadación o de una confianza excesiva en la extrapolación de los resultados. En consecuencia, para la planificación y ejecución de las exploraciones del suelo o terreno mediante perforaciones se debe recurrir a una evaluación ingenieril experta.

Sólo cabe esperar que una perforación permita conocer a ciencia cierta las condiciones que prevalecen en el sitio en que ésta se práctica. En consecuencia, la información así obtenida puede ser representativa o no de las condiciones que prevalecen entre una perforación y otra. Por tanto el número y ubicación de las horadaciones requieren una buena experiencia y juiciosa evaluación.

En muchos reglamentos municipales y estatales de construcción se especifican un número mínimo de perforaciones para cada tamaño de terreno. La información así obtenida, sin embargo, puede ser insuficiente para el diseño y la construcción de los cimientos. Muy a menudo, después de haber realizado las perforaciones que exigen los reglamentos, se retira del sitio el equipo de perforación; luego, durante la excavación o construcción de los cimientos, se descubren capas de discontinuidad en el sitio.

Cuando ya se está en esa fase de la construcción, el costo de nuevas perforaciones es muy elevado; no obstante, es necesario hacerlas. Sin excepción, el costo de esta exploración representa apenas una pequeña parte del desperdicio que representaría, de otro modo, el sobrefuerzo de la cimentación para compensar la falta de información, o las revisiones de corrección que serían necesarias durante la construcción de los cimientos de la industria. La estrategia más usual para realizar las perforaciones complementarias es elegir el punto intermedio de la distancia entre las perforaciones previas que arrojan resultados diferentes. Luego si la nueva

perforación no representa un promedio razonable de las dos previas, se efectúa otra perforación entre el par que tiene la mayor discrepancia. Según sean los resultados, es probable que se necesiten más perforaciones. De esta manera se puede precisar razonablemente la ubicación de los cambios encontrados en las condiciones del terreno y se elimina la necesidad de hacer exageraciones innecesarias en la cimentación.

Las perforaciones se ejecutan por medio de extensiones para barrenas rotatorias. Durante la perforación se utiliza un líquido circulante cuya función es retirar el material desprendido. A fin de evitar la contaminación de las muestras de suelo que se toman con la barrena, en general conviene usar el método de perforación con taladro giratorio y lodo bentonítico como líquido circulante.

Independientemente del método al que se recurra, se debe tener mucho cuidado para que el nivel del líquido dentro del agujero jamás sea inferior al nivel del manto freático, incluso durante el intervalo en que se están retirando de la perforación los implementos de la barrena. Durante la perforación y el muestreo de perforaciones, es necesario que un ingeniero, geólogo o técnico capacitado lleve una bitácora en la que anote las profundidades de perforación a que se toman muestras o realizan pruebas, las profundidades donde ocurren cambios de estratos y la profundidad del manto freático; además conviene anotar también los resultados de cualquier prueba realizada in situ, como la prueba estándar de penetración (ASTM D 1586).

Por otra parte, las bitácoras deben mantener una descripción completa de todos los materiales encontrados o detectados en las escorias y muestras.

Cuando la barrena topa con rocas, en la bitácora se anota el tipo de material extraído, haciendo referencia a la longitud y porcentaje de la distancia perforada en la roca; cualquier filón intemperizado o interrupción en el material del suelo; y cualquier fractura y su inclinación. En el caso de muchas

formaciones rocosas, la evaluación de la designación de calidad de la roca (RQD; del inglés rock quality designation) y su anotación en la bitácora son un buen indicador de la solidez del estrato rocoso.

Las perforaciones son un método que permite muestrear los subsuelos y hacer pruebas al mismo tiempo. La prueba más común en perforaciones es la prueba estándar en penetración (SPT del inglés *Standard Penetration Test*) (ASTM D 1586). En dicha prueba, se clava en el fondo de la perforación, mediante golpes con una masa de 63 kg (140 lbs) que se deja caer desde una altura de 75 cm, un muestreador de barril hendido, o cuchara, de 5cm (2 pulg) de diámetro externo. Se registra el número de golpes necesarios para incrustar 30 cm (12 pulg) la cuchara, y esa cifra recibe el nombre de valor N en golpes/pie. N es un indicador de la densidad de los suelos granulares y puede reflejar la resistencia de las arcillas no moldeables.

En la tabla XVII se muestran valores de N para suelos clasificados como *pobres* y por lo tanto de inaceptable aplicación en cimentaciones.

Tabla XVII. Valores de N según el tipo de suelo.

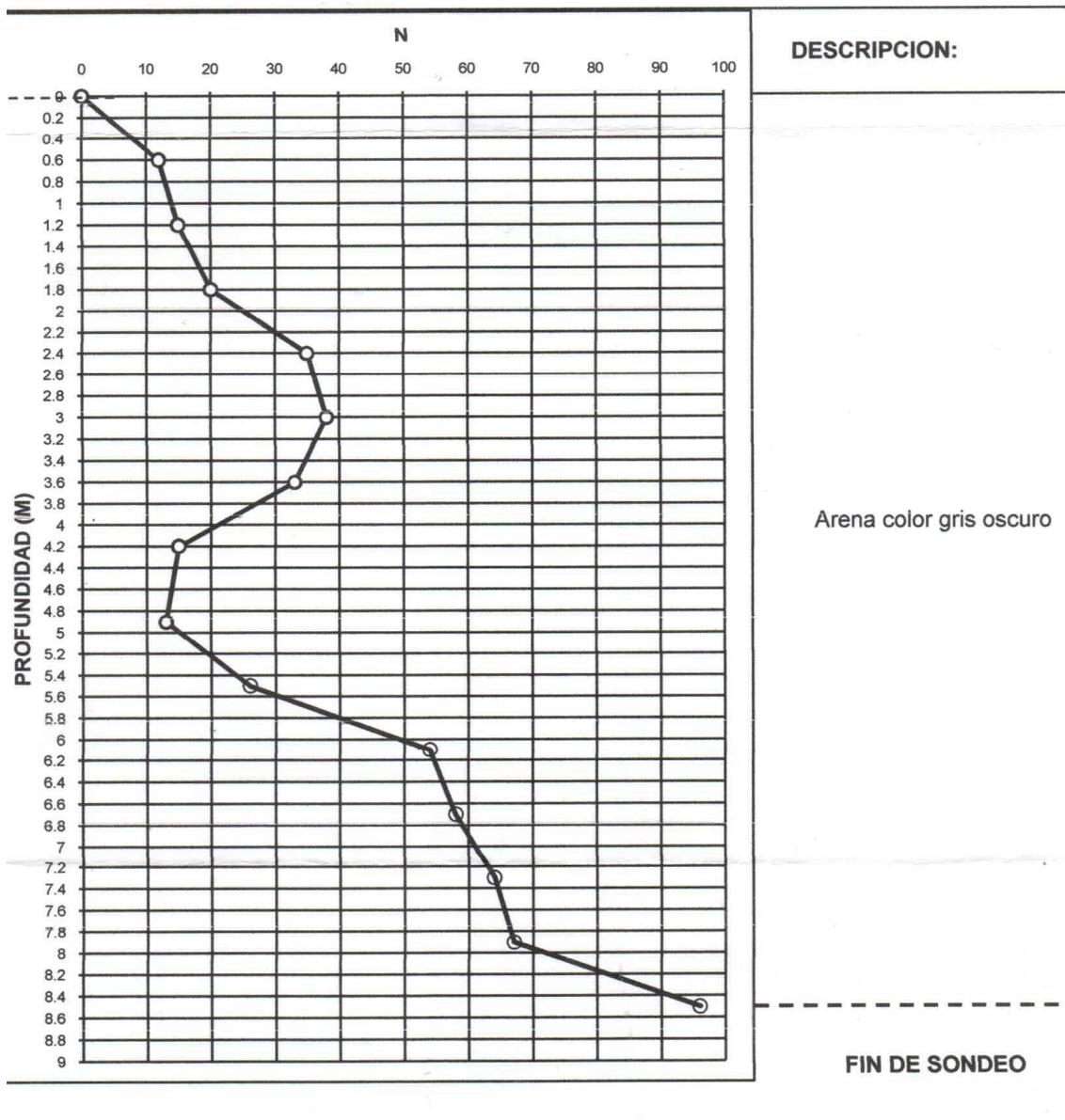
Tipos de Suelos	Valor de N
Suelos orgánicos	<4
Suelos arcillosos	<4
Suelos arenosos	<10

La STP (Standard Penetration Test) da por resultado muestras moderadamente alteradas, pero aceptables para la observación, clasificación y evaluación conforme a índices. Sin embargo el número de golpes está sujeto a muchas influencias durante la perforación y muestreo, así como a ciertos factores de los materiales penetrados. Por tanto, N es una medida que se debe evaluar muy cuidadosamente.

5.4 Resultados de sondeos exploratorios en el área del Puerto de San José

A continuación se presenta el perfil estratigráfico obtenido mediante el sondeo dinámico efectuado según la norma AASHTO T-206, en el Puerto de San José.

Figura 23 Perfil estratigráfico.



6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Datos obtenidos para cada caso y tipo de cimentación

En este capítulo se presentan los datos obtenidos en el diseño de la cimentación por losa plana y por medio de pilotes.

Datos obtenidos para la cimentación por medio de losa plana:

Cantidad de cemento: 1,366 sacos

Cantidad de arena: 79m³

Cantidad de pedrín: 86m³

Peralte de la losa: 0.60m.

Espesor de la losa: 0.70m.

Refuerzo por esfuerzos de flexión: 4 varillas #8 por metro en ambos sentidos.

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$$

Costo: Q 391,446.09

Datos obtenidos para la cimentación por medio de pilotes:

Cantidad de cemento: 985 sacos

Cantidad de arena: 58m³

Cantidad de pedrín: 62m³

Longitud de pilote: 7m

Sección del pilote: 0.30 x 0.30 m

Armado longitudinal pilote: 4 varillas #7 con estribo #3

Peralte de la zapata cabezal: 0.60m

Espesor de la zapata cabezal: 0.85m

Armado longitudinal de la zapata cabezal: 7 varillas #8 @0.35m

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$$

Costo: Q 708, 441.05.

6.2 Comparación y diferenciación de resultados

En la siguiente tabla se comparan las cimentaciones por medio de losa plana y pilotes a través de cantidades de material, factores de seguridad y costos.

Tabla XVIII. Comparación y diferenciación de resultados.

Tipo de cimentación	sacos de cemento	piedrín (m³)	arena (m³)	factor de seguridad	costo
losa plana	1366	86	79	3	Q.391,446.09
pilotes	985	62	58	10	Q708,441.05
Diferencia	381	24	21	7	Q.316,994.96

6.3 Discusión de resultados

La cimentación a través de la losa plana es 44.75% más barata con respecto a la cimentación por medio de pilotes.

El factor de seguridad de los pilotes es mayor que el de la losa plana, demostrando de esta manera que la cimentación a base de pilotes ofrece una mayor seguridad estructural.

La losa plana requirió 27.89% más de cemento que los pilotes y un porcentaje parecido en arena y pedrín en comparación con la cimentación a base de pilotes.

El costo de construcción no es la única desventaja de este tipo de cimientos, al estar en contacto con el suelo una gran área de la losa, es necesario protegerla contra la acción de la humedad, la acción de los álcalis y la lixiviación entre otros fenómenos indeseables para el buen funcionamiento de la cimentación.

CONCLUSIONES

1. Al realizar el diseño de la cimentación de un edificio de cinco niveles por medio de una losa plana y después por pilotes, se pudo observar que los pilotes ofrecen mayor seguridad estructural, ya que su resistencia es mayor que la requerida.
2. De acuerdo con la estimación económica realizada, la cimentación a base de pilotes resulta bastante costosa en comparación a la losa plana. Lo anterior se debe en gran medida al costo que conlleva adquirir los servicios de la maquinaria necesaria para el hincado de los pilotes.
3. En el Puerto de San José, la arena superficial de la orilla de la playa presenta partículas uniformes, lo cual le proporciona una alta permeabilidad comparada con zonas de humedales en la cual la arena contiene limos que disminuyen su permeabilidad.
4. Para este proyecto resulta más apropiado la cimentación a base de la losa plana, debido a que el costo de los pilotes es elevado, sin embargo, cabe mencionar que entre más grande sea la losa más costosos resultan los procedimientos constructivos, en estos casos pudiera ser preferente una cimentación a base de pilotes en el caso que el edificio fuera de mayor tamaño.
5. Una desventaja de la cimentación a base pilotes es que si un pilote es colocado en un lugar equivocado, ya no es posible su extracción para reutilizarlo.

RECOMENDACIONES

1. Es importante señalar que el estudio de suelos a realizarse en el lugar de construcción está en función del tipo del suelo del lugar, para este caso en particular se hizo un SPT (Prueba de Penetración Normal) por ser un área muy arenosa; sin embargo, podría utilizarse otro tipo de ensayo si el tipo del suelo mostrara otras características.
2. Para el diseño de una cimentación por pilotes es posible reducir el número de los mismos sin disminuir la resistencia de la cimentación, aumentando su longitud, entonces es conveniente realizar diferentes diseños y finalmente escoger el más óptimo.
3. Debido a que el nivel freático en la costa se encuentra a poca profundidad, es conveniente proveer la protección adecuada a la cimentación contra la corrosión y la humedad, con el fin de que la cimentación trabaje sin que su capacidad de trabajo disminuya.
4. Es difícil saber a simple vista cuando un pilote ha fallado, ya que no es necesario que el pilote desaparezca en las profundidades subterráneas ni tampoco que se rompa o doble, por ello es necesario que la resistencia del diseño sea mucho mayor al que soportará en la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. Joseph E. Bowles. **Manual de Laboratorio de Suelos utilizados en Ingeniería Civil.** Edición en español, Editorial McGraw-Hill, 1993
2. Das, Braja M. **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.** México: Editorial Thomson Learning, 2001. 594 pp.
3. Peter L. Berry y David Reid. **Mecánica de Suelos.** Traducción de la primera edición en inglés. Colombia: Editorial McGraw-Hill, 1993. 415 pp.
4. Crespo Villalaz. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones.** México: Editorial Limusa, 2005. 650pp.
5. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (**ACI 318S-05**) 2005. 450pp.

APÉNDICE