



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

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE
CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS**

Carlos Agustín Cuá Chavez

Asesorado por el Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Guatemala, agosto de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE
CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS AGUSTÍN CUÁ CHAVEZ

ASESORADO POR EL ING. RONALD ESTUARDO GALINDO CABRERA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Jeovany Rudaman Miranda Castañón
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 14 de febrero 2013.



Carlos Agustín Cuá Chavez



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
22 de junio de 2015

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Agustín Cuá Chavez, con Carnet No. 200611337, quien contó con la asesoría del suscrito.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Asesor

Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





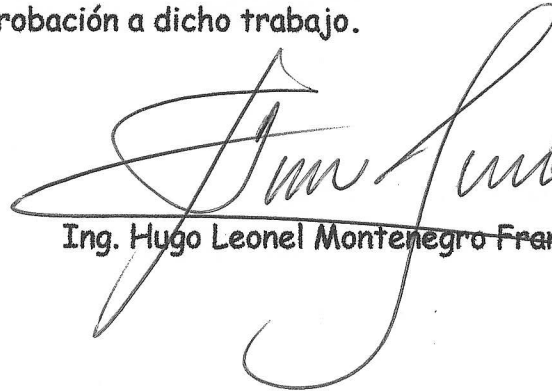
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Agustín Cua Chávez, titulado ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto 2015

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

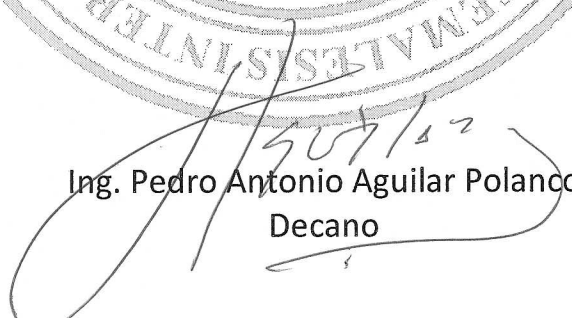




DTG. 395.2015

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: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS**, presentado por el estudiante universitario: **Carlos Agustín Cua Chavez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, 12 de agosto de 2015

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Aun cuando mis ojos no te vieron ni mis oídos te escucharon, en esos días tan brillantes y en esas noches tan oscuras, Tú estuviste conmigo.
- Mis padres** Agustín Cuá y María Luisa Chávez de Cuá, porque todas mis alegrías también son de ellos.
- Mis hermanos** Edi Francisco y Rita Imelda Cuá Chávez, no imagino mi vida sin ustedes.
- Mis cuñados** Yvette Ávila y Víctor Cruz, dos personas que Dios hizo parte de mi familia.
- Mis sobrinos** Fernando Enrique y Josué David Cruz Cuá, un par de ángeles que llegaron a enriquecer la alegría de mi familia.
- Mis amigos** Elmer Navarro, Iris Hernández, Kimberly Alvarado, Rocío Vásquez, Mario Melgar, Carolina Juárez, Mario Linares, Lucía Montúfar; los amigos y compañeros de trabajo en SESA y TICAA, y muchos más a los que tuve la dicha de conocer y con los que pude compartir una parte de mi vida.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Porque sin Él no hubiese logrado nada.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Mi alma máter.
Facultad de Ingeniería	Porque tuve la dicha de encontrar entre sus aulas el conocimiento que me permitió formarme como profesional.
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera	Por la confianza depositada en mí durante la etapa de auxiliar y por su apoyo al momento de realizar este trabajo de graduación.
Ing. Marco Antonio García Díaz	Por la confianza depositada en mí durante la etapa de auxiliar y por su apoyo durante las prácticas finales.
Mi familia	Por darme la oportunidad de estudiar, el apoyo incondicional y por creer en mí a lo largo de mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	1
1.1. Pilotes.....	1
1.1.1. Pilotes de punta.....	2
1.1.2. Pilotes de fricción flotante.....	3
1.1.3. Pilotes de fricción compactación.....	4
1.1.4. Pilotes de tracción.....	5
1.1.5. Pilotes de anclaje.....	6
1.1.6. Pilotes de defensa.....	7
1.1.7. Pilotes inclinados.....	8
1.2. Pilas de cimentación.....	9
1.2.1. Pila perforada.....	11
1.2.1.1. Pila recta.....	11
1.2.1.2. Pila acampanada.....	12
1.2.1.3. Pilas perforadas en roca.....	13
1.2.2. Pilas tipo cajón.....	14
1.2.2.1. Cajón abierto.....	14
1.2.2.2. Cajón cerrado.....	16
1.2.2.3. Cajón neumático.....	17

1.3.	Métodos de diseño	17
1.3.1.	Capacidad de carga	19
1.3.1.1.	Capacidad de carga última en la base	19
1.3.1.2.	Capacidad de carga por fricción	22
1.3.1.3.	Capacidad de carga basada en asentamiento	24
1.3.2.	Sello de fondo del cajón	25
1.3.2.1.	Corte perimetral en el contacto	26
1.3.2.2.	Corte permisible	27
1.3.2.3.	Verificación por supresión	27
1.3.2.4.	Fuerza hacia abajo	27
2.	CASOS TÍPICOS DE CIMENTACIONES CON PILAS	29
2.1.	Arenas	29
2.2.	Gravas	30
2.3.	Suelos saturados	32
2.4.	Arcilla	34
2.5.	Suelos no cohesivos en Guatemala	36
2.5.1.	Pendiente volcánica reciente	39
2.5.2.	Tierras altas volcánicas	39
2.5.3.	Depresión de Izabal	40
3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A PILAS	41
3.1.	Simulación estructural	42
3.1.1.	Análisis estructural de un marco simple	45
3.1.1.1.	Cargas muertas	46
3.1.1.2.	Cargas vivas	49

	3.1.1.3.	Carga de sismo.....	53
	3.1.2.	Modelo matemático asistido por computadora	53
	3.1.2.1.	Fuerzas y momentos resultantes en la base	61
	3.2.	Condiciones de suelo para diseño de pilas	65
	3.2.1.	Ensayo de penetración estándar (SPT).....	66
4.		DISEÑO DE UNA PILA PERFORADA DE CIMENTACIÓN CON DATOS OBTENIDOS EN SIMULACIÓN.....	69
	4.1.	Estimación de la capacidad de carga	71
	4.1.1.	Estimación de la capacidad de carga en arena	71
	4.1.1.1.	Capacidad de carga en la base	71
	4.1.1.2.	Capacidad de carga por fricción	77
	4.1.2.	Capacidad de carga basada en asentamiento	78
	4.1.2.1.	Capacidad de carga en la base	78
	4.1.2.2.	Capacidad de carga por fricción	79
	4.2.	Espesor del sello de fondo	80
	4.2.1.	Corte perimetral en el contacto.....	81
	4.2.2.	Corte permisible.....	81
	4.2.3.	Verificación por supresión.....	82
	4.2.4.	Fuerza hacia abajo	82
	4.2.5.	Verificación por corte y supresión a 0,60 m.....	85
5.		MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN	89
	5.1.	Métodos de excavación y colocación de pilas	89
	5.1.1.	Método de Chicago y el método Gow.....	89
	5.1.2.	Método constructivo por medio de lodos de perforación.....	91
	5.1.3.	Método constructivo seco	93

5.1.4.	Método constructivo con ademe.....	95
5.1.5.	Métodos de construcción de <i>caissons</i>	96
5.2.	Maquinaria y equipo	101
5.2.1.	Maquinaria de hincado	102
5.2.1.1.	Martillos de caída libre	102
5.2.1.2.	Martillo de aire o vapor de acción simple y doble	103
5.2.1.3.	Martillo a base de diésel.....	104
5.2.2.	Maquinaria para excavación.....	105
5.2.2.1.	Perforadora rotatoria	105
5.2.2.2.	Perforadora de percusión	109
5.2.2.3.	Cuchara bivalva.....	111
5.2.3.	Maquinaria de montaje	113
5.2.3.1.	Grúas.....	113
5.3.	Consideraciones sobre hormigón y acero	115
CONCLUSIONES.....		117
RECOMENDACIONES		119
BIBLIOGRAFÍA.....		121
APÉNDICES.....		123
ANEXOS.....		139

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Tipos de pilotes	2
2.	Pilotes de punta sobre estrato fuerte.....	3
3.	Pilote de fricción flotante	4
4.	Pilote de cimentación por fricción compactación.....	5
5.	Pilotes expuestos a tracción.....	6
6.	Pilotes de anclaje	7
7.	Pilote de defensa	8
8.	Pilote inclinado	9
9.	Pila perforada recta	12
10.	Pilas perforadas acampanadas	13
11.	Pila perforada en roca	14
12.	Pila tipo cajón abierto	15
13.	Cajón cerrado.....	16
14.	Cajón neumático típico.....	18
15.	Mapa fisiográfico-geomorfológico de la República de Guatemala	38
16.	Definición de materiales en Sap2000.....	54
17.	Definición de columna C-1	55
18.	Definición de acero de refuerzo dentro de las columnas.....	56
19.	Definición de losa de concreto.	57
20.	Modelo de edificio terminado	58
21.	Costado del modelo del edificio	59
22.	Definición de carga sísmica en sentido “x”.....	61

23.	Marco 6 con las reacciones y los momentos sobre eje C en la columna C-1	64
24.	Esquema del método de Chicago para pilas perforadas	90
25.	Excavación con lodo bentonítico	92
26.	Colocación de armadura en una perforación realizada.....	94
27.	Ademe de madera apuntalado en las esquinas	96
28.	Armadura de la forma de cuchilla de la pila	97
29.	Colocación de molde de un <i>caisson</i>	99
30.	Colado usando tubo <i>tremie</i> y olla con fondo móvil.....	100
31.	Ilustración del tapón superior de un <i>caisson</i>	101
32.	Martillo de caída libre.....	102
33.	Martillo de acción simple y acción doble.....	103
34.	Martillo de hincar a base de diésel.....	104
35.	Tipos de barrenas para perforación	106
36.	Perforadora de barrena continua	108
37.	Cabezas de trépano para perforación a percusión	110
38.	Máquina perforadora de percusión montada en camión.....	111
39.	Tipos de cucharas bivalvas existentes.....	112
40.	Grúa móvil con brazo fijo	114

TABLAS

I.	Valores para coeficiente de presión de tierra.....	23
II.	Valores para resistencia en la punta aparente recomendados	24
III.	Clasificación granulométrica del suelo.....	31
IV.	Clasificación de suelos del mapa fisiográfico-geomorfológico de Guatemala	37
V.	Características constructivas de un edificio multifamiliar	43
VI.	Dimensiones de columnas y vigas prediseñadas	44

VII.	Densidades de materiales para acabados e instalaciones.....	47
VIII.	Carga muerta del edificio	48
IX.	Cargas vivas mínimas permitidas.....	50
X.	Cargas vivas aplicadas al edificio	52
XI.	Reacciones en las bases de las columnas en el marco más crítico.....	63
XII.	Valores empíricos de densidad relativa de suelo, ángulo de fricción y peso específico para suelos granulares basados en ensayos de penetración estándar.....	67
XIII.	Valores manejados para diseño de pilas en suelos no cohesivos	68
XIV.	Fuerzas en la base de la columna más crítica	69
XV.	Momentos en la base de la columna más crítica	69
XVI.	Datos del material suelo donde se cimentará	70
XVII.	Datos extraídos de la tabla de valores para el factor de capacidad de carga	75
XVIII.	Tabla de resumen de cálculos de diseño	88

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
ϕ, ϕ'	Ángulo de fricción del suelo
δ	Ángulo de fricción del suelo y la cimentación
A_p	Área de la pila en la base
Q_p	Capacidad de carga última en la base
q'	Capacidad portante en la punta
Q_u	Carga última
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro cuadrado
cm^3	Centímetro cúbico
K_0	Coeficiente de presión inicial del terreno
K	Coeficiente de presión en el terreno
C	Cohesión
Δ	Deformación unitaria volumétrica dentro de la zona plástica del suelo.
D_f	Desplante de cimentación
D_b	Diámetro de la base de la cimentación
D_r	Densidad relativa del suelo o compacidad relativa
v	Esfuerzo de corte
v_u	Esfuerzo de corte último
t	Espesor del sello de fondo de una cimentación tipo cajón.
f_c	Esfuerzo permisible del concreto en flexión
σ'_0	Esfuerzo efectivo normal medio

σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad determinada.
X	Eje horizontal que corre de sur a norte
Y	Eje horizontal que corre de este a oeste
Z	Eje vertical que corre de abajo hacia arriba
N^*_σ	Factor de capacidad de carga de Vesic
N^*_q	Factor de capacidad de carga para cimentaciones superficiales.
Fd	Fuerza producida por la carga muerta de la cimentación.
Fu	Fuerza de supresión para una cimentación profunda
Fy	Fuerza sobre eje “y”
°	Grados sexagesimales
Ir	Índice de rigidez del suelo
Irr	Índice de rigidez reducida del suelo
Kgf	Kilogramo fuerza
Km ²	Kilómetro cuadrado
KN	Kilo newton
Kgf-m	Kilogramo fuerza- metro
Kgf/m ²	Kilogramo fuerza sobre metro cuadrado
MPa	Mega pascales
m	Metro
m ³	Metro cúbico
m ²	Metro cuadrado
mm	Milímetro
Es	Módulo de elasticidad
Mx	Momento alrededor del eje “x”
c-1	Nomenclatura de elementos estructurales

N_{spt}	Número de golpes de la prueba de penetración estándar.
P	Perímetro de la pila de cimentación
<i>γ_{agua}</i>	Peso específico del agua
<i>γ_{concreto}</i>	Peso específico del concreto
<i>γ_{suelo}</i>	Peso específico del suelo
Π	Pi = 3,14159265
Pa	Presión atmosférica
q	Presión unitaria en la base del cajón de cimentación
M	Promedio de estabilidad del suelo
Re	Radio externo
Ri	Radio interno
μ_s	Relación de Poisson para suelo drenado
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
f'y	Resistencia a la fluencia del acero
q_p	Resistencia en la punta aparente
f	Resistencia unitaria por fricción
Q_s	Resistencia por fricción superficial
ton	Toneladas
Δt	Variación del espesor del sello de fondo de un cajón

GLOSARIO

Ademe	Cubierta o forro de madera con que se aseguran y resguardan las excavaciones en trabajos subterráneos.
Barrena	Es una herramienta que sirve para perforar estratos de roca mediante el vencimiento de los esfuerzos de compresión y la rotación de la barrena.
Bentonita	La bentonita es una arcilla de grano muy fino, que contiene bases y hierro utilizadas en cerámica, utilizada para procedimientos de excavación como <i>ademe</i> .
Caisson	Es un tipo de cimentación semiprofunda que se utiliza cuando los suelos no son adecuados para cimentaciones superficiales por ser blandos.
Caolinita	Es un mineral de arcilla que forma parte de los minerales industriales del tipo silicato, usado principalmente en combinación con pesticidas e insecticidas en la agroindustria.

Cohesión	Es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas que dependen, entre otras cosas, del número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus vecinas; la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del terreno.
Colado	Es el proceso que da forma a un objeto al hacer entrar concreto fresco dentro de un molde para que, al solidificarse, se tenga una forma deseada.
Compactación	Es el conjunto de procesos mecánicos o químicos que, como consecuencia del enterramiento, disminuyen el espesor de un sedimento, reducen la porosidad y aumentan la densidad.
Compresión	Es un proceso físico o mecánico que consiste en someter un cuerpo a la acción de dos fuerzas opuestas para que disminuya su volumen.
Consolidación	Es el proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos, provocado por la acción de una carga sobre un suelo en el transcurso de un largo tiempo.
Estrato	Se le llama así a cada una de las divisiones que se presentan en los suelos sedimentados, o en las rocas sedimentarias.

Fraguado	Es el proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del hormigón, la pasta de yeso o el mortero con cal, producido por la desecación y recristalización de los hidróxidos metálicos debido al agua de amasado.
Freático	Corriente de agua que está acumulada en el subsuelo sobre una capa impermeable y que puede aprovecharse mediante excavaciones.
Fuste	Parte de un pilote que corresponde desde la punta inferior hasta la base superior.
Higroscopía	Es la capacidad de algunas sustancias de absorber humedad del medio circundante en forma de vapor o líquido.
Intersticial	Se le llama así a la tensión existente entre los poros de un suelo debido al agua retenida, relacionada con la resistencia al corte de suelos.
Longitudinal	Aspecto relacionado con la longitud de un elemento, siguiendo el sentido o dirección de lo que se expresa.
Mampostería	Es el sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros mediante la colocación manual de los elementos o materiales que lo componen.

Motmorillonita	Es un mineral filosilicato perteneciente a las arcillas, tiene un carácter expansivo en contacto con el agua, lo que permite usarlo como lodo de perforación.
Pilote	Es un elemento constructivo utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato profundo y resistente.
Tablestacado	Es un muro de contención generalmente hecho de madera o de otro material resistente que impide el paso de agua a un espacio delimitado.
Tensión	Estado en que se encuentra un cuerpo sometido a la acción de fuerzas opuestas.
Tixotropía	Es la propiedad de algunos fluidos no newtonianos y pseudoplásticos que muestran un cambio de su viscosidad en un lapso de tiempo.

RESUMEN

Todas las edificaciones están sostenidas en el suelo; elegir un tipo de cimentación depende de factores como la clase de suelo y el peso de la estructura entre otros.

El presente documento comprende la elaboración de una cimentación profunda que cumpla con los requisitos de un edificio a partir de los datos obtenidos de un modelo estructural analizado por computadora, sobre un suelo de tipo arenoso considerado no apto para una cimentación superficial.

El proceso de cálculo va acompañado de la recopilación de las ecuaciones necesarias para el diseño de la cimentación en suelo arenoso, y una explicación de los datos necesarios para la utilización de cada ecuación.

Por último, luego de plantear las dimensiones de la cimentación y de comprobar que será capaz de soportar el edificio, se dan a conocer métodos constructivos para la ejecución, acompañados de la maquinaria necesaria en cada metodología.

De tal forma que se tenga una guía básica para el cálculo de cimentaciones profundas por medio de pilas perforadas.

OBJETIVOS

General

Redactar un documento que sirva como base para diseñar el sistema de pilas perforadas de cimentación en suelos no cohesivos.

Específicos

1. Establecer las condiciones de suelo bajo las cuales las pilas perforadas pueden ser una solución potencial.
2. Realizar un cálculo estructural y la verificación de los resultados de una pila perforada de cimentación, para comprobar la efectividad de una cimentación utilizando este sistema.
3. Realizar una guía que permita el diseño de una pila perforada de cimentación, apoyada en métodos descritos en bibliografías.

INTRODUCCIÓN

Prácticamente todas las obras de la ingeniería civil se encuentran reposadas sobre algún tipo de suelo, el cual varía sus características dependiendo de su entorno y su origen, haciendo necesario un diseño adecuado de cimentación que se acople a las necesidades estructurales de la edificación y los atributos que el suelo proporciona; en casos especiales se necesita que estos sistemas alcancen profundidades considerables para lograr una base de construcción segura, llegando a utilizar métodos de cimentación como hincado de pilotes, tablestacados, micropilotes y pilas perforadas de cimentación.

Las pilas perforadas presentan un sistema de cimentación capaz de proporcionar una base de construcción sólida, al mismo tiempo que elimina inconvenientes causados por el método de pilotes hincados; además pueden ser utilizados en suelos donde otros sistemas de cimentación profunda suelen ser una opción económica no viable.

El diseño de una pila perforada de cimentación en un suelo granular a partir de datos de un análisis estructural hecho a un edificio de vivienda, así como mostrar un método de construcción *in situ*, forman el tema central del presente trabajo, dando al mismo tiempo una explicación de la forma de utilizar las ecuaciones sugeridas, mostrando el origen y el significado de cada variable cuando se considere necesario.

1. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

1.1. Pilotes

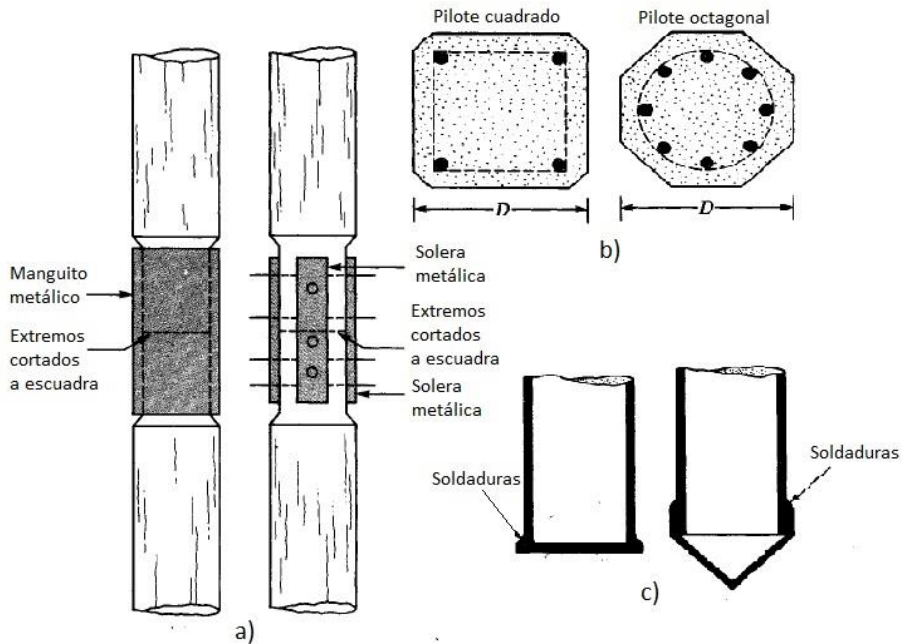
Los pilotes son elementos estructurales utilizados en casos muy particulares de cimentación y la aplicación de estos debe ser evaluada muy cuidadosamente, ya que el costo de la cimentación por pilotes puede ser alto.

Su clasificación se hace según las diferentes características que los componen: el material con que se construyen puede ser de acero, de concreto, de madera o de materiales mixtos; según la forma en que soportan las cargas: pilotes de punta, pilotes de fricción, pilotes inclinados, verticales; dependiendo de la configuración en la que son colocados: pilotes aislados, grupos de pilotes y micropilotes; y también la forma de construcción de los mismos: prefabricados y contruidos *in situ*.

La tipología que se presenta en este capítulo está dirigida a la forma en la que los pilotes soportan las cargas a las que son sometidos, describiendo brevemente la aplicación más típica de cada uno, sin importar el material del que pueden estar hechos, la forma de distribución que se utilice o el método constructivo aplicado.

La figura 1 ilustra las distintas formas geométricas en que puede presentarse un pilote y la combinación de dos materiales en un mismo elemento con sus respectivos refuerzos.

Figura 1. Tipos de pilotes: a) madera b) concreta con armadura de acero c) acero con punta soldada



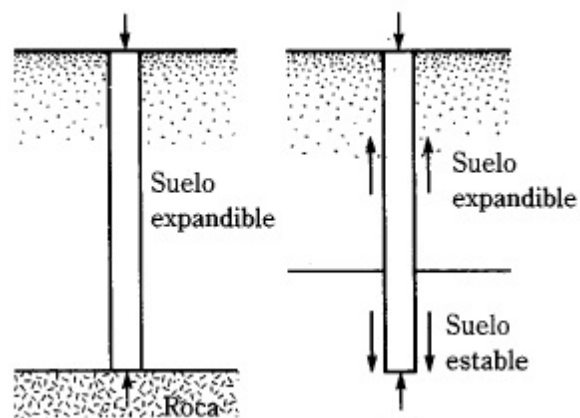
Fuente: DAS, Braj. *Principios de ingeniería de cimentación*. p. 567.

1.1.1. Pilotes de punta

Este tipo de pilotes tiene la característica de transmitir las cargas axiales a través de un estrato blando, es decir arena, arcilla o cualquier otro suelo que permita el hundimiento de una estructura, hasta un estrato más firme como la roca o un suelo altamente compactado, permitiendo descansar sobre su punta la carga axial transmitida al pilote, es decir, que la capacidad de carga última del pilote depende por completo de la capacidad de carga del estrato firme sobre el cual se apoye.

En otros casos, en donde la profundidad y la capacidad de carga del estrato firme lo permiten, es posible perforar el estrato con el pilote una longitud considerable, haciéndolo descansar incrustado en el estrato como se muestra en la figura 2.

Figura 2. **Pilotes de punta sobre estrato fuerte**

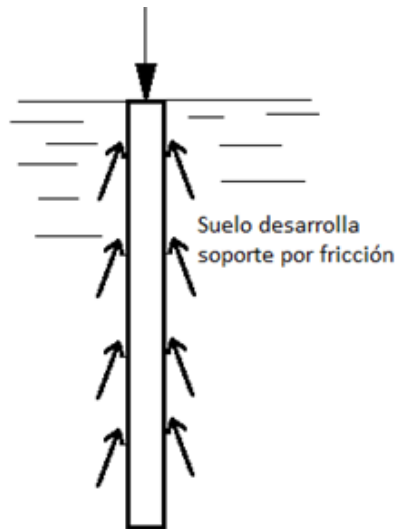


Fuente: DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentación*. p. 565.

1.1.2. **Pilotes de fricción flotante**

Cuando el estrato firme no se encuentra a una profundidad razonable para ser alcanzado, los pilotes de punta se vuelven una alternativa antieconómica ya que deberían ser demasiado largos y se hace necesario utilizar de una forma diferente la cimentación profunda; el pilote de fricción flotante utiliza la fricción superficial generada entre las paredes de pilote y el estrato de suelo blando; en suelos arcillosos la capacidad de carga también es generada por adhesión, el largo depende de la resistencia al corte del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. El diseño de este tipo de pilotes requiere de un gran entendimiento de la interacción entre el pilote y el suelo, de un amplio criterio y de experiencia. La figura 3 ilustra la forma de trabajo de este pilote.

Figura 3. **Pilote de fricción flotante**



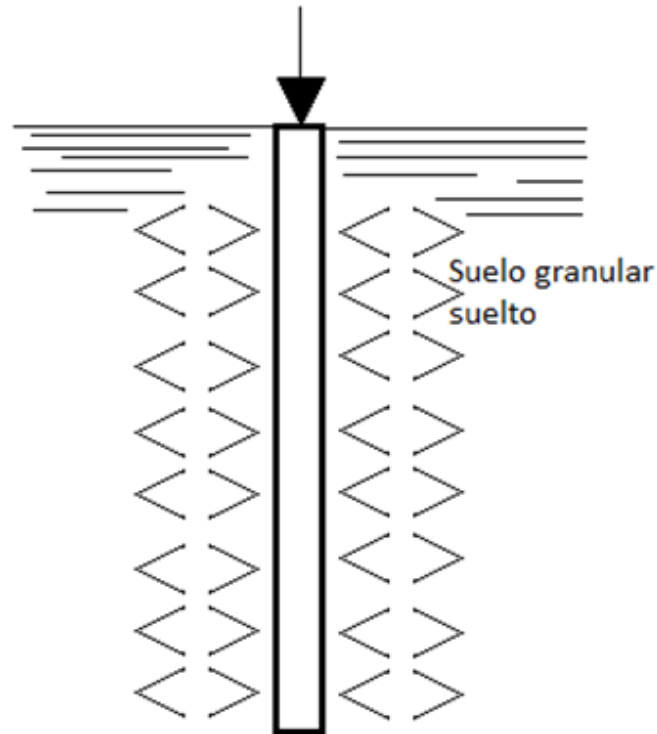
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

1.1.3. **Pilotes de fricción compactación**

Este tipo de pilotes trabajan en forma de pilote flotante, sin embargo no solo se sostiene debido a la fricción generada en las paredes, sino al hecho de compactar el suelo alrededor de él mismo, incrementando la compacidad y en consecuencia aumentando la capacidad de carga.

La compacidad se refiere a la calidad de acomodamiento de las partículas de suelo incrementando la densidad de este y disminuyendo los vacíos entre partículas. Su longitud depende de algunos aspectos como: la compacidad relativa del suelo antes y después de la compactación, y la longitud del suelo compactado; por lo general este tipo de pilotes es corto pero se deben realizar las pruebas necesarias para lograr una longitud razonable. La figura 4 ilustra la forma de trabajo de dichos pilotes.

Figura 4. **Pilote de cimentación por fricción compactación**

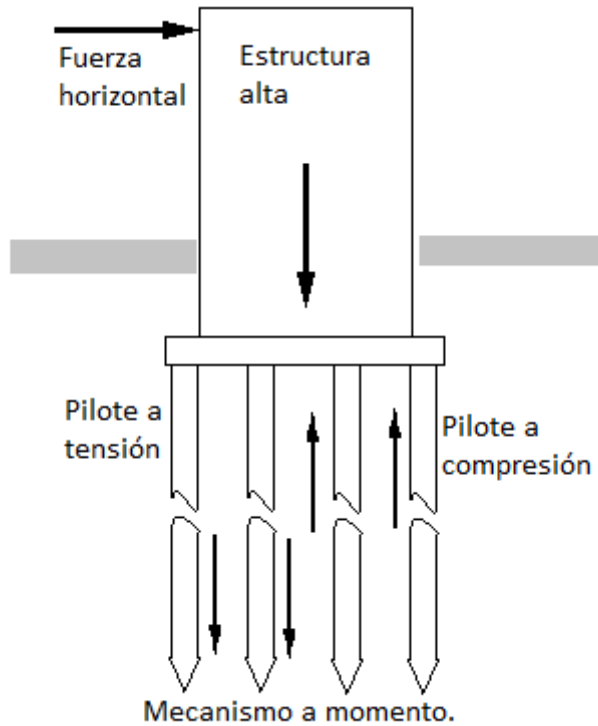


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

1.1.4. **Pilotes de tracción**

Los pilotes también pueden ser usados para soportar cargas que produzcan su arrancamiento; es por eso que deben evitar el desplazamiento hacia arriba; si dichas cargas exceden la resistencia al arrancamiento, el pilote se desconecta del terreno, rompiendo su unión y produciéndose su consiguiente fallo, cuando se diseñan pilotes sometidos a tracción no se debe superar la capacidad resistente al arrancamiento. Se debe considerar que la resistencia al arrancamiento es igual al 70 % de la resistencia por fricción a compresión, establecida para la carga de hundimiento. La figura 5 ilustra dichos pilotes.

Figura 5. **Pilotes expuestos a tracción**

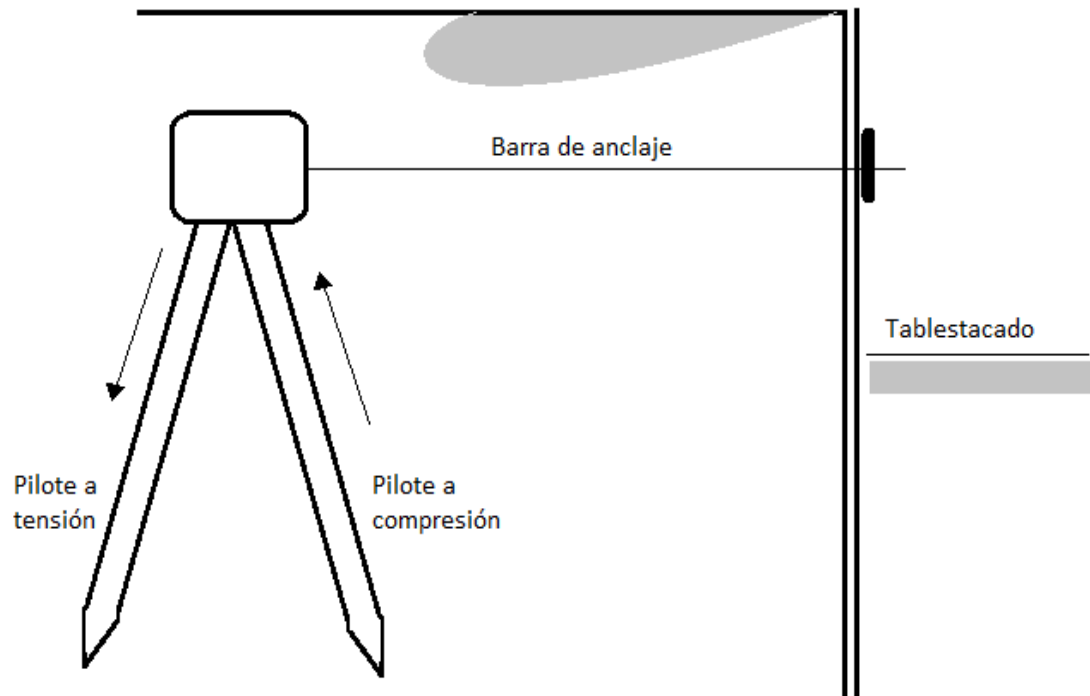


Fuente: PECK, Ralph B. *Ingeniería de cimentación*. p. 427.

1.1.5. **Pilotes de anclaje**

Este tipo de cimentación tiene la característica de combinar dos tipos de pilotes: uno que trabaja a tensión y otro a compresión, para soportar las fuerzas horizontales generadas por cables de amarre para muros que sostienen taludes o tablestacados, que son, generalmente, la utilización que se da a este tipo de pilotes.

Figura 6. **Pilotes de anclaje**

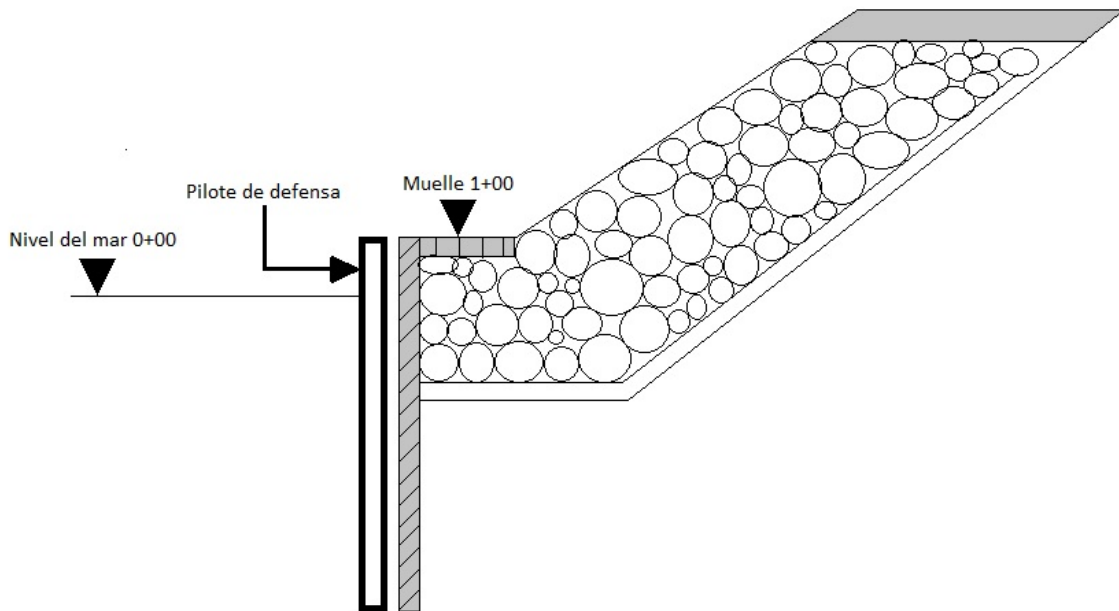


Fuente: PECK, Ralph B. *Ingeniería de cimentación*. p. 430.

1.1.6. **Pilotes de defensa**

Este tipo de pilotes está expuesto a esfuerzos de flexión, compresión y cortadura; se utiliza principalmente para proteger estructuras de daños que podrían ocasionar cargas dinámicas, comúnmente utilizados en puertos como protección de los muelles frente a cargas masivas flotantes, como buques, en su parte superior; está apoyado elásticamente ofreciendo una superficie de contacto blanda entre el buque y la defensa, en la parte inferior está unido de forma rígida, con una longitud entre cada uno de 3 m a 5 m. Los pilotes transmiten el empuje de los buques al terreno en el fondo y no sobre el muelle. La figura 7 ilustra la forma en que se encuentran en los muelles.

Figura 7. **Pilote de defensa**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

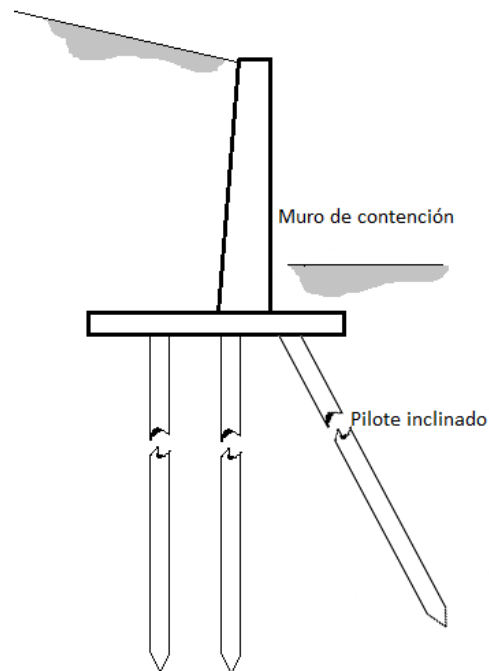
1.1.7. **Pilotes inclinados**

En este tipo de cimentación el pilote es colocado con su eje longitudinal de manera que forme un ángulo con la vertical, así la componente horizontal de la resistencia a compresión permite un apoyo frente a las fuerzas horizontales que se pueden producir. Es frecuente utilizar combinaciones de pilotes inclinados y verticales, como se ilustra en la figura 8, combinando la resistencia a cargas verticales con cargas laterales de forma simultánea.

Para su diseño y análisis se necesita suponer espacios tridimensionales y suelos idealizados; sin embargo, las teorías existentes para este tipo de pilotes o se basan en hipótesis inexactas acerca de la interacción entre dos pilotes, o utilizan métodos excesivamente complejos para su aplicación en proyectos.

Debido a esto en la práctica se utilizan métodos muy simplistas de diseño; generalmente están localizados en muros de contención para dar apoyo en los muros.

Figura 8. **Pilote inclinado**



Fuente: PECK, Ralph B. *Ingeniería de cimentación*. p. 432.

1.2. Pilas de cimentación

Las pilas perforadas de cimentación consisten en pilotes colados *in situ* con diámetros de 75 cm o mayores, excavados en el terreno hasta un estrato firme y luego rellenados con concreto; en ocasiones, se usan tablestacados en el borde para prevenir hundimientos del suelo adyacente. Dependiendo de factores como la profundidad, la rapidez con la que se asientan las pilas o el tipo de suelo, entre otros, es como se elige qué tipo de pila se usará.

Las pilas de cimentación se dividen en dos grupos: las pilas perforadas propiamente dichas y los cajones de cimentación; ambas pilas pueden alcanzar profundidades considerables, sin embargo las pilas tipo cajón regularmente se utilizan en suelos saturados y requieren profundidades más amplias, entre 15 m a 40 m, con diámetros grandes mayores a 1,2 m, ya que se necesita de personal que labore dentro de dicha pila.

Las ventajas de usar pilas perforadas en lugar de pilotes son muy variadas, entre las cuales se pueden mencionar:

- Se usa una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes.
- La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa es más fácil que hincar pilotes.
- Cuando los pilotes son hincados a golpes de martillo, la vibración ocasiona daños a estructuras cercanas.
- Como la base de una pila perforada se puede ampliar, esta proporciona una gran resistencia a cargas de levantamiento.
- Las pilas perforadas proporcionan una gran resistencia a cargas laterales.
- Los pilotes hincados en suelos arcillosos producen movimiento en pilotes hincados con anterioridad, cosa que no ocurre si se utilizan pilas perforadas.

1.2.1. Pila perforada

Las pilas perforadas se dividen en tres tipos: rectas, acampanadas y en roca. Cada una de ellas empieza por una perforación que puede ser hecha a mano, pero limita la profundidad a la que puede llegarse; por medio de maquinaria pesada e instrumentos de perforación se puede alcanzar hasta una profundidad de 30 m.

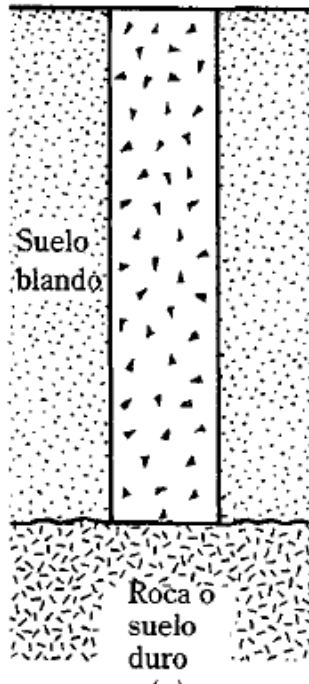
1.2.1.1. Pila recta

Las pilas rectas se clasifican de acuerdo con la manera en la que se diseña para transferir la carga estructural del subsuelo. Las pilas perforadas rectas se extienden a través de estratos de suelo blando hasta alcanzar un estrato sólido o roca. Suelen excavarse a mano, o por medio de maquinaria pesada y pueden llevar armadura, si es requerida.

Entre los métodos de construcción existentes generalmente se utiliza el colado *in situ*, en donde se cuenta con una pila perforada con armadura y colada en el sitio donde se necesita, de forma similar a los pilotes comunes los cuales pueden ser construidos utilizando el mismo método.

La figura 9 ilustra una pila perforada que se encuentra a través de un estrato de suelo blando y descansa en un estrato de suelo más duro con un diámetro mayor a un pilote de cimentación convencional.

Figura 9. **Pila perforada recta**

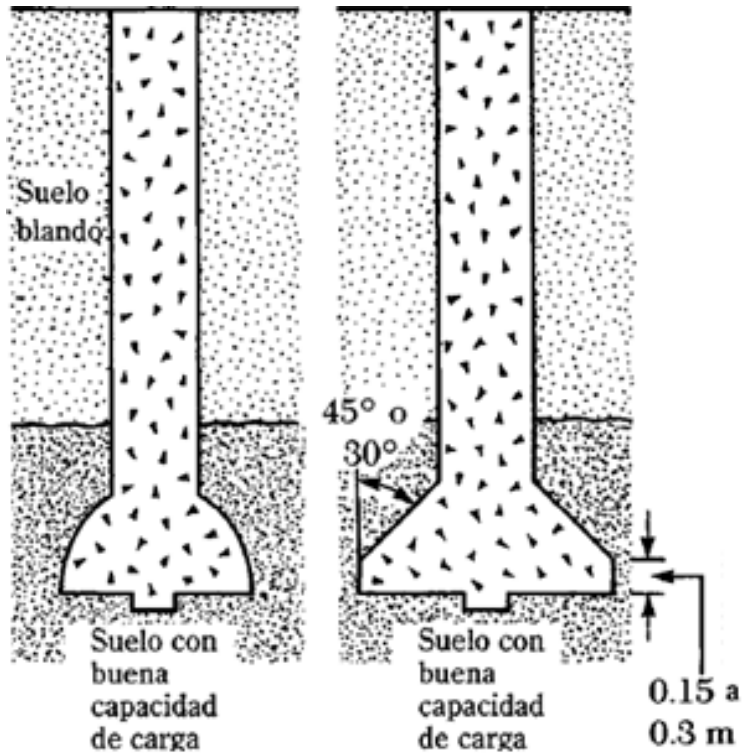


Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 675.

1.2.1.2. **Pila acampanada**

Consiste en una pila recta con una campana en el fondo; esas campanas pueden ser en forma de conos o de domos; en el caso de las campanas en cono las herramientas que normalmente se utilizan pueden hacer cortes a 30° o a 45°. La forma en que trabajan es que dichas campanas descansan sobre un estrato de suelo resistente. En estos casos es necesario instalar una serie de tablestacados para que las paredes de la perforación no colapsen al momento de realizar las campanas. La figura 10 ilustra las pilas acampanadas.

Figura 10. Pilas perforadas acampanadas

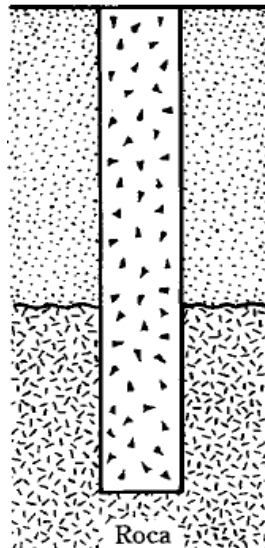


Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 675.

1.2.1.3. Pilas perforadas en roca

Existe la ocasión en que la pila perforada se extiende hasta penetrar en el estrato de roca sólida, en estos casos se deben utilizar procedimientos que permitan el corte directo en la roca. Además, durante el diseño de estas pilas es recomendable tomar en cuenta el cálculo de la capacidad de carga de la pila, el esfuerzo cortante y el esfuerzo de carga desarrollados a lo largo del perímetro de la pila, y en la interfaz entre la pila y la roca. La figura 11 muestra la forma en que descansa la pila.

Figura 11. **Pila perforada en roca**



Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 675.

1.2.2. Pilas tipo cajón

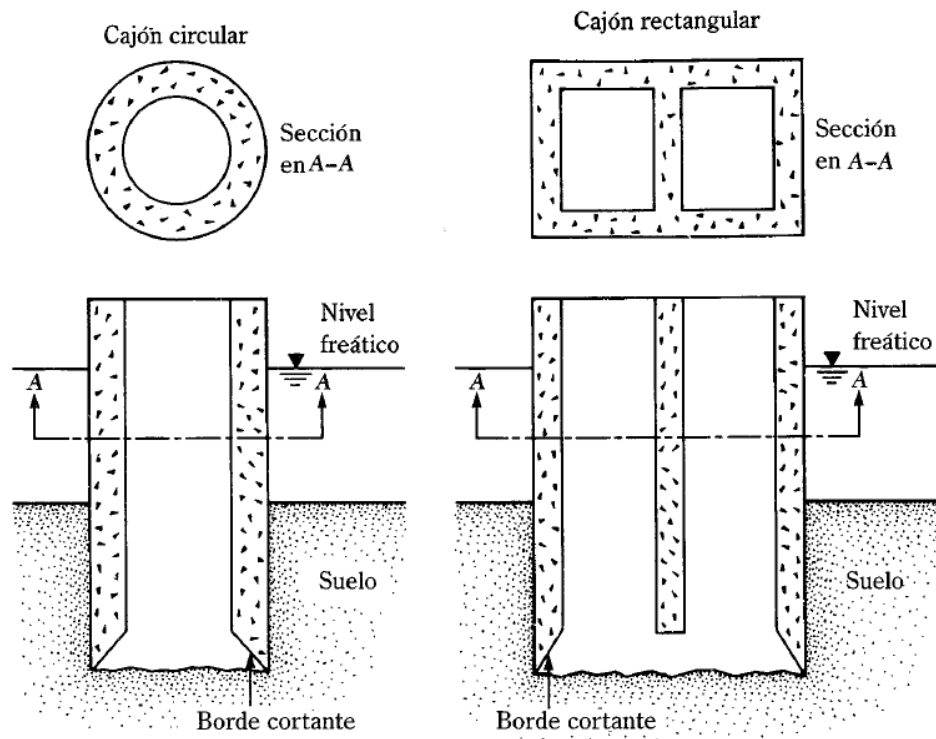
Este tipo de cimentaciones se caracteriza por su forma, tamaño y métodos de construcción, que necesitan de equipo especial y mano de obra altamente calificada para su ejecución.

1.2.2.1. Cajón abierto

Estos cajones permanecen abiertos en la parte superior e inferior durante su construcción. En el fondo tienen un borde cortante; el cajón se entierra en su lugar hasta encontrar el estrato de apoyo, luego el suelo que queda en su interior se extrae por medio de un cucharón o a mano, esto se conoce como dragado; la forma de los cajones puede ser circular, rectangular, e incluso ovalada; dichos cajones pueden consistir en un solo pozo o en varios pozos unidos entre sí.

Luego de haber alcanzado el estrato en donde descansará, se vierte concreto colado a través del agua hasta el fondo del cajón para formar un sello que impida el paso de más material, luego se extrae el agua concentrada dentro del cajón y se rellena con concreto. El peso de los cajones debe ser siempre suficiente para contrarrestar la fricción lateral contra la estructura. En algunos casos, deben añadirse cargas y usarse contrapesos para obligar a bajar el cajón. La figura 12 ilustra los cajones abiertos.

Figura 12. Pila tipo cajón abierto

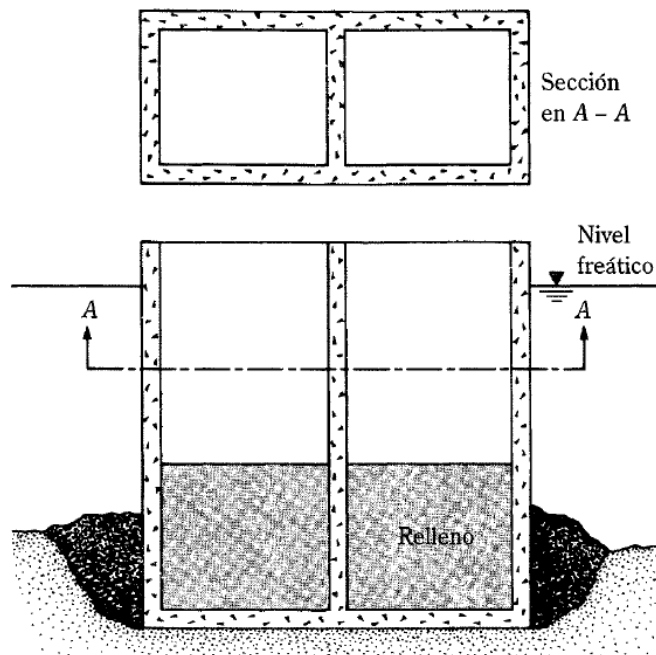


Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 716.

1.2.2.2. Cajón cerrado

Este tipo de cajones tienen el fondo cerrado, la forma de ponerlo en su lugar es llenando el interior de arena, balasto o concreto y luego bajarlo lentamente hasta el estrato portante completamente nivelado; previamente es fabricado en el exterior y luego transportado hasta el lugar en donde se desea instalar. La utilización más frecuente está en los puertos, muelles o puertos especiales flotantes, ya que cada uno de estos cajones puede contar con varias celdas, permitiendo que sean más grandes haciéndolos las estructuras más grandes prefabricadas ya que pueden llegar a alcanzar los 10 000 m³ de concreto. La figura 13 ilustra una sección y la planta de un cajón cerrado.

Figura 13. **Cajón cerrado**



Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 717.

1.2.2.3. Cajón neumático

Los cajones neumáticos se usan generalmente para profundidades de 15 m a 40 m. Estos son requeridos cuando en el lugar existe material que se adentra al cajón más rápido de lo que se puede sacar. Constan de una cámara de trabajo al fondo de una altura de por lo menos 3 m, en donde los trabajadores sacan el fondo y vierten el concreto, la presión dentro de la cámara se mantiene suficientemente alta para impedir que el agua penetre a la cámara; los trabajadores usualmente no tienen molestias severas cuando la presión llega a 100 kN/m² por encima de la presión atmosférica.

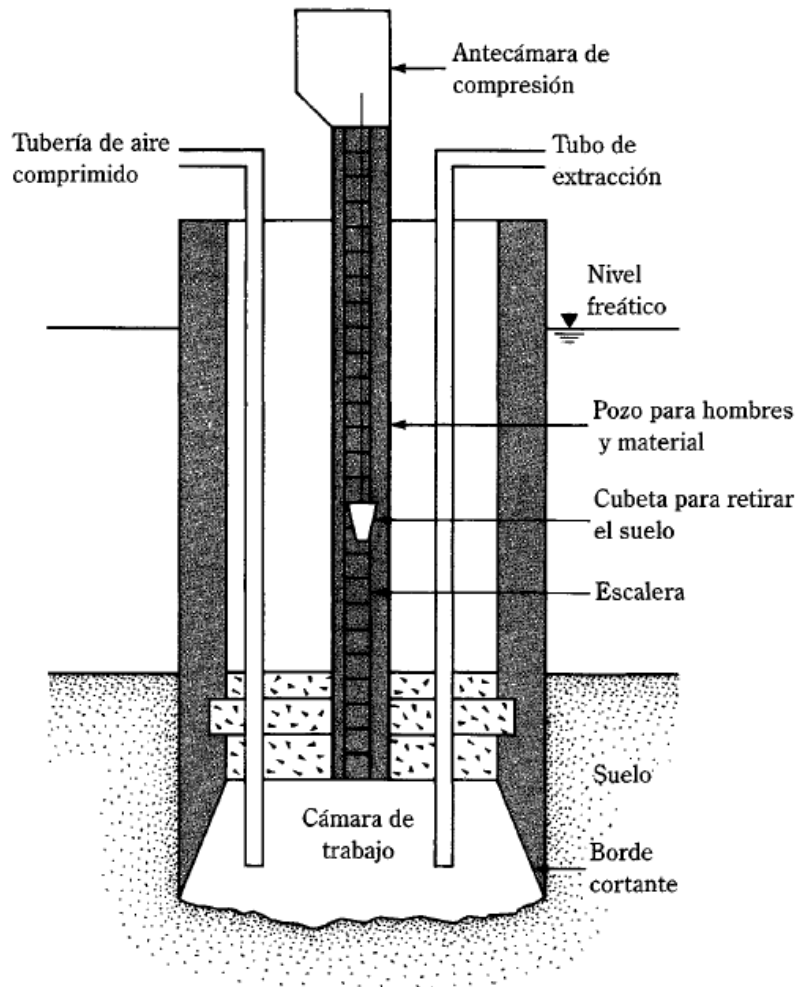
La forma de inca es similar a los cajones abiertos; cuando se alcanza el estrato que soportará la estructura se aplica un sello de concreto que será la base del cajón; contiene un cilindro de acceso para los trabajadores y otro independiente para el material que es retirado; la profundidad está limitada a los 40 m, ya que los trabajadores no pueden laborar a una presión mayor que 3,5 kN/m².

1.3. Métodos de diseño

Para el diseño de una pila tipo cajón se toman en cuenta las mismas consideraciones que se tomarían en cuenta con una pila perforada acampanada o empotrada en roca.

Desde el punto de vista de la capacidad de carga; se usan las mismas fórmulas con los mismos métodos, sin embargo, el objeto de estudio de este documento es la pila tipo cajón abierta; por tal motivo es necesario también describir la metodología para calcular el sello del fondo de dichas pilas. La figura 14 ilustra las partes de un cajón neumático.

Figura 14. **Cajón neumático típico**



Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 718.

Para el cálculo de la capacidad de carga se deben hacer las siguientes aclaraciones:

- Las pilas tipo cajón se usan especialmente en suelos no cohesivos; por tal motivo la capacidad de la pila se calculará como si fuese una pila en arena.

- La capacidad de carga última en la base se puede calcular por medio de dos métodos: con la fórmula general y basada en asentamiento; se describirá cada método y luego se decidirá cual usar.

1.3.1. Capacidad de carga

Este dato proporcionará el resultado respectivo que permite determinar las condiciones del suelo para la pila en diseño; existen diferentes métodos para calcular dicha capacidad de carga, la cual está compuesta de la siguiente manera:

La capacidad de carga última de una pila perforada se calcula a partir de:

$$Q_u = Q_{P(neta)} + Q_s$$

Donde:

Q_u = carga última

Q_p = capacidad de carga última en la base

Q_s = resistencia por fricción superficial

1.3.1.1. Capacidad de carga última en la base

Para las pilas en arena, $C = 0$; por tanto la ecuación queda de la siguiente forma:

$$Q_{p(neta)} = A_p q' (N_q^* - 1)$$

N^*_q para un valor de ϕ' calculado se determinará con los valores del anexo; sin embargo estos valores cambian para las pilas perforadas y tienden a ser más pequeños que para cimentaciones superficiales y pilotes hincados; por lo que para determinar la capacidad de carga en la base se usará la siguiente expresión.

$$Q_{p(neta)} = A_p(\sigma'_0 N^*_\sigma - q')$$

Donde:

A_p = área de la pila en la base

σ'_0 = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta

$$\sigma'_0 = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] q'$$

K_0 = puede ser encontrado en la tabla I, para una pila perforada sin sifón

q' = la capacidad portante en la punta de la pila

$$q' = \gamma_{suelo} * Df$$

N^*_σ = es el factor de capacidad de carga propuesto por Vesic; donde este valor depende del índice de rigidez reducido (I_{rr}) y el ángulo del suelo ϕ ; en el anexo 2 se puede determinar N^*_σ ; el valor de ϕ está dado por los estudios de suelo realizados en el lugar del proyecto y el procedimiento para conocer (I_{rr}) se describe con detalle a continuación.

Otra forma de conocer (I_{rr}) es por medio de estudios hechos directamente en campo al momento de determinar el valor de ϕ .

Índice de rigidez reducido:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

Índice de rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi'}$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del suelo drenado

$$\frac{E_s}{P_a} = m$$

Donde:

P_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ KN}/\text{m}^2$)

$$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 & \text{suelo suelto} \\ 200 \text{ a } 500 & \text{suelo medio suelto} \\ 500 \text{ a } 1000 & \text{suelo denso} \end{cases}$$

μ_s = relación de Poisson de suelo drenado

$$\mu_s = 0,1 + 0,3 \left(\frac{\phi' - 25}{20} \right) \text{ para } 25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$$

Δ = deformación unitaria volumétrica dentro de la zona plástica durante el proceso de carga.

$$\Delta = 0,005 \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20} \right) \left(\frac{q'}{P_a} \right)$$

1.3.1.2. Capacidad de carga por fricción

Este dato se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s = \int_0^{L_1} P f dz = \pi D_s (1 - \sin \phi') \int_0^{L_1} \sigma'_v \tan \delta dz$$

Donde:

P = perímetro de la pila

f = resistencia unitaria por fricción, la cual es difícil de calcular deben tomarse en cuenta varios aspectos, por tanto una forma de calcularla aproximadamente es:

$$f = k \sigma'_v \tan \delta$$

Donde:

K= coeficiente de presión en tierra; su valor puede ser tomado en la tabla I.

Tabla I. **Valores para coeficiente de presión de tierra**

Tipo de pila	k
Perforado con o sin chiflón	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$ a $1,4K_0 = 1,4(1 - \sin \phi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$ a $1,8K_0 = 1,8(1 - \sin \phi')$

Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentación*. p. 592.

δ = ángulo de fricción entre el suelo y la pila. Se puede calcular como $0,5\phi'$ a $0,8\phi'$

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

$$\sigma'_v = \gamma_{suelo}L'$$

Donde:

γ = peso específico del material

L' = longitud de la pila a la cual se calcula el esfuerzo vertical efectivo

1.3.1.3. Capacidad de carga basada en asentamiento

Touma y Reese (1 974) propusieron una forma de calcular la capacidad de carga en pilotes, basándose en el asentamiento en la base; este método también es aceptable para pilas en arena, la ecuación que propusieron fue:

$$Q_{P-adm(neta)} = \frac{0,508A_p}{D_b} q_p$$

Esto es para pilas con una longitud mayor a 10 m el diámetro de la base y un asentamiento de 25,4 mm. La ecuación expresa la carga $Q_{p-adm(neta)}$ en KN, A_p en m^2 , D_b en m y q_p , que es la resistencia en la punta en kN/m^2 . Los valores recomendados para q_p por Touma y Reese, se dan en la tabla II.

Tabla II. **Valores para resistencia en la punta aparente recomendados**

Tipo de arena	q_p (kN/m^2)
Suelta	0
Media	1 530
Muy densa	3 830

Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentación*. p. 687.

Para la carga por fricción se tiene la siguiente expresión:

$$Q_s = 2,2D_s \int_0^{L_1} \sigma'_0 \tan \phi' dz$$

1.3.2. Sello de fondo del cajón

La pila tipo cajón tiene la característica que necesita un sello en el fondo; este se puede calcular de dos formas dependiendo de la figura geométrica que posee dicho cajón; las ecuaciones que se pueden usar para diseñar este sello son las siguientes: si es cajón circular el espesor del sello es:

$$t = 1,18Ri \sqrt{\frac{q}{f_c}}$$

Si es cajón rectangular el espesor del sello se puede calcular como:

$$t = 0,866Bi \sqrt{\frac{q}{f_c \left[1 + 1,61 \left(\frac{Li}{Bi} \right) \right]}}$$

Donde:

Ri = radio interior del cajón circular

q = presión unitaria en la base del cajón

f_c = esfuerzo permisible del concreto a flexión (0,1 – 0,2f'_c)

Bi = ancho interior del cajón rectangular

Li = largo interior del cajón rectangular

El valor de q puede aproximarse a:

$$q \approx H\gamma_w - t\gamma_c$$

Donde:

γ_w = densidad del agua

γ_c = densidad del concreto

H = altura del nivel freático

t = espesor del sello

Para que el diseño de este sello sea aceptable, deben hacerse los siguientes chequeos que a continuación se describen.

1.3.2.1. Corte perimetral en el contacto

Este dato describe el esfuerzo de corte al que será sometido el sello de fondo al momento de entrar en contacto directo con el suelo.

$$v = \frac{A_i H \gamma_w - A_i t \gamma_c}{P_i t}$$

Donde:

P_i = perímetro interior del cajón

$2\pi R_i$ (cajón circular)

$2(L_i + B_i)$ (cajón rectangular)

A_i = área interior del cajón

πR_i^2 (cajón circular)

$L_i B_i$ (cajón rectangular)

1.3.2.2. Corte permisible

El corte perimetral en el contacto debe ser menor que el corte permisible; se calcula utilizando los datos en Mpa debido al factor de $\phi = 0,85$; la expresión queda de la siguiente manera:

$$v_u = 0,17\phi\sqrt{f'_c}$$

1.3.2.3. Verificación por supresión

Si el cajón se desagua completamente, la fuerza de supresión hacia arriba F_u es:

$$F_u = (\pi R_o^2)H\gamma_w \text{ (cajón circular)}$$

$$F_u = (B_o L_o)H\gamma_w \text{ (cajón rectangular)}$$

1.3.2.4. Fuerza hacia abajo

La fuerza hacia abajo F_d es causada por el peso del cajón, el sello y la fricción lateral en la interface cajón suelo, las unidades de medida de esta ecuación no dependen de ningún factor en especial pero deben concordar con las unidades utilizadas en el inciso 1.3.2.3, quedando la expresión de la siguiente forma:

$$F_d = W_c + W_s + Q_s$$

Donde:

W_c = peso del cajón

W_s = peso del sello

Q_s = fricción lateral

F_d debe ser mayor que F_u , en caso contrario, se debe aumentar el espesor del sello usando la fórmula:

$$\Delta t = \frac{F_u - F_d}{A_i \gamma_c}$$

2. CASOS TÍPICOS DE CIMENTACIONES CON PILAS

2.1. Arenas

Las arenas son tipos de suelo de estructura simple, es decir, que la disposición de las partículas está predominada por el campo gravitacional terrestre a partir de roca disgregada, debido al proceso de la meteorización física, que tiene su origen en la interacción que existe entre la roca y el clima que la rodea, y cuyo tamaño varía entre los 0,063 mm y los 2 mm, aunque el origen de las arenas dependerá del lugar en donde se formen, en lugares continentales alejados de la costa las arenas pueden formarse por minerales como el sílice y en otros casos cerca de volcanes por medio del material que expulsan.

El comportamiento mecánico e hidráulico de una arena está definido por la compacidad del manto y la orientación de las partículas. En arenas y otros materiales sin cohesión, la resistencia al deslizamiento sobre cualquier plano depende de la presión normal al mencionado plano, y del ángulo de fricción interna; el término fricción interna en un suelo también es sinónimo de esfuerzo de corte.

En la compacidad se estudia el grado de acomodamiento de las partículas y en la orientación de las partículas el efecto que este fenómeno tiene respecto de la permeabilidad.

Cuando en un suelo no cohesivo (arena) se hace una excavación bajo el nivel del agua freática, de tal modo que la expresión intergranular sea igual a

cero, puede observarse una agitación de los granos, fenómeno que es conocido como arena movediza; esto puede causar licuefacción en edificaciones construidas sobre este tipo de suelo.

En los suelos granulares se presenta una reacción llamada cohesión aparente, el cual se presenta cuando el material está parcialmente saturado, y es debido a las fuerzas de tensión superficial que genera el agua sobre los granos, que restringe el movimiento de las partículas pequeñas (entre 0,05 mm a 5 mm), haciendo posible una deformación de una masa de suelo; esto es posible debido a la interacción de las partículas individuales y al acomodamiento de las mismas.

2.2. Gravos

La grava es un tipo de suelo de composición simple cuyas partículas provienen de la misma forma que las partículas de arena, es decir, por disgregación de roca; sin embargo, en el caso de las gravas estas partículas suelen ser más grandes que las arenas; el tamaño se encuentra entre 2 mm a 64 mm.

Por su tamaño las gravas se encuentran mezcladas con arenas o partículas del mismo tipo de suelo o de diferente tipo, esto hace que se reduzca el volumen de vacíos dentro del material, dando más superficies de adherencia entre partículas y creando una superficie más rígida.

Cuanto más granulosas y más trabadas están las partículas que componen el suelo, mayor será la fuerza friccionante desarrollada dentro del mismo, es aquí en donde intervienen aspectos como la compacidad y la relación de vacíos.

Las arenas y las gravas forman lo que se conoce como suelos no cohesivos; la cohesión es la propiedad de atracción intermolecular que tienen los suelos para mantener unidas todas sus partículas, en virtud de fuerzas internas que dependen, entre otras cosas, del número de puntos de contacto que tienen dichas partículas entre ellas, es decir que la cohesión de un suelo será más fuerte mientras más finas sean las partículas que lo componen.

Existen diferentes clasificaciones granulométricas, basadas en estudios previos, sin embargo se mostrará una clasificación alemana basada en una proposición original de Kopecky en la tabla III.

Tabla III. **Clasificación granulométrica del suelo**

Material	Característica	Tamaño mm
Piedra	-----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0,2 a 1
	Fina	0,1 a 0,2
Polvo	Grueso	0,05 a 0,1
	Fino	0,02 a 0,05
Limo	Grueso	0,006 a 0,02
	Fino	0,002 a 0,006
Arcilla	Gruesa	0,0006 a 0,002
	Fina	0,0002 a 0,0006
Ultra arcilla	-----	0,00002 a 0,0002

Fuente: JUÁREZ BADILLO, Eulalio. *Mecánica de suelos, tomo 1*. p. 99.

2.3. Suelos saturados

Un suelo saturado se caracteriza por tener todos los poros o cavidades entre sus granos llenos de agua; estos se pueden extender a través de los estratos del suelo, haciendo que el agua fluya entre los canales que conforman los espacios entre partículas.

El agua puede circular a través del suelo ejerciendo un efecto sobre el esqueleto mineral que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre partículas e inclusive sobre la resistencia del suelo, la compresión y al esfuerzo cortante; las partículas de suelo y de agua en los espacios vacíos tienen la particularidad que no permiten un cambio de volumen ante la aplicación de fuerzas axiales externas; por otro lado, cuando se aplica una fuerza de forma moderadamente lenta de tal manera que los espacios ocupados por agua pueden evacuarla, se dice que el suelo tiene la condición de drenaje.

Sin embargo, existen casos en los cuales las cargas tensionantes son aplicadas de forma tan rápida que no hay oportunidad que el suelo pueda drenar el líquido que se encuentra en su interior, a esto se le llama condición de suelo no drenado, por lo tanto si no existe un drenaje en el suelo no existe tampoco un cambio de volumen, solo una deformación tangencial; este caso se le llama condición de volumen constante. El agua en el suelo se puede presentar de tres formas:

- Agua freática: este tipo de agua se presenta por debajo del nivel freático, el cual se entiende como la frontera entre un estrato de suelo seco y uno con partículas de agua, llenando completamente las cavidades entre dichas partículas; cabe señalar que el agua no necesariamente debe

estar estancada para considerarse freática, pues para su estudio se emplea la ecuación de Darcy que describe una velocidad ficticia del flujo de agua a través de la porosidad del suelo, para expresar la cantidad de agua en cm^3 que escurre por un área transversal al estrato. En este caso se puede decir que existe un estrato de suelo completamente saturado, por lo que el método de cimentación debe tomar en cuenta los inconvenientes que esto produce, tanto para cimentaciones superficiales como para cimentaciones profundas.

- Agua gravitacional: se le llama gravitacional debido a que el agua fluye a través de los canales que forman los poros y la estructura del suelo; en este caso, a pesar de que existe un movimiento en el flujo del líquido, no se puede utilizar la ecuación de Darcy para expresar el volumen de líquido, debido a la cantidad de aire que existe dentro del estrato; según la frecuencia con la que se presenta el flujo de agua, puede tratarse como un suelo saturado o parcialmente saturado. Este tipo de suelo puede afectar la cimentación, por el drenado que se produce alrededor de esta, de manera que para evitar estos inconvenientes se debe tomar en cuenta un sistema de canalización que permita redirigir el flujo de agua.
- Agua retenida: el agua retenida dentro de una muestra de suelo se puede observar de tres formas:
 - Agua químicamente combinada: es el agua que las partículas de suelo poseen como parte de su composición mineral, la cual se puede eliminar a una temperatura entre $105\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $110\text{ }^{\circ}\text{C}$, afectando al suelo de forma muy leve.

- Agua higroscópica: es el agua que el suelo adquiere a través del aire que le rodea, la cantidad de agua que se adhiere al suelo depende del área superficial de las partículas que lo componen, así una muestra de suelo que es secada al horno y luego puesta al aire libre para ser enfriada absorbe una cantidad de agua del aire.
- Agua por capilaridad: se le llama así al agua que se adhiere a los poros del suelo fenómeno causado por la tensión superficial; esto es perjudicial debido a que mientras más pequeño es el diámetro de los poros, mayor es la altura a la que llega el agua a través de ellos; de aquí la importancia del drenado en suelos finos, pues solo se necesita un tirante pequeño de agua en la base de un talud para humedecer por capilaridad una parte importante de los terraplenes, disminuyendo su estabilidad y aumentando el riesgo de fallas en los pavimentos por lo que se necesita de un análisis muy completo del suelo para determinar la forma de trabajo.

2.4. Arcilla

Se le llama así a las partículas de suelo sólidas con diámetro menor a 0,005 mm, en masa; tienen la propiedad de ser plásticas al ser mezcladas con agua, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad; se comprimen lentamente, debido a que se consideran como suelos de grano fino por el tamaño de los poros y de los canales de flujo, tienen una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de granos gruesos; es por eso que la humedad por capilaridad es un factor muy importante para tomar en cuenta en estos suelos.

La resistencia perdida por el moldeo se recupera parcialmente, cualidad conocida como tixotropía que es de carácter fisicoquímico; dependiendo su consolidación las arcillas pueden tener una alta resistencia al corte y una baja compresibilidad, esta cualidad es de mucho interés para la ingeniería ya que el comportamiento mecánico de este material está influenciado por su estructura en general y su constitución mineralógica en particular.

En las arcillas la resistencia a los esfuerzos de corte se puede presentar debido a otras circunstancias, como fuerzas electroestáticas obtenidas de la película de agua absorbida por los granos de suelo y que se forma sobre cada partícula o derivada de agentes cementantes naturales, haciendo la resistencia al corte más alta pues es motivada por fuerzas de origen interno; a este fenómeno se le llama cohesión verdadera.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados y su estructura es, generalmente, cristalina y complicada con los átomos dispuestos de forma laminar para los cuales se reconocen dos tipos clásicos: silícico y aluminico. De acuerdo con el arreglo reticular de sus átomos, las arcillas se dividen en tres grupos.

- El caolinítico: arcillas que son bastante estables en presencia del agua.
- El motmorilonítico: estas arcillas son expansivas en contacto con el agua, lo que provoca inestabilidad en ellas.
- El íltico: el arreglo es parecido al motmorilonítico pero la arcilla no es tan expansiva con el contacto con el agua.

2.5. Suelos no cohesivos en Guatemala

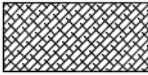

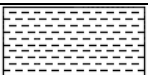





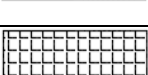

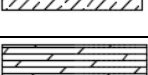

En Guatemala existen dos grupos de suelos muy marcados, los cuales son: volcánicos y sedimentarios; exceptuando algunas zonas como la parte sur de Petén en donde predominan la piedra caliza; la provincia volcánica abarca aproximadamente un área de 25 000 km²; en esta región se encuentran depósitos de piedra pómez y colados de lava.

Para dar un panorama generalizado de los suelos en donde se puede usar la cimentación por medio de pilas perforadas tipo cajón, se presentará una descripción de los lugares en los que es más probable un suelo no cohesivo; con la ayuda del mapa fisiográfico-geomorfológico de la República de Guatemala, realizado por el Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación (MAGA) se trazó el mapa que se muestra en la figura 15.

Como se dijo anteriormente, los suelos no cohesivos están formados por las arenas y las gravas, las cuales se forman de diversas maneras como la erosión y el origen volcánico, dos de las formas más importantes de suelos granulares dentro del país.

El mapa fisiográfico-geomorfológico de Guatemala identifica las formaciones de suelos por medio de su origen y ubicación dentro de la República, por medio de colores dentro del mapa original; para fines del documento los colores se reemplazaron por texturas las cuales se muestran en la tabla IV, donde se encuentra el nombre del suelo y una descripción del tipo de suelo que se encuentra en ese lugar y su respectiva descripción.

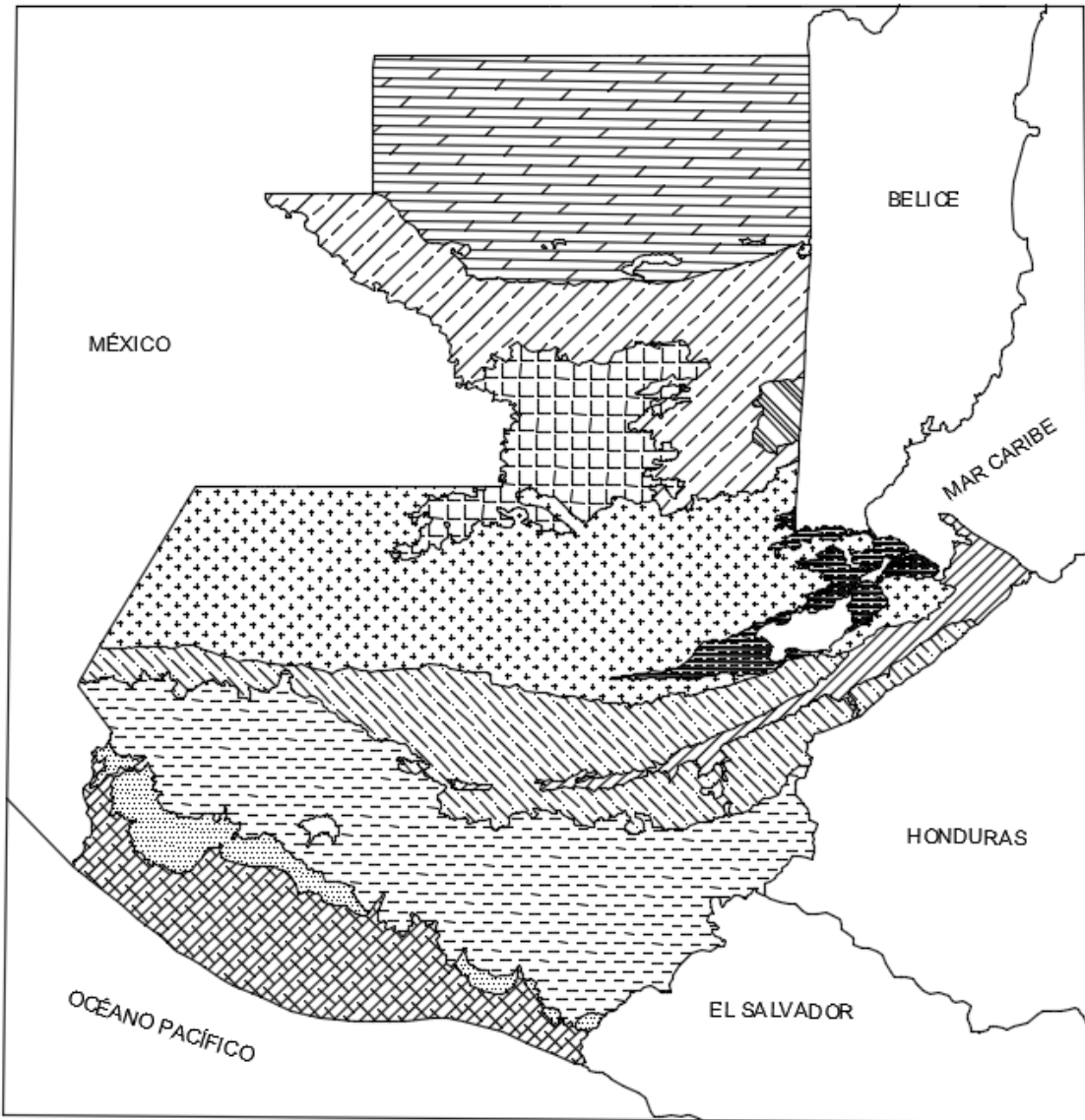
Tabla IV. **Clasificación de suelos del mapa fisiográfico-geomorfológico de Guatemala**

Colores	Tipo de suelo	Descripción
	Llanura costera del Pacífico	
	Pendiente volcánica reciente	Arenas oscuras
	Tierras altas volcánicas	Arenas oscuras
	Tierras altas cristalizadas	Materiales minerales
	Depresión del Motagua	Composición de varios tipos de suelo
	Agua	
	Tierras altas sedimentarias	Composición de arcillas
	Depresión de Izabal	Arenas y arcillas suelos pantanosos
	Tierras bajas interiores de Petén	Piedras calizas
	Cinturón plegado del Lacandón	Roca sedimentaria y arenisca gruesa
	Plataforma sedimentaria de Yucatán	Roca sedimentaria de yeso
	Montañas mayas	Roca sedimentaria y arenisca

Fuente: elaboración propia con la ayuda del *mapa fisiográfico-geomorfológico de Guatemala*.

Núm. 7.

Figura 15. **Mapa fisiográfico-geomorfológico de la República de Guatemala**



Fuente: elaboración propia, con base en el *mapa del Instituto Geográfico Nacional (IGN) mapas digitales Núm. 7.*

Es de conocimiento general que Guatemala está marcada por una serie de volcanes que atraviesan toda la República, el llamado cinturón de fuego contiene volcanes reconocidos por su constante actividad, situación que produce mucho material volcánico, conocido como arena volcánica, caracterizada por su color oscuro; también existen bancos de arena a la orilla de los ríos de Guatemala, sin embargo es en las regiones señaladas en el mapa anterior en donde se encontraría con mayor probabilidad un estrato de suelo no cohesivo.

2.5.1. Pendiente volcánica reciente

Presente a la orilla costera de Guatemala, los departamentos como Retalhuleu, Suchitepéquez, Escuintla, Santa Rosa, Jutiapa, y parte de San Marcos, son los que presentan este tipo de arenas, haciendo de esta parte del país una potencial oportunidad para poder implementar un tipo de cimentación como la pila perforada tipo cajón.

La planicie costera del Pacífico comprende unos 50 km de ancho a lo largo de todo el litoral del pacífico, formada por productos de tierras altas volcánicas; dentro de los materiales que se pueden encontrar se incluyen arenas, gravas y pómez; se hallan también sedimentos de arenas con gran contenido de hierro y titanio, llamados arenas negras titaníferas de las playas del Pacífico.

2.5.2. Tierras altas volcánicas

Estas son zonas altamente volcánicas con la característica que poseen regiones con alta vegetación y con climas variados, sin embargo debido a la presencia de volcanes, existe un estrato no cohesivo muy cercano a la

superficie del suelo; pero este estrato puede estar posicionado debajo de un denso estrato vegetal o el estrato de suelo no cohesivo es muy pequeño. Los departamentos como el norte de San Marcos, Totonicapán, Sololá, Chimaltenango, Guatemala, Quetzaltenango y Sacatepéquez son los más propensos a este tipo de suelo.

2.5.3. Depresión de Izabal

La depresión de Izabal es una parte del país en donde se encuentran suelos no cohesivos caracterizados por una composición de suelos pantanosos y otros materiales; cabe destacar que la forma de estos suelos es única dentro del territorio guatemalteco y posee un estrato muy amplio. No tiene ningún volcán, pero sí es el encuentro de varias cordilleras montañosas y un suelo mal drenado, predominando suelos arcillosos, franco arcillosos y en algunos casos franco limosos, desarrollado sobre ceniza volcánica.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A PILAS

Entre los retos que conlleva el diseño de un edificio se encuentra la forma en que el mismo será capaz de sostenerse al suelo ya que desde allí es de donde se elevará; la forma de sostener una edificación al suelo que le rodea es tan importante como cualquier otra de sus partes.

Un edificio se divide en dos elementos: la superestructura; conformada por todos aquellos elementos que son visibles a plena vista y se encuentran sobre el nivel superficial del suelo: vigas, columnas losas de entrepiso, techos, puertas, entre otros; y la subestructura o cimentación, la cual se encuentra por debajo del nivel del suelo; esta cuenta con dos elementos muy importantes: el suelo mismo en donde se cimentará y la estructura, la cual puede estar conformada por zapatas, losas de cimentación y pilas o pilotes.

La estructura de la cimentación dependerá de varios factores tanto internos como externos a la superestructura como el peso propio, conformado por la superestructura y la subestructura simultáneamente, la carga viva, las cargas accidentales a las que estará expuesto el edificio: sismo, viento, entre otras.

Las características propias del suelo en donde estará asentado, esto último es de suma importancia, ya que, de la correcta interpretación de los estudios de suelo realizados depende el método de la cimentación y la interacción entre el suelo y la subestructura.

3.1. Simulación estructural

Para realizar un correcto análisis estructural de un edificio se deben conocer todos los parámetros que lo rodean, es decir: sus dimensiones arquitectónicas, el uso que se le dará, el material con el que pretende ser construido, el método constructivo que se pretende utilizar y la ubicación geográfica. Todo esto con el propósito de crear un modelo de la estructura que represente las condiciones a las cuales será sometido al momento de su construcción.

Como primer paso se estudiarán los planos estructurales, mediante los cuales se analizarán las dimensiones de los ambientes y la altura del edificio, con el fin de predimensionar los elementos que serán utilizados para su construcción; el edificio que será analizado en este capítulo se puede observar en los apéndices.

Las características de los materiales se pueden observar en la tabla V; estos datos pueden ser utilizados al momento de calcular los pesos propios de los elementos y también al momento de definir los materiales dentro del programa Sap2000 v15, con el fin de que dicho programa calcule automáticamente el peso del edificio y utilizarlo dentro de la simulación.

Cada una de las características señaladas a lo largo del análisis del edificio se pensó con el objetivo de hacer la simulación lo más parecido a un proyecto verdadero, por tal motivo, las dimensiones de los elementos fueron ajustados según el programa lo recomendaba, debido a que el objetivo del trabajo no es la construcción del edificio, la cual no se detalla, pero sí se señala para hacer notar la efectividad del análisis estructural, en caso quiera construirse.

Tabla V. **Características constructivas de un edificio multifamiliar**

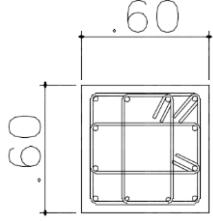
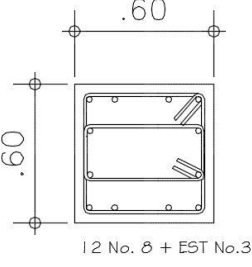
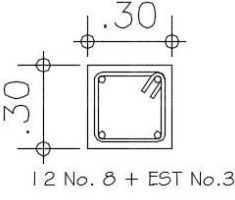
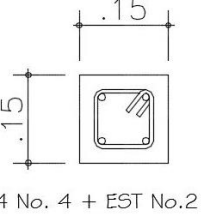
Elemento	Característica
Concreto armado	
$f'c$	281 Kg/cm ² – 4 000 psi
$f'y$	Acero grado 60.
$\gamma_{concreto}$	2 400 Kg/m ³
$\gamma_{mampostería}$	1 300 Kg/m ³
Número de niveles	4
Altura total	10,40 m
Sistema constructivo	Marcos rígidos con muros de corte

Fuente: elaboración propia.

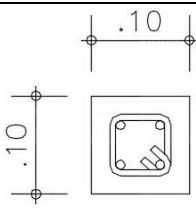
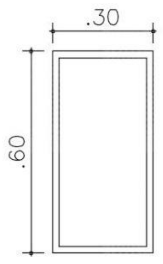
A continuación se presenta la tabla VI, que contiene las dimensiones y los tipos de columnas y vigas, con las que se realizarán los cálculos de la carga muerta que afectará al edificio.

Estos cálculos se harán siguiendo procedimientos establecidos en códigos de diseño y normas; de esta forma se seguirá un procedimiento que esté acorde a los estándares básicos y de uso común con conceptos que puedan abarcar los alcances para los que está sometido este documento.

Tabla VI. Dimensiones de columnas y vigas prediseñadas

Núm.	Elemento	Dimensiones	Cantidad por piso	Cantidad
1.	Columna tipo 1		1er. nivel 32 2do. nivel 32 3er. nivel 0 4to. nivel 0	64
2.	Columna tipo 2		1er. nivel 8 2do. nivel 8 3er. nivel 40 4to. nivel 40	96
3	Columna tipo 3		1er. nivel 14 2do. nivel 14 3er. nivel 14 4to. nivel 14	56
4	Columna tipo 4		1er. nivel 16 2do. nivel 16 3er. nivel 16 4to. nivel 16	64

Continuación de la tabla VI.

Núm.	Elemento	Dimensiones	Cantidad por piso	Cantidad
5	Columna tipo 5	 <p>4 No. 3 + EST No.2</p>	1er. nivel 6 2do. nivel 6 3er. nivel 6 4to. nivel 6	24
6	Viga tipo 1	 <p>En todos los ejes verticales</p>	1er. nivel 44 2do. nivel 44 3er. nivel 44 4to. nivel 44	176

Fuente: elaboración propia.

3.1.1. Análisis estructural de un marco simple

El marco rígido es un sistema de construcción que tiene como base el diseño de vigas y columnas, generalmente terminados por muros de corte hechos de mampostería reforzada, tabiques o elementos prefabricados que conforman el peso del edificio o carga muerta, la cual debe ser calculada para el posterior análisis; así también la carga viva que se determina por medio del uso que se le dará al edificio; para esto se recurrirá al uso de códigos de diseño que tengan un valor determinado máximo según la utilidad del edificio.

A continuación se presenta la recopilación de dichas cargas, así como el procedimiento que se usará para determinar cargas dinámicas y cuáles serán las que se usarán en el análisis del modelo.

3.1.1.1. Cargas muertas

La carga muerta de una estructura está determinada por los elementos estructurales que la forman, así como aquellos elementos que no son propios de la estructura pero que serán instalados de forma permanente dentro del edificio: instalaciones eléctricas, de drenajes pluviales, de aguas negras, y la instalación de agua potable, así como los sistemas de aire acondicionado y otras instalaciones especiales, que, aunque son pequeñas como cargas por metro cuadrado, tienden a ser importantes cuando son sumadas por piso.

Algunos pesos pueden ser determinados mediante fórmulas aritméticas aplicadas a las dimensiones de los elementos y otros pueden ser encontrados en los códigos de diseño; algunos de ellos han sido consultados para calcular cargas; a continuación se muestra una lista de valores considerados para el cálculo de la carga muerta por instalaciones y acabados.

En la tabla VII se muestran las densidades de algunos materiales; para convertirlos en unidades de peso sobre volumen hay que multiplicar este término por la gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$) debido a que se encuentran en el sistema internacional, para cambiar datos al sistema inglés (lb/p^3) se debe multiplicar por 0,06245829, obteniendo directamente el peso específico del material.

Tabla VII. **Densidades de materiales para acabados e instalaciones**

Materiales	Densidad (Kg/m³)	Materiales	Densidad (Kg/m³)
Acero	7 800	Madera densa seca	750
Agua dulce	1 000	Madera densidad baja seca	450
Agua marina	1 030	Madera densidad media seca	600
Aluminio	2 700	Mampostería de ladrillo hueco	1 300
Asfalto	1 300	Mampostería de ladrillo macizo	1 800
Baldosín cerámico	2 400	Mampostería de piedra	2 200
Cal hidratada compacta	730	Mampostería de concreto	2 150
Cal hidratada suelta	500	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Carbón (apilado)	800	Mortero de pega para mampostería	2 100
Cobre	9 000	Plomo	11 400
Concreto reforzado	2 400	Tierra, arcilla y grava seca	1 600
Concreto simple	2 300	Tierra arcilla húmeda	1 750
Enchape arenisca	1 350	Tierra arcilla seca	1 000
Enchape granito	1 550	Tierra arena y grava húmeda	1 750
Enchape mármol	1 500	Tierra arena y grava seca apisonada	1 750
Escoria	1 550	Tierra arena y grava seca suelta	1 600
Hielo	920	Tierra limo húmedo apisonado	1 550
Ladrillo de arcilla, absorción baja	2 000	Tierra limo húmedo suelto	1 250
Ladrillo de arcilla, absorción media	1 850	Vidrio	2 560
Ladrillo de arcilla, absorción alta	1 600	Yeso suelto	1 150
Madera laminada	600	Yeso tablero para muros	800

Fuente: Norma NSR 98, capítulo B.3 Cargas muertas. p. B-9.

Tabla VIII. **Carga muerta del edificio**

CARGA MUERTA DEL EDIFICIO			
Nivel	Altura en (m)	Elemento	Peso (Kg)
Primer nivel	3,9	Columnas	150 508,8
		Mampostería	64 437,16
		Vigas	97 952,4
		Losa intermedia	52 171,2
		Losa de piso	78 256,8
		Accesorios y acabados	4 347,6
Segundo nivel	2,6	Columnas	100 339,2
		Mampostería	47 376,81
		Vigas	97 952,4
		Losa intermedia	78 256,8
		Accesorios y acabados	4 347,6
Tercer nivel	2,6	Columnas	100 339,2
		Mampostería	47 376,81
		Vigas	97 952,4
		Losa intermedia	78 256,8
		Accesorios y acabados	4 347,6
Cuarto nivel	1,3	Columnas	50 169,6
		Mampostería	47 376,81
		Accesorios y acabados	4 347,6
		Vigas	97 952,4
		Losa de entrepiso	78 256,8
		Peso del edificio Kg.	1 382 322,8
		Peso en toneladas	1 382,3228

Fuente: elaboración propia.

La tabla VIII contiene el resumen de la cuantificación del peso del edificio; como una forma de verificar los procedimientos utilizados para llegar al resultado obtenido. Es prudente resaltar que para efecto de ejemplo el edificio que se utilizó tiene una configuración estructural simétrica; de esa forma se puede asumir, para los pisos medios, que se tiene el mismo peso.

3.1.1.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas producidas por el efecto del uso y de la ocupación de personas; no debe incluirse cargas de viento ni de sismo. También se consideran cargas vivas las que son producidas por el equipo y el personal de mantenimiento y que se encuentran en lugares inaccesibles, pero que son periódicas, de magnitud variable y que pueden movilizarse hacia otros puntos del edificio.

Para la correcta implementación de la carga viva dentro de un edificio es necesario tomar en cuenta cargas de barandas, pasamanos de escaleras y balcones, y las barreras de vehículos. La carga viva que se utilizará en el diseño de una estructura es la carga máxima esperada por el edificio debido al uso que va a tener.

En el caso de un edificio de viviendas multifamiliar, la carga viva más significativa que se puede encontrar corresponde a la producida por los habitantes del inmueble, que puede ser más concentrada en los ambientes de uso común y en los espacios reducidos abiertos al público, así como en cada uno de los apartamentos.

Tabla IX. Cargas vivas mínimas permitidas

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	500	
Habitaciones y pasillos	200	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos	500	450
Clínicas y encaminamiento	250	
Servicios médicos y laboratorio	350	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	
Hoteles		
Habitaciones	200	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
Aulas	200	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de lectura de biblioteca	200	400
Área de estanterías de biblioteca	700	800
Reunión		
Escaleras privadas	300	150
Escaleras públicas	500	150
Balcones	500	
Vestíbulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Garajes		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver
Garajes para automóviles de carga (2 000 Kg)	500	normas
Rampas de uso colectivo	750	AGIES
Corredores de circulación	500	
Servicio y reparación	500	

Continuación de la tabla IX

Tipo de ocupación o uso	Wv(Kg/m ²)	Pv (Kg)
Instalaciones deportivas públicas		
Zona de circulación	500	
Zonas de asientos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	Ver nota (a)	
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1 200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1 200	1 200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1 000	1 200
Cubiertas pesadas		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 (b)	
Cubiertas usadas para jardín o para interiores	500	
Cubiertas livianas		
Techos de lámina, tejas, cubiertas plásticas, lonas. (aplicada a la estructura que soporta la cubierta final)	50 (b)	
<p>Nota: (a) carga depende del tipo de cancha. (b) sobre proyección horizontal.</p>		

Fuente: *Normas de Seguridad Estructural NSE 2 de AGIES 2 010*. p. 6.

Para el cálculo de las cargas vivas se tomarán los valores mínimos establecidos por AGIES (tabla IX). Por ser un edificio de apartamentos, se hará la suposición siguiente: para los niveles del primero al cuarto existirá la misma carga con los mismos valores, ya que el edificio cuenta con los mismos ambientes entre estos pisos; la carga viva de la azotea se tomará como un piso más, ya que en algunos casos se usa como área comunal, con salones de usos

múltiples o con lavaderos y tendederos, aunque los planos del edificio reflejarán que no existe algún tipo de edificación en la azotea.

Con el módulo de escaleras, que se considera como un espacio de uso público, se tomará una carga viva de uso colectivo, tomando en cuenta que dentro del edificio propuesto no se contará con elevador y se supondrá que las escaleras serán el único acceso a los niveles superiores del edificio.

De acuerdo con los apartados anteriores se llega a los valores de carga viva que se muestran en la tabla X:

Tabla X. **Cargas vivas aplicadas al edificio**

Nivel	Descripción	Área superficial (m ²)	Carga (kg/m ²)
Azotea	Área con espacios comunales tendederos, pasillos, lavandería.	221,3	500
Cuarto nivel	Área de habitaciones Área de pasillo	185,32 4,61	500
Tercer nivel	Área de habitaciones Área de pasillo	185,32 4,61	500
Segundo Nivel	Área de habitaciones Área de pasillo	185,32 4,61	500
Primer Nivel	Área de habitaciones Área de pasillo	185,32 4,61	500
Módulo de escaleras	Acceso público de escaleras para los niveles superiores del edificio.	34,15	500

Fuente: elaboración propia.

3.1.1.3. Carga de sismo

La carga de sismo es importante dentro del territorio nacional, ya que se sabe muy bien que Guatemala se encuentra en una zona de alto nivel sísmico; se tomará en cuenta la reacción que tenga el edificio a estas fuerzas por medio de un espectro de respuesta programado dentro del modelo en Sap2000 v15 con base en el método IBC 2006.

3.1.2. Modelo matemático asistido por computadora

En los puntos anteriores se definió la forma del edificio, los materiales que se utilizarán, las características de los materiales, el método constructivo que se planteará dentro del programa y los tipos de cargas y la magnitud que se aplicarán al modelo; en este punto se iniciará al modelado del edificio y el previo análisis estructural del mismo.

Como se necesita un análisis estructural y no un diseño estructural, los resultados que se pretende obtener corresponden a la estabilidad estructural del edificio, sin importar que los elementos del mismo se encuentren sobrediseñados, y a partir de este punto, encontrar las reacciones en la base de las columnas del edificio para determinar el valor soporte del suelo mínima y la carga con la que se diseñará la cimentación.

Las figuras siguientes ilustran el proceso de configuración de materiales y fuerzas, para luego mostrar el modelo ya terminado dentro del programa.

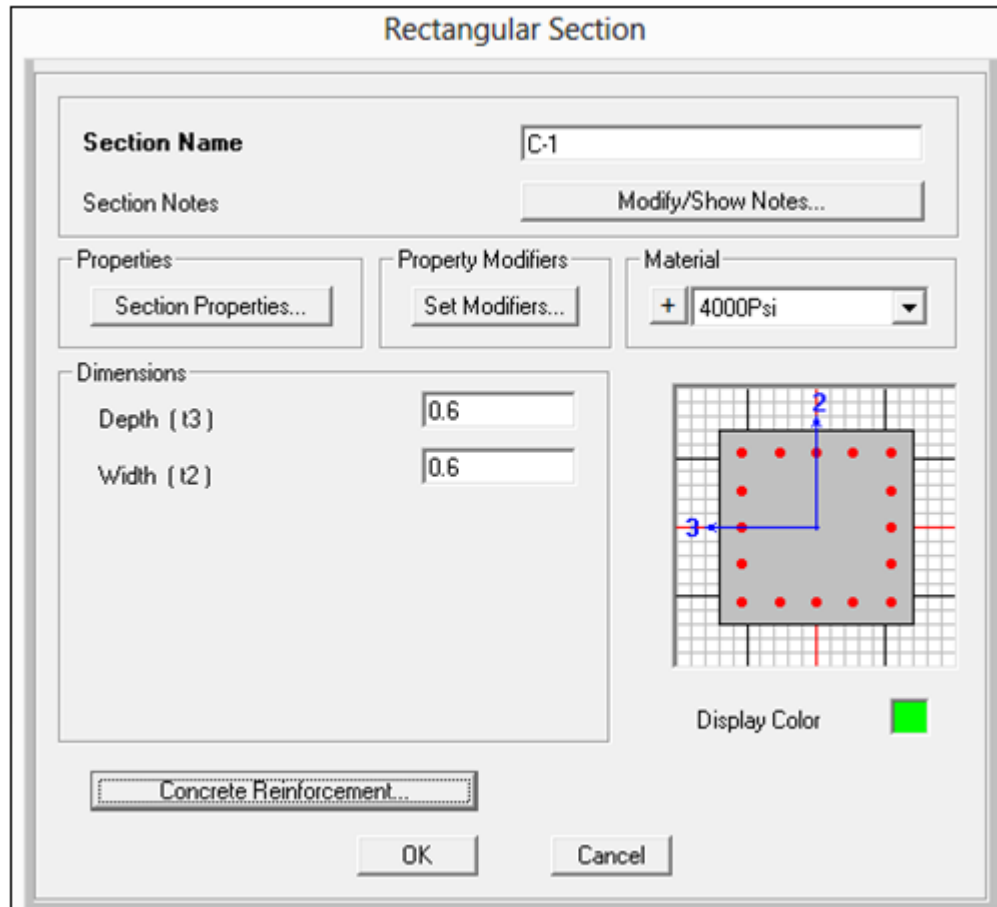
Figura 16. Definición de materiales en Sap2000

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	4000Psi
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2402.7697
Mass per Unit Volume	245.0143
Units	
	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2.535E+09
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	1.056E+09
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	2812278.5
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Fuente: imagen tomada de Sap2000, versión 15.

La figura 16 muestra las características del material establecido por definición dentro del programa, las que corresponden comúnmente a los concretos comunes y que se utilizarán en el caso del modelo. Si se necesita modificar características de materiales es en este punto donde se debe hacer.

Figura 17. Definición de columna C-1



Fuente: imagen tomada de Sap2000, versión 15.

La figura 17 muestra las dimensiones y distribución del refuerzo longitudinal dentro de la columna. La figura 18 muestra la forma de declarar el refuerzo longitudinal, el grosor de varilla, así como el confinamiento de la columna. De la misma forma se definieron los elementos de la tabla VI; la losa intermedia se define como se muestra en la figura 19.

Figura 18. Definición de acero de refuerzo dentro de las columnas

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + A615Gr60

Confinement Bars (Ties) + A615Gr60

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.05

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 5

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 5

Longitudinal Bar Size + #8

Confinement Bars

Confinement Bar Size + #3

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.2

Number of Confinement Bars in 3-dir 4

Number of Confinement Bars in 2-dir 4

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Fuente: imagen de Sap2000, versión 15.

Figura 19. Definición de losa de concreto

Shell Section Data

Section Name losa

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name + 4000Psi

Material Angle 0.

Thickness

Membrane 0.15

Bending 0.15

Concrete Shell Section Design Parameters

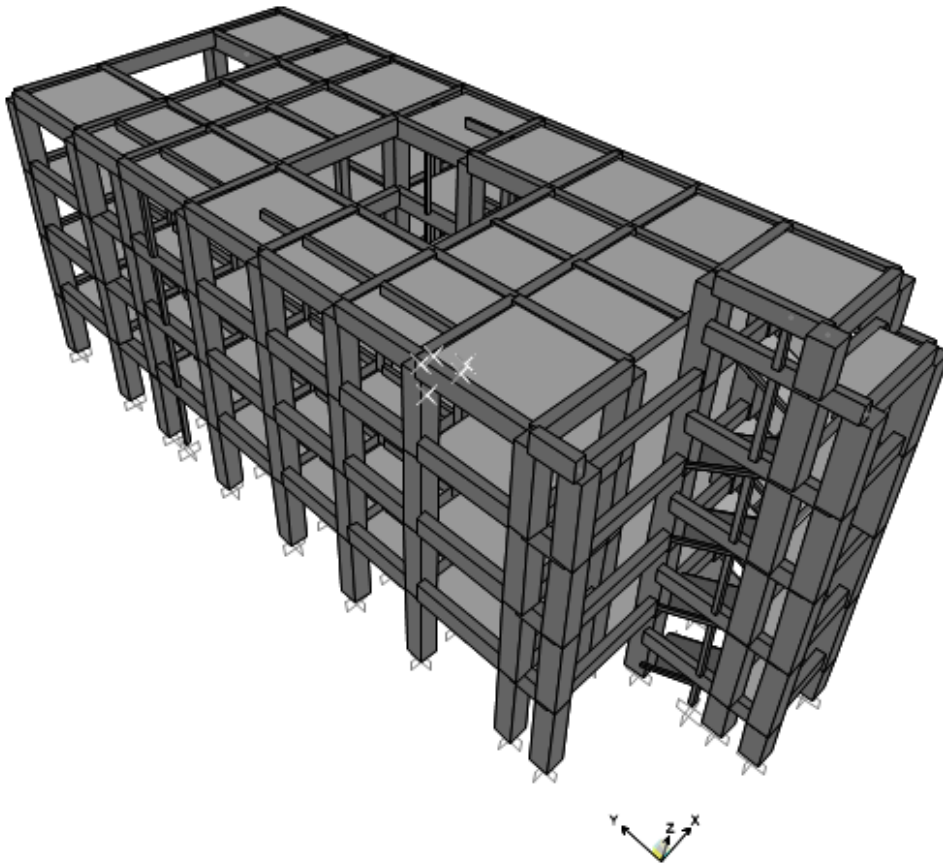
Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Fuente: imagen tomada de Sap2000, versión 15.

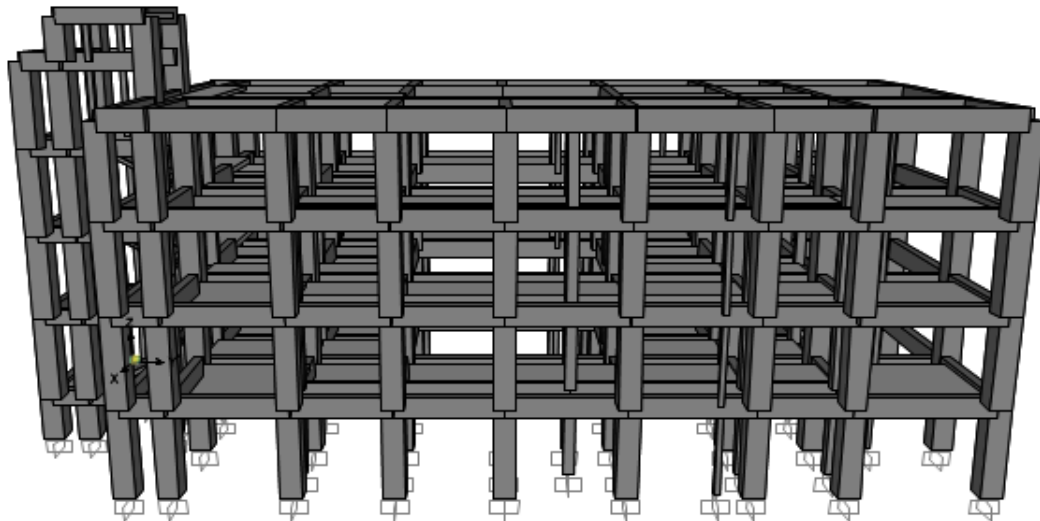
El modelo terminado se muestra en las figuras 20 y 21. El edificio fue modelado sin paredes, ya que por tratarse un edificio por marcos, los muros hechos de mampostería se consideran como carga muerta sobre las vigas; por tal motivo se muestra el modelo únicamente representando las vigas, las columnas y las losas.

Figura 20. **Modelo de edificio terminado**



Fuente: elaboración propia, con programa Sap2000, versión 15.

Figura 21. Costado del modelo del edificio



Fuente: elaboración propia, con programa Sap2000, versión 15.

Las cargas fueron aplicadas de la siguiente manera:

- La carga viva que se tomó fue de 500 Kg/m^2 ; la misma se encuentran directo sobre las losas como una carga uniforme de un área hacia una viga.
- Las cargas muertas se separaron en dos: la primera como una carga uniforme de un área hacia una viga de 70 Kg/m^2 como carga de instalaciones eléctricas, agua potable y drenajes; la segunda carga de 550 Kg/m^2 como una carga uniforme distribuida de forma lineal sobre las vigas, simulando la mampostería terminada, es decir, con acabados en ambos lados.

- Las cargas de las gradas se pusieron sobre las losas, sin embargo no se agregaron cargas por mampostería sobre las vigas del módulo de gradas.
- Las cargas de las vigas, las columnas y las losas las calcula automáticamente el programa, por lo que no es necesario agregarlas dentro del modelo.

La carga de sismo es agregada automáticamente por el programa, únicamente especificando el código y la dirección en “x” o en “y” donde irá aplicada; para calcular el corte basal el programa utiliza un porcentaje de la carga muerta del edificio; este dependerá del peso calculado automáticamente por el programa y de la carga muerta asignada al edificio.

Los datos para llenar el cuadro de la figura 22 dependen de la zona en donde se encuentre localizado el proyecto; en este caso se utilizaron los datos del municipio de Palín, Escuintla; estos datos se encuentran en el código AGIES NSE 2, capítulo 4 (ver código) donde se explica el significado de todos los subíndices que aparecen en la figura y en el AGIES NSE 2, anexo A: listado de amenaza sísmica por municipio, donde aparecen los valores de S_s y S_1 , respectivamente por municipio.

Los cuadros restantes contienen datos que pertenecen a la zona sísmica que se encuentra Guatemala, la importancia del edificio, el valor del periodo del último sismo registrado y la dirección del sismo; cada uno de los datos se obtuvieron por medio de ejemplos relacionados a la zona de Guatemala.

Figura 22. Definición de carga sísmica en sentido “x”

IBC 2006 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

- Global X Direction
- Global Y Direction
- Ecc. Ratio (All Diaph.)
- Override Diaph. Eccen.

Time Period

- Approx. Period Ct (ft), x =
- Program Calc Ct (ft), x =
- User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

- Program Calculated
- User Specified
- Max Z
- Min Z

Factors

- Response Modification, R
- System Overstrength, Omega
- Deflection Amplification, Cd
- Occupancy Importance, I

Seismic Coefficients

- Ss and S1 from USGS - by Lat./Long.
- Ss and S1 from USGS - by Zip Code
- Ss and S1 User Specified
- Site Latitude (degrees)
- Site Longitude (degrees)
- Site Zip Code (5-Digits)
- 0.2 Sec Spectral Accel, Ss
- 1 Sec Spectral Accel, S1
- Long-Period Transition Period
- Site Class
- Site Coefficient, Fa
- Site Coefficient, Fv
- Calculated Coefficients
- SDS = (2/3) * Fa * Ss
- SD1 = (2/3) * Fv * S1

Fuente: elaboración propia, con programa Sap2000, versión 15.

3.1.2.1. Fuerzas y momentos resultantes en la base

Los resultados obtenidos después de haber corrido el análisis servirán para conocer los valores con los cuales se diseñarán las pilas; estos corresponden a las reacciones y los momentos en la base.

En el edificio existe un marco crítico, que será el que tenga los momentos y las reacciones más altas dentro de los marcos del edificio, y dentro de ese marco crítico existirá una columna crítica, la cual será la que tenga las reacciones y los momentos más altos dentro del marco crítico; dentro de los anexos se encontrarán las tablas de las reacciones en todos los puntos; para fines de este documento se presentarán los valores que son de importancia.

El programa reconoce tres ejes principales, el eje 1 o eje “x”, el eje 2 o eje “y” y el eje 3 o eje “z”; y en cada uno de estos ejes, fuerzas en sentido positivo y negativo, y momentos en sentido positivo y negativo alrededor de cada eje; la tabulación de los datos en cada una de las bases de las columnas del edificio dará como resultado una lista con reacciones y momentos en cada uno de los ejes anteriores, sin embargo únicamente serán de utilidad aquellas reacciones localizados en el eje “z”.

En la siguiente tabla se incluyen las reacciones en la base de las columnas del marco crítico del edificio y dentro de este se escogerá la columna crítica, la reacción en el eje “z” de la columna, que será la capacidad de carga mínima que se necesita obtener en el suelo para soportar el edificio.

En este paso se deben tener los resultados de laboratorio de los ensayos hechos dentro del proyecto y se determina el tipo de suelo sobre el que se desea cimentar, sin embargo para uso del documento se asume que los resultados no son los esperados; se proporcionan datos de condiciones de suelo reales pero que no llenan los requisitos necesarios para soportar el edificio.

Tabla XI. **Reacciones en las bases de las columnas en el marco más crítico**

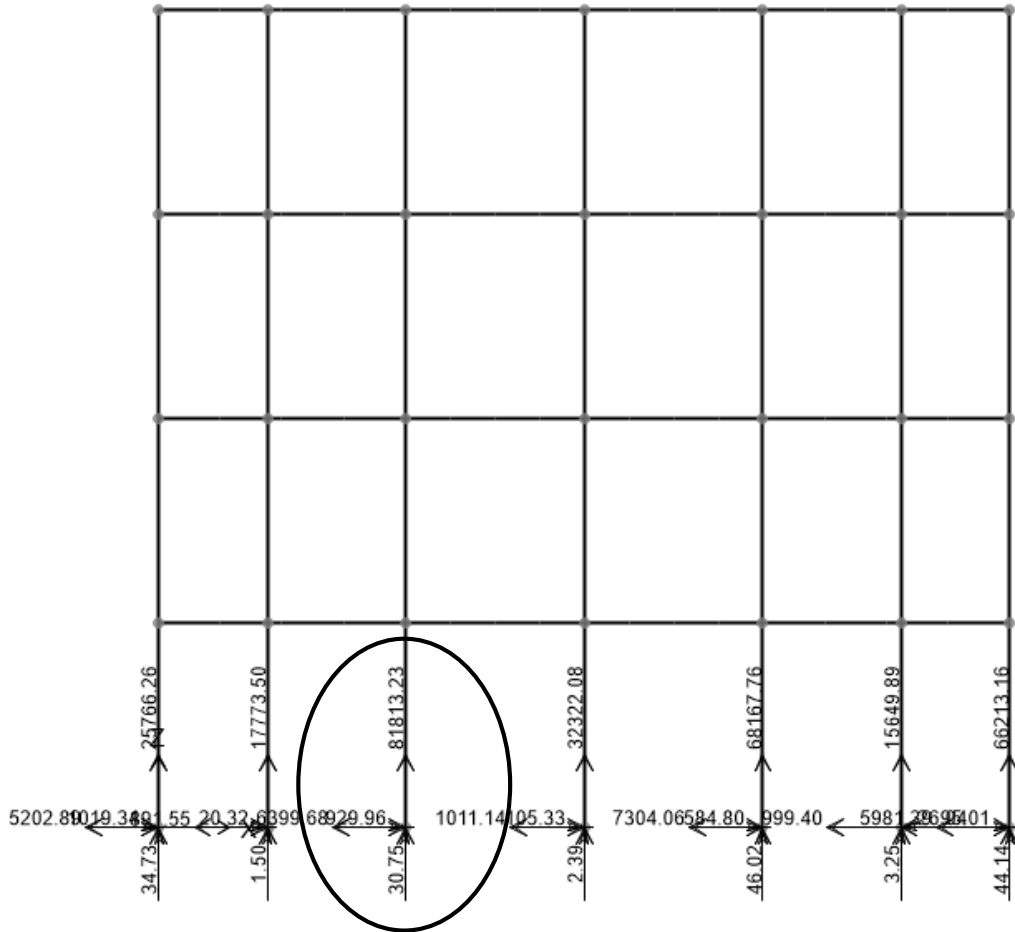
	MARCO 6							
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
EJE	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
A	16	-5 202,89	-726,19	25 766,26	1 019,34	-10 686,93	34,73	
B	301	-891,55	5	17 773,5	20,32	-1 166,71	1,5	
C	27	-6 399,68	-721,78	81 813,23	929,96	-11 672,1	30,75	
D	306	-1 011,14	-101,5	32 322,08	105,33	-1 270,54	2,39	
E	83	-7 304,06	-503,55	68 167,76	584,8	-12 438,08	46,02	
F	311	-999,4	36,5	15 649,89	-26,04	-1 261,73	3,25	
G	19	-5 981,39	-116,83	66 213,16	95,01	-11 371,9	44,14	

Fuente: elaboración propia, con programa Sap2000, versión 15.

La tabla XI muestra que la columna crítica se encuentra dentro del marco número 6 y sobre el eje C, la cual corresponde a una columna tipo C-1; para identificar las dimensiones del elemento se puede ver en la tabla VII, así también dentro de los planos en el apéndice.

En la figura 23 se puede observar el marco 6 y se señala la columna C-1 sobre el eje C con los valores de las reacciones.

Figura 23. Marco 6 con las reacciones y los momentos sobre eje C en la columna C-1



Fuente: elaboración propia, con programa Sap2000, versión 15.

Conforme el análisis del programa se pudo determinar que la fuerza de reacción más crítica es:

$$F_{\text{reacción}} = 81\,813 \text{ Kg.}$$

3.2. Condiciones de suelo para diseño de pilas

El uso de pilas perforadas dependerá, principalmente, de factores como la economía, y el uso y el lugar en donde estará situada la cimentación; sin embargo en la mayoría de los casos las pilas perforadas son utilizadas en aquellos casos en donde se presentan las siguientes características:

- En donde la arena es un material fácil de encontrar a cualquier profundidad dentro de los estratos.
- Donde exista la necesidad de realizar excavaciones de suelo bajo nivel freático y a través de agua libre.
- Suelo débil localizado sobre suelo firme con excavaciones abiertas y con presencia de agua.
- Estratos gruesos de material débil donde no es alcanzable el estrato firme.
- Roca a profundidad no alcanzable.

Para la determinación de las características propias de los suelos donde se pretende cimentar, es preciso realizar varios ensayos de laboratorio; la interpretación de dichos ensayos es la que dará forma al diseño de la cimentación; existen varios ensayos que pueden usarse con este fin, sin embargo, para el propósito del documento se mencionará uno que está dirigido hacia el tipo de suelo que se quiere utilizar, como los suelos no cohesivos: arenas y gravas.

3.2.1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

Se emplea para conocer la resistencia de un terreno determinado y su capacidad de deformación, conocido también como ensayo dinámico; está principalmente indicado para arenas, debido a que en arcillas presenta dificultades de interpretación, así como en suelos con gravas en donde debe tenerse cuidado con el tamaño de las partículas del suelo.

Consiste en un tubo muestreado normalizado que es hincado en el suelo por medio de un peso de 140 libras (308 Kg), que es elevado y soltado de una altura de 30 pulgadas (0,76 m) para impactar sobre una collera situada en la parte superior del muestreador. La condición del suelo se evalúa por medio del número de golpes (N) requerido para hincar el muestreador una distancia de 1 pie (0,30 m), según el procedimiento del ensayo ASTM D1586.

Debido a distintos estudios de suelo realizados por medio de este ensayo se llegó a la conclusión que además de las suposiciones hechas para la toma de datos, el número (N) de golpes debía tener una modificación, según el estrato al que se llegaba con la prueba y el número de golpes requerido para penetrar dicho estrato.

No se entrará en detalles sobre las modificaciones a los golpes del SPT, pero sí se mostrarán en la tabla XII los valores empíricos para los datos obtenidos según el número de golpes con el ensayo, a una profundidad de 6 metros, en un tipo de suelo normalmente consolidado.

Tabla XII. **Valores empíricos de densidad relativa de suelo, ángulo de fricción y peso específico para suelos granulares basados en ensayos de penetración estándar**

Suelo	D_r	SPT N'_{70}			ϕ			γ (natural o húmedo)	
		fino	medio	grueso	fino	medio	grueso	lb/pie ³	kN/m ³
Muy suelto	0.00	1, 2	2, 3	3, 6	26, 28	27, 28	28, 30	70, 100	11, 16
	0.15	3, 6	4, 7	5, 9	28, 30	30, 32	30, 34	90, 115	14, 18
Medio	0.35	7, 15	8, 20	10, 25	30, 34	32, 36	33, 40	110, 130	17, 20
Denso	0.65	16, 30	21, 40	26, 45	33, 38	36, 42	40, 50	110, 140	17, 22
Muy denso	0.85	¿?	> 40	> 45	< 50			130, 150	20, 23

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p. 432.

Los ensayos de SPT se tomarán en el lugar donde se pretende hacer el proyecto; para fines del documento, los resultados obtenidos de estos ensayos serán una recopilación de suelos idóneos para la implementación del tipo de cimentación que se desea diseñar; en la tabla XIII se expresan los valores obtenidos para el diseño de pilas sobre suelos no cohesivos.

Tabla XIII. **Valores manejados para diseño de pilas en suelos no cohesivos**

Tipo de suelo	ϕ	N_{spt}	γ(Kg/m³)	C
Arena limosa color café.	35,41°	30 no corregido	1 924	0

Fuente: elaboración propia.

Los datos fueron modificados con fines prácticos para el documento.

4. DISEÑO DE UNA PILA PERFORADA DE CIMENTACIÓN CON DATOS OBTENIDOS EN SIMULACIÓN

Para el diseño de la pila perforada primero se ordenarán los datos obtenidos del capítulo 3, con los cuales se diseñará la pila. Las tablas XIV y XV contienen en resumen la información.

Tabla XIV. **Fuerzas en la base de la columna más crítica**

Fuerzas de reacción en la columna más crítica		
Eje	Cantidad (kg)	Sentido
F z	81 813	Positivo
F x	6 399,68	Negativo
F y	721,78	Negativo

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. **Momentos en la base de la columna más crítica**

Momentos de reacción en la columna más crítica		
Eje	Cantidad (kg-m)	Sentido
M _x	929,96	Positivo
M _y	11 672,10	Negativo
M _z	30,75	Positivo

Fuente: elaboración propia.

Los datos del suelo se presentan en la tabla XVI, los cuales son usados para el procedimiento de diseño de la pila; para fines del documento los datos del suelo fueron modificados, de modo que se acoplen a las necesidades de diseño.

Tabla XVI. **Datos del material suelo donde se cimentará**

Datos del material suelo		
Característica	Valor	Comentarios
Peso específico (Kg/m ³)	1 924	
N _(SPT)	30	no corregido
Ángulo ϕ	35,41	
Cohesión	0	

Fuente: elaboración propia.

Las ecuaciones que se utilizarán en el diseño de la pila se encuentran en el capítulo 1; se explicará paso a paso cómo se utilizará cada una de ellas y la forma de determinar los términos que lleva la ecuación; se tabularán los datos y se presentarán de una forma ordenada al final del capítulo, así también se hará un esquema de la forma propuesta para la pila.

El presente capítulo está compuesto de dos partes: en la primera se evaluará la capacidad de carga con la pila, asumiendo las condiciones presentadas en las tablas XIV, XV y XVI; en la segunda se propondrá un espesor del sello de fondo y se realizarán los chequeos correspondientes al mismo; cuando los resultados satisfagan las condiciones de diseño se procederá a realizar un esquema de la forma de la pila perforada.

4.1. Estimación de la capacidad de carga

La capacidad de carga para la pila perforada se calculará utilizando las ecuaciones del capítulo 1, donde se describen las ecuaciones que se utilizarán en el presente capítulo.

4.1.1. Estimación de la capacidad de carga en arena

Este valor se calculará tomando la ecuación siguiente:

$$Q_u = Q_{P(neta)} + Q_s$$

Donde:

Q_u = carga última

Q_p = capacidad de carga en la base

Q_s = resistencia por fricción superficial

4.1.1.1. Capacidad de carga en la base

La capacidad de carga en la base se calculará utilizando la ecuación general de Meyerhof y Vasic para la capacidad de carga en arenas para pilas perforadas:

$$Q_{p(neta)} = A_p(\sigma'_0 N_\sigma^* - q')$$

A_p se refiere al área transversal de la pila; como forma de ejemplo se propone una pila con las medidas siguientes, ya que la determinación de estos valores depende de estudios que no son del alcance de este documento.

Longitud: 20 metros

Diámetro interno: 3 metros

Diámetro externo: 4 metros

Por lo tanto el área de la pila se calcula de la siguiente manera:

$$A_p = \pi(1,5)^2 = 7,0685 \text{ m}^2$$

q' se refiere a la capacidad portante en la punta de la pila y se calcula de la siguiente forma:

$$q' = \gamma_{suelo} * D_f(\text{de la pila})$$

$$q' = (1\ 924)(20) = 38\ 480 \text{ Kg/m}^2$$

σ'_0 es el esfuerzo normal medio del terreno al nivel de la punta de la pila, se calcula usando la expresión siguiente:

$$\sigma'_0 = \left[\frac{1 + 2(1 - \sin 35,41)}{3} \right] * 38\ 480 = 23\ 615,86 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En el capítulo 1 se explica cada uno de los términos de esta ecuación más a detalle, desglosando cada valor.

El valor de N^*_σ se debe calcular a partir de la tabla del anexo 2, para los correspondientes valores de I_{rr} y el ángulo ϕ ; sin embargo se debe calcular como primer paso I_{rr} para utilizarlo con el ángulo de suelo, y para calcular el valor de I_{rr} debe conocerse I_r , con las ecuaciones que se describen en el capítulo 1 para estos valores, respectivamente.

Índice de rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi}$$

El módulo de elasticidad del suelo drenado E_s :

$$E_s = Pa * m$$

Esta ecuación fue tomada del capítulo 1; para los datos de la presión atmosférica y m se toman los siguientes:

$Pa = 10\,300 \text{ Kg/m}^2$ presión atmosférica

$m = 300$ tomando el suelo como un suelo medio suelto según el rango de valores para m

De esta forma el E_s se calcula como se muestra:

$$E_s = 10\,300 * 300 = 3\,090\,000 \text{ Kg/m}^2$$

La relación de poisson es adimensional; y se calcula directamente con la ecuación detallada en el capítulo 1; la misma se expresa a continuación:

$$\mu_s = 0,1 + 0,3 \left(\frac{35,41 - 25}{20} \right) = 0,2561$$

Con las únicas dos variables que no se conocían se procede a calcular el valor de I_r como sigue:

$$I_r = \frac{3\,090\,000}{2(1 + 0,2561)(38\,480) \tan(35,41)}$$

$$I_r = 44,96$$

Como una observación al uso de las ecuaciones se puede mencionar que si se hubiese tomado como ejemplo un suelo de arena densa, se podría suponer que estos dos valores son iguales y por lo tanto decir que:

$$I_r = I_{rr}$$

Sin embargo, se utilizó un suelo suelto arenoso para que se puedan utilizar de mejor forma los datos que se están calculando, para I_{rr} la ecuación a realizar es la siguiente:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

En donde la última expresión que debe calcularse es la deformación unitaria volumétrica dentro de la zona plástica durante el proceso de carga Δ , cuya ecuación se encuentra en el capítulo 1; el valor se encuentra a continuación:

$$\Delta = 0,005 \left(1 - \frac{35,41 - 25}{20} \right) \left(\frac{38\,480}{10\,300} \right) = 0,008956872$$

El valor I_{rr} es el siguiente.

$$I_{rr} = \frac{44,96}{1 + 44,96(0,008956872)}$$

$$I_{rr} = 32,05$$

Con los dos datos I_{rr} y ϕ se procede a calcular N^*_σ con la tabla del anexo 2, sin embargo en la tabla se encuentran valores puntuales para los dos parámetros que se tienen; así que se procederá a realizar interpolaciones con los valores que se tienen; la tabla XVII ilustra los valores mencionados y los que el anexo 2 posee.

Tabla XVII. **Datos extraídos de la tabla de valores para el factor de capacidad de carga**

	I_{rr}		
ϕ	20	32,11	40
35	38,32		53,67
35,41			
36	41,68		58,68

Fuente: elaboración propia.

Para encontrar el valor correspondiente a N^*_σ se realizarán tres interpolaciones descritas a continuación:

- Interpolación 1: utilizando los valores correspondientes a 35° y entre 20 y 40 para I_{rr} , se tiene el siguiente resultado para el primer valor de N^*_σ .

$$x_1 = \left(\frac{15,35}{20} \right) (12,11) + 38,32$$

$$x_1 = 47,57$$

- Interpolación 2: utilizando los valores correspondientes a 36° y entre 20 y 40 para I_{rr} se tiene el siguiente resultado para el segundo valor de N_{σ}^* .

$$x_2 = \left(\frac{17}{20}\right)(12,11) + 41,68$$

$$x_2 = 51,92$$

- Interpolación 3: utilizando los resultados de las interpolaciones anteriores se puede determinar el valor de N_{σ}^* para un $I_{rr} = 32,11$ y un $\phi = 35,41^\circ$.

$$x_3 = \left(\frac{4,45}{1}\right)(0,41) + 47,51$$

$$x_3 = N_{\sigma}^* = 49,36$$

Con todas las variables de la ecuación de capacidad de carga en la base determinadas, se puede calcular el valor requerido.

$$Q_{p(neta)} = 7,068[23\ 615,86(49,34) - 38\ 480]$$

$$Q_{p(neta)} = 7\ 966,96\ ton$$

4.1.1.2. Capacidad de carga por fricción

Este dato se calculará utilizando la ecuación del capítulo 1, inciso 1.3.1.2; como primer paso se debe evaluar la integral dada con los valores correspondientes, quedando la expresión con los valores siguientes.

$$Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^{17} \sigma'_v \tan \delta dz$$

Se consideran tres metros de licuefacción dentro del estrato, es decir que dentro del estrato de arena en donde está localizada la pila habrá tres metros que no contribuirán al valor de la carga por fricción de la misma, por lo que la distancia efectiva de la fricción en el fuste es de diecisiete metros.

D_s = diámetro externo de la pila, expresado al principio del capítulo y cuyo valor es 4 metros.

σ'_v se calcula tomando en cuenta la distancia de licuefacción establecida anteriormente, por lo que este término queda de la siguiente manera:

$$\sigma'_v = (1\,924)(17) = 32\,708 \text{ Kg}/m^2$$

El término δ se calculará utilizando el valor de $0,5 \phi$ como se expresa en el capítulo 1, inciso 1.3.1.2; de esta forma el valor de la capacidad de carga por fricción queda de la siguiente manera.

$$Q_s = \pi(4)(1 - \sin(35,41)) [(1\,924)(17) \tan(17,705)]$$

$$Q_s = 55\,185,12Kg$$

$$Q_s = 55,18\ ton$$

Por tanto la capacidad de carga última de la pila queda de la siguiente manera:

$$Q_u = 7\,966,16 + 55,18$$

$$Q_u = 8\,022,14\ ton$$

4.1.2. Capacidad de carga basada en asentamiento

Todas las cimentaciones tienden a hundirse en el suelo donde están confinadas, sin embargo la distancia de hundimiento debe ser mínima; este resultado establece si la cimentación puede soportar el edificio, aún con hundimiento mínimo.

4.1.2.1. Capacidad de carga en la base

Este valor se determina a partir de los datos obtenidos anteriormente; sin embargo la ecuación que se utilizará para este cálculo trabaja con sistema internacional de unidades, por lo que se debe hacer una conversión al resultado obtenido con la ecuación de capacidad de carga en asentamiento:

$$Q_{p-adm(neta)} = \frac{0,508(7,068)}{3} (1\,500)$$

$$Q_{p-adm(neta)} = 1\,795,27\text{ KN}$$

Se utilizó $q_p = 1\,500$ como valor sacado de la tabla II. El resultado obtenido se expresa en kilo newton sobre metro cuadrado, por lo que se debe convertir en kilogramo fuerza sobre metro cuadrado; el resultado se expresa en toneladas y es el siguiente.

$$Q_{p-adm(neta)} = 183,06\text{ ton}$$

4.1.2.2. Capacidad de carga por fricción

Para la capacidad de carga por fricción se tiene una ecuación similar que la ecuación de capacidad de carga por fricción en arena, el valor calculado se tiene a continuación:

$$Q_s = 2,2(4)(1\,924)(17) \tan 35,41$$

$$Q_s = 204\,626,03\text{ Kgf}$$

De tal forma que al momento de calcular la capacidad de carga basada en asentamiento se tiene el siguiente resultado:

$$Q_u = 183,06 + 204,62$$

$$Q_u = 387,68\text{ ton}$$

4.2. Espesor del sello de fondo

Para el sello de fondo de la pila se asumirá una altura de nivel freático; se propone un nivel freático a diecisiete metros a lo largo de la pila.

El cálculo para el sello de fondo queda con la siguiente ecuación:

$$t = 1,18(3) \sqrt{\frac{(17)(1\,000) - 2\,400t}{562\,000}}$$

$$44\,846,63t^2 + 2\,400t - 17\,000 = 0$$

$$t = 0,5895 \text{ m}$$

En el capítulo 1 se explica cada uno de los términos de la ecuación, sin embargo el término f_c se detalla a continuación para evitar confusión en el resultado.

$$f_c = 0,2(281 \frac{Kg}{cm^2})$$

$$f_c = 56,2 \frac{Kg}{cm^2} * \left(\frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}\right)^2 = 562\,000 \text{ Kg/m}^2$$

A continuación se realizarán los chequeos pertinentes para el sello de fondo, en caso de que alguno de ellos falle, se debe aumentar el espesor del sello.

Se calculó cuál es el espesor mínimo que cumple con los chequeos de corte y supresión, de tal forma se determinó que 0,17 m es el espesor mínimo, obteniendo el siguiente resultado.

4.2.1. Corte perimetral en el contacto

El chequeo por corte perimetral se efectuará por medio de la ecuación siguiente.

$$v = \frac{(7,068)(17)(1\ 000) - (7,068)(0,17)(2\ 400)}{(9,43)(0,17)}$$

$$v = 73\ 200\ Kg/m^2$$

4.2.2. Corte permisible

El cálculo del corte permisible debe ser comparado con el corte perimetral en el contacto y no puede ser sobrepasado; se utilizará la siguiente ecuación:

$$v_u = 0,17(0,85)\sqrt{27,58\ MPa}$$

$$v_u = 77\ 383\ Kg/m^2$$

Con el resultado anterior se comprueba la efectividad del sello con 0,17 metros a corte perimetral, al ser $V_u \geq V$.

4.2.3. Verificación por supresión

La verificación por supresión es necesaria para comprobar que la pila no sube debido a la presión del suelo y del manto freático supuesto; en otras palabras, se asegura que la pila no flote; la ecuación a utilizar se encuentra en el capítulo 1 y es la siguiente:

$$Fu = (\pi)(2)^2(17)(1\ 000)$$

$$Fu = 213\ 628,30\ Kg$$

La ecuación utilizada anteriormente corresponde a un cajón circular y se toma en cuenta la distancia de licuefacción ya establecida.

4.2.4. Fuerza hacia abajo

Para el cálculo de la fuerza hacia abajo se deben realizar los cálculos preliminares del peso total de la pila y del sello de concreto y la fuerza de fricción lateral de la pila; este peso debe encontrarse previo al uso de la ecuación de fuerza.

Peso de la pila perforada: el cálculo del peso de la pila perforada se realiza teniendo en cuenta los siguientes datos.

$$R_{\text{interno}} = 1,5\ m$$

$$R_{\text{externo}} = 2\ m$$

$$L_{\text{pila}} = 20\ m$$

$$\text{Peso específico de concreto} = 2\ 400\ Kg/m^3$$

Por tanto el peso de la pila perforada es el siguiente:

$$W_{pila} = [\pi(2 - 1,5)^2(20)] * 2\ 400$$

$$W_{pila} = 263\ 893\ kg$$

Peso del sello de concreto: el sello de concreto está formado por un cono truncado, ya que no sobrepasa las cuchillas de perforación que tienen una altura de 0,5 m.

Con base en lo anterior, el volumen será calculado con los siguientes datos:

Volumen del cono truncado

$$R_{\text{menor}} = 1,8\ m$$

$$R_{\text{mayor}} = 2\ m$$

$$L_{\text{cono truncado}} = 0,17$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2\ 400\ \text{Kg/m}^3$$

$$V_{0,17} = \frac{1}{3} \pi(0,17)[1,8^2 + (1,8)(2) + 2^2]$$

$$V_{0,17} = 1,93\ m^3$$

El volumen total del sello es el siguiente:

$$V_s = 1,93\ m^3$$

El peso del sello queda de la siguiente forma.

$$W_s = 1,93(2\ 400)$$

$$W_s = 4\ 632\ Kg$$

La fuerza total hacia abajo se calcula únicamente utilizando el peso de la pila y el peso del sello; Q_s se puede despreciar ya que se asume que la pila aún se encuentra en un manto freático, con esa condición se calculó el espesor del sello:

$$Fd = 263\ 587,20 + 4\ 632$$

$$Fd = 268\ 219,2\ Kg$$

Fd debe ser mayor a Fu , en caso contrario se debe calcular un nuevo espesor del sello.

$$268\ 219,20 > 213\ 628,30$$

$$Fd > Fu$$

De esta forma se cumple con el requisito que $Fd > Fu$ y el espesor del sello de fondo de la pila perforada sea de 0,17 m.

Sin embargo, debido a la ecuación del espesor del sello, el espesor mínimo que se debe aplicar en la pila es de 0,58 m; por lo que se propone usar

un valor de 0,60 m; a continuación se hace el mismo análisis, pero utilizando un nuevo valor.

4.2.5. Verificación por corte y supresión a 0,60 m

El chequeo por corte perimetral se efectuará de la misma forma que se hizo con anterioridad, el cambio que se realizará es el valor del espesor de sello que se toma como 0,60 m; el resultado se expresa a continuación.

$$v = \frac{(7,068)(17)(1\ 000) - (7,068)(0,6)(2\ 400)}{(9,43)(0,6)}$$

$$v = 19\ 450\ Kg/m^2$$

El cálculo del corte permisible ya se realizó en el inciso 4.2.2 y no se tiene ningún cambio respecto del mismo. El valor calculado se expresa a continuación:

$$v_u = 77\ 383\ Kg/m^2$$

Con el resultado anterior se comprueba la efectividad del sello con 0,6 m a corte perimetral, al ser $V_u \geq V$. Observar que el corte perimetral es considerablemente más bajo al corte permisible.

La fuerza de supresión se calculó en el inciso 4.2.3, por lo que se puede tomar el mismo valor.

$$Fu = 213\ 628,30\ Kg$$

Para el cálculo de la fuerza hacia abajo se usará el valor del peso de la pila que ya se había determinado, por lo que se debe calcular únicamente el peso del sello de fondo.

Peso de la pila perforada:

$$W_{pila} = 263\,893\text{ Kg}$$

Peso del sello de concreto: el sello de concreto está formado por un cilindro y un cono truncado; esto sucede porque el sello sobrepasa la cuchilla de perforación de la pila que tiene una altura de 0,5 m, por lo que el volumen será calculado en dos partes; los datos se encuentran a continuación.

Volumen del cilindro:

$$R_{\text{interno}} = 1,5\text{ m}$$

$$L_{\text{cilindro}} = 0,1\text{ m}$$

$$\text{Peso específico de concreto} = 2\,400\text{ Kg/m}^3$$

$$V_1 = \pi 1,5^2 (0,1)$$

$$V_1 = 0,70\text{ m}^3$$

Volumen del cono truncado:

$$R_{\text{menor}} = 1,5\text{ m}$$

$$R_{\text{mayor}} = 2\text{ m}$$

$$L_{\text{cono truncado}} = 0,5\text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2\,400\text{ Kg/m}^3$$

$$V_2 = \frac{1}{3}\pi(0,5)[1,5^2 + (1,5)(2) + 2^2]$$

$$V_2 = 4,84 \text{ m}^3$$

El volumen total del sello es el siguiente:

$$V_s = 5,54 \text{ m}^3$$

El peso del sello queda de la siguiente forma:

$$W_s = 5,54(2\ 400)$$

$$W_s = 13\ 320 \text{ Kg}$$

La fuerza total hacia abajo se calcula utilizando el peso de la pila y el peso del sello; Q_s se puede despreciar, como en el caso anterior, por lo que se tiene un nuevo valor presentado a continuación:

$$Fd = 263\ 587,20 + 13\ 320$$

$$Fd = 276\ 907,2 \text{ Kg}$$

F_d debe ser mayor a F_u , en caso contrario se debe calcular un nuevo espesor del sello:

$$276\ 907,2 > 213\ 628,30$$

$$F_d > F_u$$

De esta forma se cumple con el requisito que $F_d > F_u$ y el espesor del sello de fondo de la pila perforada sea de 0,6 m, por lo que se propone utilizar este espesor como sello de fondo. En la tabla XVIII se da un resumen de los resultados obtenidos y los necesarios con los que se puede decir que las dimensiones de la pila propuesta son suficientes; en el apéndice se puede observar la forma y dimensiones de la pila.

Tabla XVIII. **Tabla de resumen de cálculos de diseño**

Definición	Valor	Unidad	Observaciones
Dimensiones de la pila			
Diámetro interior	3	m	
Diámetro exterior	4	m	
Longitud	20	m	
Sello de fondo	0,60	m	
Capacidad de carga			
En arena	8 022,14	ton	
Por asentamiento	387,68	ton	
Requerida	81,81	ton	sí cumple
Sello del fondo de la pila			
Chequeo por corte			
Perimetral	19 450	Kg/m²	sí cumple
Permisible	77 383	Kg/m ²	
Chequeo por supresión			
Fu	213 628	Kg	
Fd	276 907,2	Kg	sí cumple

Fuente: elaboración propia.

5. MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

5.1. Métodos de excavación y colocación de pilas

El proceso de construcción de pilas es diferente al de otro tipo de cimentaciones profundas, por lo que se debe conocer el equipo y la técnica apropiada para cada proyecto; a continuación se mencionan algunos.

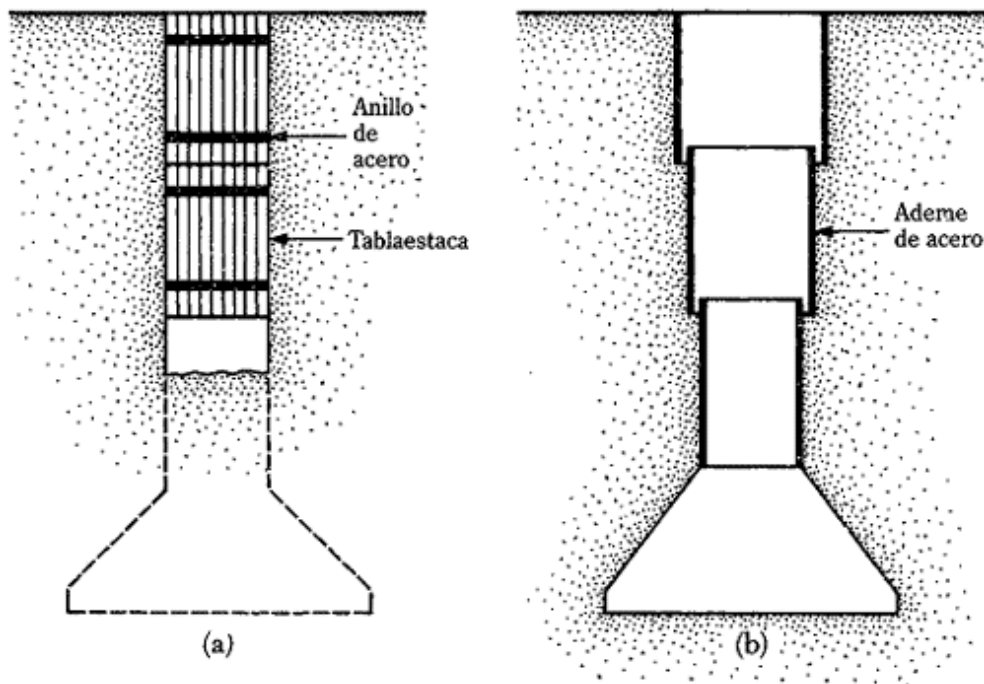
5.1.1. Método de Chicago y el método Gow

El método de Chicago es el más comúnmente mencionado para construir las pilas perforadas; consiste en realizar excavaciones de un diámetro determinado hasta una profundidad establecida, dependiendo de la longitud de la pila, y luego poner encamisados de acero que sostienen una serie de tablestacado alrededor de dichas excavaciones, para que el suelo alrededor del agujero se sostenga y no se derrumbe sobre las personas que siguen la excavación.

El método de Gow también se utilizaba muy frecuentemente; consistía en la perforación a mano de pozos con diámetros mínimos de 1,22 m y profundidades seccionadas según la longitud de la pila; estas secciones se encamisaban para evitar que el suelo se desplomara con forros metálicos telescópicos que se retraían mientras el colado avanzaba, quedando agujeros de diámetro menor conforme la excavación llega a la longitud requerida de la pila.

La figura 24 ilustra la forma de perforación de cada uno de los casos antes mencionados, la figura (a) muestra la perforación con el método de Chicago y la figura (b) muestra la perforación con el método de Gow, respectivamente.

Figura 24. **Esquema del método de Chicago para pilas perforadas**



Fuente: DAS, Braj. *Principios de ingeniería de cimentación*. p. 677.

Sin embargo, con el uso de nuevas tecnologías de perforación y de construcción de pilas, estos dos métodos son ya escasamente utilizados, las perforadoras y los martillos de hincas son más utilizados actualmente en la construcción y colocación de pilas; las excavaciones a mano ya son hechas de forma muy esporádica. Estos dos métodos son los que se utilizaron para desarrollar nuevas formas de perforación que son las que se usan actualmente; debido a esto se tienen que mencionar y conocer como métodos de perforación, aun cuando ya no son utilizados.

5.1.2. Método constructivo por medio de lodos de perforación

Este método consiste en utilizar una combinación de agua y arcillas para crear un lodo que se va agregando a la perforación, al mismo tiempo que se está excavando, con el propósito de que estos lodos sostengan las paredes del suelo, extraer el ripio de la perforación, enfriar la herramienta perforadora o enfriarla debido al rozamiento de las paredes con el suelo, pueden ser arcillas comunes o arcilla del tipo bentonita.

Es importante mantener un control muy estricto al utilizar este tipo de lodos en cuanto a su densidad, consistencia, viscosidad y tixotropía, ya que al estar en movimiento cuando se está agregando se comporta como un líquido, pero al mantenerse en reposo su cohesión aumenta.

Una vez realizada la perforación con el lodo, se introduce la armadura de la pila y se bombea hasta que salga el lodo, dejando la fosa vacía y lista para que la pila sea colada *in situ*, o también puede ser colocada una pila precolada dentro de la fosa, en cualquiera de los casos es útil el lodo.

Un inconveniente muy importante a tomar en cuenta es el manejo del lodo al momento de ser introducido a la excavación y también al momento de que es succionado de la fosa, ya que su manejo es bastante difícil.

La figura 25 ilustra una perforación hecha con lodo bentonítico, el cual es mucho más común de usar que los lodos comunes.

Figura 25. **Excavación con lodo bentonítico**



Fuente: *Constructora AIVEL INGENIEROS*. www.avielingenieria.com.

Consulta: 5 mayo de 2 015.

Este tipo de excavación sirve para pilas perforadas coladas *in situ* o prefabricadas, ya que permite tener una perforación estable en lugares donde el suelo está demasiado suelto y es proclive al derrumbamiento; la maquinaria que se usa es la misma que se usaría en una perforación en seco, con la diferencia que se necesita una bomba succionadora para el manejo de los lodos. Más adelante se mostrarán ejemplos del tipo de ademe que se necesita para este tipo de perforaciones.

5.1.3. Método constructivo seco

El método de construcción en seco se utiliza cuando se tiene que excavar en materiales que no se encuentran sobre estratos saturados y donde el riesgo de derrumbamiento es mínimo, dejando perforación abierta y limpia.

Es usado en áreas áridas o en donde la lluvia se mantiene ausente por largos periodos de tiempo, haciendo que la excavación del material y la colocación de la estructura se puedan realizar sin ningún problema de humedad.

Generalmente se utiliza una grúa para suspender la armadura de la pila o el pilote y así introducirla dentro del agujero ya perforado, para posteriormente colarla en el sitio; la ventaja de este procedimiento es que no se necesita de ningún tipo de formaleta previa, ya que el mismo terreno provee de la misma o bien se usa un encamisamiento no recuperable.

Para la excavación se utiliza una barrena helicoidal o se puede utilizar directamente una retro excavadora, dependiendo del diámetro y la profundidad de la excavación se elige el método utilizado; en algunos casos se acostumbraba excavar a mano debido al material que se pueda encontrar; actualmente esa técnica a quedado casi en el olvido debido a la maquinaria moderna.

La figura 26 ilustra lo anterior, en donde, por medio de una grúa, se está suspendiendo una armadura para un pilote colado en sitio o colado *in situ*, luego de haber perforado el sitio utilizando el método en seco.

Figura 26. **Colocación de armadura en una perforación realizada**



Fuente: Planta PROGREFA, San Juan Sacatepéquez.

El método de perforación en seco es de las formas más usadas para instalar pilas perforadas y pilotes colados *in situ*.

5.1.4. Método constructivo con ademe

Se llama ademe al sistema de sostenimiento utilizados para soportar las paredes de una excavación al momento que se realiza; puede ser por medio de madera, utilizando tablestacado o por medios metálicos, utilizando lámina de acero en forma de tubería metálica.

Para hacer uso del sistema con ademe hay que tomar en cuenta las condiciones en que se encuentra el terreno, ya que, en el caso de que se pretenda excavar en el fondo de un río, primero se debe colocar una estructura que permita mantener aislado el suelo del agua, y luego proceder a la excavación; si se diera el caso en que el terreno necesita más de una pila colindante y muy cercana, primero se excava una distancia determinada y luego se coloca el ademe.

Es necesario tomar en cuenta la fuerza de empuje ejercida por el suelo y el nivel freático existente, con ello se decide el material con que se construirá el ademe, generalmente para pilas se usa uno metálico, sin embargo también existen casos en donde es mejor utilizar un ademe de madera debido a la cantidad que se necesita, ya que si es metálico tiende a pesar más.

En la figura 27 se muestra un ejemplo de un ademe hecho de madera de un tamaño lo suficientemente grande como para que una maquinaria de excavación sea introducida; en estos casos es mejor utilizar un material como la madera, ya que la cantidad requerida hace que el mismo se vuelva muy pesado.

Figura 27. **Ademe de madera apuntalado en las esquinas**



Fuente: Zinzanja S. A. *Ingeniería subterránea avanzada*. www.zinzanja.com.
Consulta: 13 de junio de 2015.

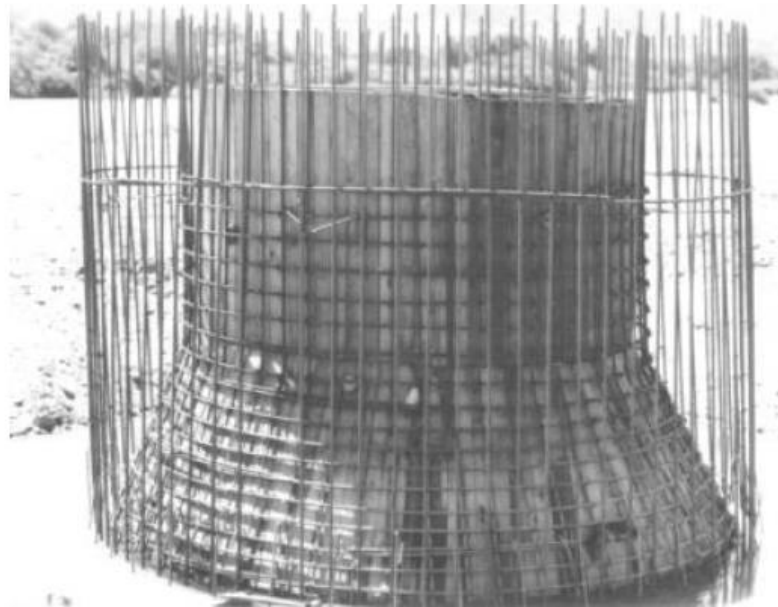
5.1.5. Métodos de construcción de *caissons*

Los *caissons* forman un sistema de cimentación de gran tamaño, construido con concreto reforzado; se colocan verticalmente dentro del suelo de apoyo utilizando técnicas apropiadas de hincado, dependiendo de la forma del *caisson* se escoge la técnica de hincado que se utilizará; sin embargo para poder poner un *caisson* en su posición final se requiere de una combinación de varias técnicas, una variedad de maquinaria necesaria y personal con experiencia en este tipo de trabajo, ya que pueden existir eventualidades al iniciar el hincado, durante el transcurso del mismo o mientras se hacen los trabajos finales del *caisson*.

Una de las técnicas de hincado más utilizadas para *caissons* es llamado pozo indio, consiste en construir un terraplén o hacer una excavación en el lugar donde estará el *caisson*; después se construye una plataforma nivelada donde se coloca la cuchilla, el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la sección inicial, llamada tronco-cónica debido a que en ella se unen la cuchilla y la pared del *caisson* (ver apéndice).

La cuchilla está formada por acero estructural y es el elemento de ataque de la pila al momento de iniciar el proceso de hincado; actualmente se construye con concreto armado y una lámina de acero en forma de placa embebida en la punta de la pila; la figura 28 muestra cómo se prepara el *caisson* para el colado de esta pieza.

Figura 28. **Armadura de la forma de cuchilla de la pila**



Fuente: GARZA VÁSQUEZ, Luis. *Diseño de estructuras de cimentación*. p. 78.

Una vez fraguada la sección tronco-cónica, se inicia el hincado en el terreno, el cual se suspende al llegar a la altura del borde superior, esto con el fin de continuar con la pared del *caisson*, colocando los moldes y la armadura, para luego colar el tramo restante; este proceso se continúa hasta que el borde inferior alcanza la profundidad de diseño.

La pared del *caisson* es de concreto reforzado alcanzando un espesor entre 50 cm y 1 m; el espesor de la pared básicamente se dimensiona para que funcione como lastre, facilitando así el proceso de hincado, también sirve para que el mismo muro funcione en forma de ademe y se excave el material residual que se aloja en el interior del *caisson*; estructuralmente sirve para que el muro transmita la carga que será aplicada en la superficie al sello del fondo y luego al suelo, por lo que es muy importante colar estos elementos con la mayor calidad posible.

Durante el proceso de hinca, se debe mantener a verticalidad de la estructura en todo momento, si el *caisson* se desploma y pierde verticalidad, no es recomendable poner la formaleta de los moldes totalmente vertical, ya que al momento del hincado se pueden formar curvas y vacíos residuales a lo largo del fuste del *caisson*; en vez de eso, se debe colocar el molde de la formaleta con el mismo ángulo de desviación, con el fin de que la pila mantenga su integridad estructural.

En la figura 29 se muestra la colocación de un molde en un *caisson* en construcción, se puede observar que dicho molde no tiene una completa verticalidad, y la forma de colado es en tiro directo desde la olla al molde.

Figura 29. Colocación de molde de un *caisson*



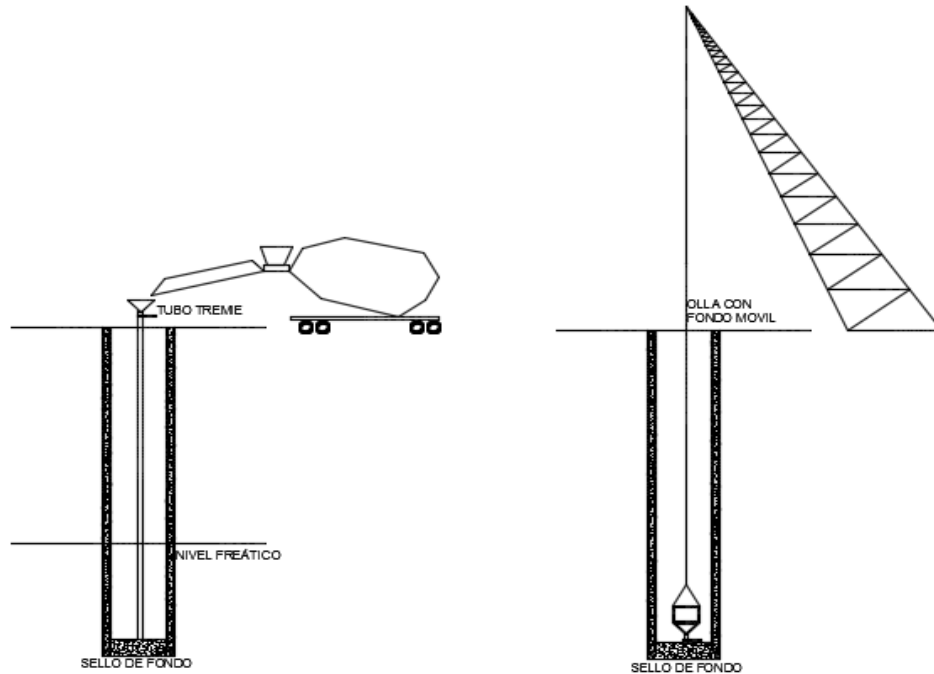
Fuente: GARZA VÁSQUEZ, Luis. *Diseño de estructuras de cimentación*. p. 96.

Al momento de alcanzar la profundidad y terminar el hincado se procede a limpiar el fondo y a colar el sello de fondo por medio de tubos *tremie*, los cuales se utilizan a modo de inyectar concreto, ya que, por lo general los *caissons* se cuelan bajo nivel freático, debido a su espesor que es de 1,5 m a 2 m y que se ocupan en un claro muy pequeño, no necesitan armadura y son colados con concreto simple.

Sin embargo, cuando es posible realizarlo, es decir, cuando el *caisson* no es muy profundo, y el nivel freático no se alcanza, el sello de fondo se cuela por medio de un bote de fondo móvil, que se introduce en el elemento y deja caer el concreto fresco al fondo por tiro directo; este procedimiento, así como el colado por medio de tubo *tremie*, requiere de una supervisión constante para garantizar que el concreto llene de forma homogénea toda el área interior del *caisson*.

La figura 30 ilustra como es el proceso de colado por medio de tubo *tremie* y por medio de olla con fondo móvil en tiro directo.

Figura 30. Colado usando tubo *tremie* y olla con fondo móvil

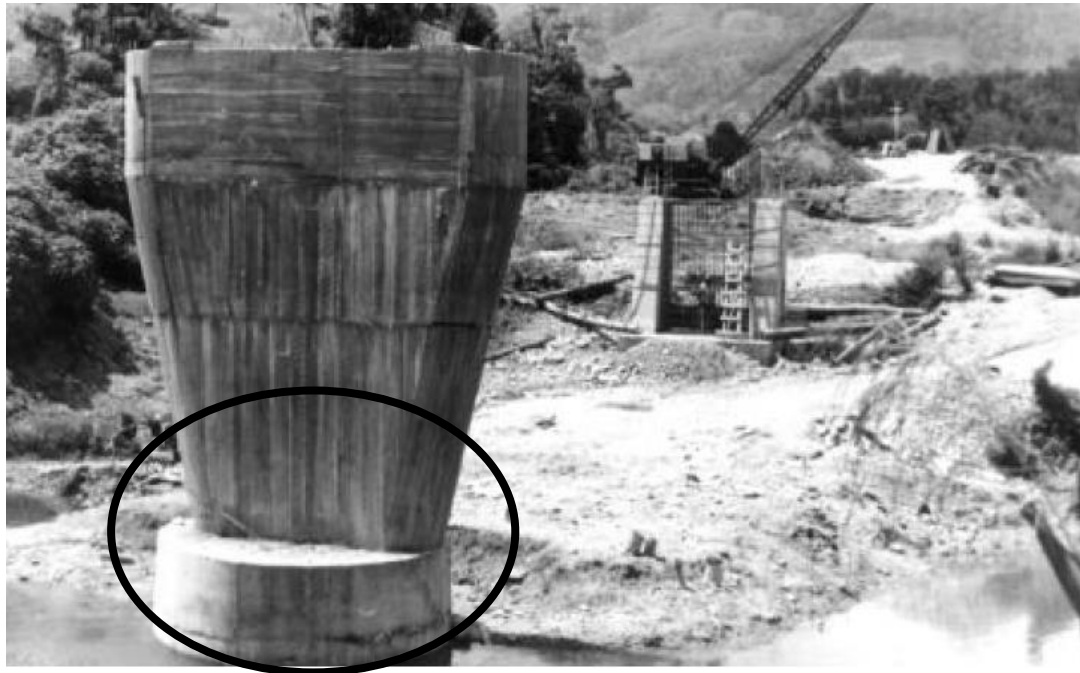


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

En la mayoría de los casos, luego de haber colado el sello, el fondo se deja con el nivel freático dentro del mismo y a continuación se cuela el tapón superior, en casos donde no se tiene un nivel freático determinado, el *caisson* se rellena parcialmente con material seleccionado. El tapón superior consiste en una fundición que tiene por objetivo sellar el *caisson* y forma el punto de conexión entre el elemento y la estructura que va a soportar; por tal motivo el tapón superior está colado con concreto armado con un espesor variable entre 1 m y 3 m; en construcciones donde se usa más de un *caisson* colindante y en donde va a sostener varias estructuras simultáneamente, el tapón se reemplaza por una losa de cimentación con el espesor antes descrito.

La figura 31 ilustra cómo luce un tapón al momento de fraguar y con la estructura portante en posición, en el caso de ejemplo se usa un *caisson* como cimentación para puente.

Figura 31. **Ilustración del tapón superior de un *caisson***



Fuente: GARZA VÁSQUEZ, Luis. *Diseño de estructuras de cimentación*. p. 132.

5.2. **Maquinaria y equipo**

El equipo y la maquinaria que se usa para la colocación de pilas y *caisson* es generalmente el mismo; sin embargo, para la colocación de una cimentación profunda se necesita ejecutar una secuencia de actividades, las cuales serán la forma en que se dividirá la maquinaria y el equipo en este apartado; aunque solo se use la palabra maquinaria para cada inciso también se mencionará el equipo que sea necesario y esté intrínseco a la actividad.

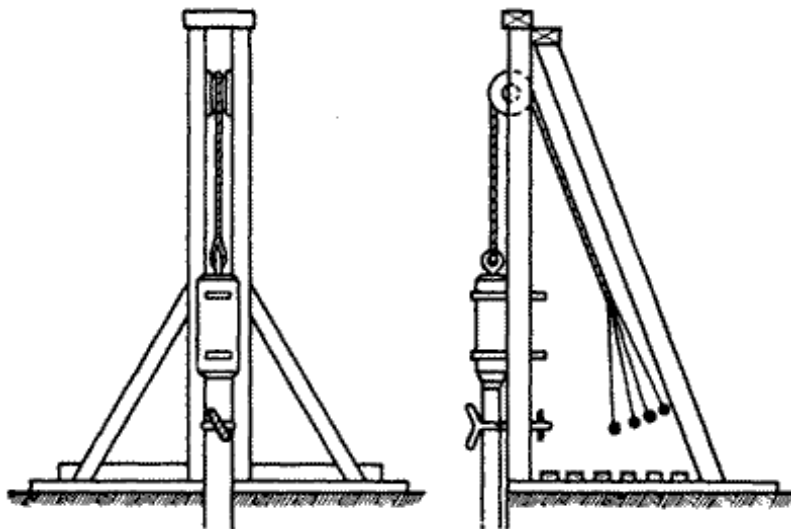
5.2.1. Maquinaria de hincado

Para el hincado de los pilotes propiamente dichos, que son distintos a las pilas y los *caisson*, se utiliza un martillo de hinca; este tipo de maquinaria está esencialmente formado por un martinete que golpea al pilote en la cabeza, obligándolo a introducirse en el terreno por acción de la fuerza ejercida por el impacto. Los tipos de martillos utilizados son los siguientes:

5.2.1.1. Martillos de caída libre

Este tipo de martillos consiste en un martinete sólido de acero que se levanta por medio de una polea y se deja caer sobre el pilote, introduciéndolo así dentro del suelo; es el tipo de martillo más viejo que existe y una de sus desventajas es la pequeña frecuencia de golpes que se consiguen; la figura 32 ilustra cómo funciona uno de estos martillos.

Figura 32. Martillo de caída libre



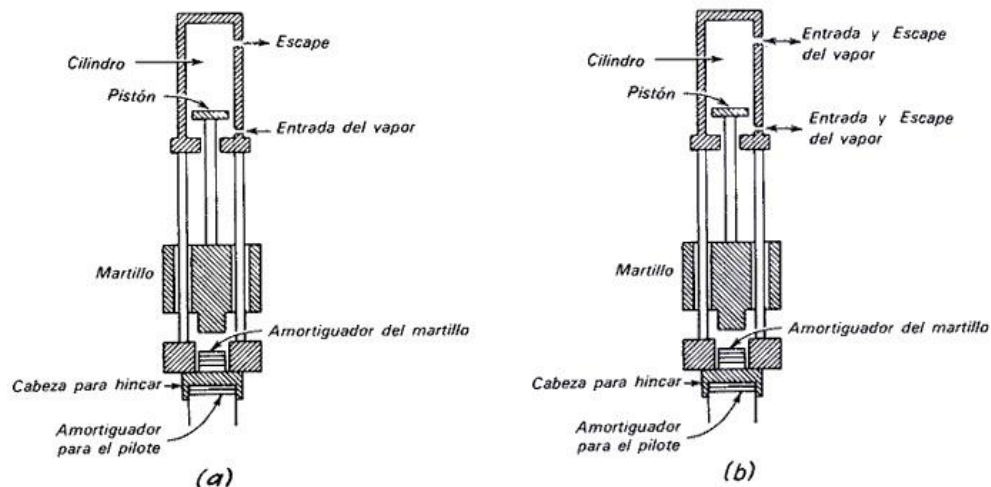
Fuente: JUÁREZ BADILLO, Eulalio. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 496.

5.2.1.2. Martillo de aire o vapor de acción simple y doble

Este tipo de martillos también funciona por la acción de un golpe de un martinete a la cabeza del pilote, haciendo que este se clave dentro del terreno; la diferencia esencial radica en que si el martinete es levantado por medio de aire o vapor (las máquinas a base de aire son más comunes) y luego se deja caer por gravedad, se le llama de acción simple; sin embargo, si a la acción de la gravedad también se le agrega un empuje provocado por aire, de tal manera que incremente su velocidad, se le llama de acción doble o de acción diferencial.

Es más común encontrar este tipo de martillos de hinca dentro de las construcciones, ya que permiten una frecuencia de golpes más alta; la figura 33 ilustra un martillo de acción simple (33a) y uno de acción doble (33b), respectivamente.

Figura 33. Martillo de acción simple y acción doble

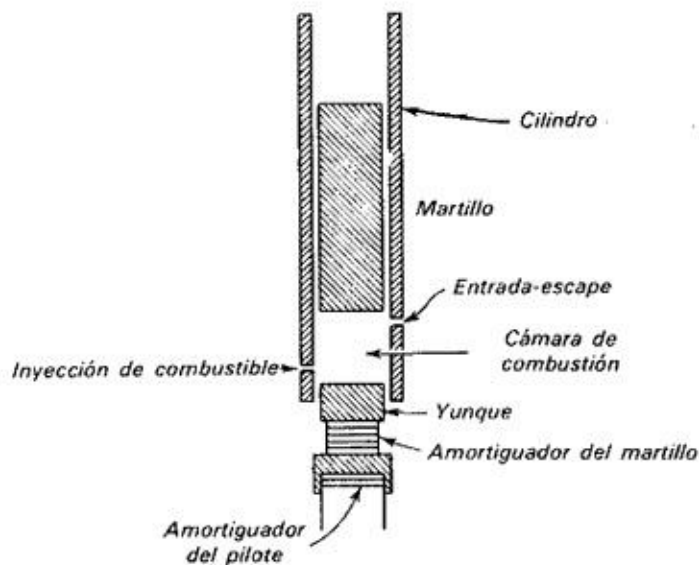


Fuente: DAVIDIAN, Zaven. *Pilotes y cimentación sobre pilotes*. p. 37.

5.2.1.3. Martillo a base de diésel

El martillo de hinca a base de diésel está compuesto por un cilindro reforzado y un martinete dentro del cilindro; el martinete es elevado mecánicamente y se inyecta diésel en la cámara entre el pilote y él. Al momento de que el martinete se suelta, los gases se comprimen y se induce una explosión a causa del calentamiento del oxígeno, provocando que el pilote sea forzado hacia abajo y el martinete hacia arriba para iniciar el proceso nuevamente. El martillo a base de diésel posee el inconveniente de que es muy difícil predecir la fuerza de las explosiones; la figura 34 ilustra la forma de funcionar de un martillo de hinca a base de diésel.

Figura 34. **Martillo de hincar a base de diésel**



Fuente: DAVIDIAN, Zaven. *Pilotes y cimentación sobre pilotes*. p. 37.

5.2.2. Maquinaria para excavación

Las excavaciones en cimentaciones profundas son generalmente usadas para aquellos elementos que se deciden colar *in situ*; los pilotes, las pilas perforadas y los *caissons* pueden ser contruidos así, sin embargo son los dos últimos los que con mayor frecuencia necesitan de perforaciones.

La maquinaria para este trabajo se puede clasificar por la forma en que perforan el material donde se debe excavar; para fines de este trabajo solamente se expondrán tres de las máquinas más usadas con ese fin.

5.2.2.1. Perforadora rotatoria

Es la maquinaria más usada para las perforaciones en cimentaciones profundas, genera torsión que transmite a una barra en cuyo extremo se coloca una herramienta de avance o barrena que rompe el suelo y luego es extraído de la perforación; durante este proceso las barrenas son retiradas e introducidas continuamente en la perforación hasta alcanzar la profundidad deseada.

Las barrenas que pueden usarse son la helicoidal, la barrena continua, o un bote de perforación; así mismo las máquinas de perforación más usadas son las Kelly, las cuales son perforadoras telescópicas que pueden llegar a varios metros de profundidad, haciendo uso de vástagos de prolongación, y las perforadoras de barrenas continuas. Las cuales usan barrenas helicoidales con un largo establecido. Al momento de sacar la barrena de la excavación para retirar el material se necesita poner a girar la herramienta de corte para despegar el material adherido; esto se hace cuando se está excavando en un material muy plástico, generalmente las perforadoras de rotación son utilizadas en excavaciones en seco.

Es de práctica común utilizar barrenas adaptadas a la perforación en roca, ya que los estratos que deben atravesar muchas veces tienen materiales muy duros y difíciles de penetrar. La figura 35 ilustra diferentes tipos de barrenas que se utilizan; aunque no todas ellas son especiales para la perforación en roca, sí son utilizadas con mucha frecuencia para la perforación en materiales más manejables.

Figura 35. Tipos de barrenas para perforación



Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. A. C. *Manual de construcción de cimentaciones profundas*. p. 64.

Los botes para perforación son generalmente usados en la perforación en roca, ya que poseen dientes en forma de sierra que trituran la roca y al ser huecos la roca se aloja en esa cavidad, haciendo más efectiva su trituración; también pueden ir alternándose con las barrenas helicoidales; los tubos metálicos para encaminamiento pueden ser recuperables o no recuperables según sea el caso del método usado para su fundición.

Las perforadoras de barrena continua pueden estar sobre orugas o camiones, el suelo se extrae de manera continua conforme se perfora; también suelen ser utilizadas en combinación con *ademes* y para procesos de colados, ya que la mayoría de ellas tiene el centro de la barrena hueco; esto sirve para inyectar el concreto directo al agujero, mientras se va sacando de forma controlada; la inyección sucede por medio de un dispositivo de tubos ubicado a un lado de la torre que sostiene la barrena y luego es conectado a la misma.

El equipo de colado que se utiliza consta de una bomba de inyección y un sistema de tubos rígidos, roscados que van de la bomba, ubicada por lo regular en un espacio limpio, plano y de fácil acceso para camiones con concreto, a la parte superior de la perforadora.

Si se construye un *caisson*, no se utiliza la barrena como medio de colado, únicamente como equipo de perforación alrededor del elemento o en espacios que no pueden ser alcanzados por una excavadora debido a la profundidad, o en pozos de inspección necesarios para el *caisson*, pues sirven como pozos de mediciones de terreno; para el colado de dicho elemento se utiliza un método distinto que también será explicado e ilustrado en el presente documento.

La figura 36 ilustra una perforadora de barrena continua montada sobre orugas; en la imagen, a la barrena aún no se le ha conectado el sistema de

colado, este tipo de barrena es más útil cuando se encuentran terrenos con arcilla, ya que las orugas le dan un desplazamiento con más libertad y pueden subir desniveles muy verticales de ser necesario; una de sus desventajas es que se trasladan a una velocidad muy baja, el consumo de combustible es muy grande y el operador debe tener una amplia experiencia previa.

Figura 36. **Perforadora de barrena continua**



Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. A. C. *Manual de construcción de cimentaciones profundas.* p. 75.

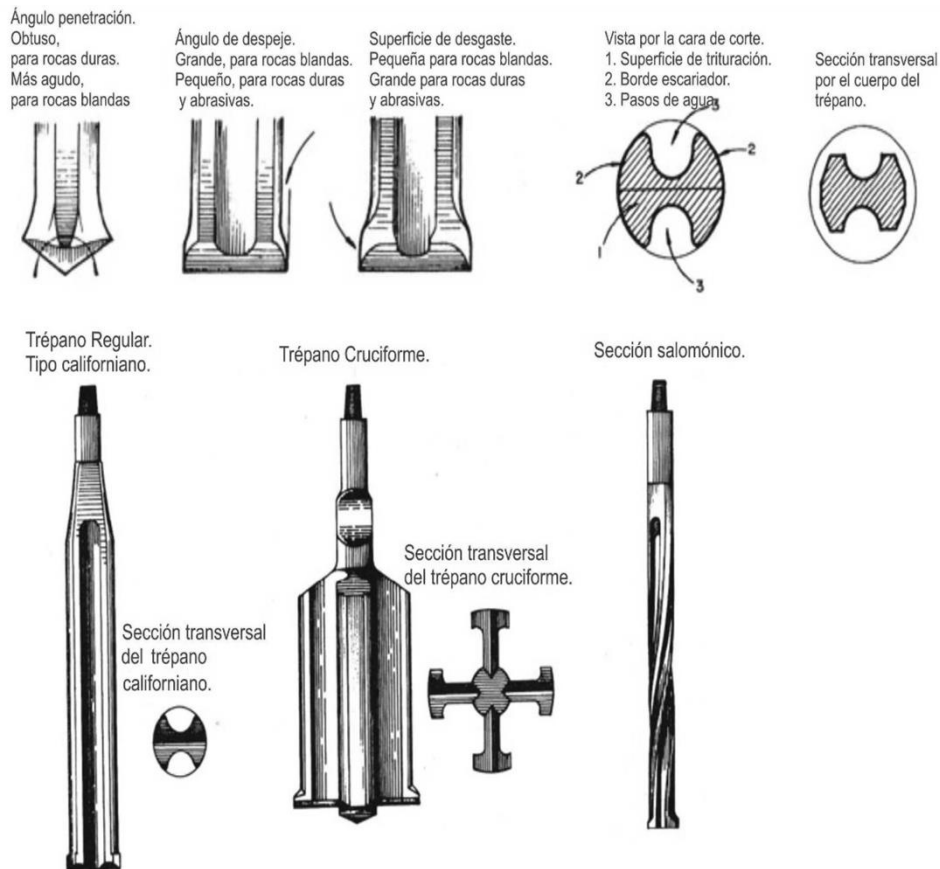
5.2.2.2. Perforadora de percusión

La perforación a percusión se realiza por medio de un movimiento alternado de ascenso y descenso y una pesada masa con un extremo terminado en punta, con el fin de que, al golpear con la roca, esta se fragmente; luego se retira el material fragmentado por medio de una herramienta de limpieza, la máquina percutora es utilizada principalmente en suelos donde la concentración de roca es mucha, y es común alternar una máquina rotatoria con una de percusión; hoy en día existen máquinas que combinan ambos movimientos.

La herramienta que se encarga de romper, triturar y desintegrar la roca se llama trépano y dependiendo del tipo de suelo que se perfore y el diámetro de la perforación, será el tamaño del trépano, así como su peso y la forma de la cabeza perforadora; los factores que fundamentalmente determinarán el avance son el número de golpes dados por la máquina, la densidad de la roca, el tamaño del trépano, la altura desde donde se suelta, y si existe lodo o suelo saturado, la frecuencia con que se debe encamisar la perforación.

Este procedimiento de excavación es frecuentemente usado debido a bajo costo económico, permite también una verticalidad casi perfecta; se pueden extraer muestras considerablemente buenas para analizar el material perforado, y se pueden realizar varias reducciones de diámetro; sin embargo, necesita de personal altamente calificado, el avance es sensiblemente más lento que en otros sistemas de perforación alternativos; la figura 37 muestra una serie de cabezas de trépano utilizadas y la figura 38 muestra una máquina perforadora a percusión montada sobre un camión.

Figura 37. **Cabezas de trépano para perforación a percusión**



Fuente: *Ingeniería civil y medio ambiente*. www.miliarium.com. Consulta: 15 de junio de 2015.

El trépano tiene un peso entre los 500 y 1 200 kilogramos para perforaciones de gran diámetro; el trépano cruciforme es adecuado para perforaciones estratificadas donde existe una tendencia a la desviación de las perforaciones, presenta longitudes entre 1 m y 1,6 m; el trépano tipo californiano presenta hombros biselados con el fin de evitar atascos al momento de ser levantado; el trépano salomónico es utilizado en condiciones de suelo blando, pues con sus bordes compacta y alisa las paredes de la perforación.

Figura 38. **Máquina perforadora de percusión montada en camión**



Fuente: *Core드릴 internacional, S.A. de C.V.* www.coredril.com.

Consulta: 15 de junio de 2015.

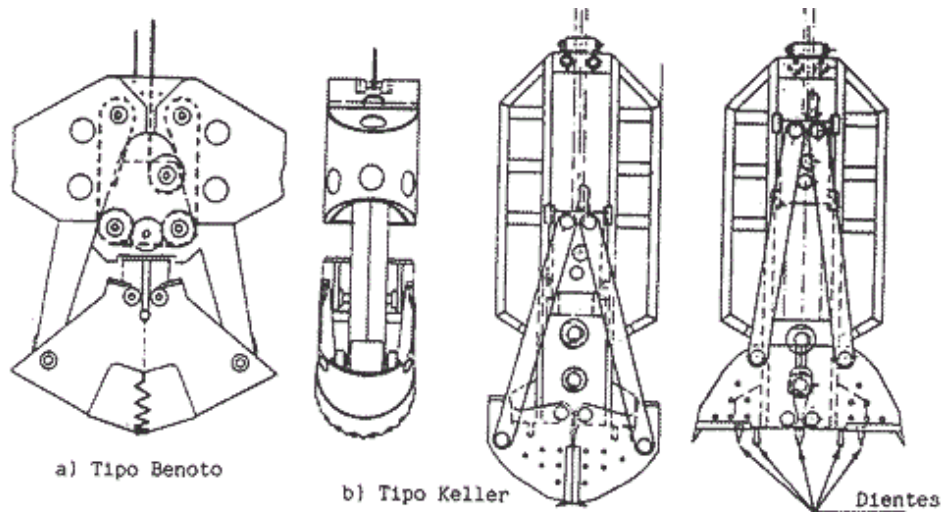
5.2.2.3. Cuchara bivalva

Estas herramientas trabajan por caída libre penetrando en el suelo, luego se cierran herméticamente para remover el suelo atrapado entre sus valvas o gajos, debido al peso que tienen compensan el movimiento hacia arriba derivado al movimiento de cierre.

Estas piezas son utilizadas principalmente para excavar y retirar el material suelto en un solo movimiento y están montadas sobre una grúa móvil o estacionaria; son útiles ya que debido a su gran tamaño permiten desalojar un volumen considerable de material de una sola pasada, el sistema operador de las mandíbulas o gajos puede ser hidráulico o mecánico.

La figura 39 muestra las formas de almeja que existen en el mercado, que pueden ser montadas en grúas o adaptadas a retroexcavadoras.

Figura 39. **Tipos de cucharas bivalvas existentes**



Fuente: GALARU, Paul. *Maquinaria general de obras y movimiento de tierras*. p. 257.

En la construcción de cimentaciones son utilizadas normalmente cuando el diámetro es muy grande o en los casos donde hay que retirar el material restante del centro de un *caisson* abierto; también cuando la excavación debe realizarse debajo del agua, ya que por medio de una grúa su alcance es mucho mayor; también son llamadas almejas de gajos.

Otra forma de usar una almeja es en los dragados de los ríos, sin embargo la almeja que se usa en esos casos se le llama de arrastre, la cual es también usada en la minería en los ríos.

5.2.3. Maquinaria de montaje

La máquina más conocida para este tipo de trabajo es la grúa, sin embargo esta puede encontrarse con variaciones; a continuación se presentan algunas de ellas.

5.2.3.1. Grúas

Las grúas son máquinas de gran envergadura que sirven para levantar carga muy pesada y trasladarla hacia otro punto; en la construcción son muy útiles moviendo materiales o equipo muy pesado; en el caso de las cimentaciones profundas, las grúas pueden ser modificadas para adaptarles otros dispositivos como las cucharas de gajos, o algún tipo de perforadora, siendo las más comunes las perforadoras de impacto; también son utilizadas para levantar armaduras de pilas y llevarlas hasta los puntos necesarios.

La forma de clasificar una grúa puede ser muy extensa ya que existe una gran variedad de ellas en forma, tamaño, capacidad de carga, tipo de movimiento, tipo de izaje, por la forma de traslado, entre otras. Sin embargo, en la construcción de cimentaciones profundas una grúa es utilizada en el izaje de armaduras de pilotes y pilas perforadas y en el transporte de elementos prefabricados; por tal motivo en el presente trabajo solamente se clasificarán en dos tipos: dependiendo su capacidad de traslación pueden ser estacionarias y móviles o dependiendo del tipo de pluma o *boom* pueden ser de pluma fija o de pluma retráctil o telescópica.

La figura 40 muestra un ejemplo de una grúa móvil sobre orugas con una pluma de brazo fijo en maniobra de izaje de armadura de pila antes de ser colada; en estos casos el operador de la grúa necesita de un vigía que va

dirigiendo la maniobra cuando esta se encuentra en un punto ciego para el operador.

Figura 40. **Grúa móvil con brazo fijo**



Fuente: Planta PROGREFA, San Juan Sacatepéquez.

5.3. Consideraciones sobre hormigón y acero

Al momento de colar una cimentación es preciso tener en cuenta aspectos concernientes al concreto y al armado de los elementos, principalmente aquellos que involucran la conservación de la calidad del hormigón en cada uno de los pasos del colado.

Para los *caissons* se toma en cuenta que dentro de las paredes es normal utilizar un concreto con una resistencia a los 28 días de 250 Kg/cm²; en el caso de usar aditivos se recomienda que sean reductores de agua, y plastificantes, en el caso de que el colado se realice bajo un manto freático; se debe cumplir en todo momento con los códigos de diseño empleados en el proyecto. El armado del acero estructural debe seguir todas las recomendaciones establecidas en dichos códigos de diseño para concreto armado, que estén siendo utilizados en el proyecto en cuestión, incluyendo los rangos de separación entre varillas.

El concreto empleado en los sellos de fondo es un concreto simple en un orden de los 200 Kg/cm²; como mínimo, en estos casos en particular es prudente resaltar que los sellos de fondo tienen contacto directo con el suelo, haciendo posible que el concreto pierda humedad al momento de ser colado, en dado caso se recomiendan aditivos plastificantes que no perjudiquen la trabajabilidad del concreto; en el caso en que se necesite colar el elemento bajo manto freático se debe utilizar aditivos reductores de agua. Este tipo de elementos no lleva armadura de acero, ya que debido a su posición en la cimentación trabaja principalmente a compresión.

CONCLUSIONES

1. El diseño de cimentaciones profundas requiere de especial cuidado y atención al uso de las ecuaciones para su cálculo, ya que la teoría existente proporciona fórmulas que están basadas en observaciones y experimentos empíricos y que, por lo tanto, están hechas para unidades de medida específicas, haciendo necesario el uso de conversión de medidas.
2. Los datos recolectados en los estudios de campo permiten al diseñador tener una visión del lugar en donde se trabajará, por lo que el detalle en los ensayos de suelo debe ser lo más amplio posible para comprobar con mayor efectividad el funcionamiento del diseño de la cimentación.
3. Guatemala tiene una variedad de suelo muy amplia, que es estudiado en su mayoría por su fertilidad para la agricultura, pero que no se ha catalogado en sus estratos subyacentes para su uso en cimentaciones profundas o para otro tipo de cimentaciones, haciendo necesario un estudio de suelos muy exhaustivo y complejo cada vez que se hace una cimentación.
4. La construcción de cimentaciones de gran tamaño tiene una variedad de técnicas modernas que se derivan de métodos constructivos que, en su momento, demostraron ser muy efectivos, pero se han vuelto obsoletos debido al incremento tecnológico que permite hacer más trabajo en menor tiempo y con menos riesgo para la mano de obra.

5. Las cimentaciones profundas son muy efectivas en su funcionamiento, cumpliendo de forma fácil con los requerimientos mínimos de carga; sin embargo, la aplicación de este tipo de estructuras necesita de criterio, experiencia en su diseño y ejecución, además de maquinaria pesada y personal calificado, haciendo que su costo económico sea muy elevado, lo que las convierte en la última opción al momento de buscar métodos de cimentación para un edificio.

6. Al calcular de forma iterativa el espesor del sello de fondo de la cimentación, utilizando los chequeos por corte y por supresión, se llegó a un valor más bajo que el obtenido; sin embargo, no se puede tomar en cuenta ese dato debido a que el espesor mínimo del sello está determinado por la ecuación 1.3.2; por lo que cualquier variación del sello debe ser para aumentar su dimensión y no al contrario.

RECOMENDACIONES

1. Se debe tomar en cuenta la forma de las ecuaciones a utilizar en el momento del cálculo y es prudente informarse sobre la procedencia de cada una de ellas, ya que muchas contienen factores que corresponden a un sistema de unidades determinado, haciendo que los resultados obtenidos varíen en su verdadero valor numérico; si dichas ecuaciones no son utilizadas de forma adecuada, afectan la confiabilidad de los cálculos y la integridad estructural de la edificación diseñada.
2. La secuencia utilizada para el diseño estructural de la cimentación corresponde a los valores básicos con los que debe contar una pila perforada, bajo condiciones definidas de suelo y de la estructura que sostiene, por lo que se debe evaluar el procedimiento a seguir si no se tienen las mismas condiciones o al menos condiciones parecidas, debido a que esto también afecta de manera significativa el tipo de ecuaciones que se deben utilizar, la forma de analizar el proyecto, y los datos de suelo y de la estructura que se deben reunir.
3. El método de construcción es tan importante como el diseño; por eso es preciso contar con personal capacitado para la ejecución de pilas perforadas; también es importante conocer las técnicas constructivas utilizadas dentro de Guatemala para evitar enfocarse en maquinaria y métodos que no están disponibles dentro del territorio nacional.

4. El análisis estructural asistido por computadora como herramienta para el diseño de la cimentación funciona si se tiene un buen conocimiento del programa utilizado; por tal motivo, la interpretación de los datos lanzados del análisis deben ser comprendidos al máximo, pues la falta de entendimiento de resultados puede afectar en gran medida al diseño de la pila ocasionando que sea reforzada más de lo necesario o, por el contrario, haciendo un diseño de pila muy débil.

5. El concepto de capacidad de carga es exactamente el mismo tanto para cimentaciones profundas como para superficiales, incluso las ecuaciones son parecidas; sin embargo, existen factores y tablas de datos que únicamente pueden ser usados para una determinada forma de cimentar, por lo que se debe diferenciar bien la frontera entre una zapata superficial y un pilote o una pila perforada antes de iniciar cualquier proyecto, para no cometer el error de mezclar datos dentro de ecuaciones que pueden perjudicar a la cimentación o a la estructura que soportará.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentarios*. USA: ACI, 2008. 471 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala. AGIES NSE 2: 2010*. Guatemala: AGIES, 2010. 72 p.
3. BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desig*. 4th ed. USA: McGraw-Hill; 1988. 1241 p.
4. CASTRO RODRÍGUEZ, Hernán. *Notas sobre construcción*. Colombia: Editorial del Valle, 2004. 186 p.
5. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2005. 650 p.
6. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. México: Thomson Editores, 2001. 855 p.
7. JUÁREZ BADILLO, Eulalio; RICO RODRÍGUEZ, Alfonso. *Mecánica de suelos*. 3a ed. México: Limusa, 2005. 414 p. Tom. 1

8. Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación. *Atlas temático de las cuencas hidrográficas de la República de Guatemala*. Guatemala: MAGA, 2004. 269 p.
9. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. USA: McGraw-Hill, 1999. 722 p.
10. PECK, Ralph B. *Ingeniería de cimentaciones*. 2a ed. México: Limusa, 1996. 557 p.
11. SAGARRA, Richard Marí. *Maniobra de buques*. 3a ed. España: UPC Editores, 1999. 411 p.
12. SÁNCHEZ MEDINA, Eduardo. *Construcción de estructuras de hormigón armado*. 2a ed. México: Delta publicaciones, 2008. 267p.
13. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. *Cimientos profundos colados en sitio*. México: Editores Mexicanos Unidos, 1974. 174 p.
14. VÁSQUEZ GARZA, Luis. *Diseño de estructuras de cimentación*. 3a ed. Colombia: Editores Técnicos Unidos, 2009. 420 p.
15. WILLIAM, Lambe T; WHITMAN, Robert. *Mecánica de suelos*. México: Limusa, 1991. 582 p.
16. ZAIVEN, Davidian. *Pilotes y cimentación sobre pilotes*. 3a ed. España: Editores Técnicos Asociados, 1982. 188 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Reacciones en los ejes de las bases del edificio, juego de planos del edificio y plano de pila de cimentación

EJE	MARCO 1						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
H	153	-3 572,99	663,72	7 703,62	-687,05	-7 431,93	49,76
D							
I	377	-3 422,14	3 326,11	40 552,75	-3 190,24	-6 972,51	465,7

EJE	MARCO 2						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
H	384	-3 914,99	1 449,91	9 922,78	-1 113,37	-7 751,33	223,17
D							
I	391	-5 656,86	4 515,27	53 703,84	-3 887,44	-8 944,14	242,57

EJE	MARCO 3						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
H	398	-24,24	22,16	1 244,53	-12,43	-38,81	2,02
D							
I	405	-31,16	46,12	3 236,85	-28,84	-43,37	1,06

Continuación del apéndice 1.

EJE	MARCO 4						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	345	-3 536,12	-511,43	20 167,04	848,8	-9 112,43	37,44
H	333	-6 961,78	4 023,18	26 467,61	-1 364,73	-10 719,66	193,05
D	426	-2 797,26	-6 219,47	4 187,96	-237,44	84,87	19,16
I	339	-4 779,23	2 328,8	53 923,93	-2 729,95	-10 025,19	151,66
G	350	-4 371,9	296,52	38 666,91	-285,3	-9 733,19	115,12

EJE	MARCO 5						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	318	-4 654,63	-292,18	24 472,03	671,13	-10 074,18	30,67
B							
C	29	-6 323,64	279,88	64 438,48	134,03	-11 429,16	50,62
D	321	-970,91	179,47	23 718,86	-126,26	-1 223,89	2,3
E	85	-6 575,15	422,95	57 207,24	-161,26	-11 642,04	49,56
F							
G	324	-5 539,57	608,78	51 371,98	-536,36	-10 782,3	70,59

EJE	MARCO 6						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	16	-5 202,89	-726,19	25 766,26	1 019,34	-10 686,93	34,73
B	301	-891,55	5	17 773,5	20,32	-1 166,71	1,5
C	27	-6 399,68	-721,78	81 813,23	929,96	-11 672,1	30,75
D	306	-1 011,14	-101,5	32 322,08	105,33	-1 270,54	2,39
E	83	-7 304,06	-503,55	68 167,76	584,8	-12 438,08	46,02
F	311	-999,4	36,5	15 649,89	-26,04	-1 261,73	3,25
G	19	-5 981,39	-116,83	66 213,16	95,01	-11 371,9	44,14

Continuación del apéndice 1.

	MARCO 7						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EJE	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	263	-5 382,59	-507,93	21 808,69	820,33	-10 940,03	27,47
B	281	-923,75	-30,33	15 975,42	49,09	-1 200,96	1,7
C	291	-6 755,94	-569,9	67 138,89	783,13	-12 069,39	17,99
D	266	-1030	-197,15	21 025,54	185,67	-1 294,17	2,24
E	296	-7 121,83	-482,57	50 647,87	557,4	-12 414,39	41,39
F	286	-998,86	0,6	13 812,46	5,01	-1 268,92	2,53
G	269	-6 066,08	13,32	62 891,34	16,96	-11 560,15	34,43

	MARCO 8						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EJE	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	6	-5 497,81	-458,03	24 452,96	761,5	-11 131,2	31,65
B	236	-950,51	-81,87	15 963,26	91,5	-1 229,68	1,79
C	241	-6 058,59	-404,84	65 948,76	610,26	-11 590,43	34,12
E	251	-5 523,64	-222,55	29 161,81	335,42	-11 217,57	30,39
F	256	-996,92	-51,91	14 278,62	50,1	-1 273,33	1,86
G	9	-6 196,4	6,73	66 716,36	37,74	-11 764,75	31,61

	MARCO 9						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EJE	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
B	214	-222,09	-44,12	10 468,55	58,51	-597,78	2,97
C	219	-40,92	-3,15	5 078,84	3,78	-62,01	0,18
E	224	-34,91	0,29	3 489,39	0,36	-57,04	0,15
F	229	-227,85	-24,14	10 369,01	26,71	-605,64	2,51

Continuación de apéndice 1.

EJE	Marco 10						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	172	-5 648,15	-416,59	2 6585,1	703,66	-11 401,2	30,57
B	187	-954,83	67,63	17 580,69	-37,1	-1 243,08	2,07
C	192	-7 111,22	137,82	73 517,74	154,31	-12 605,61	32,69
D	175	-1 064,96	246,93	23 444,94	-197,07	-1 339,09	1,34
E	197	-7 422,84	346,52	57 540,79	-128,64	-12 884,09	24,17
F	202	-1 034,66	80,01	15 410,14	-61,66	-1 313,52	2,02
G	178	-6 388,57	-72,26	68 023,94	119,72	-12 043,69	26,86

EJE	MARCO 11						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	117	-30,38	-7	2 380,91	7,38	-53,47	0,02884
G	127	-40,78	-4,69	4 869,96	4,38	-62,56	0,05331

EJE	MARCO 12						
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	87	-5 694,68	-544,84	24 422,19	768,64	-11 536,51	17,22
B	92	-957,64	-90,45	18 361,87	96,34	-1 251,62	1,05
C	107	-7 019,09	-713,25	81 483,22	846,54	-12 623,45	19,96
D	1	-1 078,66	-123,61	31 908,7	118,31	-1 355,95	1,46
E	116	-7 843,96	-537,83	67 274,85	581,11	-13 308,63	18,93
F	102	-1 066,44	-68,37	15 929,45	65,46	-1 346,08	0,94
G	97	-6 514,07	-194,46	64 528,62	249,2	-12 232,58	16,56

Continuación de apéndice 1.

MARCO 13							
EJE	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	47	-5 801,48	-33,93	27 122,87	327,96	-11 653,91	-0,07888
B	63	-981,6	-58,44	17 241,09	68,56	-1 274,03	0,27
C	68	-7 336,14	-399,94	69 842,3	610,02	-12 919,43	10,17
D	50	-1 084,62	-157,21	20 959,64	147	-1 364,33	1,79
E	73	-7 491,57	-232,66	54 870,15	323,97	-13 063,56	10,95
F	78	-1 050,96	-38,31	15 098,26	40,54	-1 334,77	0,29
G	53	-6 476,29	184,26	68 583,92	-27,29	-12 229,75	3,47

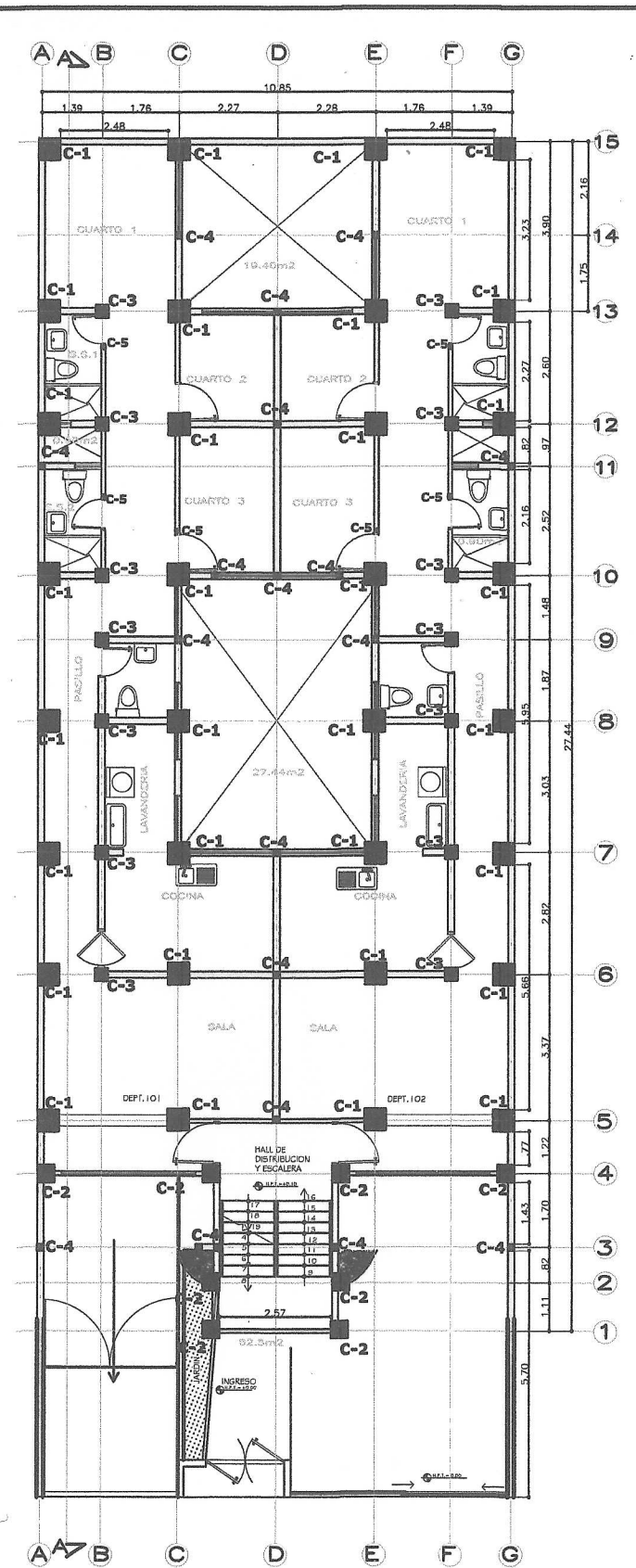
MARCO 14							
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
C	37	-48,02	-2,71	5 812,52	3,55	-68,82	-0,07034
E	42	-36,69	-1,04	4 712,36	1,38	-59,16	-0,072

MARCO 15							
EJE	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
A	146	-5 280,34	-882,06	23741	990,53	-11 165,63	-22,13
C	149	-7 213,42	-889,9	50 890,43	1 034,57	-12 744,34	-5,13
E	154	-6 777,67	-600,44	35 603,33	605,75	-12 408,64	-5,25
G	157	-6 195,22	-947,06	56 217,73	921,87	-11 931,96	-23,26

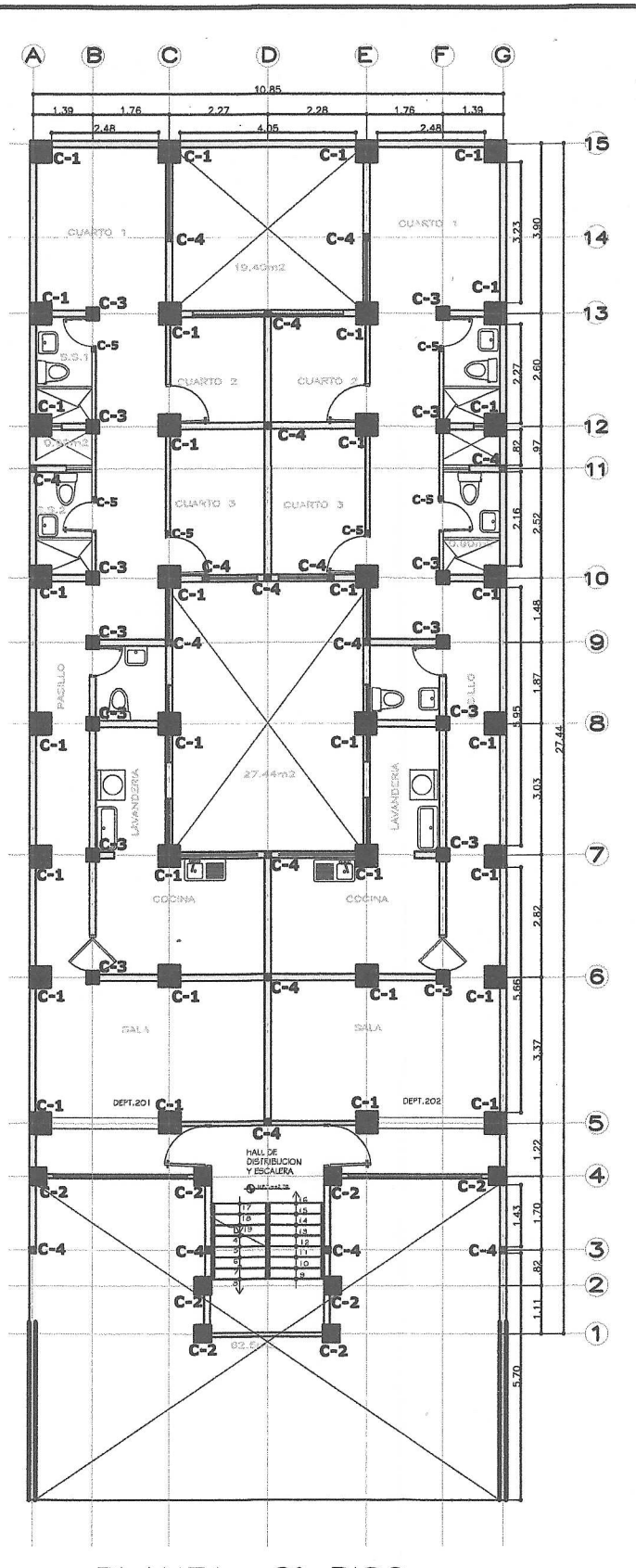
Fuente: elaboración propia, con programa SAP2000, versión 15.

Apéndice 2. **Lista de planos del proyecto**

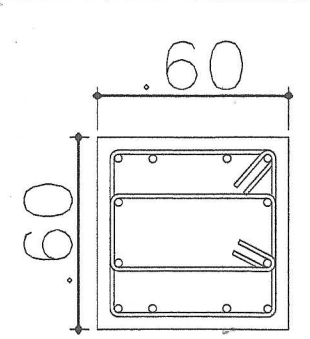
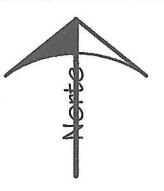
- Planta de nivel 1 y 2
- Planta de nivel 3 y 4
- Planta de azotea y elevación principal
- Corte transversal y elevación frontal
- Detalle de pila perforada



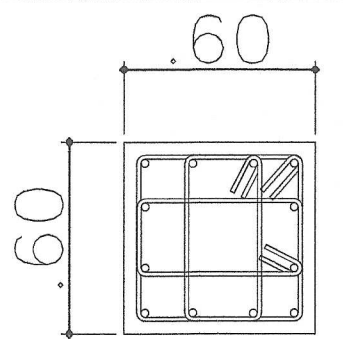
PRIMERA PLANTA



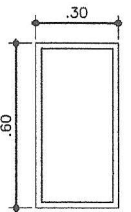
PLANTA 2° PISO



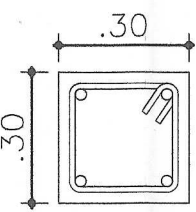
COLUMNA C-2
1 2No. 8 + EST. No.3
ESCALA: 5/E



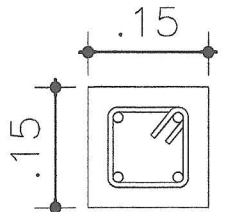
COLUMNA C-1
1 2No. 8 + EST. No.3
ESCALA: 5/E



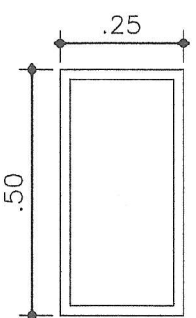
VIGA V-1
EN TODOS LOS EJES
ESCALA: 5/E



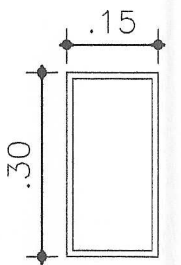
COLUMNA C-3
4No. 4 + EST. No.2
ESCALA: 5/E



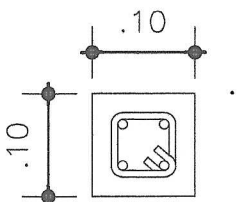
COLUMNA C-4
4No. 4 + EST. No.2
ESCALA: 5/E



VIGA V-2
SOBRE EL EJE D
ESCALA: 5/E



VIGA V-3
SOBRE LOS EJES B Y F DEL 6 AL 13
ESCALA: 5/E



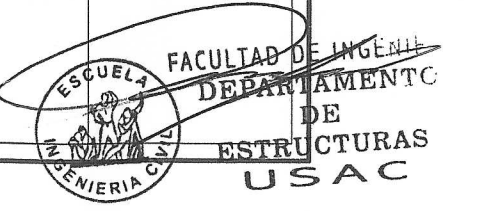
COLUMNA C-5
4No. 3 + EST. No.2
ESCALA: 5/E

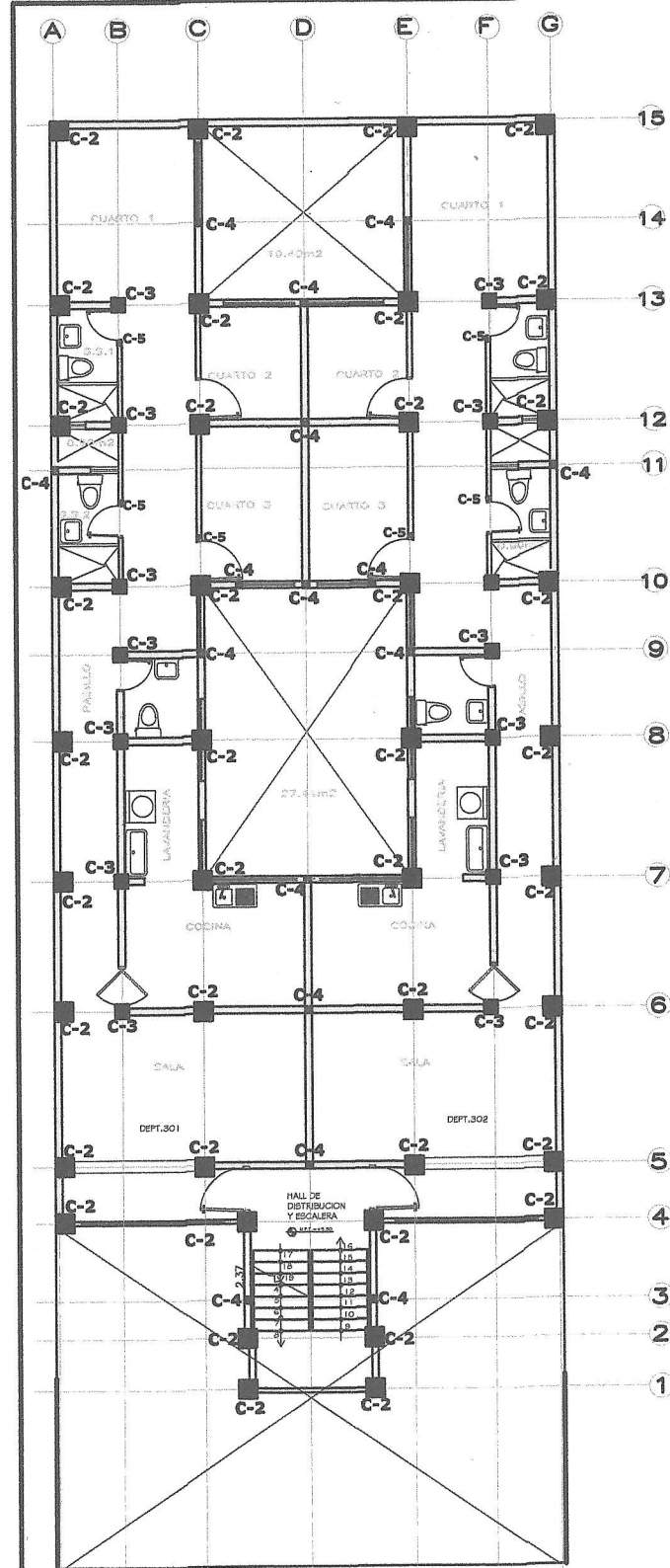
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS

CONTENIDO: PLANTA DE 1ro. Y 2do. NIVEL

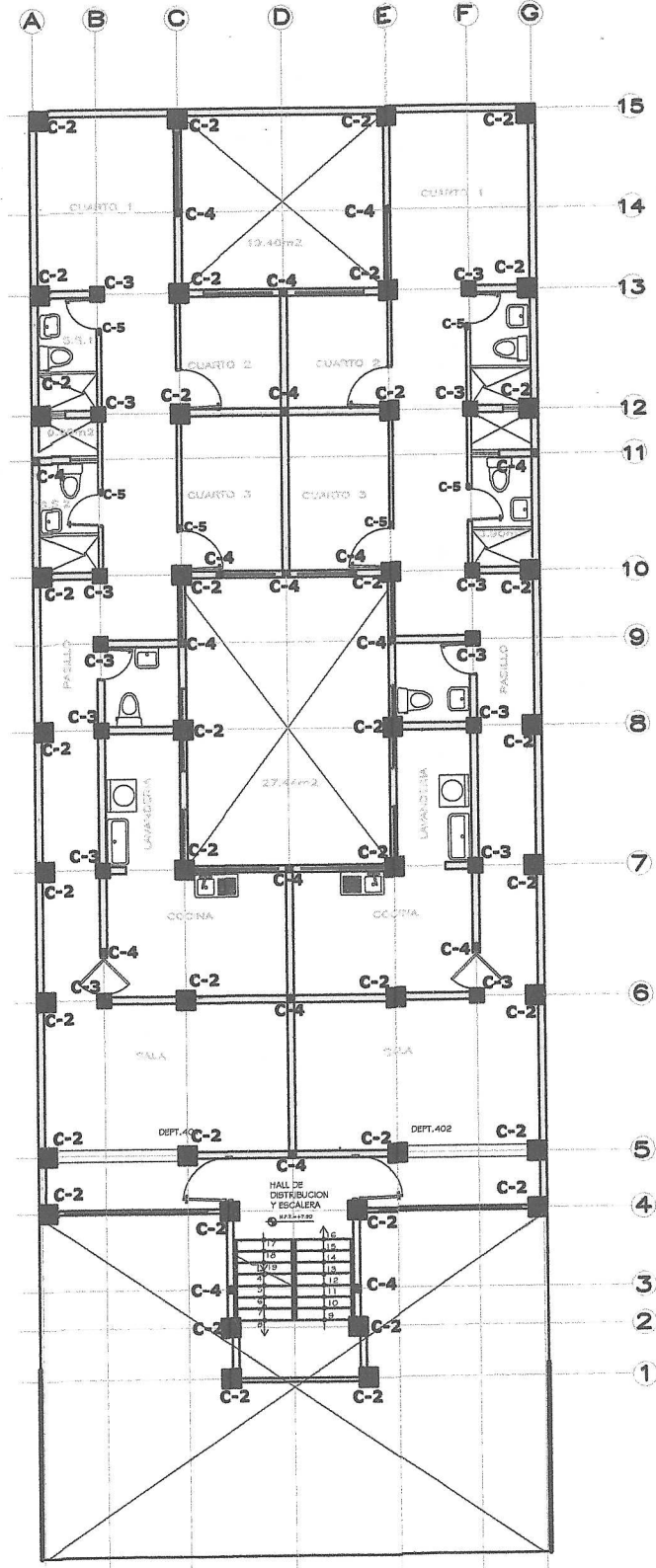
Fecha: Febrero, 2015	Escala: Indicada	Diseño y dibujo: Carlos Agustín Cuá Chavez	Plano No.: 1 / 4
-------------------------	---------------------	---	---------------------

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

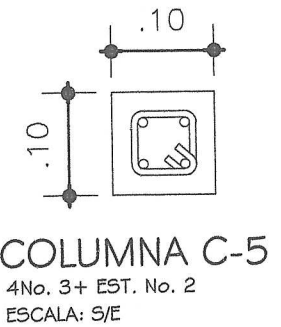
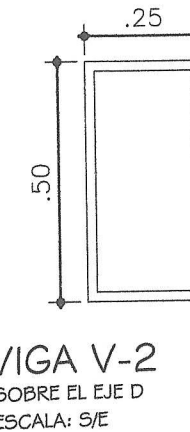
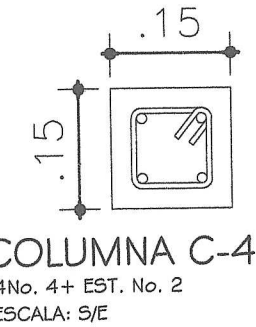
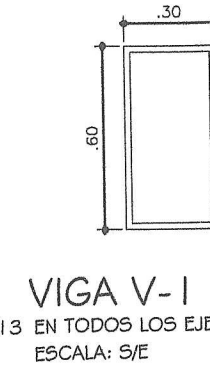
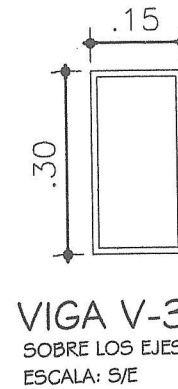
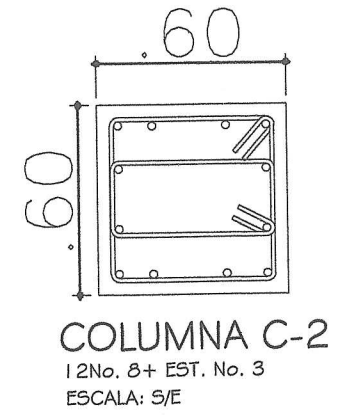
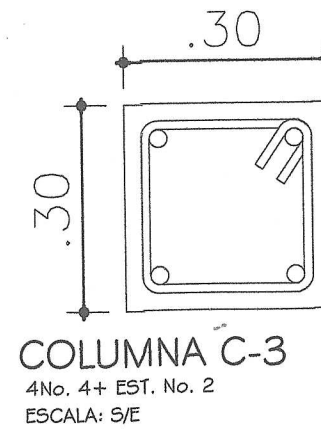
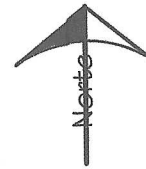




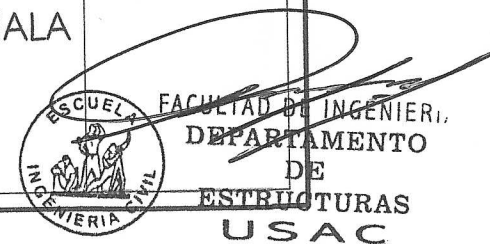
PLANTA 3° PISO

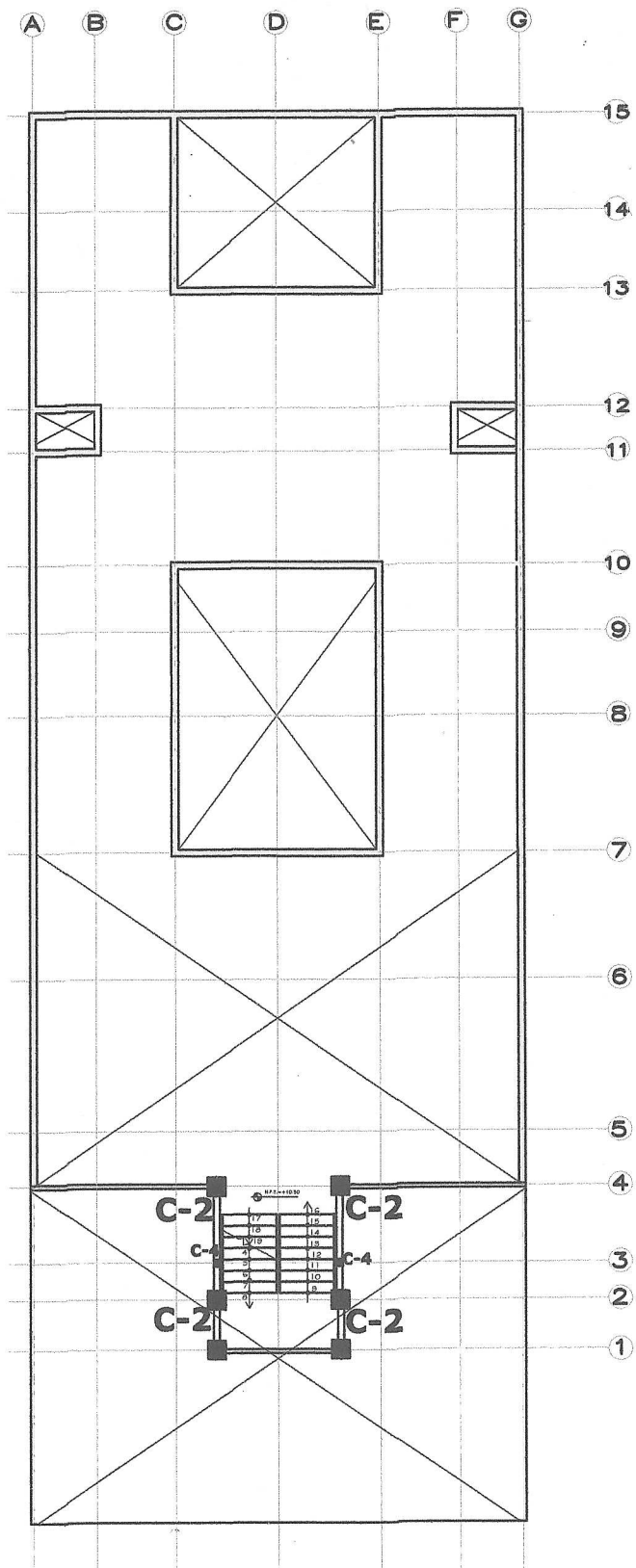


PLANTA 4° PISO

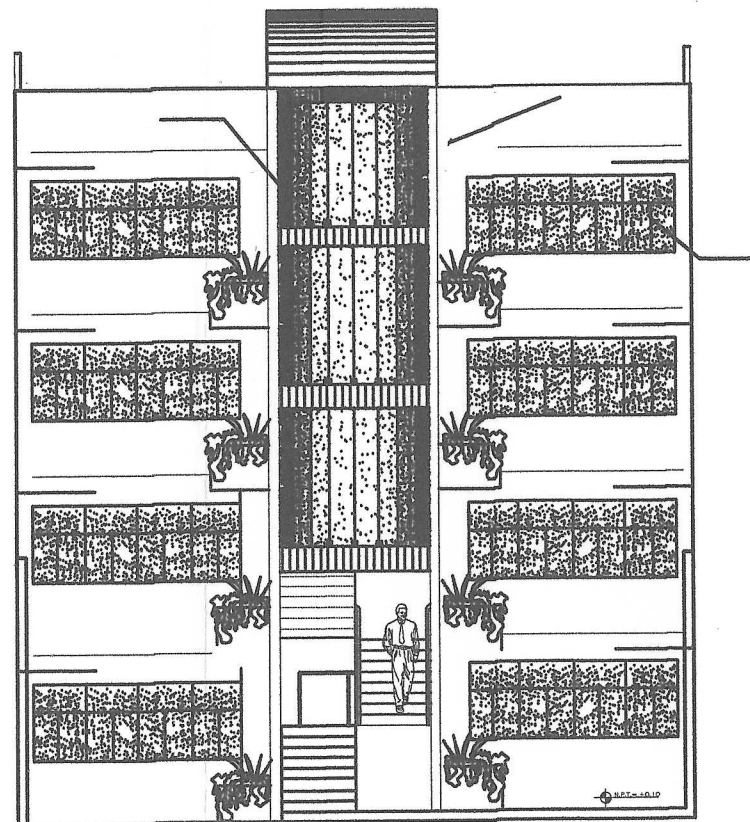


PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS			
CONTENIDO: PLANTA DE 3er Y 4to. NIVEL			
Fecha: Febrero, 2015	Escala: Indicada	diseño y dibujo: Carlos Agustín Cuá Chavez	Plano No.: 2 / 4
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			





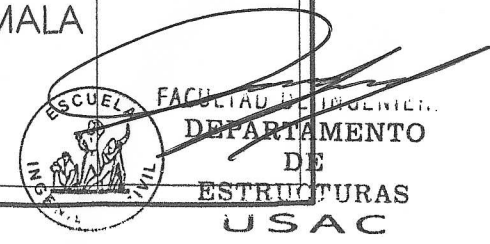
PLANTA AZOTEA

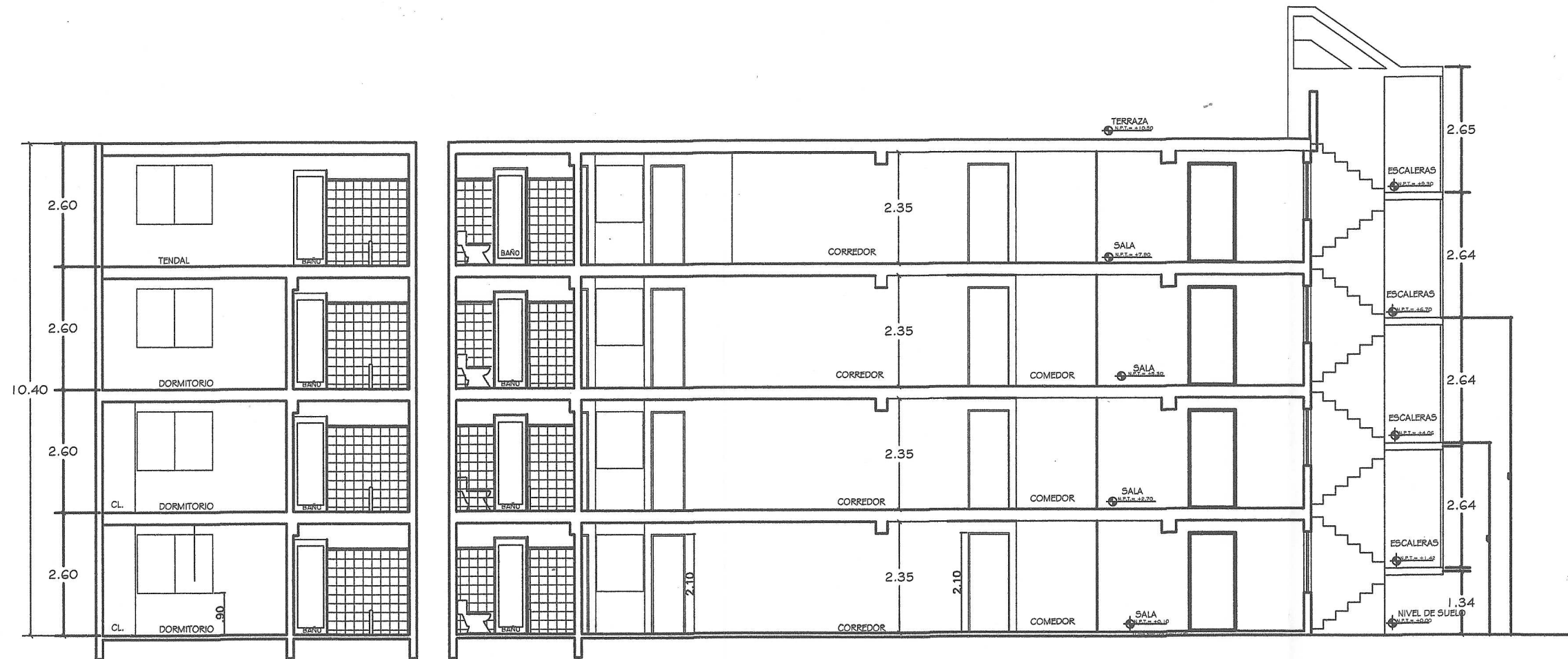


ELEVACION PRINCIPAL

PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS			
CONTENIDO: PLANTA DE AZOTEA Y ELEVACIÓN PRINCIPAL			
Fecha: Febrero, 2015	Escala: Indicada	Diseño y dibujo: Carlos Agustín Cuá Chavez	Plano No.: 3/4

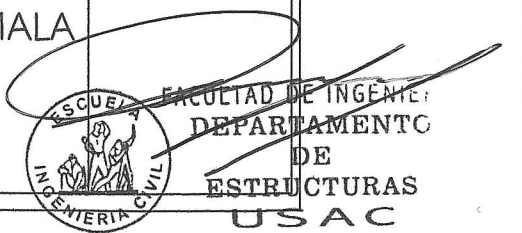
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

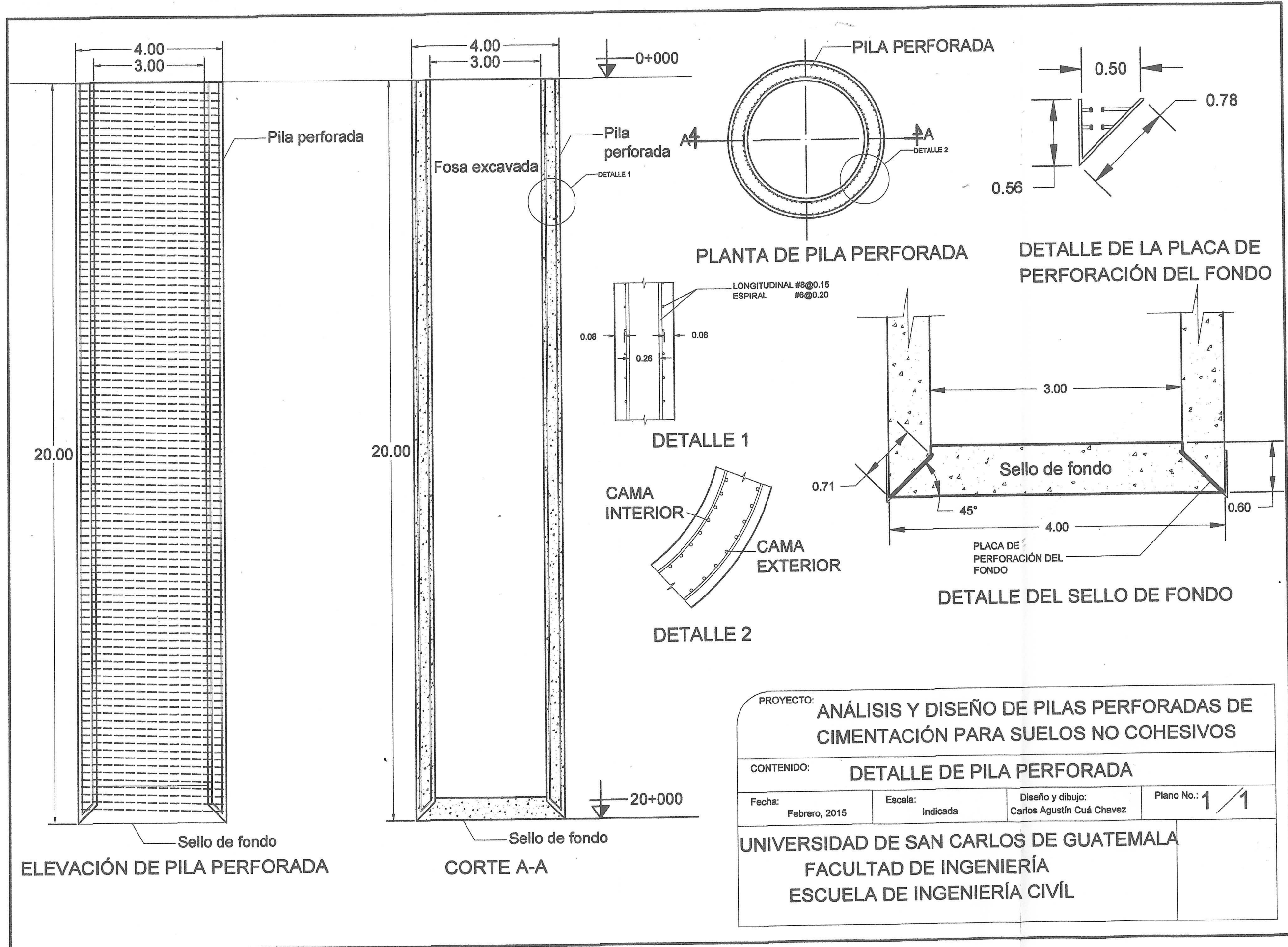




CORTE A-A DE EDIFICIO

PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS			
CONTENIDO: CORTE TRANSVERSAL Y ELEVACIÓN FRONTAL			
Fecha: Febrero, 2015	Escala: Indicada	Diseño y dibujo: Carlos Agustín Cuá Chavez	Plano No.: 4/4
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			





PROYECTO: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS PERFORADAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS**

CONTENIDO: **DETALLE DE PILA PERFORADA**

Fecha: Febrero, 2015	Escala: Indicada	Diseño y dibujo: Carlos Agustín Cuá Chavez	Plano No.: 1 / 1
-------------------------	---------------------	---	-------------------------

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANEXOS

Anexo 1. Valores para N_q con un valor dado de ϕ'

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01

Continuación de anexo 1.

23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

Fuente: DAS, Braja. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. p. 158.

Anexo 2. **Tabla valores de N_c^* para los valores de I_{rr} y ϕ**

ϕ	I_{rr}					
	10		20		40	60
34	35,99		50,72		71,24	86,8
	25,28		35,21		49,05	59,54
35	37,65		53,3		75,22	91,91
	27,36		38,32		53,67	65,36
36	39,37		55,99		79,39	97,29
	29,6		41,68		58,68	71,69
37	41,17		58,81		83,77	102,94
	32,02		45,31		64,13	78,57
38	43,04		61,75		88,36	108,86
	34,63		49,24		70,03	86,05
39	44,99		64,83		93,17	115,09
	37,44		53,5		76,45	94,2
40	47,03		68,04		98,21	121,62
	40,47		58,1		83,4	103,05

Fuente: DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentación*. p. 845.

Nota: El valor superior corresponde a N_c^* y el valor inferior a N_{σ}^* .