

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES
ELÉCTRICAS EN GUATEMALA**

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ELMER OSWALDO REVOLORIO DIONICIO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1,999

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS EN GUATEMALA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de abril de 1,998.

Elmer Oswaldo Revolorio Dionicio

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. HERBERT RENÉ MIRANDA BARRIOS
VOCAL I	ING. JOSÉ FRANCISCO GÓMEZ RIVERA
VOCAL II	ING. CARLOS HUMBERTO PÉREZ RODRÍGUEZ
VOCAL III	ING. JORGE BENJAMÍN GUTIÉRREZ QUINTANA
VOCAL IV	BR. OSCAR STUARDO CHINCHILLA GUZMÁN
VOCAL V	BR. MAURICIO ALBERTO GRAJEDA MARISCAL
SECRETARIA	INGA. GILDA MARINA CASTELLANOS BAIZA DE ILLESCAS

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. HERBERT RENÉ MIRANDA BARRIOS
EXAMINADOR	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLÓRZANO
EXAMINADOR	ING. JOSÉ FERNANDO SAMAYOA ROLDÁN
EXAMINADOR	ING. MARIO ROBERTO AVILA
SECRETARIA	INGA. GILDA MARINA CASTELLANOS BAIZA DE ILLESCAS

Guatemala, 14 de octubre de 1999

Licenciado
David Solares Cabrera
Jefe del Depto. de Planeamiento
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
presente

Estimado Ingeniero Aguilar:

Por este medio me dirijo a usted con relación al trabajo de tesis presentado por el señor **ELMER OSWALDO REVOLORIO DIONICIO**, titulado **“GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS EN GUATEMALA”**, para el cual fui nombrado asesor.

Tengo el agrado de informarle que he concluido la asesoría de la mencionada tesis y considero que el trabajo fue desarrollado en forma satisfactoria, conteniendo valiosa información de interés para la docencia, el ejercicio profesional y especialmente para la investigación en el área de planeamiento, por lo cual me permito recomendar la autorización de su impresión.

Sin otro particular me suscribo de usted,

Atentamente,


Ing. Alan Esgrid Sikahall Salamanca
Asesor.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala, octubre de 1,999

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sidney Samuels
Director de la Escuela de
Ingeniería Civil
Presente

Señor Director:

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado "GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS EN GUATEMALA", elaborado por el estudiante Elmer Oswaldo Revolorio Dionicio y asesorado por el Ingeniero Alan Esgrid Sikahall Salamanca.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente,

Lic. David Solares Cabrera

Jefe del Departamento de Planeamiento.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Alan Esgrid Sikahall Salamanca y del Jefe del Departamento de Planeamiento Ing. David Solares Cabrera, del trabajo de tesis del estudiante Elmer Oswaldo Revolorio Dionicio, titulado GUIA PARA LA CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES ELECTRICAS EN GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, octubre de 1,999

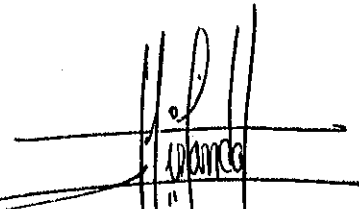
/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis GUIA PARA LA CONSTRUCCION DE LA OBRA CIVIL DE SUBESTACIONES ELECTRICAS EN GUATEMALA, del estudiante Elmer Oswaldo Revolorio Dionicio, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Herbert Ferré Miranda Barrios
DECANO



Guatemala, octubre de 1,999

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS TODOPODEROSO

A LA VIRGEN MARÍA

U.S.A.C.

MIS PADRES

MI FAMILIA

MI ASESOR

MIS AMIGOS

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES:

JOSÉ LUIS REVOLORIO AGUIRRE
PAULINA DIONICIO

A MI FAMILIA:

DORA, GABRIELA, MARÍA FERNANDA,
ERICK

A MI PATRIA GUATEMALA

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

MIS AMIGOS

MIS COMPAÑEROS DE TRABAJO

USTED, EN ESPECIAL.

ÍNDICE GENERAL

TEMA	PAGINA
GLOSARIO	I
INTRODUCCIÓN	II
OBJETIVOS	III
1. TOPOGRAFÍA	1
1.1 Aspectos generales de terrenos	1
1.2 Levantamientos topográficos	2
1.2.1 Planimetría	3
1.2.2 Comprobación de cierre de polígonos	4
1.2.3 Cálculo de coordenadas	4
1.2.4 Agrimensura	5
1.3 Altimetría o control vertical	6
1.3.1 Nivelación indirecta	7
1.3.2 Nivelación directa	7
1.3.3 Método de nivelación de perfil	8
1.3.4 Generalidades de las nivelaciones	10
1.4 Planimetría y altimetría simultáneas	10
1.4.1 Método de secciones transversales	11
2. SUELOS	14
2.1 Tipos principales de suelos	14
2.2 Características del suelo	14
2.2.1 Peso volumétrico de un suelo	14
2.2.2 Peso volumétrico seco y suelto	14
2.2.3 Densidad	15
2.2.4 Densidad relativa	15
2.2.5 Absorción	15
2.2.6 Granulometría	15
2.2.7 Estructura	15
2.3 Valor soporte del suelo	16
2.3.1 Fricción normal	16
2.3.2 Cohesión	16
2.4 Exploración del suelo	16
2.4.1 Métodos exploratorios de carácter preliminar	17
2.4.2 Métodos geofísicos	17
2.4.3 Métodos de sondeo definitivos	17
2.4.4 Elección del método para la exploración del suelo	17
2.5 Compactación	18
2.5.1 Relación entre humedad y peso específico	19

2.5.2	Energía de compactación	20
2.5.3	Pruebas de compactación	20
2.5.4	Porcentaje de compactación. Compactación relativa	21
2.5.5	Evaluación de los materiales	21
2.6	Conformación de plataformas	21
2.6.1	Evaluación preliminar del suelo	21
2.6.2	Estudio de compactación	22
2.6.3	Grado de compactación	22
2.6.4	Características de compactación de los suelos	24
2.6.5	Métodos de compactación	24
2.6.6	Equipo para compactación	27
2.6.7	Control de calidad	27
3.	CIMENTACIONES	29
3.1	Clasificación de las cimentaciones	30
3.2	Asentamiento de las cimentaciones	30
3.3	Análisis estructural de las cimentaciones superficiales	31
3.3.1	Presiones admisibles	32
3.3.2	Presiones actuantes	32
3.4	Presión bajo una carga de compresión	32
3.5	Núcleo de sección	33
3.6	Presión por carga y momento	36
3.7	Presión por carga y flexión biaxial	36
3.8	Especificaciones de las cimentaciones superficiales o zapatas	37
3.8.1	Cargas y reacciones	37
3.8.2	Distribución del esfuerzo	37
3.8.3	Momentos en zapatas	39
3.8.4	Cortante en zapatas	39
3.8.5	Peralte mínimo de una zapata	42
3.9	Características del concreto recomendable	43
3.9.1	Plasticidad del concreto	44
3.9.2	Fraguado del concreto	45
3.9.3	Curado del concreto	46
3.9.4	Permeabilidad del concreto	47
3.9.5	Resistencia del concreto a compresión	47
3.9.6	Resistencia del concreto al corte	48
3.9.7	Resistencia del concreto a la tensión	48
3.9.8	Módulo de elasticidad del concreto	49
3.10	Acero de refuerzo	49
3.10.1	Clasificación	50
3.10.2	Especificaciones del acero	50
3.10.3	Tolerancia permitida en la masa unitaria	51
3.10.4	Características mecánicas	51
3.10.5	Muestreo	51
3.10.6	Métodos de prueba y análisis químicos	52

4. ESTRUCTURAS METÁLICAS	55
4.1 Propiedades mecánicas del acero	55
4.2 Tipos de estructuras	55
4.3 Elementos estructurales	56
4.4 Armaduras y marcos	56
4.4.1 Armadura	56
4.4.2 Marco	56
4.5 Perfiles más utilizados	57
4.6 Cargas	58
4.6.1 Cargas muertas	58
4.6.2 Cargas vivas	59
4.6.3 Cargas de viento	59
4.6.4 Cargas sísmicas	60
4.7 Análisis estructural de armadura	61
4.8 Perfiles compactos y no compactos	62
4.9 Viga de acero	62
4.9.1 Viga a flexión	63
4.9.2 Cortante	64
4.9.3 Deflexión	64
4.10 Diseño de columnas	65
4.10.1 Secciones para columnas	65
4.10.2 Relación de esbeltez	66
4.10.3 Longitud efectiva para columnas	66
4.10.4 Fórmulas para el cálculo de columnas	66
4.10.5 Cargas permisibles para columnas	68
4.10.6 Diseño de columnas de acero	70
4.11 Placas de base para columnas	70
4.11.1 Diseño de placas de base para columnas	73
5. DISEÑO DE UNA SUBESTACIÓN TÍPICA	73
5.1 Descripción de los trabajos	73
5.2 Estudio de suelos	73
5.3 Levantamiento topográfico	73
5.4 Elaboración de juego de planos	74
5.5 Movimiento de tierras	74
5.6 Conformación de plataforma	74
5.6.1 Material selecto	74
5.6.2 Suelo cemento	75
5.7 Diseño de cimentación	75
5.7.1 Suelo	75
5.7.2 Excavación para cimentación	75
5.7.3 Cimientos	75
5.7.4 Concreto	75
5.7.5 Acero de Refuerzo	76

5.7.6	Fundición del cemento	76
5.7.7	Pernos de anclaje	76
5.7.8	Acabados	77
5.8	Diseño de canalización para la instalación eléctrica subterránea	77
5.9	Diseño de canalización para agua pluvial	78
5.10	Diseño de fosa para retención de aceites	79
5.11	Diseño de caseta para equipos de señal y control	79
5.11.1	Paredes	80
5.11.2	Concreto	80
5.11.3	Cimiento corrido	80
5.11.4	Acero de refuerzo	81
5.11.5	Acabados	81
5.11.6	Pintura	81
5.11.7	Acera perimetral	81
5.12	Diseño de muro perimetral	81
5.12.1	Concreto	82
5.12.2	Acero de refuerzo	82
5.12.3	Block	82
5.12.4	Morteros	82
5.12.5	Acabados	82
5.12.6	Malla perimetral	82
5.13	Muro de fachada	82
5.13.1	Concreto	83
5.13.2	Acero de refuerzo	83
5.13.3	Block	83
5.13.4	Morteros	83
5.13.5	El portón de ingreso	83
5.14	Cantidades de trabajo	83
5.15	Período de ejecución	83
5.16	Servicio de agua y electricidad	84
5.17	Pruebas de laboratorio	84
5.18	Licencias y permisos	84
5.19	Estudio de impacto ambiental	84
	CONCLUSIONES	IV
	RECOMENDACIONES	V
	BIBLIOGRAFÍA	VI
	ANEXOS	

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

No	FIGURA	PAGINA
1.1	Libreta de campo	3
1.2	Nivelación de perfil	8
1.3	Procedimiento de nivelación de perfil	9
1.4	Método de secciones transversales	12
2.1	Curva humedad-peso específico	19
2.2	Curva humedad-peso específico p/diferentes energías de compactación	23
2.3	Curva de humedad-peso específico máximo	23
3.1	Zapata sujeta a momento	33
3.2	Núcleo de sección de una zapata	34
3.3	Condiciones de presión para zapatas	34
3.4	Planta de la zapata rectangular	35
3.5	Diagramas de presiones	35
3.6	Refuerzo de acero para una zapata	38
3.7	Comportamiento de zapatas cargadas con columna de concreto	39
3.8	Comportamiento de zapatas cargadas con columnas de acero	41
3.9	Zapata sometida a corte simple	41
3.10	Zapata sometida a punzonamiento	42
3.11	Sección crítica para zapatas colindantes	42
3.12	Sección de zapata y recubrimientos mínimos	43
3.13	Cono para prueba de revenimiento de concreto	45
3.14	Deformación del concreto en prueba de revenimiento	45
3.15	Cilindro de prueba de resistencia del concreto	48
3.16	Teoría elástica y plástica del concreto	49
4.1	Estructura tipo armadura	57
4.2	Estructura tipo marco	7
4.3	Perfiles más utilizados en la construcción de subestaciones	58
4.4	Comportamiento de marcos rígidos	61
4.5	Cargas de los elementos	62
4.6	Viga típica en una subestación	63
4.7	Comportamiento de columnas, según cargas y apoyos	67
4.8	Diseño de placa de acero	72
5.1	Anclaje para estructuras	77



ÍNDICE DE TABLAS

1.1	Cálculo de área	6
2.1	Clasificación de suelos para construcción	25
2.2	Condiciones provisionales para la compactación	26
2.3	Especificaciones de compactadoras según el tipo de suelo	27
2.4	Compactación recomendada para rellenos	29
3.1	Valor soporte permisible, según el tipo de suelo	31
3.2	Revenimientos del concreto según su uso	46
3.3	Clasificación de barras de acero	50
3.4	Designaciones y requisitos dimensionales de las barras de acero	53
3.5	Requisitos de tensión y elongación de barras de acero	54
3.6	Prueba de doblado a 180°	54
4.1	Esfuerzos unitarios permisibles	69
5.1	Coefficientes de escorrentia "C"	79

SIMBOLOGÍA

Σ	=	Sumatoria
°	=	Grados
'	=	Minutos
"	=	Segundos
n	=	Número de lados
P.V.	=	Punto de vuelta
$\sqrt{\quad}$	=	Raíz cuadrada
BM	=	Banco de medida
f_c	=	Esfuerzo máximo a compresión del concreto
f_y	=	Esfuerzo de cedencia del acero
kg	=	Kilogramo
mt	=	Metro
cm²	=	Centímetros cuadrados
plg²	=	Pulgadas cuadradas
PSI	=	Libras sobre pulgadas cuadradas
cm	=	Centímetros
%	=	Porcentaje
A	=	Área
Ph	=	Peso húmedo del suelo
Ps	=	Peso del suelo secado al horno
Ws	=	Peso del suelo seco
γ_d	=	Peso específico seco
V	=	Volumen del suelo, en pie ³
γ	=	Densidad específica
V	=	Volumen del suelo, en pie ³
W_a	=	Peso de la arena para llenar el agujero, en libras
γ_a	=	Densidad de la arena, en libras / pie ³
%H	=	Contenido de humedad en porcentaje
W_w	=	Peso del suelo húmedo, en libras
W_s	=	Peso del suelo seco, en libras
γ	=	Densidad en obra, en libras / pie ³
γ_s	=	Densidad en seco
γ_{max s}	=	Densidad máxima en seco
%C	=	Porcentaje de compactación
q_{máx}	=	Presión máxima resultante de la zapata, ejercida por el suelo
P	=	Resultante de cargas actuantes verticales
A	=	Área de la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo
q_a	=	Presión admisible del suelo
e	=	Excentricidad de la fuerza aplicada medida desde el centroide
a	=	Distancia del borde de la zapata al punto donde actúa la carga equivalente
b	=	Base de la zapata
L	=	Longitud
q_{min.}	=	Presión mínima resultante en el borde de la zapata, ejercida por el suelo

M_x	=	Momento actuante en el sentido X
S_x	=	Módulo de sección de zapata en el sentido X
M_y	=	Momento actuante en el sentido Y
S_y	=	Módulo de sección de zapata en el sentido Y
A_{s tot}	=	Acero total requerido en la zapata
A_{sB}	=	Acero requerido en la franja crítica de la zapata
β	=	Relación de lado largo/lado corto
V_u	=	Corte último calculado por las cargas de la estructura
φ	=	Factor de carga última a corte
f'_c	=	Esfuerzo del concreto máximo
v_u	=	Esfuerzo máximo a corte al que debe ser sometida la zapata
M_u	=	Momento último
d	=	Peralte efectivo de la zapata
b	=	Base de la zapata
A_s	=	Esfuerzo de acero máximo
E_c	=	Módulo de elasticidad del concreto
W_c	=	Peso volumétrico del concreto, 2.4 ton / m ³
f_c	=	Esfuerzo a compresión máximo del concreto
M	=	Momento (lbs-plg, kg-cm)
S	=	Módulo de sección elástico (plg ³ , cm ³)
f_v	=	Esfuerzo cortante promedio, en lb/plg ² ó kg/cm ²
V	=	Cortante vertical máximo, en lb. ó kg.
d	=	Peralte total de la viga, en plg. ó cm.
t	=	Espesor del alma de la viga, en plg. ó cm.
D	=	Deflexión máxima, en plg. o cm.
W	=	Carga total, distribuida uniformemente en lb. o kg.
E	=	Módulo de elasticidad de la viga en lb/plg ² ó kg/cm ²
I	=	Momento de inercia de la sección transversal de la viga, en plg ⁴
F_a	=	Esfuerzo axial permisible de compresión
k	=	Factor de longitud efectiva
r	=	Radio de giro que controla el diseño
F_y	=	Esfuerzo mínimo al punto de fluencia del acero utilizando
E	=	Módulo de elasticidad del acero estructural
kv	=	Kilovoltios

GLOSARIO

Cernido. Capa final de acabado que se aplica sobre el repello de los muros, cimientos, solerás, etc. Es elaborado de una mezcla de arena cernida blanca y cal hidratada. El cernido puede ser vertical, remolineado o de la forma que la persona prefiera.

Cimiento. Estructura que transmite al suelo las cargas causadas por la superestructura y pesos puntuales ubicados sobre ella. Esta estructura deberá ser diseñada para soportar las cargas y momentos de la superestructura.

Concreto. Mezcla de agregados, agua y cemento. Esta mezcla tiene diferentes resistencias a la compresión dependiendo de la resistencia para la que fue diseñada.

Compactación. Readecuación de las moléculas de suelo hasta lograr la consistencia necesaria, mediante energía aplicada por diversos métodos de impacto.

Estructura metálica. Configuración de perfiles de acero unidos mediante soldadura y/o tornillos, que se utiliza para soportar los equipos dentro de una subestación.

Muro. Pared que sirve para sostener o soportar cargas. Es utilizado para proteger propiedades privadas, definir colindancias entre terrenos, etc.

Perno. Material de anclaje que no es más que un acero de grado A36, con rosca en uno de sus extremos y con un recubrimiento de galvanizado en caliente. Se utiliza para la fijación de estructura metálica.

Relleno estructural. Relleno de material seleccionado libre de basura y de materia vegetal, el cual se compacta con equipo adecuado hasta que alcance la densidad deseada.

Saturación. Estado en el cual el suelo tiende a expandirse a causa de la inundación de agua.

Selecto. Suelo de excelentes cualidades libre de impurezas y materia orgánica, que se utiliza en la conformación de plataformas ó rellenos estructurales.

Subestación eléctrica. Unión de infraestructura y equipos necesarios ubicados dentro de un terreno en donde se albergan equipos y dispositivos con corriente eléctrica en altas tensiones, aisladas de manera que puedan llevarse a cabo funciones de maniobras o de transformación de potencia.

Superestructura. Estructura que esta vista en la construcción y que soporta pesos distribuidos y/o puntuales que están sobre ella. Estas pueden ser, básicamente, combinaciones de columnas, vigas, marcos.



INTRODUCCIÓN

La demanda de energía eléctrica se incrementa grandemente cada día y la infraestructura civil eléctrica que existe no es suficiente para satisfacer los requerimientos energéticos del país. La creciente demanda hace necesaria la construcción de más subestaciones eléctricas en lugares estratégicos en donde se produce el mayor consumo de energía.

El presente estudio pretende servir de guía a personas que han tenido poca o ninguna experiencia con los parámetros de construcción de la obra civil de una subestación eléctrica; desde el punto de vista de ingeniería. En este se hace una reseña de los aspectos constructivos más importantes de la construcción a realizarse en una subestación de este tipo.

Este estudio contempla aspectos técnicos que deben observarse en el diseño y construcción de una subestación eléctrica tales como: conformación de plataformas, tipos de cimientos, tipo de estructura para soportar equipo eléctrico, pernos de anclaje y obras complementarias como muro perimetral, canalizaciones eléctricas, drenajes pluviales, y otros que se utilizan.

El proyecto consiste en hacer una reseña de la descripción técnica de las actividades a realizar, proporcionar criterios de diseño y la presentación de un ejemplo de construcción de obra civil de una subestación eléctrica.

1924

... ..

... ..

... ..

... ..

OBJETIVOS

Objetivo general

Proporcionar al lector una guía práctica para el diseño y la construcción de la obra civil de una subestación eléctrica, aplicando criterios de ingeniería en las áreas de: topografía, suelos, plataformas de suelo, cimentaciones, y otros.

Objetivos específicos

- a) Establecer parámetros y requisitos de los terrenos en donde se ubicará una subestación eléctrica.
- b) Describir el proceso topográfico utilizado.
- c) Describir el procedimiento adecuado para la conformación de plataformas de suelo.
- d) Establecer parámetros en el diseño y construcción de cimientos.
- e) Establecer parámetros en el diseño de las estructuras metálicas utilizadas.
- f) Establecer las características de los materiales con que se va a construir una subestación.

1. TOPOGRAFÍA

La topografía como ciencia, aporta el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la Tierra. Se vale de elementos de medida tales como: distancias, elevaciones y direcciones dimensionadas con sistemas específicos, es necesario conocer aspectos relevantes y su utilización en la obra civil para subestaciones eléctricas.

Para distancia y altura se emplean unidades de longitud en sistema métrico decimal, para dirección se emplean unidades angulares como grados sexagecimales.

1.1 Aspectos generales de terrenos

En una subestación eléctrica es importante aprovechar con eficiencia el terreno, para lo cual se considera necesario elaborar un diseño que permita la mejor utilización de áreas y la versatilidad de operación y maniobra dentro de la misma.

El análisis de terrenos propicia el conocimiento de suelos y el uso de los mismos, definiendo las zonas apropiadas para el desarrollo de los campos de utilización, tomando en cuenta la conservación ambiental.

Es importante conocer la arenosidad del suelo ya que los derrumbes, erosiones y asentamientos deben ser detectados para poder diseñar soportes y cimientos adecuados a las subestaciones eléctricas.

Si desea construir una subestación en suelos que son permeables, se deben hacer readecuaciones topográficas para controlar el grado de humedad e inundación también es necesario que se conozca que la canalización para drenar las aguas pluviales o de fuentes externas al terreno, es un costo no deseado, y al momento de hacer el proyecto, aumenta en tiempo de ejecución y el costo.

La forma del relieve también determina los procesos por medio de los cuales se trabaja el terreno y los usos que se pueden hacer de las diferentes zonas. Para pendientes menores de 5% por ejemplo, se pueden decir que existe buena posibilidad para el desarrollo de una obra, puesto que casi no requiere movimientos de tierra significativos.

Aunque las pendientes de 5% y 10% presentan algunos movimientos de tierra para la urbanización, tienen la ventaja de facilitar el escurrimiento del agua y consecuentemente, evitan

inundaciones y azolve de drenajes. Asimismo, exponen a las configuraciones estructurales de una subestación a menores condiciones de sobre esfuerzo en los terrenos sensiblemente planos.

En terrenos con ligera pendiente debe procurarse que la mayoría de los drenajes pluviales estén trazados diagonalmente a las curvas de nivel para facilitar el escurrimiento de las aguas.

Las pendientes de 10% y 15% requieren de mayores movimientos de tierra debido a los cortes y rellenos que se deben realizar tanto para el trazo de cunetas y drenajes como para la conformación de plataformas de cimentación.

En caso de pendientes mayores de 15%, se debe evitar la construcción de subestaciones, porque resulta demasiado costosa. Consecuentemente, debe evitarse que la expansión de estos lugares puesto que en ellos también se producen asentamientos marginados, por la pendiente del suelo, y por tanto, se tendrá mayor exposición a los vientos y a la acción del agua, propiciando erosión.

El área mínima para la construcción de una subestación eléctrica debe ser considerada tomando en cuenta los campos de operación y su conformación, el tipo de maniobra que conllevan, las libranzas relacionadas al voltaje al que se trabaja y los accesos para el tamaño de equipos.

El acceso a la subestación debe ser considerado con un ancho de calle no menor de 8 metros, para aquellas que tienen equipos que deben ser movilizados con camión o lowboy, tratando a la vez, de no tener cruces de ruta con ángulos mayores de 60° , lo cual obedece a que el montaje y manejo de los equipos se vuelve difícil cuando se operan grúas para el efecto.

1.2 Levantamientos topográficos

Levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para determinar la ubicación de puntos de un terreno y posterior representación en un plano. La mayor parte de los levantamientos, tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos que son necesarios en el proceso de diseño de la obra civil de una subestación eléctrica.

Levantamientos topográficos son aquellos que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra y sin error apreciable; por tanto, son los que pueden ayudar para la determinación de las características de terrenos deseados para subestaciones eléctricas. Estos pueden entenderse con tres formas básicas que son:

Planimetría o control horizontal
 Altimetría o control vertical
 Planimetría y altimetría simultáneas.

1.2.1 Planimetría

Estudia los procedimientos para fijar las posiciones de puntos, proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones. Las medidas de distancias entre puntos pueden hacerse, **directas** con cinta métrica de acero o fibra de vidrio; **indirectas** con telémetros. Existen tres métodos para realizar la planimetría que son: ángulos internos, deflexiones y conservación de azimutes. De estos tres se recomienda emplear el método de conservación de azimutes por ser versátil y eficaz.

Conservación de azimutes: este método se emplea para cualquier clase de polígonos, es el que se ha utilizado para subestaciones y se trata en el capítulo cinco de este informe.

Fijación de detalles con tránsito

- a) **Por radiaciones.** En este caso se toma ángulo y distancia del punto observado.
- b) **Por intersecciones.** Este caso se utiliza cuando es imposible realizar lecturas directas por obstáculos o distancias grandes, o puntos inaccesibles para medir distancias. Por lo tanto, no es aplicable para el diseño de subestaciones eléctricas.

Figura 1.1 Libreta de campo

Registro de Campo

Lugar _____ Trabajo _____ Aparato _____
 Fecha _____ Operador _____ Aproximación _____

Estación	Punto Obs.	Azimut	Distancia	Ang. Vert.	Observaciones
E - 0	E - 1	128°42'13"	25.25	90°25'	Esquina calle
E - 1	E - 2	189°22'14"	50.29	90°36'	Tragante mun.
E - 2	E - 3	280°10'02"	60.33	89°28'	Lindero
E - 3	E - 4	11°24'00"	40.86	90°29'	Lindero
E - 4	E - 5	69°42'36"	42.42	90°05'	Lindero

1.2.2 Comprobación de cierre de polígonos

El objetivo esencial es que el polígono de la subestación quede como figura geométrica perfecta, ya que para asuntos legales debe inscribirse en el registro de la propiedad. El polígono cerrado se comprueba, para evitar fallas mayores con relación al área registrada, esta comprobación debe hacerse por cierre lineal y/o angular. En la aplicación de polígonos es más frecuente utilizar el cierre lineal en el cálculo de polígonos por Pennsylvania.

Ya sea para cierre angular o lineal:

- a) Si el error \leq tolerancia, el trabajo se ejecutó correctamente y se compensa el error para que cierre.
- b) Si el error $>$ tolerancia, el trabajo es incorrecto; se rectifica o repite el trabajo.

Cierre angular en un polígono cerrado:

$$\sum \text{ángulos internos} = 180^\circ (n-2), \text{ condición de cierre angular.}$$

La condición para que un polígono cierre linealmente es que la suma algebraica de la proyecciones de sus lados sobre dos ejes rectangulares, sea nula, independientemente en cada eje. La orientación que más conviene para los ejes, es la de los puntos cardinales; es decir, tomar ejes Norte-Sur y Este-Oeste, pues los ángulos forman cada lado con ellos, que son los rumbos.

Existe un cierre lineal máximo que se debe respetar en la construcción de una subestación eléctrica, para esto se deberá respetar las observaciones de los incisos a y b mencionados anteriormente. En las poligonales calculadas por Pennsylvania la tolerancia máxima o error total no deberá exceder de 0.003. Si resulta el error total lineal es menor que la tolerancia específica, se compensa para llegar al cierre perfecto.

1.2.3 Cálculo de coordenadas

El cálculo de coordenadas hace que la medición del área de una subestación sea certera y con una tolerancia aceptable. Las coordenadas de las figuras geométricas se emplean como apoyo, así se tiene el control horizontal de los levantamientos y estudios topográficos.

punto que convenga y así se pueden obtener los rumbos y distancias que nos permitan hacer una mejor descripción del terreno.

Al ejecutar un trabajo pueden ocurrir dos casos:

- a) Que la zona se ubique dentro, o junto a otra, donde ya se hayan establecido vértices de apoyo anteriores, y deba quedar el nuevo trabajo relacionado con el anterior. En este caso, basta con tomar entre los puntos nuevos de apoyo, uno de los ya establecidos de coordenadas conocidas, y a partir de él se calculan las coordenadas de los demás.
- b) Que no haya sistema de ejes previamente establecidos. En este caso se está en libertad de ubicarlo como mejor convenga, y generalmente se procura que todo el polígono de apoyo quede en el primer cuadrante para que todas las coordenadas sean positivas. Conviene hacer un croquis aproximado de la figura para ver cuales son los puntos más al Oeste y más al Sur y por ellos, o cerca, pueden pasar los ejes. Esto debido a que los linderos de una subestación siempre deben estar totalmente fijos, por asuntos legales y de análisis ambiental crítico.

Basta que a un punto se le fijen sus coordenadas para que se fijen los ejes, y a partir de esas coordenadas se calculan las de los demás, sumando o restando las proyecciones de los lados que ligan consecutivamente los vértices.

Con las coordenadas se pueden dibujar el polígono, obtener la superficie y calcular un sin número de problemas que se presentan. En cuanto al dibujo por coordenadas, es el método más conveniente pues cada punto se fija en su posición, independientemente de los demás, y en caso de algún error en el dibujo de un punto, no se afectan los otros, como sucede si se dibuja a base de ángulos y distancias. Esto tiene una importancia elevada y de ella depende que la estructura de una subestación pueda casar perfectamente en un terreno y en un área determinada.

1.2.4 Agrimensura

Las superficies encerradas dentro de los polígonos pueden calcularse por medio de métodos como: triangulación del polígono, coordenadas y mecánicamente con planímetro. Se recomienda utilizar el método por coordenadas por ser eficiente y confiable.

Por coordenadas: la aplicación de la fórmula se facilita mucho mediante una tabulación ordenada de las coordenadas de los vértices, repitiendo al final las del primero

anotado, y haciendo productos cruzados. Estos productos así obtenidos son los mismos de la fórmula.

$$\text{El área del polígono es} = (\sum \text{Productos} \downarrow - \sum \text{Productos} \uparrow) / 2$$

Puntos	X	Y	Productos ↓	Productos ↑
A	X1	Y1	00.0000	X2 Y1
B	X2	Y2	X1 Y2	X3 Y2
C	X3	Y3	X2 Y3	X4 Y3
D	X4	Y4	X3 Y4	X5 Y4
E	X5	Y5	X4 Y5	X1 Y5
A	X1	Y1	X5 Y1	00.0000
			Σ Productos ↓	Σ Productos ↑

Tabla 1.1 Cálculo de área

1.3 Altimetría o control vertical

Determina la diferencia de alturas entre puntos del terreno o partes de la configuración de las estructuras o postes de una subestación. La altura de los puntos se toman sobre Planos de Comparación diversos, siendo el más común de ellos el del nivel del mar. A las alturas de los puntos sobre esos planos de comparación se les llama cotas, elevaciones o alturas, y a veces, niveles. En una subestación esto tiene especial atención debido a que las líneas eléctricas guardan libranzas mínimas dependiendo de la corriente que por ellas pasa.

Para obtener las cotas del terreno, se escogen o se construyen puntos fijos, notables, invariables, en lugares convenientes. Estos puntos son los que se llaman bancos de medida. Su cota se determina con respecto a otros puntos conocidos, o se les asigna una cualquiera según el caso, esta cota será la que controle todas las alturas y libranzas.

Bancos de medida: son, generalmente, de concreto; como pequeñas mojoneras, con una varilla o una saliente que defina el punto, y además permita que cuando se use el estadal se puedan tomar lecturas, apoyándola en un punto único definido y no en una superficie que puede tener irregularidades que hagan variar la altura. Esto, sobre todo, es importante en los trabajos de nivelación directa donde la aproximación se necesita hasta en milímetros, y a veces para lograr precisión en el montaje de estructuras y aparatos sofisticados que se utilizan en la medición eléctrica en una subestación.

En caso de terrenos poco firmes o inestables, los bancos se apoyan sobre estructuras más profundas; sin embargo, para subestaciones su uso no es recomendable.

Cuando al ligarse dos trabajos separados, que se hicieron con planos de nivel diferentes, se toma para ambos un banco, resultarán para éste dos cotas, una para cada plano, respectivamente. En ese caso, se hace notar que en el banco hay una "ecuación de cotas" por ejemplo: $196.332 = 405.075$, lo cual solamente indica que ambas cotas pertenecen al mismo punto. Esto se utiliza cuando se desea ampliar una subestación.

En realidad sólo en extensiones cortas de comparación se considera como un plano, pues realmente es lo que se llama una Superficie de Nivel.

La diferencia de alturas, o determinación de cotas de los puntos del terreno, se obtienen mediante la Nivelación, que puede ser:

- a) Nivelación indirecta: barométrica y trigonométrica
- b) Nivelación directa o topográfica

1.3.1 Nivelación indirecta

Se vale de la medición de otros elementos auxiliares para obtener los desniveles. En este estudio se omitió la nivelación indirecta barométrica porque no es utilizada en la construcción de subestaciones.

1.3.2 Nivelación directa

Se ejecuta con los aparatos llamados niveles, de los cuales hay varios tipos empleados en trabajos de ingeniería.

- Niveles de mano o de albañil
- Fijos o topográficos
- Ojo de pescado.

Entre los niveles de albañil se encuentran: el de regla, cuyas aristas principales son paralelas a la directriz del frasco del nivel; el de plomada; y el de manguera que se llama de agua y por el principio de vasos comunicantes permite llevar una marca fija a otro lugar cualquiera a la misma altura.

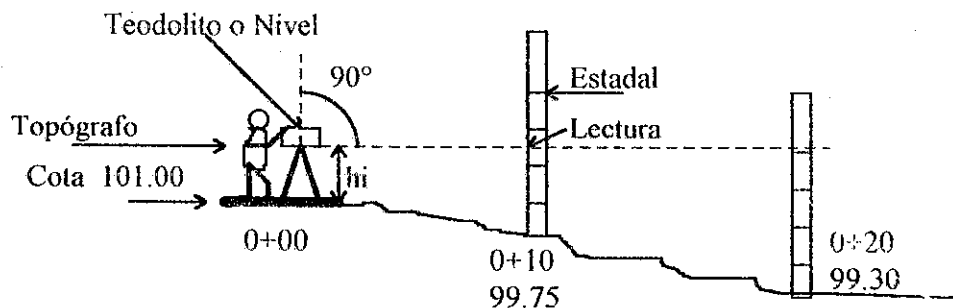
Método de distancia corta: se utiliza cuando hay algún lugar donde se puede poner el aparato de modo que puedan verse desde él los dos estadales, colocados en sus respectivos puntos, y si la distancia del aparato a ellos no se excede de la calculada para obtener la aproximación deseada, el desnivel, se obtiene simplemente por la diferencias de alturas en A y B.

Método de distancias Largas: cuando no se puedan cumplir las condiciones del caso anterior, o sea que los puntos estén muy distantes uno del otro y con obstáculos intermedios, el desnivel se obtiene repitiendo la operación cuantas veces sea necesario, utilizando puntos intermedios, llamados puntos de vuelta. La nivelación se va llevando así por la ruta mejor posible hasta llegar al punto final.

1.3.3 Método de nivelación de perfil

Este método tiene por objeto determinar las cotas de puntos a distancias conocidas sobre un trazo, para obtener el perfil. Se traza un eje de nivelación sobre el terreno y las distancias entre puntos, se marcan de antemano. Por facilidad, estas longitudes deben ser iguales.

Figura 1.2 Nivelación de perfil



Nota: si se utiliza el teodolito para hacer esta medición, debe observarse que el ángulo vertical debe ser de 90° exactos con respecto del zenit.

El procedimiento se describe a continuación.

- Se coloca el teodolito o nivel de mano en el punto que nos servirá de nivel de referencia, en donde se va a empezar a tomar alturas. Por ejemplo, cota 101.00 metros. Ver figura 1.2.
- Se toma la altura h_i del nivel o teodolito. Este dato se utiliza para obtener la cota inicial, ver fig. 1.2 y 1.3.

- c) Se coloca el estadal en el punto observado, se toma la lectura y distancia desde el aparato. Con esto se obtiene la cota y distancia observada. Se repite este paso, hasta que se agote la sección de el perfil que se está obteniendo. Ver fig. 1.3
- d) Se debe colocar un punto de vuelta cuando la altura del punto observado (PV) se aproxima a 4 mt.; luego se coloca el nivel en este lugar y se procede con el paso anterior. Ver fig. 1.3.

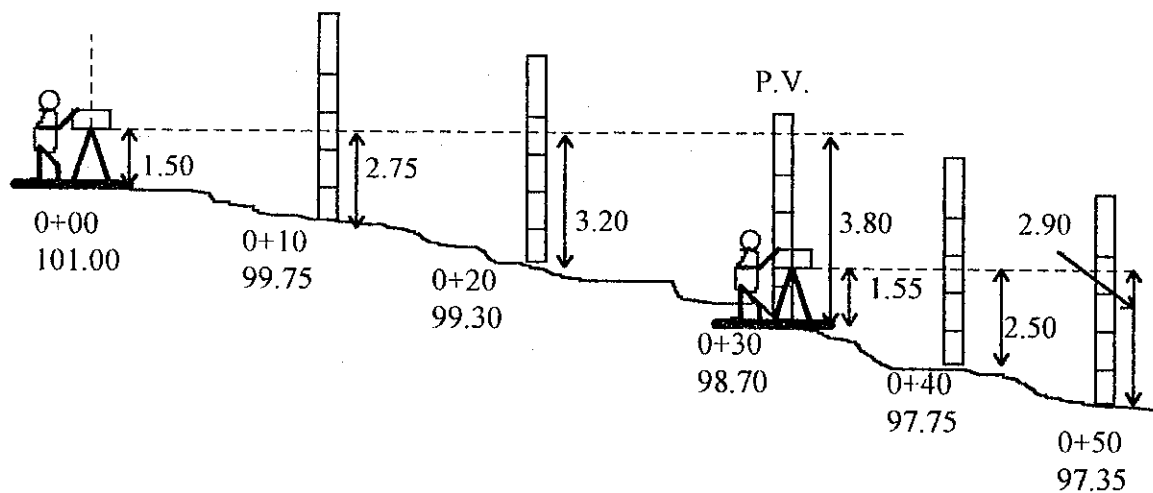
Procedimiento de Nivelación de Perfil

Figura 1.3

Registro de Campo

Lugar _____ Trabajo _____ Aparato _____
 Fecha _____ Operador _____ Aproximación _____

Eje 0+00	Punto Obs. (mt.)	hi (mt.)	Lect. estadal (-)	P.V. (+)	Cota final (mt.)
0+00		102.50		1.50	101.00
	0+10		2.75		99.75
	0+20		3.20		99.30
P.V.	0+30	100.25	3.80	1.55	98.70
	0+40		2.50		97.75
	0+50		2.90		97.35



Nótese que los puntos de partida y llegada son bancos para controlar la nivelación. Si no se tienen cotas establecidas, puede suponerse una cualquiera para un banco, de tal manera que no resulten cotas negativas a los puntos del perfil.

Teniendo la cota de los puntos del terreno y distancias se puede dibujar el perfil del trazo. Es aconsejable exagerar la escala vertical para apreciar mejor los desniveles.

1.3.4 Generalidades de las nivelaciones

La precisión en los trabajos de nivelación depende de: el aparato que se utilice, la experiencia del nivelador y del refinamiento con que se lleven las medidas.

En los días soleados se recomienda proteger el aparato con una sombrilla al momento de efectuar la nivelación ya que los rayos del sol afectan la lectura.

Cuando el terreno presenta un perfil pronunciado, se hace necesario trasladar varias veces el aparato. Este traslado debe hacerse con cuidado para evitar errores considerables. Ver fig. 1.3.

Es conveniente que la nivelación de tramos largos sea realizada por el mismo observador, en forma continua y sin interrupciones.

Para la mayoría de los trabajos de ingeniería se utiliza una nivelación ordinaria. Visuales hasta de 150 m. y lecturas del estadal con aproximación de 3 a 5 mm.

1.4 Planimetría y altimetría simultáneas

La representación del terreno, con todas sus formas y accidentes, tanto en su posición horizontal como en sus alturas, se logra cuando a un plano se le agregan simultáneamente curvas de nivel. Estas curvas se utilizan para representar en planta y elevación al mismo tiempo, la forma o configuración del terreno. En la construcción de una subestación eléctrica se puede aplicar esta representación puesto que es de mucha utilidad para conocer el relieve del terreno y poder aplicarla en el diseño.

Es útil saber la posible orientación que toma el agua pluvial así como la cantidad de suelo en corte y relleno del movimiento de tierras.

En el caso de una subestación eléctrica se coloca arbitrariamente un banco de medida o BM, que sirve de referencia para las cotas en la subestación. De preferencia este banco de medida se coloca en un lugar que sea casi imposible moverlo.

Para que sea más objetiva la representación del relieve, el espaciamiento de las curvas debe ser constante. Para una subestación eléctrica, se pueden espaciar las curvas cada medio metro para lograr mayor exactitud en el cálculo de corte y relleno.

Teniendo las curvas de nivel de una zona, se pueden obtener los perfiles ó secciones del terreno según un trazo requerido. Para conocer la configuración del terreno se aplica el procedimiento conocido por método de secciones transversales.

1.4.1 Método de secciones transversales

Este procedimiento consiste en trazar uno o más polígonos de apoyo por los lugares convenientes de la zona a levantar, después se obtienen los perfiles o secciones del terreno, cubriendo el área de la subestación. Cuanto más cerrado se haga el seccionamiento, menos detalles se escapan, y más fiel resulta la representación del terreno. En el caso de una subestación eléctrica, las secciones deben estar a 5 metros de separación entre ellas; si el terreno es bastante plano se puede hacer a cada 10 metros.

La secuencia del trabajo de campo será entonces así:

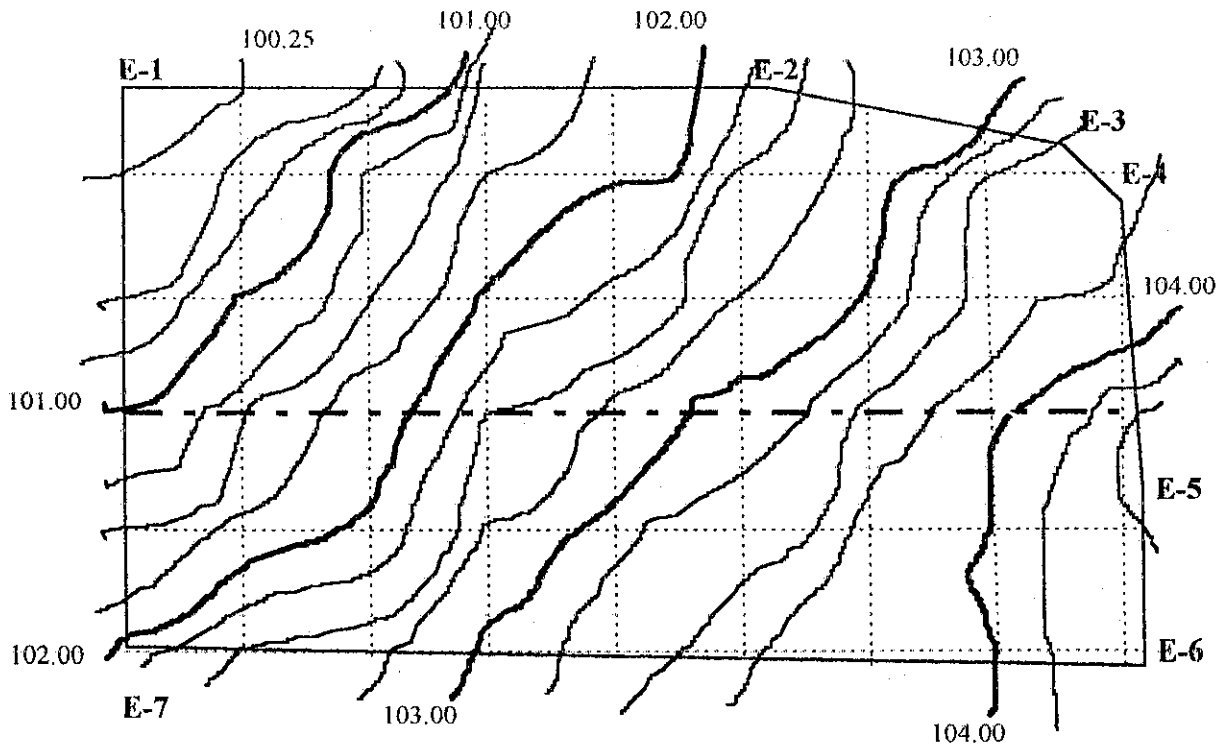
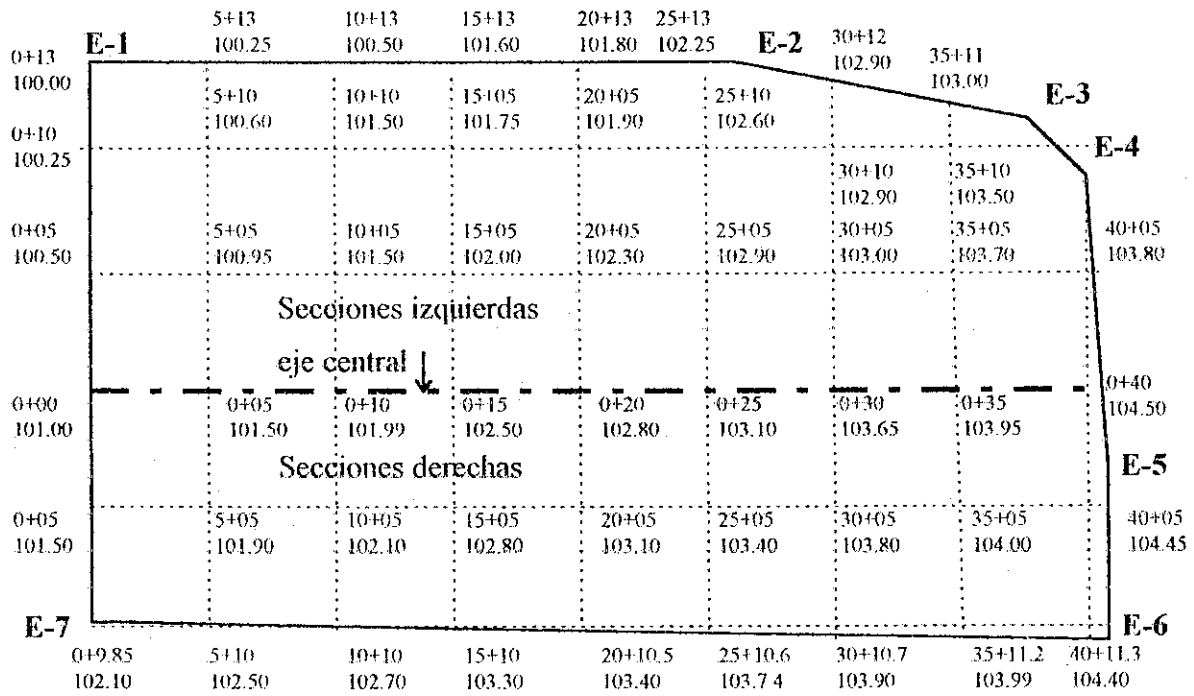
- a) Se traza el polígono de apoyo, marcado a intervalos para poder obtener su perfil.
- b) Se nivela el perfil del polígono para obtener las cotas de todos los puntos. Como se observo en el procedimiento mencionado anteriormente en la sección 1.3.3
- c) Se trazan secciones transversales en todos y cada uno de los puntos del polígono. El punto de partida para obtener cada sección, es el del polígono.

A veces se hace necesario el trazo de secciones especiales para cubrir vacíos o detalles especiales. Si se interceptan dos secciones, se utilizan las cotas para comprobar la exactitud del trabajo.

La nivelación debe realizarse con un nivel fijo, cuando la nivelación es de precisión, el terreno plano y la zona a configurar no excede la capacidad de medida del lente.

Cuando la nivelación es de gran extensión, se recomienda efectuarla con un nivel de mano ya que el aparato en este caso es el mismo observador y puede trasladarse rápidamente. Se recomienda que el observador esté ubicado en la parte alta del perfil cuando está tomando datos.

Figura 1.4 Método de secciones transversales



La dirección en que se avanza es normal al lado del polígono, puede simplemente estimarse, parándose en el punto donde va a seccionar, con los brazos abiertos según la línea del polígono, y al cerrarlos, las dos manos juntas apuntarán a la normal, y entonces se toma una referencia lejana cualquiera, para conservarse alineado hacia ella siempre que se desplace. Cuando la sección no sea normal al lado del polígono, el ángulo que formen se mide con brújula.

Como el alineamiento en esta forma no queda exactamente perpendicular, la desviación aumenta conforme se aleja del polígono. Para no cometer errores fuertes debe limitarse a un alejamiento máximo del polígono de 100 m.

Entonces, como máximo, se podrá cubrir por este sistema una franja de 200 m. de ancho. Cuando la zona que se requiere configurar tiene mayor amplitud, será necesario llevar polígonos auxiliares trazados convenientemente, para que con sus respectivas fajas configuradas se cubra toda el área.



2. SUELOS

El **suelo** es una delgada capa sobre la corteza terrestre, de material que proviene de la desintegración o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de la actividad de los seres vivos, que sobre ella se asientan.

La mecánica de suelos tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos, sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable.

2.1 Tipos principales de suelos

Los términos principales que usan los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento, y los otros componentes se usan como adjetivos.

A las gravas y a las arenas se les llama suelos de grano grueso, y a los limos y a las arcillas suelos de grano fino.

2.2 Características del suelo

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia en el estudio de la mecánica de suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad. Estas características se explican a continuación y son de importancia para la construcción de subestaciones, ya que por el conocimiento de ellas, se puede preparar la superficie adecuada para las mismas.

2.2.1 Peso volumétrico de un suelo (γ)

Es el peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, generalmente se expresa en kg./m^3 . El peso volumétrico aparente se encuentra al considerar el volumen de vacíos formando parte del suelo.

2.2.2 Peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$)

Es el peso volumétrico aparente de él, tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno a peso constante. El peso volumétrico aparente se encuentra al considerar el volumen de los vacíos formando parte del suelo.

2.2.3 Densidad

La densidad absoluta de un cuerpo es la masa de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La densidad aparente es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos.

2.2.4 Densidad relativa

Es la relación de la densidad de un suelo con la densidad absoluta del agua destilada a una temperatura de 4° C. Así pues, en un suelo, la densidad relativa del mismo se define como la relación de la densidad absoluta o aparente promedio de las partículas que constituyen el suelo, a la densidad absoluta del agua destilada, a 4° C, que tiene un valor de 1 g/cm.

2.2.5 Absorción

Es la determinación de la absorción de un material en 24 horas. Para ello, una muestra seleccionada del agregado grueso retenido en la malla de 3/8" se sumerge en agua durante 24 horas. Al final de este tiempo deberá extraerse el material del agua y proceder a su secado superficial, mediante un lienzo absorbente. En estas condiciones de saturación se determina el peso de la muestra Ph. Luego se pone a secar la muestra al horno aproximadamente 24 horas y se obtiene el peso seco Ps y se calcula la absorción por la fórmula.

$$\% A = ((Ph - Ps)/Ps) \times 100$$

El resultado obtenido por medio del método explicado sirve para compararlo con el que marque la especificación correspondiente al uso que se la vaya a dar al material y saber si satisface o no las necesidades a las que se han de ajustar sus normas aplicadas.

2.2.6 Granulometría

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el proceso más expedito es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo. Esto es de vital importancia ya que de ello podemos partir para lograr el conformar el suelo y llegarlo al valor soporte deseado para cargas pesadas.

2.2.7 Estructura

Es sabido que los suelos están formados por gran cantidad de elementos de composición mineralógica diversa, también de diversos tamaños y formas, constituyendo la estructura del suelo; es decir, la estructura es la distribución y orden de las partes de un cuerpo. Se deben distinguir tres tipos de estructuras: granular, apanalada y flocculenta.

2.3 Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia equivale a su vez, a la suma de dos componentes, fricción y cohesión. La resistencia friccional surge de la irregularidad de los contactos entre partículas y es proporcional a la fuerza perpendicular entre ellas. La cohesión, que es la resistencia máxima a la tensión del suelo, es resultado de las fuerzas de atracción que hay entre gránulos en contacto íntimos y no depende de la presión normal.

2.3.1 Fricción normal

La fricción pura de coulomb equivale a la simple resistencia a la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geoméricamente como el ángulo de fricción interna ϕ , donde $\tan \phi = f$, es el coeficiente de fricción interna. Entonces la componente friccional de la resistencia a la cortante, t máx. de una masa de suelo, equivale a $N \tan \phi$, donde N es la fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa.

2.3.2 Cohesión

Es la máxima resistencia del suelo a la tensión, resultado de la compleja interacción de muchos factores, como: la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdadera cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas. Los suelos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial.

La capacidad de carga se expresa de distinta forma según el tipo de cimentación que se esté utilizando. No basta con la capacidad de apoyo de suelo y los cimientos para basar el diseño de una cimentación; es indispensable que también se limiten los asentamientos. La capacidad de soporte del suelo para una subestación deberá estar entre 15 y 18 ton/m² para un rango aceptable de utilización del suelo.

2.4 Exploración del suelo

La exploración del suelo es de los principales factores para cualquier tipo de construcción; depende de la capacidad de carga del suelo, de sus características mecánicas y del tipo de proyecto de ingeniería a realizar. Este estudio previo a la construcción es necesario para saber qué sistema y procedimiento de construcción se va a seguir; se hará la exploración del suelo en toda el área que será ocupada por la cimentación o que la afecte directa o indirectamente y en toda la profundidad a que llegará la influencia de dicho elemento sustentante.

Se debe efectuar un estudio de suelos, con las muestras necesarias para obtener una información confiable. Existen diversas formas de explorar el suelo dependiendo de las características que se presenten en obra.

Técnicas de exploración: los tipos principales de sondeo que se utilizan para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

2.4.1 Métodos exploratorios de carácter preliminar:

- Pozos a cielo abierto
- Perforación con posteadora, barrenos helicoidales o similares
- Métodos de lavado
- Perforaciones en boleos y gravas

2.4.2 Métodos geofísicos.

- Sísmico
- De resistividad eléctrica
- Magnético y gravimétrico

2.4.3 Métodos de sondeo definitivos.

- **Pozos a cielo abierto con muestras alteradas e inalteradas:** este método se utilizó en el diseño de la subestación que se trata en el capítulo 5. Este método es el más apropiado para la construcción en general con cimentaciones que soportan gran peso ya que las muestras permiten hacer un estudio completo de suelos.
- Métodos con tubo de pared delgada
- Métodos rotatorios para roca.

Pozos a cielo abierto: consiste en excavar un pozo de 1 a 1.50 metros de diámetro y hasta la profundidad necesaria. El pozo permite que el técnico pueda bajar y examinar los diferentes estratos del suelo en estado natural, así como puede darse cuenta de las condiciones de humedad que reinan en dichos estratos.

En estos pozos pueden tomarse muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

2.4.4 Elección del método para la exploración del suelo

La naturaleza del depósito de suelo es un factor importante en la determinación del método de exploración más conveniente. Si por ejemplo, la cimentación de una estructura se va a desplantar sobre un manto relativamente homogéneo de arcilla, puede justificarse una cantidad considerable de pruebas en muestras inalteradas, debido a que los resultados de las mismas permiten predecir con relativa seguridad tanto el monto como la velocidad del asentamiento.

Por otra parte, si se va a localizar la estructura sobre un depósito compuesto de bolsas y lentes de arena, limo y arcilla, no se justifica un programa de pruebas muy extenso, porque la información adicional que proporciona es insignificante .

La magnitud y carácter del método de exploración debe elegirse considerando la importancia de la obra. Si el costo de la construcción es pequeño no puede justificarse económicamente un programa de exploración extenso. Es más barato aprovechar cualquier información disponible y usar un factor de seguridad liberal en el proyecto.

Finalmente, la exploración del suelo debe elaborarse por etapas, conforme se acumula la información. Por este procedimiento puede obtenerse el máximo de información con un gasto mínimo, y la exploración puede terminarse después de recabar la cantidad adecuada de datos.

Exploración detallada: cuando la exploración preliminar no proporciona suficiente información para el proyecto o construcción, es necesario proseguir las investigaciones. Los métodos se elegirán para obtener la información más adecuada al menor costo.

En algunas obras en que las estructuras son de gran importancia o que las condiciones de la cimentación presentan excepcionales dificultades, puede requerirse tener muestras inalteradas de gran diámetro de los estratos críticos, para efectuar pruebas de carga, para hacer pruebas de bombeo en el campo, o para hacer otras pruebas especiales. Como estos estudios son siempre costosos, solamente deberán emprenderse para investigar cuestiones específicas que con los procedimientos baratos no pueden resolver.

Número y profundidad de los sondeos: el número y profundidad de los sondeos se deben definir de forma apropiada para obtener muestras representativas del suelo en estudio, la profundidad de los sondeos, se elige de acuerdo a la importancia de la obra, cargas, profundidad influenciada por las presiones transmitidas etc., para realizar el perfil estratigráfico del mismo.

2.5 Compactación

Se entiende por compactación de los suelos el incremento artificial de su peso específico seco, por medios mecánicos. Se debe tener cuidado en el proceso de compactación para obtener la combinación óptima de propiedades ingenieriles deseables para el problema con el mínimo costo. Para hacer esta selección necesita conocer las relaciones entre el comportamiento del suelo y los detalles de puesta en obra del suelo que se trate. Esta información se deduce de los principios de la compactación de pruebas de laboratorio y pruebas de campo.

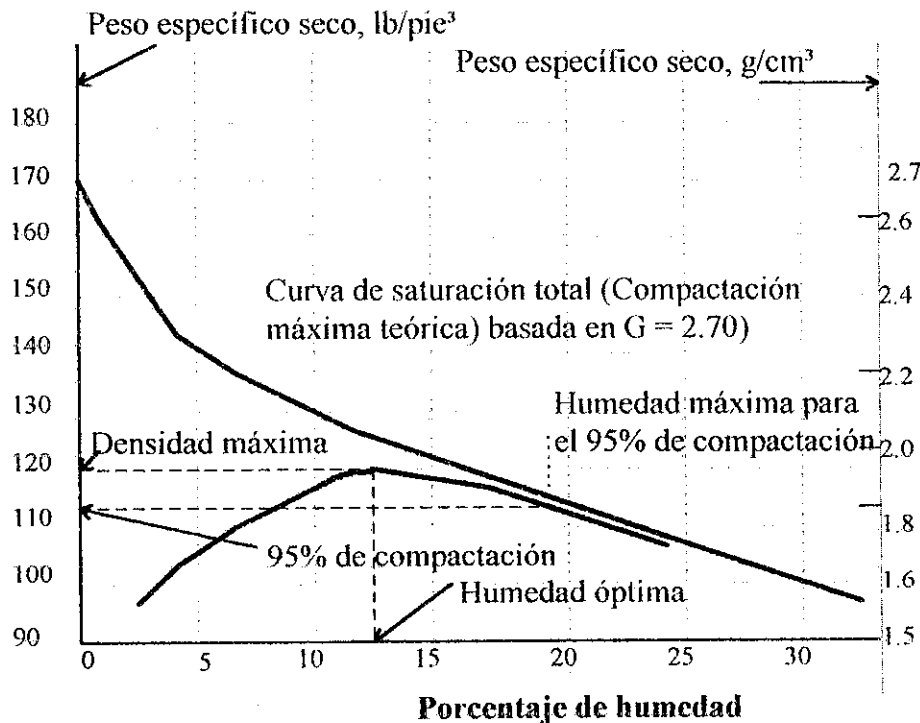
Es muy importante aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los mismos, no fue reconocida ampliamente sino hasta la aparición del rodillo pata de cabra en 1906. Sin embargo, fue hasta 1933, año en el que R.R. Proctor publicó sus investigaciones sobre este tema, cuando se conocieron los factores que intervienen en la compactación. Proctor encontró que aplicando a un suelo cierta energía para compactarlo, el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de humedad según una curva, como la de la figura 2.1 que a continuación se verá en la cual se puede observar la existencia de un grado de humedad con el cual se obtiene el peso volumétrico máximo para ese suelo y esa energía de compactación.

A la abscisa y ordenada de ese punto máximo se les denomina humedad óptima, W_o , y peso volumétrico seco máximo, γ_s máx, respectivamente.

2.5.1 Relación entre humedad y el peso específico

La importancia de la humedad del suelo para asegurar la compactación se ilustra en los siguientes experimentos. Una muestra de suelo se separa en seis y ocho porciones; cada porción se mezcla íntimamente con diferentes cantidades de agua, de manera que cada una tenga diferente humedad, variando ésta desde cero hasta un punto intermedio entre los límites líquido y plástico. Cada porción se compacta en un depósito con exactamente el mismo esfuerzo de compactación; la humedad y el peso de los sólidos por metro cúbico de suelo compactado, que se denomina corrientemente peso específico seco y se denota por γ_d , se determina por:

Fig. 2.1 Curva humedad-peso específico



$$\gamma_d = W_s/V$$

$$\gamma_d = \gamma / (1+W)$$

W_s	=	Peso del suelo seco
γ_d	=	Peso específico seco
V	=	Volumen
γ	=	Densidad específica
W	=	Peso del suelo

Luego se dibuja un gráfico con las humedades como abscisas y los pesos específicos secos como ordenadas, la curva que resulta será similar a la de la figura 2.1. Se observa en este gráfico que hay una determinada humedad llamada humedad óptima, para la cual el peso específico seco es máximo, para el método particular de compactación que se haya usado. En un suelo determinado, cuanto mayor es el peso específico seco, menor es la relación de vacíos, cualquiera que sea la humedad; así pues, el peso específico seco máximo es justamente otra manera de expresar la relación de vacíos mínimo o la porosidad mínima.

2.5.2 Energía de compactación

Si un segundo grupo de muestras de suelo se prepara con diferentes humedades, como se ha descrito anteriormente y se compacta con una energía diferente, se obtendrá una curva similar de humedad-peso específico seco; pero, con humedad óptima y peso específico máximo diferentes. Cuanto mayor es la energía, mayor es el peso específico seco, pero con humedad óptima y peso específico máximo diferentes. Cuanto mayor es la energía, mayor es el peso específico máximo y más baja la humedad óptima.

La relación entre la energía de compactación y el peso específico seco máximo; no es una relación lineal y se necesita un gran aumento en la energía para producir un pequeño aumento en el peso específico. La manera como se aplica la energía tiene un efecto significativo en el peso específico; en los suelos no cohesivos, así como en la roca triturada o partida, la vibración, que reduce la fricción entre los granos, es particularmente efectiva; en los suelos cohesivos, la presión que flexa y fuerza los granos a tomar nuevas posiciones, es mejor. Un gran número de aplicaciones de pequeñas presiones no es tan efectivo como el mismo esfuerzo total aplicado en una sola vez, porque las fuerzas pequeñas no pueden vencer la resistencia de cohesión para mover los granos, no importa la frecuencia con que se apliquen. La duración del esfuerzo influye a veces en el peso específico obtenido. En los suelos de grano grueso, el esfuerzo neutro que se opone a la compactación cuando la humedad es alta, no se puede desarrollar si la energía de compactación se aplica tan lentamente que el agua pueda drenar. En algunas arcillas, una aplicación rápida de la energía de compactación parece que moviliza la resistencia viscosa del agua y es menos efectiva que si dicha energía se aplica lentamente.

2.5.3 Pruebas de compactación

Se ha establecido un número de normas arbitrarias para determinar las humedades óptimas y los pesos específicos máximos, que representan las diferentes energías de compactación, tal como se aplican con el equipo mecánico empleado en la construcción con suelo. Las más simples y usadas son las pruebas PROCTOR, así llamadas por su autor R. R. PROCTOR, que fue el que primero desarrolló el concepto de humedad óptima-peso específico máximo.

PROCTOR NORMAL: (ASTM D 698, AASHO T 99. British Standard 1377, 1948): Veinticinco golpes con un pisón que pesa 5.5 libras, cayendo de una altura de 12 pulgadas, en cada una de las tres capas iguales de material colocado en un molde cilíndrico de 4 pulgadas de diámetro y 1/30 pie cúbico de capacidad, (Si el suelo contiene muchas partículas mayores que las

que pasan por el tamiz número 4, el cilindro tendrá 6 pulgadas de diámetro y la misma altura y los golpes se aumentarán a 55 por cada capa). La energía es de 12,400 libras/pie por pie cúbico, que es comparable a la que se obtiene con equipos de compactación ligeros o con un apisonado completo.

PROCTOR MODIFICADO: (ASTM D 1557. AASHO modificada). Veinticinco golpes con un pisón que pesa 10 libras, cayendo de una altura de 18 pulgadas, en cada una de las cinco capas iguales de material colocado en un molde cilíndrico de 4 pulgadas de diámetro y 1/30 de pie cúbico de capacidad. (Si el suelo contiene muchas partículas mayores que las que para por el tamiz número 4, el cilindro tendrá 6 pulgadas de diámetro y la misma altura y los golpes se aumentarán a 55 por cada capa). El esfuerzo es de 56,200 libras/pie por pie cúbico, que es comparable al que se obtiene con los equipos de compactación más pesados, en condiciones favorables de trabajo.

Estas pruebas de laboratorio están limitadas a suelos con partículas de tamaño más fino que 2 cm; para materiales más gruesos, como rocas partidas y gravas, es necesario hacer ensayos pilotos en obra a escala natural.

2.5.4 Porcentaje de compactación. Compactación relativa

Es el término utilizado para comparar el suelo compactado in situ con la curva de compactación de laboratorio. La compactación relativa se define como:

$$\text{Comp. Rel.} = \frac{\text{Densidad del suelo compactado en el campo}}{\text{Densidad máxima del laboratorio}} \times 100$$

y puede ser mayor o menor que 100 %. Por ejemplo, un proyecto particular puede especificar que el suelo alcance el 90 % de compactación relativa, si la densidad seca máxima es de 18.5 kN/m³, el peso unitario de campo es:

$$18.5 \times 0.9 = 16.55 \text{ kN/m}^3$$

2.5.5 Evaluación de los materiales

La evaluación de los materiales incluye la determinación de la cantidad y calidad de los materiales disponibles, las pruebas de los suelos para determinar sus propiedades físicas, cuando estén compactados y el grado de compactación que deba usarse en la construcción.

2.6 Conformación de plataformas

Es indispensable para la conformación de plataformas, conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo a trabajar para obtener resultados satisfactorios al tipo de construcción a efectuar.

2.6.1 Evaluación preliminar del suelo

Se hace una evaluación preliminar del suelo basada en experiencias anteriores, el Sistema Unificado (tabla 2.1) y el sistema de caminos.

2.6.2 Estudio de compactación

En los suelos que por el reconocimiento de campo y la clasificación se estime que son aprovechables y apropiados para relleno se toman muestras nuevamente para obtener suficiente material (25 ó 50 kg) para hacer ensayos más extensos. Algunas veces, con el objeto de evitar la duplicidad en la toma de muestras, se toman de primera intención muestras representativas mayores; pero, la manipulación y el transporte de muchas muestras de 25 ó 50 kg es difícil.

Cada muestra se ensaya para determinar su humedad natural o por humedad de campo y obtener su curva de humedad-peso específico por alguno de los procedimientos estándar; entonces se preparan muestras con diferentes porcentajes del peso específico máximo, como 92, 95 y 97 por ciento, generalmente con la mayor humedad compatible con el grado de compactación.

Se puede hacer pruebas de retractación y expansión sumergiendo en agua muestras compactas y determinando el porcentaje de aumento de volumen y secándolas para determinar el porcentaje de reducción de volumen. La suma de los porcentajes de aumento y disminución de volumen se llama **porcentaje de cambio de volumen**. Los rellenos hechos con suelo que tengan un cambio de volumen mayor de 5 por ciento pueden requerir un tratamiento especial para impedir que su humedad cambie tanto que produzca daños por expansión o retractación.

Se puede hacer pruebas de resistencia y consolidación de muestras compactadas reproduciendo las peores condiciones posibles en la obra. A menos que se este seguro que el suelo nunca llegará a estar saturado, las pruebas se hacen después de empapar el suelo compactado con agua bajo la futura carga de confinamiento o saturado el suelo bajo contrapresión. Los resultados de los ensayos se pueden presentar sobre el gráfico de coordenadas de humedad-peso específico en forma de curvas de nivel de asentamiento bajo una carga dada o curvas de igual resistencia bajo una presión de confinamiento dada, como se muestra en la figura 2.2 o como función del peso específico. Ver fig. 2.3

2.6.3 Grado de compactación

La selección final del suelo depende de su disponibilidad, características de compactación, costo de excavación y transporte. El peso específico que se especifica es el porcentaje mínimo del peso específico seco máximo que dé la resistencia e incompresibilidad necesarias, bajo las peores condiciones posibles futuras de humedad. La tabla 2.2 como instrumento de orientación, antes que se disponga de los datos de las pruebas del suelo.

Fig. 2.2 Curva humedad-peso específico para diferentes energías de compactación

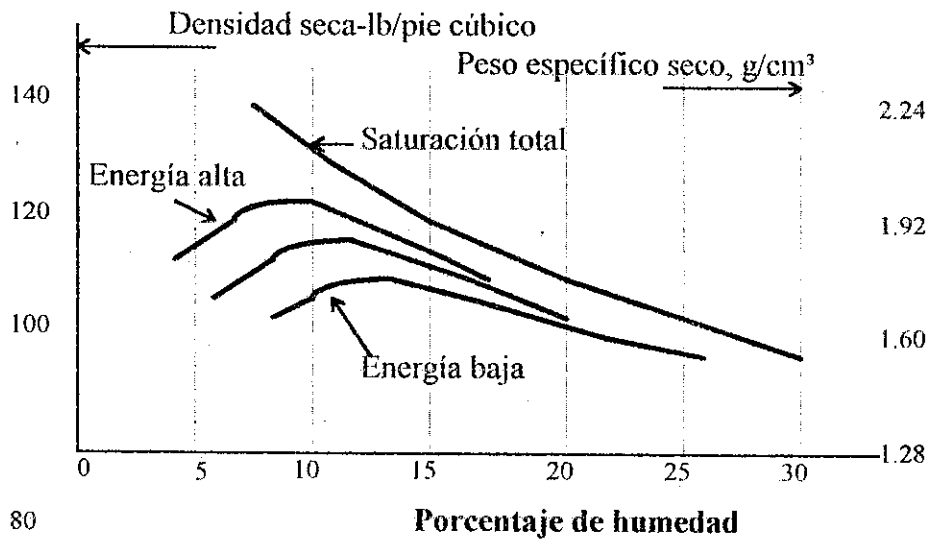
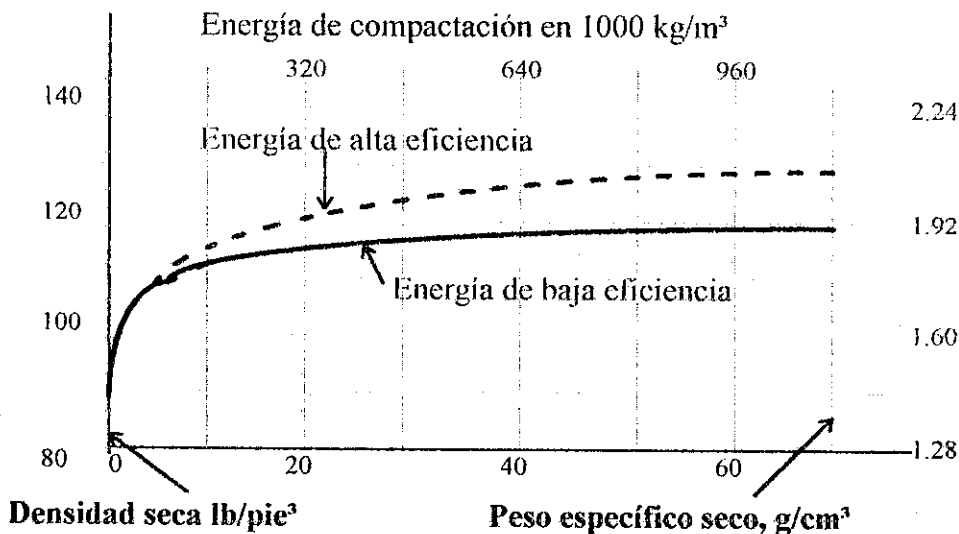


Fig. 2.3 Curva humedad-peso específico máximo



La cantidad de humedad del suelo que se usa en la construcción debe ser compatible con el porcentaje de compactación específica. Alguna indicación de la variación de la humedad se puede ver en la curva humedad-peso específico. Si se quiere un alto porcentaje de compactación, la fluctuación en humedad es pequeña; si el porcentaje es bajo, la fluctuación es más amplia. La horizontal correspondiente a la compactación requerida y la pata de la curva de humedad-peso específico adyacente a la curva de compactación, se indica en la figura 2.1. Este límite, o humedad de 1 ó 2 por ciento debajo, se especifica algunas veces para impedir intentos inútiles al compactar cuando el suelo está demasiado húmedo. Aun límites inferiores para máxima

humedad, como el óptimo, se especifican algunas veces para evitar el aumento del esfuerzo neutro por compactación.

2.6.4 Características de compactación de los suelos

La compactación de una plataforma de suelo produce una reorientación de las partículas o por la distorsión de las partículas y sus capas absorbidas. En un suelo no cohesivo la compactación ocurre mayormente por la reorientación de los granos para formar una estructura más densa. La presión estática no es muy efectiva en este proceso porque los granos se acunian unos contra otros y resisten el movimiento. Si los granos se pueden liberar momentáneamente, las presiones, aún las ligeras, son efectivas para forzarlos a formar una distribución más compacta. Tanto la vibración como el choque son útiles para reducir el acunamiento de los granos y facilitar la compactación. El agua que fluye también reduce el rozamiento entre las partículas y hace más fácil la compactación.

En los suelos cohesivos la compactación se produce por la reorientación y por distorsión de los granos y sus capas absorbidas. Esto se logra por una fuerza que sea lo suficientemente grande para vencer la resistencia de cohesión o las fuerzas entre las partículas. La vibración y el choque ayudan poco, pues aunque producen fuerza dinámica además de la estática, ésta es grandemente neutralizada por el aumento de la resistencia de cohesión que acompaña a la carga dinámica.

Para obtener la máxima eficiencia, la fuerza de compactación debe ser lo suficientemente grande para distorsionar las partículas y mover los granos individuales, pero no tan grande como para cortar la masa. En los suelos no cohesivos la resistencia depende del confinamiento y éste se puede proporcionar aplicando la carga en una amplia área. En los suelos cohesivos la resistencia depende de la relación de vacíos y de la humedad y es mayormente independiente del confinamiento.

Para lograr una compactación eficiente en los suelos no cohesivos se requiere una fuerza moderada aplicada en una amplia área o choque y vibración. La compactación eficiente en los suelos cohesivos requiere presiones más altas para los suelos secos que para los húmedos, pero el tamaño del área cargada no es crítico. La eficiencia se mejora aumentando la presión durante la compactación a medida que el peso específico y la resistencia aumentan.

2.6.5 Métodos de compactación

Se usan muchos métodos diferentes de compactación; cada uno tiene aplicaciones y limitaciones, que deben ser comprendidas por el ingeniero. En muchos trabajos los constructores se quejan de que no es posible lograr el grado de compactación especificado, cuando lo que sucede realmente es que el equipo usado no es el adecuado o no se ha usado correctamente, siendo ésta la causa de la falta de compactación. Muy frecuentemente los datos disponibles del funcionamiento del equipo de compactación no definen las condiciones del trabajo o las características del suelo con suficiente exactitud para que el ingeniero pueda juzgar si el equipo trabajará correctamente en la nueva obra; por lo tanto, el ingeniero debe estudiar el comportamiento mecánico del equipo y, si tiene dudas, hacer pruebas del funcionamiento del mismo.

Tabla 2.1 Características y valores del sistema unificado de clasificación de suelos para construcciones con suelos

Clase (1)	Características de compactación (2)	Max. peso específico seco, Proctor Nor kg/m ³ lb/pie ³	Compresibilidad y expansión	Compresibilidad y permeabilidad	Valor como material de terraplen	Valor como subrasante no sometidas a heladas	Valor como capa de base	Valor como pavimento temporal Con paliati-vo para el polvo Bituminoso
GW	Buena: tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	2000 - 2160 (125 - 135)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Muy acceptable	Excelente	Buena	Excelente
GP	Buena: tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	1840 - 2000 (115 - 125)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Deficiente a acceptable	Deficiente
GM	Buena: llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1920 - 2160 (120 - 135)	Ligera	Drenaje def., semipermeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Acceptable a deficiente	Deficiente a acceptable
GC	Buena a acceptable: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1840 - 2080 (115 - 130)	Ligera	Drenaje def. impermeable	Razonablemente estable	Buena	Buena a acceptable	Excelente
SW	Buena: tractor, llantas de goma o cilindro apisonador vibratorio	1760 - 2080 (110 - 130)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Muy estable	Buena	Acceptable a deficiente	Buena
SP	Buena: tractor, llantas de goma o cilindro apisonador vibratorio	1600 - 1920 (100 - 120)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Razonable estable y denso	Buena a acceptable	Deficiente	Deficiente a acceptable
SM	Buena: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1760 - 2000 (110 - 125)	Ligera	Drenaje def. impermeable	Razonable estable y denso	Buena a acceptable	Deficiente	Deficiente a acceptable
SC	Buena a acceptable: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1680 - 2000 (105 - 125)	Ligera a mediana	Drenaje def. impermeable	Razonablemente estable	Buena a acceptable	Acceptable a deficiente	Excelente
ML	Buena a deficiente: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1520 - 1920 (95 - 120)	Ligera a mediana	Drenaje def. impermeable	Estabilidad deficiente	Acceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente
CL	Buena a acceptable: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1520 - 1920 (95 - 120)	Mediana	No hay drenaje, impermeable	Buena estabilidad	Acceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente
OL	Buena a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1280 - 1600 (80 - 100)	Mediana a alta	Drenaje def. impermeable	Inestable no debe usarse	Deficiente	Inadecuado	Inadecuado
MH	Acceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1120 - 1520 (70 - 95)	Alta	Drenaje def. impermeable	Estabilidad deficiente	Deficiente	Inadecuado	Malo
CH	Acceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1280 - 1680 (80 - 105)	Muy alta	No hay drenaje, impermeable	Estab. aceptable.	Deficiente a malo	Inadecuado	Inadecuado
OH	Acceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra	1040 - 1600 (65 - 100)	Alta	No hay drenaje, impermeable	Inestable, no debe usarse	Malo	Inadecuado	Inadecuado
PT	Inadecuado		Muy alta	Drenaje acceptable a def.	No debe usarse	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado

Tabla 2.2 Condiciones provisionales para la compactación
Clases de suelos del sistema unificado

Clase de suelo	Compactación requerida, porcentaje de proctor normal máximo		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	---	96	93
MH	---	97	93
CH	---	---	93
OH	---	97	93
Clase 1: Más de 2.50 m. de relleno que soporta edificios de 1 ó 2 pisos. Más de 1.00 m. de subrasante bajo pavimentos. Más de 0.30 m. de relleno bajo pisos. Presas de tierra de menos de 30 m. de altura.			
Clase 2: Partes más profundas de rellenos bajo edificios. Partes más profundas (hasta 10 m.) de relleno bajo pavimentos o pisos. Presas de tierra de menos de 30 m. de altura.			
Clase 3: Todos los demás rellenos que requieran algún grado de resistencia o incompresibilidad.			

Los métodos de compactación se clasifican generalmente en tres tipos:

- a) Apisonamiento
- b) Vibración
- c) Estático

Cada tipo produce un tipo de esfuerzo de compactación. La diferencia entre la acción apisonadora y la vibratoria es básicamente su amplitud y el número de golpes en un período de tiempo dado ó frecuencia. La fuerza de impacto también es un factor ya que una acción de apisonadora generalmente tiene más impacto que una acción vibratoria.

a) **El apisonado:** es el método más antiguo de compactación. Al apisonar se ejerce una presión momentánea al producirse el choque y alguna vibración y debido a esta doble acción es efectivo, tanto en los suelos cohesivos como en los no cohesivos. El pisón de mano una maza de hierro o una piedra que pese de 3 a 4 kg, es el más simple, pero el esfuerzo de compactación es tan pequeño que

las capas de suelo deben ser de 3 a 8 cm. de espesor y con una humedad de 2 a 4 por ciento por arriba de la óptima de la prueba proctor estándar; además, la operación es lenta. Los pisones neumáticos son más rápidos, pero sólo ligeramente más efectivos para producir una alta compactación.

b) Vibración: los pisones que saltan son movidos por un motor de gasolina que los hace rebotar elevándolos en el aire y dejándolos caer sobre el suelo. El pisón Barco Rammer pesa 100 kg y salta a una altura de 45 cm. y el golpe que produce es capaz de compactar el suelo en capas de 15 a 30 cm. de espesor a la máxima densidad Proctor estándar con la humedad óptima.

c) El rolado: produce una presión que se aplica durante un tiempo relativamente corto que depende de la velocidad del rodillo compactador. El rodillo de patas de cabra consiste en un cilindro de acero con patas salientes. Con esta máquina se aplica una presión estática alta en un área reducida, de 45 a 60 centímetros cuadrados o un diámetro equivalente de 7.5 a 9 cm. La presión ejercida depende el número de patas que al mismo tiempo hacen contacto con la tierra y del peso del cilindro que se puede variar cambiando el lastre de agua o arena húmeda en el cilindro. Aunque las presiones pueden ser tan bajas como 7 kg/cm² y tan altas como 84 kg/cm². La mayoría de los equipos que se usan actualmente caen en dos categorías: ligeros, con presiones entre 10 y 20 kg/cm² y medianos, con presiones entre 25 y 50 kg/cm².

2.6.6 Equipo para compactación

Tabla 2.3 Especificaciones de compactadoras según el tipo de suelo

Tipo de Compactadora	Más adecuado en suelos	Peso Máx. / Ton.
Tándem, acero 2-3 ejes	Limo arenoso, la mayoría de materiales granular, algo de arcilla aglutinadora	16
Rodillos de rejilla y apisonadores	Arcillas, grabas, limos con arcilla aglutinadora	20
Neumático, de llantas chicas	Limos arenosos, arcillas arenosas, arenas con grava y arcillas, pocos finos	12
Neumático, de llantas grandes	Todos (Si es económico)	50
Pata de cabra	Arcillas, limos arcillosos, arcillas limosas, gravas con arcilla aglutinadora	20
Vibratorios	Arenas, limos arenosos, arenas limosas	30
Combinaciones	Todos	20

2.6.7 Control de calidad

La compactación que debe obtenerse en los terraplenes se expresa en porcentaje de la densidad máxima. Por ejemplo, 90% de compactación significa que el suelo colocado en el campo debe tener una densidad del 90% de la máxima obtenida en el laboratorio. El contenido de humedad no debe variar en más o en menos del 3% del óptimo. Para obtener la compactación apropiada en la obra, se debe controlar la humedad y el esfuerzo de compactación se debe aplicar en todo el material movido.

El método de arena calibrada se utiliza para determinar la densidad en la obra. Se perfora o se excava un agujero a toda la profundidad del material que se va a compactar. Toda la tierra sacada del agujero se pesa y se guarda una muestra para determinar la humedad. Luego, se llena el agujero con arena seca de densidad conocida. Se determina el peso de la arena utilizada para llenar el agujero y se utiliza para calcular el volumen del agujero. Las características del suelo se calculan con:

$$V = W\alpha / (\gamma\alpha)$$

$$\%H = 100(W_w - W_s) / W_s$$

$$\gamma = W / V$$

$$\gamma_s = \gamma / (1 + \%H)$$

$$\%C = 100 (\gamma_s) / \gamma_{\text{máx. s}}$$

En donde:

V	=	Volumen del suelo, en pie ³ .
W α	=	Peso de la arena para llenar el agujero, en libras.
$\gamma\alpha$	=	Densidad de la arena, en libras / pie ³ .
%H	=	Contenido de humedad en porcentaje.
W _w	=	Peso del suelo húmedo, el libras.
W _s	=	Peso del suelo seco, en libras.
W	=	Peso del suelo, en libras.
γ	=	Densidad en obra, en libras / pie ³ .
γ_s	=	Densidad en seco.
$\gamma_{\text{max s}}$	=	Densidad máxima en seco.
%C	=	Porcentaje de compactación.

Para encontrar la densidad máxima, se traza una curva de densidad - humedad, similar a la figura 2.1 y corresponde a la humedad óptima. En la tabla 2.3 se lista la compactación recomendada para rellenos.

Tabla 2.4 Compactación recomendada para rellenos

Densidad en seco (lb / pie ³)	Compactación Recomendada %
Menos de 90	-----
90 - 100	95 - 100
100 - 110	95 - 100
110 - 120	90 - 95
120 - 130	90 - 95
Más de 130	90 - 95



3. CIMENTACIONES

La cimentación o subestructura es un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, o superestructura, y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya. Para que eso se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la construcción misma o en las vecinas o en las instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación.

El diseño de cimentaciones es una actividad en que se traslapan las especialidades de Mecánica de Suelos y Estructuras. Una parte esencial del diseño consiste en definir, de manera compatible con el costo, cuáles son los estratos de suelo más adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura, cuál es la forma de la subestructura que mejor se presta a realizar dicha transmisión y cuál es el procedimiento de construcción más apropiado.

Uno de los factores importantes en definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo o compactación que pueden presentarse; especialmente en lo que respecta al efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes. Influye, además, de manera preponderante la disponibilidad de equipo y la experiencia local en los diferentes tipos de cimentación.

El diseño propiamente dicho de la cimentación incluye:

- El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- La revisión de la capacidad de carga del suelo y de hundimientos que se producen por las cargas debidas a los movimientos de los apoyos. Para el caso de diseño de subestaciones se deberá tomar en cuenta que la capacidad de carga del suelo en una subestación no deberá ser menor de 16 a 17 ton/m².
- El dimensionamiento de la cimentación se toma dependiendo del tipo de estructura y equipo a soportar, para una subestación hay varios tipos de cimientos como se verá en los planos que se muestran en el anexo 1.

En este capítulo se enfatiza en los criterios de cimentación somera por la interacción entre el cimiento y el suelo. Los aspectos de revisión de capacidad de carga del suelo y de cálculo de asentamientos se tocan sólo marginalmente, ya que pertenecen a la mecánica de suelos; asimismo, no se entrará en detalle en los métodos de dimensionamiento de las cimentaciones, ya que éstos están definidos por el tipo de equipo que soportarán más su peso propio. Sin embargo, no deben desligarse los distintos aspectos del problema; por tanto, especialmente en los cimientos, se deben incluir algunas partes del diseño que requieren conocimientos fundamentales de mecánica de suelos y de dimensionamiento de estructuras de concreto.

El comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo subyacente. Por ser este un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que las de los materiales de la estructura. Además, la respuesta de la mayoría de los suelos bajo carga es no lineal desde niveles bajos de esfuerzos y se modifica en forma importante con el tiempo. Finalmente, la distribución de esfuerzos entre suelo y cimentación depende de la interacción entre ambos sistemas, por lo que se hace necesario que en una subestación eléctrica se haga un movimiento de tierras más un relleno estructural de selecto compactado a un 95% como mínimo para asegurar la estabilidad de la estructura y así no sufrir daños en los equipos eléctricos que son de precisión y complejos, cuando se hagan maniobras con el equipo pesado.

Se explica el funcionamiento estructural de las cimentaciones y los fenómenos que determinan su comportamiento. Se proponen procedimientos de análisis y diseño que permiten tener una estimación de las condiciones en donde podría fallar, para así poder tomar factores de seguridad convenientes para la construcción de la cimentación de una subestación eléctrica. Los procedimientos más refinados se presentan sólo conceptualmente y se sugiere, estudiarlos en textos especializados en la materia.

3.1 Clasificación de las cimentaciones

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción y de los equipos. En estos términos, las mismas pueden ser someras o profundas.

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas que son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga de éstos a una área mayor de suelo. **Zapatas aisladas** son las que están bajo una sola columna, **zapatas combinadas** bajo dos o más columnas y **zapatas corridas** bajo un muro o una contratrabe. Otro tipo de cimentación somera está constituido por las losas de cimentación en las que el apoyo se realiza sobre toda el área de la construcción. Estas losas pueden ser planas, sin vigas o con reticulares de vigas, llamadas contratrabes. En ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratrabes y muros de lindero forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes y permiten aprovechar el peso del suelo excavado para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción y aliviar así la presión neta en la superficie de contacto con el suelo. Este tipo de cimentación es bastante utilizado para la construcción de cimientos de subestaciones eléctricas.

Uno de los factores más importantes para el diseño de las cimentaciones es el análisis estructural, el cual consiste en el estudio de las presiones que existen en el sistema suelo-cimiento. Dichas presiones se dividen en: presiones admisibles y presiones actuantes, mencionadas en el inciso 3.3.1 y 3.3.2, respectivamente.

3.2 Asentamiento de las cimentaciones

Todos los cimientos tienden a asentarse. Todos los materiales que se emplean y los suelos que se encuentran en la construcción ordinaria son, en cierto grado, comprensibles bajo la gama de

esfuerzos que inducen casi todas las estructuras. El grado de asentamiento que tolera con seguridad una estructura está en función de la uniformidad de los movimientos, la velocidad de asentamiento y el momento en que éste ocurre, respecto a la secuencia de construcción, aunque no es posible olvidar tampoco la vulnerabilidad de la estructura, que depende del espaciamiento de las columnas, el tipo de construcción y la distancia entre las juntas de expansión.

En general, los asentamientos que provocan perjuicios o daños son aquellos que generan hundimientos diferenciales de los distintos componentes de la edificación y que se prestan después de terminar la obra. Si los demás factores permanecen iguales, la tolerancia de asentamientos diferenciales disminuye conforme se reduce el espaciamiento de las columnas. Es por eso que se debe preocupar el fundir los cimientos de columnas para la estructura, en el mismo tiempo.

Típicamente, las estructuras de concreto coladas en el sitio son más vulnerables a esos movimientos que edificaciones de acero.

Cuando se quiere hacer el cálculo de los asentamiento de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo y sus respectivos grados de compresibilidad, ya que las expresiones matemáticas de los asentamientos dependen del tipo de suelo en estudio, pueden ser suelos cohesivos, suelos granulares o suelos de estratos compresibles. Hay que hacer análisis de la estructura tomando en cuenta todo el equipo y tensiones a las que estará sometida.

Tabla 3.1 Valor soporte permisible, según tipo de suelo

Material del suelo	ton/m ²	Observaciones
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructuras de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena Granulometría
Suelos gravillosos	86	Compactados con más del 10% de grava
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala Granulometría
Suelos gravillosos	43	Flojos con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

3.3 Análisis estructural de cimentaciones superficiales

La zapata de este tipo de cimentación somera, que se usa cuando las cargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad del suelo con la capacidad de carga y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por las columnas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos. Cuando, para transmitir cargas de la estructura al suelo sin que se

produzcan presiones excesivas, se requieren grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve ineficiente, ya que se trata de elementos que trabajan con momentos flexionantes muy grandes. En estos casos conviene recurrir a losas corridas de cimentación o realizar el apoyo en estratos más firmes por medio de pilotes o de algún otro tipo de cimentación profunda. Se suele recomendar que cuando el área del terreno cubierta por las zapatas se acerca al 50% del área a construir, conviene buscar otra solución para la cimentación

Uno de los factores más importantes para el diseño de las cimentaciones es el análisis estructural, el cual consiste en el estudio de las presiones y contracciones que existen en el sistema suelo-cimiento. Dichas presiones pueden ser:

- a) Presiones admisibles
- b) Presiones actuantes

3.3.1 Presiones admisibles

Para cada suelo existe una presión específica bajo la cual los asentamientos de las diferentes cimentaciones que en el caso de una subestación eléctrica deberá ser mayor de 16 a 17 ton/m². Esta presión, es conocida como presión admisible en el suelo. Dicha presión se establece basándose en los principios de la mecánica de suelos y los ensayos experimentales. Las presiones admisibles utilizan un factor de seguridad de 2.5 a 4, respecto a la presión de hundimiento del suelo en particular y para mantener los asentamientos dentro del límite elástico.

3.3.2 Presiones actuantes

La presión actuante es la resultante ejercida sobre el suelo, a la suma de la integración de cargas actuantes de la estructura a soportar. Esta presión se puede manifestar de una manera uniforme o variable en la cimentación, según sea la transferencia de las cargas. Estas presiones son el resultado de los esfuerzos y volteos que se provocan según sea el caso.

3.4 Presión bajo una carga de compresión

Este caso regularmente ocurre cuando un zapata aislada está cargada concéntricamente y no está afectada a momentos flectores, la presión uniforme sobre el suelo viene dada por la suma de las cargas actuantes dividida entre el área de la zapata, así.

$$q_{\text{máx.}} = P/A \quad \& \quad q_{\text{máx.}} < q_a.$$

Donde:

- $q_{\text{máx.}}$ = presión máxima resultante de la zapata, ejercida por el suelo.
- P = resultante de cargas actuantes verticales.
- A = área de la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo.
- q_a = presión admisible del suelo.

3.5 Núcleo de sección

Muchas cimentaciones deben resistir no solamente cargas verticales sino también momento con relación a uno o ambos ejes. El momento M puede darse en la base de una columna centrada fig. 3.1a, donde se transmite a la zapata, o puede producirse por una carga vertical P situada excéntricamente a una distancia "e" del centroide del área de la base de una zapata fig. 3.1b. El problema principal en el proyecto de zapatas con carga excéntrica, es la determinación de la presión en el suelo, ya que estas cantidades ya no son uniformes.

Se supone que las zapatas funcionan como estructuras rígidas. Esto lleva a la conclusión de que el asentamiento vertical del suelo que está debajo de la base, debe tener una distribución uniforme en un plano, porque una cimentación rígida permanece plana cuando sufre asentamiento. La distribución uniforme de la presión del suelo en un plano, se deduce de una segunda suposición, según si la relación de la presión al asentamiento es constante.

El núcleo de sección de la zapata que se muestra en la fig. 3.2, es el área que conforma el rombo, el cual está limitado por la distancia entre la coincidencia del centro de carga y centro de masa con respecto a la excentricidad e , donde ésta no debe ser mayor de $L/6$, lo que indica que la resultante debe caer dentro del núcleo para que exista compresión en toda el área de la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo. Esta condición generalmente se considera conveniente ya que los suelos no soportan esfuerzos de tensión.

Figura 3.1 Zapata sujeta a momento

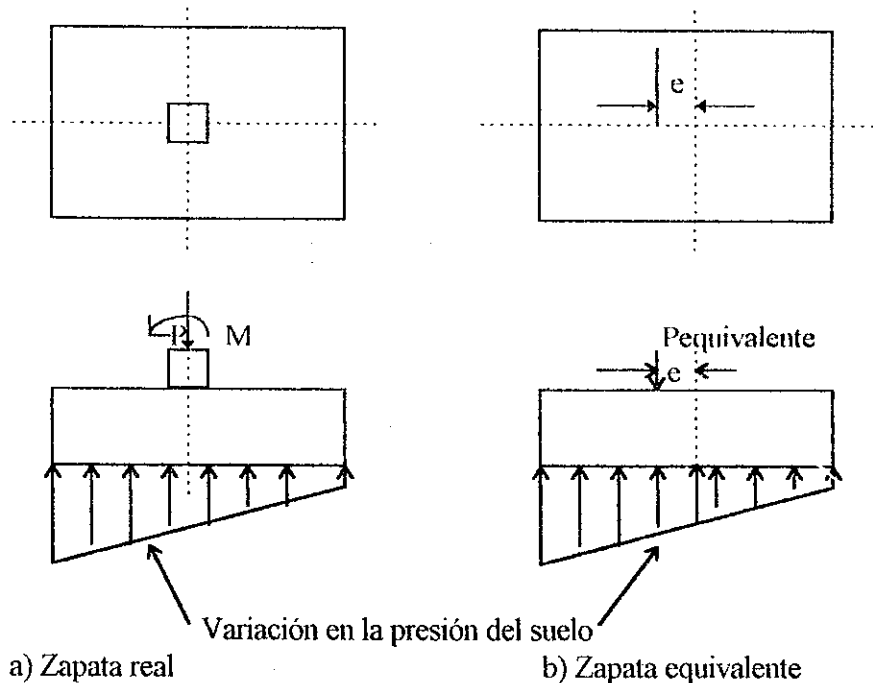


Figura 3.2 Núcleo de sección de una zapata

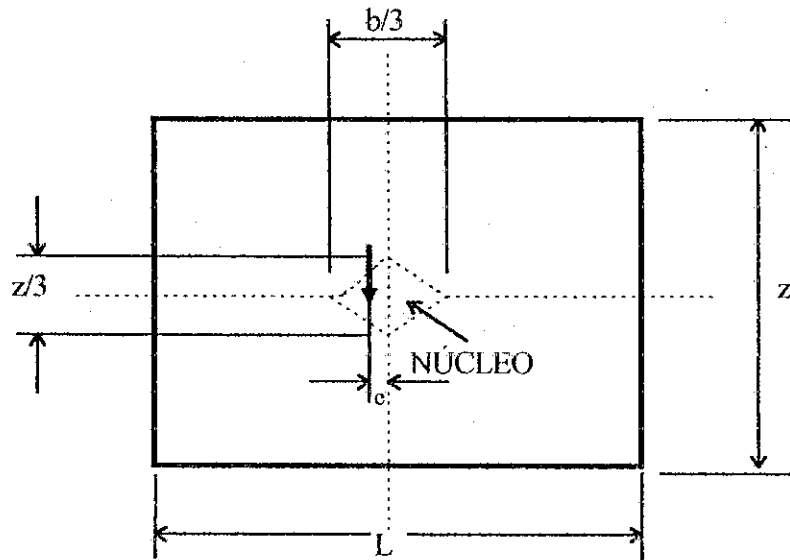


Figura 3.3 Condiciones de presión para zapatas:

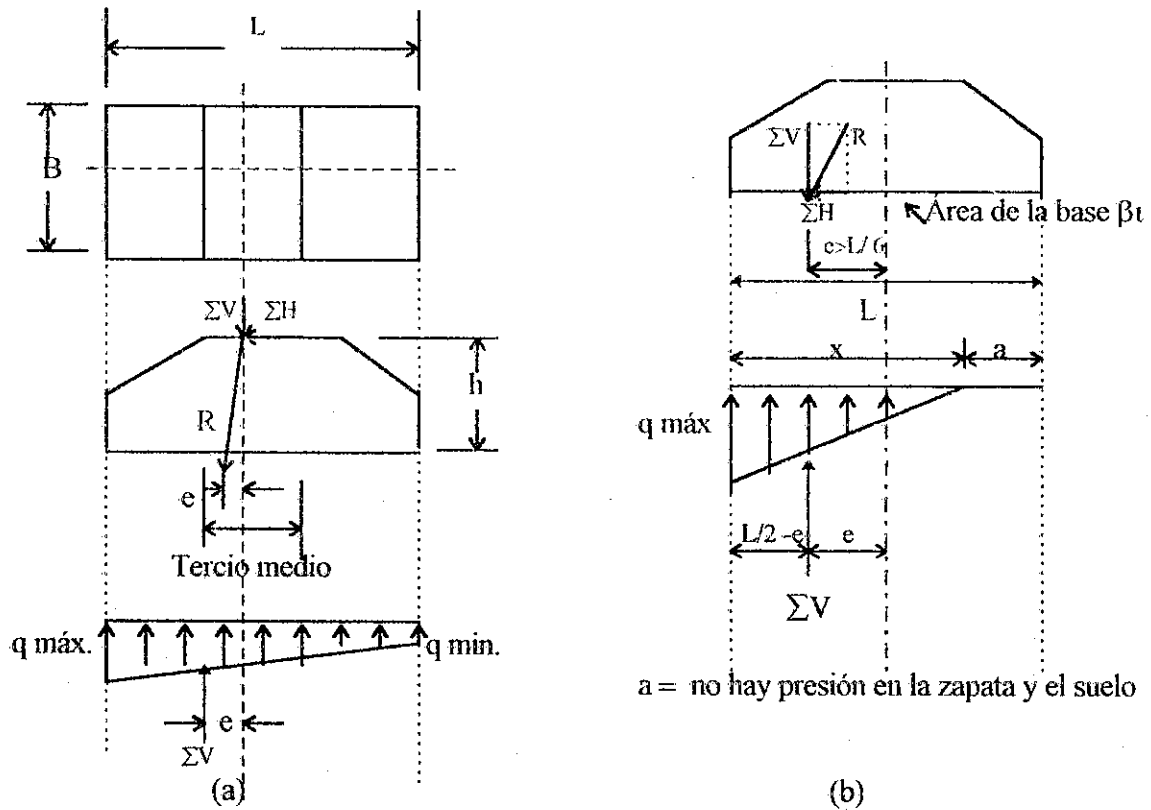


Fig. 3.3a. Zapata con su fuerza resultante ΣV dentro del núcleo de sección, $e < L/6$,

Fig. 3.3b. Zapata con su fuerza resultante ΣV fuera del núcleo de sección, $e > L/6$.

Para lograr una visualización más clara del comportamiento de las presiones en el suelo, de una zapata rectangular respecto a la ubicación de la resultante, se pueden observar las figuras 3.4 y 3.5, las cuales indican en las áreas oscuras la compresión en la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo.

Figura 3.4 Planta de la zapata rectangular que muestra las zonas correspondientes a cada caso de presiones del suelo

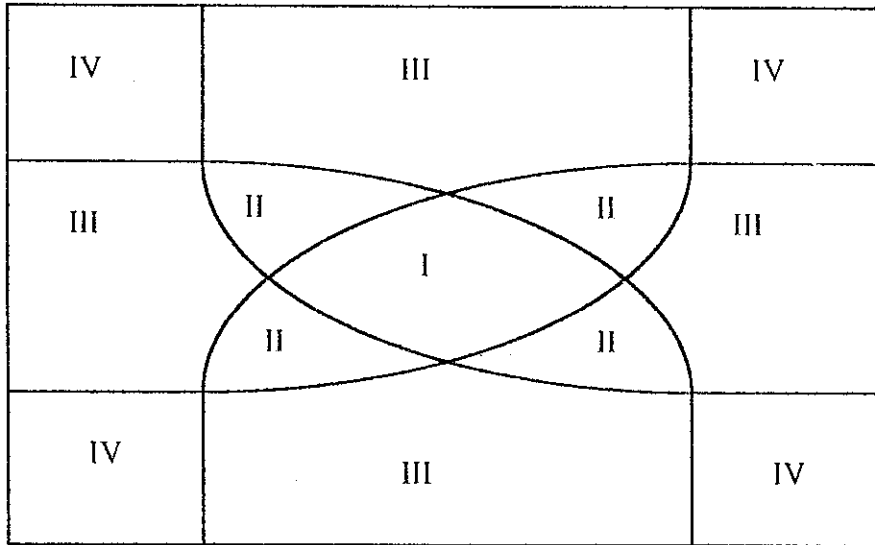


Figura 3.5 Diagramas de presiones, para distintos casos de ubicación de la resultante en áreas de zapata rectangular



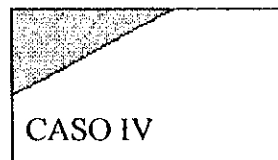
CASO I



CASO II



CASO III



CASO IV

3.6 Presión por carga y momento

Para determinar la presión bajo una zapata aislada, influenciada por carga y momento, el momento puede ser removido corriendo la carga P a una localización ficticia $e = M / P$. Se asume que el momento flector M_x , actúa, paralelo al eje X , se obtiene la presión máxima y mínima, así:

$$q_{\text{máx}} = P / A + M_x / S_x$$

$$q_{\text{mín.}} = P / A - M_x / S_x$$

donde

$q_{\text{máx}}$ = presión máxima resultante en el borde de la zapata, ejercida por el suelo

$q_{\text{mín.}}$ = presión mínima resultante en el borde de la zapata, ejercida por el suelo

P = resultante de cargas actuantes verticales

A = área de la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo

M_x = momento actuante en el sentido X

S_x = módulo de sección de zapata en el sentido X , dado de; la inercia de la sección, dividida dentro de la distancia del centro neutro al borde de la sección. Expresado para secciones rectangulares mediante la fórmula $S_x = (I/c) = (1/6) bh^2$, de donde "b" es la base y "h" la altura de la sección conforme actúa el momento flector. Si las zapatas tuvieran otra forma geométrica se debe chequear la inercia de la figura.

Estas presiones corresponden en bordes extremos perpendiculares al eje X . Debe tenerse presente que la presión máxima a la que está actuando el suelo no supere la presión admisible q_a . Y la presión mínima no sea negativa, porque indicaría que existe tensión en la superficie de contacto entre el suelo y base de la zapata, y es evidente que el suelo no puede someterse a esfuerzos de tensión.

En el caso que la excentricidad sea mayor que $L/6$ se puede chequear la presión máxima mediante la expresión:

$$q_{\text{máx}} = 2P / (3ab) \quad \text{siendo } a = (L/2) - e$$

P = resultante de cargas actuantes verticales

a = distancia del borde de la zapata al punto donde actúa la carga equivalente.

b = base de la zapata

L = longitud de la zapata

Para la deducción de las presiones de los cimientos combinados, se debe hacer coincidir el centro de cargas del sistema, con el centro geométrico de la cimentación.

3.7 Presión por carga y flexión biaxial

Para la obtención de las presiones ejercida por el suelo, debido a una carga y flexión biaxial, se deben chequear cuatro casos que suceden en las esquinas de los bordes de las zapatas, obteniéndolos de las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned}
 q_{\text{máx.}} &= P/A + M_x/S_x + M_y/S_y & q_{\text{mín.}} &= P/A - M_x/S_x - M_y/S_y \\
 q &= P/A + M_x/S_x - M_y/S_y & q &= P/A - M_x/S_x + M_y/S_y
 \end{aligned}$$

- $q_{\text{máx}}$ = presión máxima resultante en el borde de la zapata, ejercida por el suelo
 $q_{\text{mín.}}$ = presión mínima resultante en el borde de la zapata, ejercida por el suelo
 P = resultante de cargas actuantes verticales
 A = área de la cara inferior de la zapata en contacto con el suelo
 M_x = momento actuante en el sentido X
 S_x = módulo de sección de zapata en el sentido X
 M_y = momento actuante en el sentido Y
 S_y = módulo de sección de zapata en el sentido Y

3.8 Especificaciones de las cimentaciones superficiales o zapatas

3.8.1 Cargas y reacciones

La losa de las zapatas deben dimensionarse para soportar todas las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones inducidas, incluyendo: las cargas axiales, los cortantes y los momentos que se deben resistir en la base de la zapata.

Una vez se determina la presión admisible del suelo, a partir de los datos disponibles del lugar, de los principios de la mecánica de suelos y de los reglamentos locales; el tamaño del área de la zapata se calcula con las cargas no factorizadas ó de servicio, como carga muerta, viva, de viento o las cargas de sismo, en cualquier combinación que gobierne al diseño.

En el diseño de las zapatas o de las cabezas de los pilotes, se desprecian los requisitos de excentricidad mínima por consideraciones de la esbeltez de las columnas y sólo se considera que se transfieren a la zapata los momentos finales calculados que existen cargas excéntricas o momentos producidos por cualquier combinación de cargas, la presión extrema del suelo que resulta de estas condiciones de carga se debe encontrar dentro de los valores permisibles de la capacidad del suelo, las cuales se determinan por medio de pruebas de laboratorio.

3.8.2 Distribución del esfuerzo

En las zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo de flexión se debe distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata. La distribución del refuerzo puede diferir en las direcciones larga o corta. Puede asumirse que el peralte efectivo es igual en la dirección corta y larga, sin pérdida significativa de precisión, aunque difiere ligeramente por las dos capas de las parrillas de refuerzo. Algunas recomendaciones para distribuir el refuerzo en zapatas rectangulares pueden ser:

- I. El refuerzo en la dirección larga se distribuye uniformemente a lo ancho.
- II. En la dirección corta, una franja central con ancho igual al ancho de la zapata en dirección corta, contendrá la mayor porción del área total del refuerzo, distribuido uniformemente en todo el ancho de la franja, como se de en la siguiente fórmula:

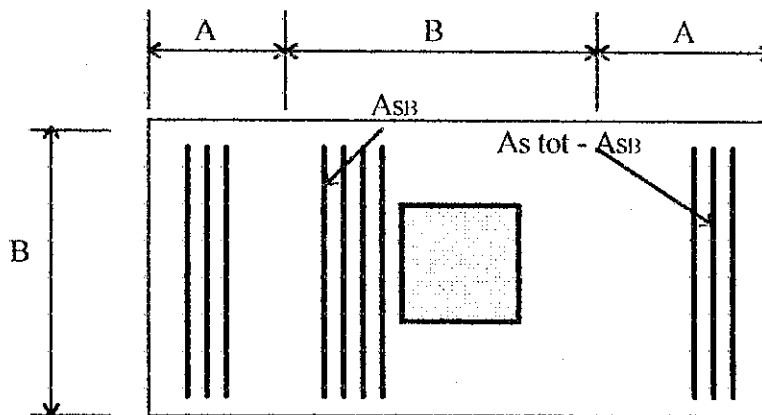
$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la franja}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)}$$

Siendo la relación del lado largo al lado corto de la zapata, expresada de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{\text{lado largo de la zapata}}{\text{lado corto de la zapata}}$$

El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta se distribuye uniformemente fuera de la franja central de la zapata.

Figura 3.6 Refuerzo de acero para una zapata



Donde:

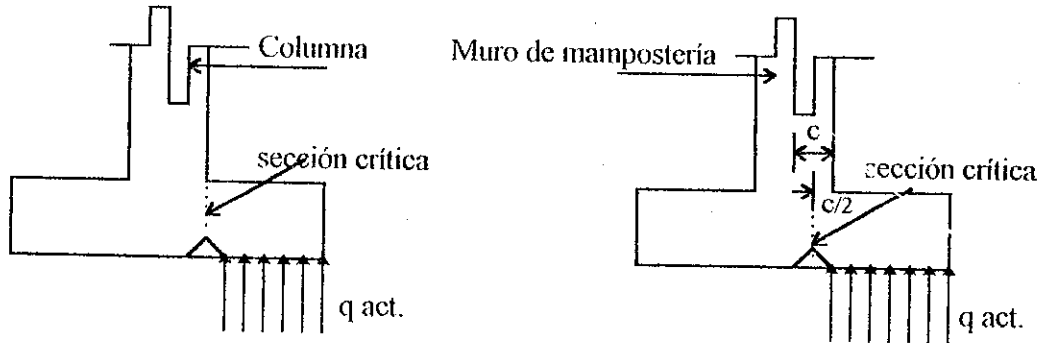
- As tot = Acero total requerido en la zapata
- AsB = Acero requerido en la franja crítica de la zapata
- B = Lado corto de la zapata
- A = Longitud de la zapata - Lado corto de la zapata
- β = relación de lado largo/lado corto

Se recomienda aplicar esta especificación cuando $\beta > 2$, puesto que cuando es inferior, ésta es poco práctica. La especificación es aplicable a zapatas aisladas y no a cimientos combinados, lo cual para subestaciones es muy significativo ya que la mayoría usan cimientos de zapata aislada.

3.8.3 Momentos en zapatas

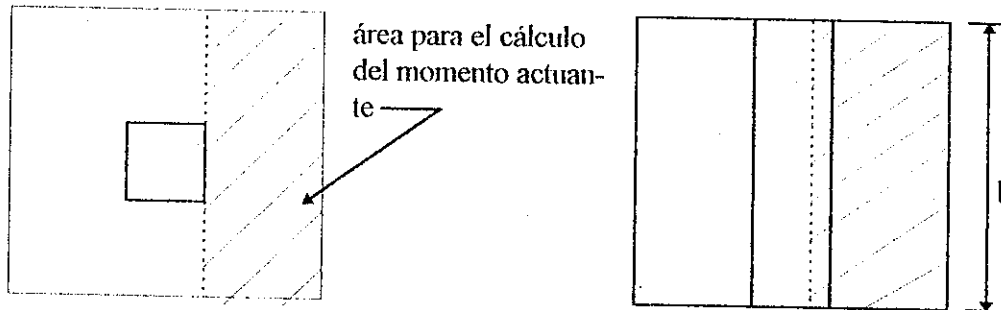
El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá calcularse haciendo pasar un plano vertical en la sección crítica, a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical, calculando el momento actuando como un voladizo.

Figura 3.7 Comportamiento de zapatas cargadas con columna de concreto y muro de mampostería



donde:

q_{act} = Presión actuante ejercida de la zapata sobre el suelo.



3.8.4 Cortante en las zapatas

El comportamiento de la zapata en cortante no es diferente del de las vigas y losas de entrepiso. Por consecuencia, en el diseño por cortante de la cimentación, se aplican los mismos principios y expresiones que se utilizan para el cortante y la tensión diagonal.

La resistencia en cortante de las losas y las zapatas, en la vecindad de las reacciones de las columnas, está gobernada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

Acción de viga o corte simple: se supone que la sección crítica de cortante en losas y zapatas se extiende en un plano, a través de todo el ancho y que se localiza a una distancia

“d”, a partir de la cara de la carga concentrada o área de reacción. En este caso, si solamente actúan el cortante y la flexión, la resistencia nominal en cortante de la sección es:

$$v_u = V_u / (bd) = 0.53 \phi \sqrt{f_c} \quad \text{con } \phi = 0.85$$

ó

$$v_u = \phi (0.5 \sqrt{f_c} + 1.76 \rho V_u d / M_u) \leq \phi (0.53 \sqrt{f_c})$$

$$V_u d / M_u < 1 \quad \rho = A_s / bd \quad \text{en la que } b = \text{ancho de la zapata}$$

donde:

- V_u = Corte último calculado por las cargas de la estructura.
- ϕ = Factor de carga última a corte.
- f_c = Esfuerzo del concreto máximo.
- v_u = Esfuerzo máximo a corte al que debe ser sometida la zapata
- M_u = Momento último.
- d = Peralte efectivo de la zapata.
- b = Base de la zapata.
- A_s = Esfuerzo de acero máximo.

V_u siempre debe ser mayor que el esfuerzo nominal de cortante actuante, al menos que se proporcione refuerzo por cortante. En cualquiera de los casos que se muestran en la sección anterior ó 3.8.3, la distancia “d” se mide a partir de la sección crítica de momento.

Acción de punzonamiento o corte punzonante: se supone que el plano de la sección crítica, perpendicular al plano de la losa de la zapata, está localizado del modo tal que tiene un perímetro mínimo “ b_o ”. Esta sección crítica no requiere estar más cerca que $d/2$ del perímetro del área de carga. El mecanismo de falla fundamental por cortante en la acción de punzonamiento, que se muestra en la siguiente figura, demuestra que la sección crítica se presenta a una distancia $d/2$ a partir de la cara del apoyo y no a la distancia d , como en la acción de viga.

En este caso la resistencia al cortante de la sección es:

$$V_u = 0.27 \phi \times 2 + (4 / \beta) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

donde β = lado largo / lado corto : de la carga concentrada o área de la reacción

b_o = perímetro de la sección crítica, esto es, la longitud del plano idealizado falla.

Para zapatas con columnas cuadradas o rectangulares con relación $\beta < 2$, entonces:

$$V_u = 1.06 \phi \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

Figura 3.8 Comportamiento de zapatas cargadas con columnas de acero

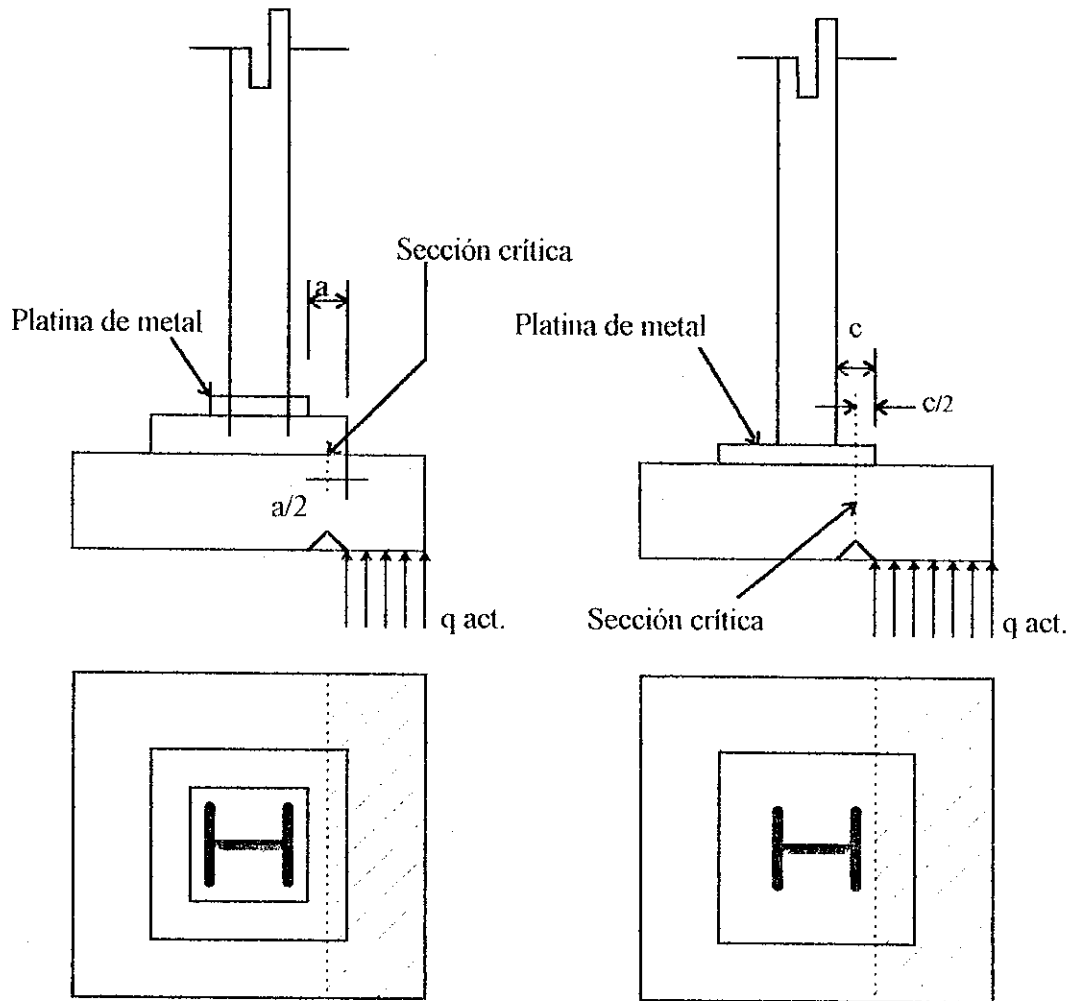


Figura 3.9 Zapata sometida a corte simple

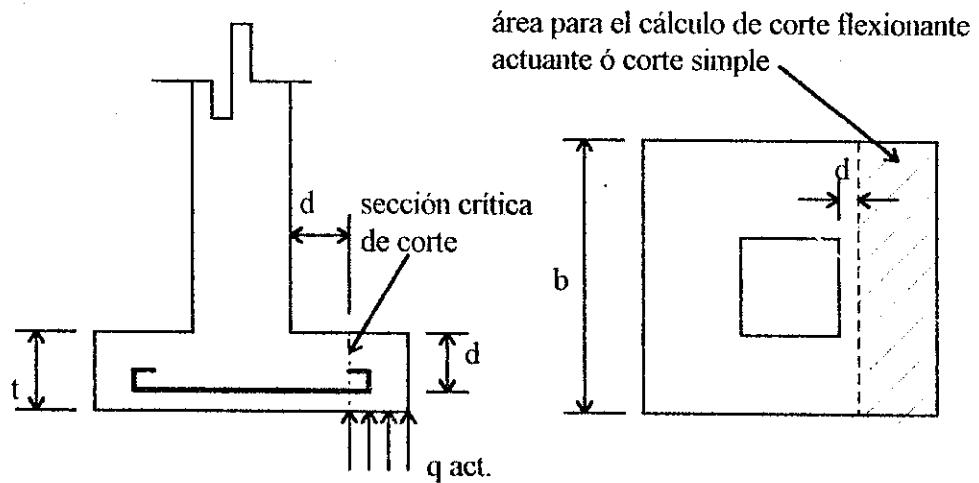


Figura 3.10 Zapata sometida a punzonamiento

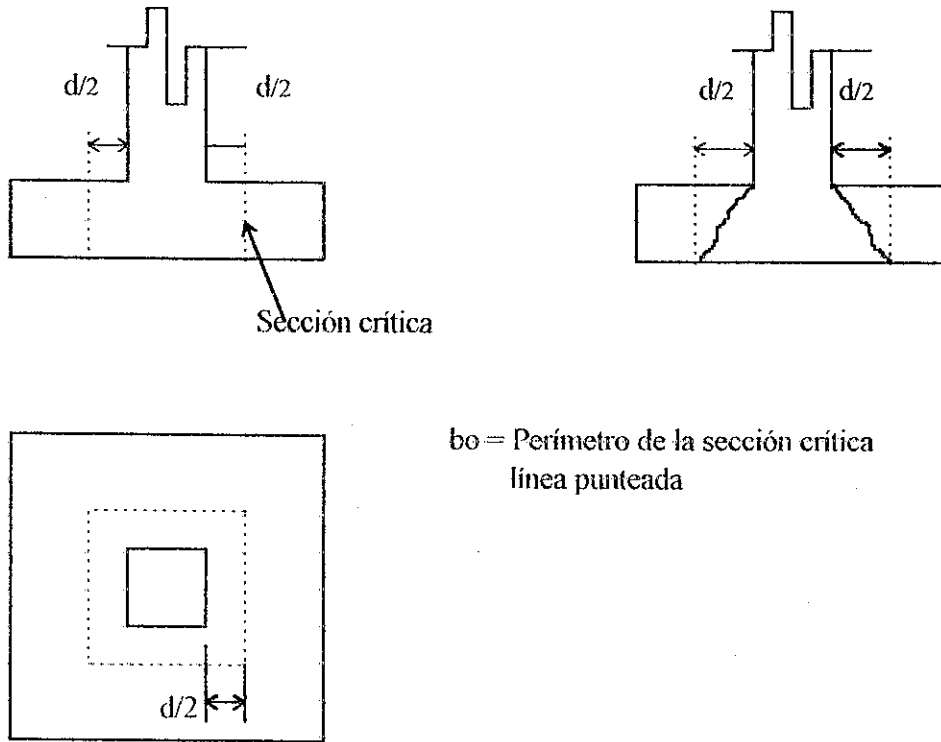
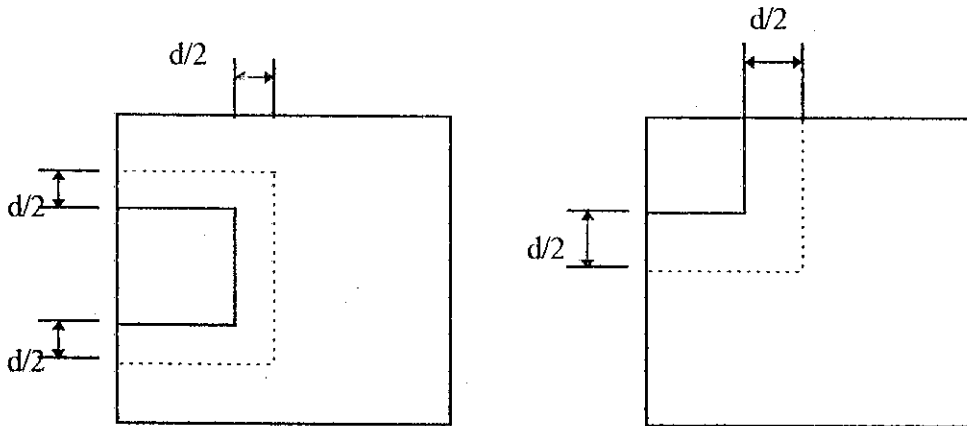


Figura 3.11 Sección crítica para zapatas colindantes



3.8.5 Peralte mínimo en zapatas

El peralte de las zapatas, arriba del refuerzo superior, no debe ser menor de 30 cm. para zapatas apoyadas sobre el terreno, ni menor de 75 cm. en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes. Sin embargo para subestaciones, se utiliza una mucho mayor que esta, debido a los volteos.

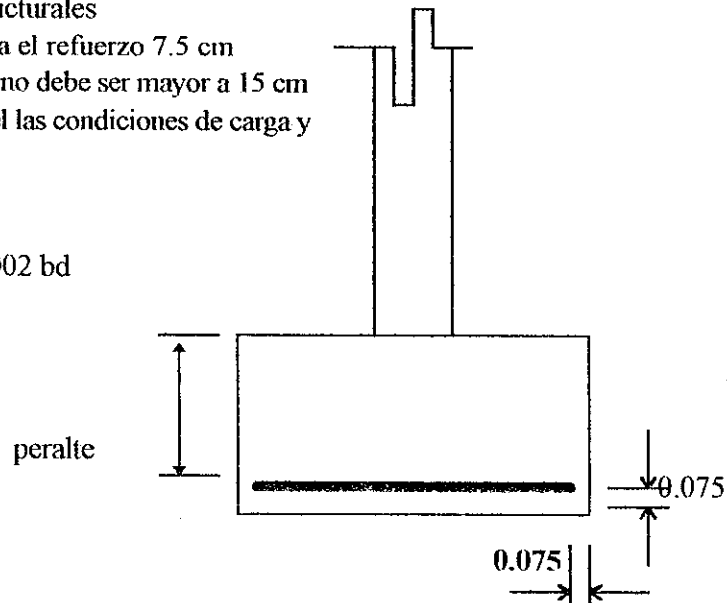
Las columnas o dados en forma circular o de polígono pueden considerarse como elementos cuadrados con la misma área, para efectos de localización de las secciones críticas para momentos, cortantes en zapatas.

Figura 3.12 Sección de zapata y recubrimientos mínimos

Para zapatas de cimientos estructurales

- Recubrimiento mínimo para el refuerzo 7.5 cm
- Espaciamiento S de refuerzo no debe ser mayor a 15 cm
- Peralte mínimo dependerá del las condiciones de carga y volteo que posea.

Refuerzo mínimo: $A_s = 0.002 bd$



3.9 Características del concreto recomendable

El concreto es “como un material artificial que resulta de la unión de otros varios llamados agregados”. Estos agregados se dividen en dos grupos: activos e inertes. Son activos el agua y el cemento, que al unirse provocan una reacción química por medio de la cual esa “lechada”, fragua y endurece hasta alcanzar gran solidez; a esta mezcla se le denomina aglutinante. Son inertes la arena y la grava, que forman el esqueleto del concreto, abaratándolo y disminuyendo la reacción química del fraguado.

Se conoce con el nombre de concreto reforzado, al concreto que lleva en su seno un refuerzo de acero, cuya función es la de absorber esfuerzos de tensión que el concreto simple por su calidad de piedra artificial no sería capaz de soportar.

Su peso volumétrico lo tomaremos de 2,000 a 2,200 kg./cm³ para el concreto simple y 2,300 a 2,400 kg/cm³ para el concreto armado.

Cemento: es el elemento principal del concreto y es el cemento portland, el más usado en la fabricación del concreto. El cemento es un compuesto de alúmina, cal y sílice, pulverizado finamente y con adición posterior de yeso sin calcinar y agua. Los componentes fundamentales del cemento son: aluminato tricálcico, silicato dicálcico, ferroaluminato y el silicata tricálcico.

Actualmente en Guatemala, Cementos Progreso, fabrica cuatro tipos de cemento con los cuales se pueden cubrir los diferentes requisitos y necesidades de la construcción.

Tipo I: es adecuado para todo tipo de construcción, especialmente en estructuras que no requieren altas resistencias. Su resistencia es de 4000 PSI, según norma COGUANOR NGO 41001 y ASTM C595.

Tipo II: es adecuado para uso general de la construcción, especialmente para estructuras que requieren mayores resistencias mecánicas. Su resistencia es de 5000 PSI, según norma COGUANOR NGO 41005 y ASTM C-150.

Tipo V: es adecuado para construcciones expuestas a sulfatos y al agua del mar. Su resistencia es de 5000 PSI, según norma COGUANOR NGO 41005 y ASTM C-150.

Tipo H: es adecuado en cementaciones entre paredes de agujeros de perforación y los tubos metálicos para extracción de petróleo en pozos petroleros a profundidades hasta de 2,400 metros. Según norma PI 10 A.

Agua: se debe utilizar en el mezclado del concreto, agua exenta de materias orgánicas o sales, tales como los cloruros y los sulfatos, ya que la presencia de éstos en el concreto, reducen considerablemente su resistencia.

Arena: es de los agregados inertes, el que recibe el nombre de agregado fino. El tamaño máximo que debe tener es de 5 a 6 mm. de diámetro y si además, se hace un análisis granulométrico del 40 al 60% deberá ser retenida en el tamiz No. 28. En la práctica debe usarse arena azul o color parda lavada, lográndose con esta arena y en diámetros de 2 a 3.5 mm., mezclas de muy buena calidad.

Grava: dentro del grupo de los agregados inertes, se le da el nombre de agregado grueso. El tamaño máximo que debe tener es de 35 mm. de diámetro y un mínimo de 5 mm de diámetro. Este deberá estar constituido por fragmentos de roca sana; los granos deben ser duros y resistentes. Las partículas deberán ser esféricas o cúbicas y en ningún caso aceptarlas de forma alargada o lajeada.

3.9.1 Plasticidad en el concreto

La plasticidad en las mezclas se mide con las alturas de revenimiento, alturas que se entienden de la siguiente manera:

En un molde de figura tronco-cónica y con las medidas que aparecen en la figura 3.14, se vacía la mezcla cuya altura de revenimiento se desea conocer. El molde se llena con tres capas de igual espesor, de la revoltura cuya plasticidad se desea clasificar, picándolas de 25 a 30 veces con una varilla para apisonar el material. Se rosa el concreto al nivel del borde de superior del molde y se extrae éste cuidadosamente por la parte superior.

Al quitar el molde, la mezcla falta de apoyo tratará de deformarse y por consiguiente bajará su altura más o menos según sea su fluidez. La diferencia entre la altura del molde y la final de la mezcla fresca, se denomina **altura de revenimiento** y se expresará en centímetros, ver fig. 3.14

Figura 3.13 Cono para prueba de revenimiento en el concreto

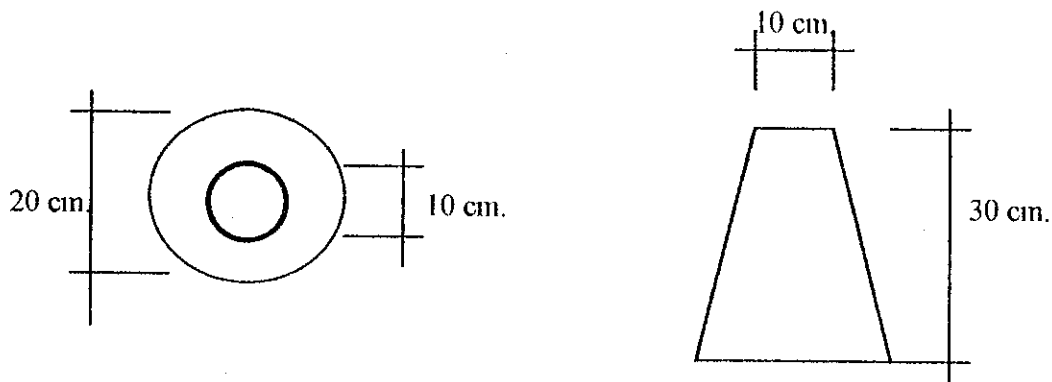
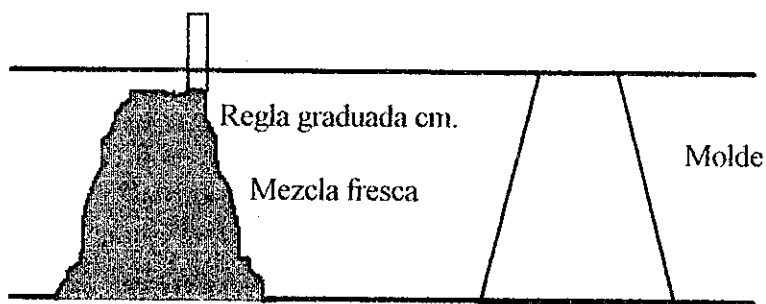


Figura 3.14 Deformación del concreto en prueba de revenimiento



Desde luego, hay que tener presente que no todos los elementos estructurales que se hagan de concreto necesitan mezclas de igual plasticidad, por consiguiente en la tabla 3.1., aparecen los revenimientos más usuales según la clase de obras a que se destinará el concreto: revenimientos más usuales según la clase de obras a que se destinará el concreto:

3.9.2 Fraguado del concreto

Una vez que el cemento y el agua entran en contacto, se inicia una reacción química que determina el endurecimiento de la mezcla; mientras exista agua en contacto con el cemento, progresa el endurecimiento del concreto.

Antes del total endurecimiento, la mezcla experimenta dos etapas dentro de su proceso general que son: el fraguado inicial y el fraguado final. El primero corresponde cuando la mezcla pierde su plasticidad volviéndose difícilmente trabajable, oscila entre 50 y 60 minutos. Conforme la mezcla continúa endureciendo, ésta llegará a su segunda etapa alcanzando una dureza tan apreciable que la mezcla entra ya en su fraguado final, oscila entre 9 ó 10 horas y se recomienda no hacer vaciado de concreto después de 30 minutos de ser fabricada la mezcla.

Tabla 3.2 Revenimientos

Clase de estructura	Revenimiento en cm.		
	mínimo	máximo	promedio
Concreto en grandes masas: puentes, presas, pavimentos, rellenos, cimientos, etc.	2	8	5
Concreto en trabes, losas y muros de grandes dimensiones.	8	12	10
Concreto para cimientos de subestaciones	10	14	12
Concreto en losas y columnas delgadas y difíciles de colar.	16	20	18
Concreto en columnas y muros de pequeñas dimensiones y con gran cantidad de armado, dificultando	14	20	17

3.9.3 Curado del concreto

La protección que se le da al concreto para evitar la pérdida de agua o reponer la que se pierda, recibe el nombre de curado; esta operación es sumamente importante, pues de un buen curado “depende la resistencia que finalmente alcanzará el concreto”.

La forma para efectuar el **curado** puede ser variada, pero lo más generalizado consiste en cubrir la superficie con una película impermeable a base de asfalto, alquitrán, silicato de sodio, etc., este procedimiento tiene como finalidad conservar el agua que se usó en la preparación de la revolutura; o, sencillamente, mojando con agua la superficie colada, logrando con esto conservar húmedas las partes coladas ya que el concreto tomará el agua que necesita para su adecuada hidratación.

Es necesario vigilar la humedad en el concreto durante unos 10 ó 15 días, tiempo suficiente para que el concreto alcance en ese lapso el 75% de su resistencia.

En la construcción de cimientos para una subestación eléctrica, existen aditivos que modifican las propiedades del concreto en estado fresco y otros que modifican alguna propiedad del concreto endurecido, los principales y más utilizados son los que se aplican en estado fresco. Los aditivos deben usarse preferiblemente bajo supervisión de un ingeniero o arquitecto, a fin de garantizar que el producto a usar en las proporciones previstas produzca el concreto deseado sin causar efectos secundarios que alteren otras características del concreto. Deberá escogerse productos de marcas reconocidas y de conocido prestigio como: Sika, Fester y Protex puesto que esto respalda la calidad en el concreto a elaborar, también. A continuación mencionaremos algunos.

Aditivos que modifican las características el concreto en el fraguado son:

- a) **Plastificantes:** producen concretos más plásticos, menos segregables y más manejables. Hacen el concreto más fluido sin tener que aumentar la cantidad de agua y cemento con lo que se mejora la resistencia.
- b) **Incorporadores o inclusores de aire:** dispersan uniformemente en la masa de concreto un elevado número de burbujas de aire muy pequeñas que mejoran la cohesión y maleabilidad de la mezcla.
- c) **Retardantes del fraguado:** aumentan el tiempo en que el concreto se mantiene plástico y sin endurecer. Son útiles cuando hay mucho calor y viento, porque dejan más tiempo para transportar y colocar el concreto.
- d) **Acelerantes del fraguado:** hacen que el concreto se endurezca rápidamente, pero este debe usarse solo en casos especiales y con buena supervisión de laboratorio, en tiempos de mucho frío ya que el frío retarda el endurecimiento del concreto.
- e) **Acelerantes de resistencia:** incrementan además las resistencias iniciales del concreto, con lo que se puede reducir el tiempo de desencofrado o desformaletado. No deben usarse acelerantes a base de cloruro de calcio en concretos reforzados, ya que esta substancia favorece la corrosión del refuerzo de acero.

Aditivos que modifican el concreto en estado endurecido:

Existen productos impermeabilizantes, neutralizantes de corrosión y colorantes. Pero su empleo debe ser bajo supervisión calificada ya que puede afectar la resistencia y durabilidad del concreto.

3.9.4 Permeabilidad del concreto

En la preparación de un concreto, los agregados dejan cierta cantidad de poros o vacíos que difícilmente son llenados totalmente por la mezcla de cemento y agua; en consecuencia, esos vacíos permiten el paso del agua en mayor o menor escala, según que el colado del concreto haya sido hecho correcta o incorrectamente. Desde luego que en la mayoría de las obras construidas en concreto armado no es necesario la impermeabilidad total del mismo y en los casos particulares que la obra así lo requiera, puede incrementarse haciéndole un alisado de cemento.

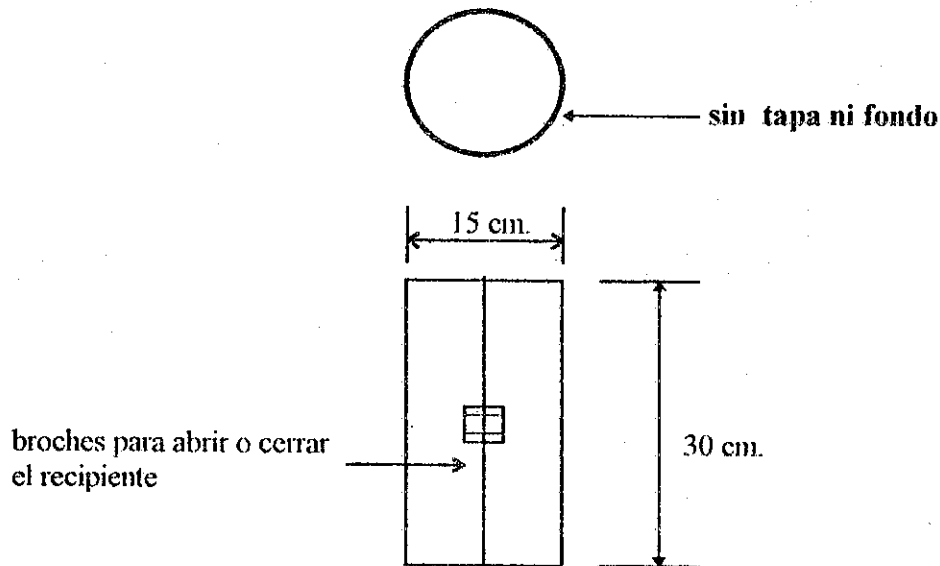
3.9.5 Resistencia del concreto a compresión

La resistencia del concreto al esfuerzo de compresión para la construcción de puede ser hasta de 10,000 lb/pulg². Esta resistencia desde luego, se podrá obtener en el laboratorio, con una vigilancia especial de la relación agua-cemento, tiempo, del adecuado vibrado y naturalmente de la calidad del curado.

Cuando el concreto se prepara en obra será imposible alcanzar las mencionadas resistencias, recomendándose un aumento de 12 % a 16 % de la resistencia puesta en los cálculos para absorber con este aumento la posible falta de control en las proporciones de los elementos que forman el concreto, teniendo así la seguridad de que la fatiga aplicada en los cálculos será la estipulada.

Las pruebas de resistencia del concreto a la compresión se hacen sobre cilindros de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura curados en el laboratorio y probados a los 28 días. Cuando se efectúa la ruptura del cilindro, la fatiga correspondiente a esa ruptura se representa por f_c y se refiere al valor base de las especificaciones ver fig. 3.15

Figura 3.15 Cilindro de prueba de resistencia del concreto



En las pruebas de calidad de un concreto es necesario que esta sea tal que no más de una prueba en diez posea una resistencia media menor a aquella supuesta en el diseño y que el promedio de tres pruebas consecutivas no menor a la misma. Cada prueba deberá consistir de un mínimo de 3 cilindros.

3.9.6 Resistencia del concreto al corte

A este esfuerzo la resistencia del concreto es bastante buena y se estima entre el 40 y el 80 % de su resistencia a la compresión. La variación tan marcada que existe entre la resistencia mínima y máxima al esfuerzo de corte, se debe a que en las pruebas es muy difícil separar el esfuerzo cortante de otros esfuerzos.

3.9.7 Resistencia del concreto a la tensión

A este esfuerzo la resistencia del concreto es baja, considerándose aproximadamente entre el 15 y 20 % de su resistencia a la compresión.

3.9.8 Módulo de elasticidad del concreto

En el concreto no se puede establecer un módulo de elasticidad constante y su valor depende, de la intensidad de las cargas, de la fatiga de ruptura del concreto y de la permanencia de las cargas.

La variación o distribución de esfuerzos en la cara de compresión en el concreto puede ajustarse a la ley de variación lineal hasta para valores de los esfuerzos iguales a $0.45 f_c$, ver fig. 3.16 a, que define el módulo de elasticidad secante que se usa generalmente para los cálculos basados en la teoría elástica. Conforme los valores de los esfuerzos van aumentando y sobretodo cuando las fatigas de compresión se aproximan a las fatigas de ruptura, la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto adopta una línea parabólica, ver fig. 3.16 b.

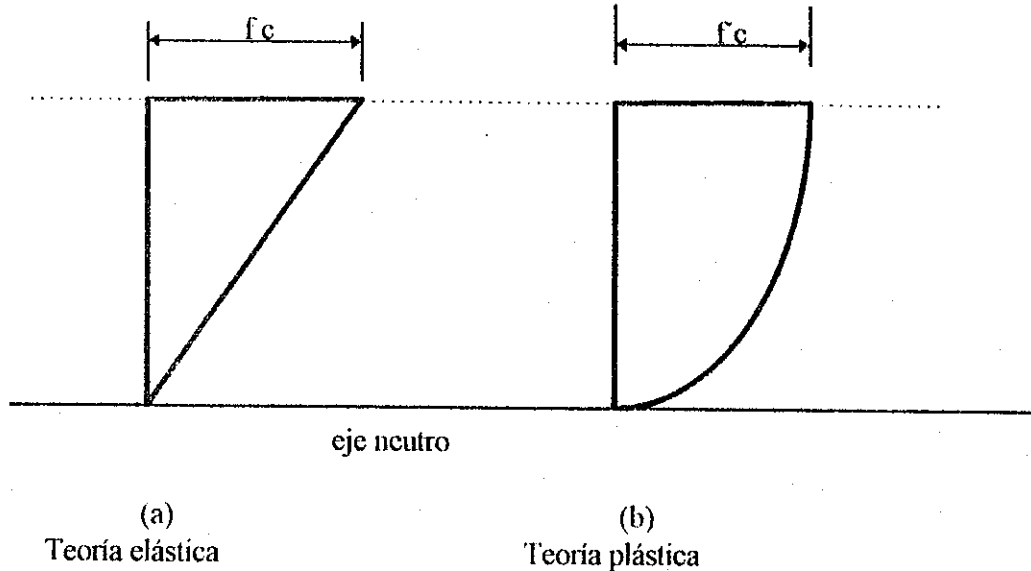


Figura 3.16 Teoría elástica y plástica del concreto

El módulo de elasticidad del concreto se representa, E_c , y su valor puede ser tomado como:

$$E_c = W \times 4270 \sqrt[1.5]{(f_c)}, \text{ según (ACI - 63 - 1102 - } \phi)$$
$$E_c = 2.4 \times 4270 \sqrt[1.5]{(f_c)}$$

- E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
- W = Peso volumétrico del concreto, 2.4 ton / m^3 .
- f_c = Esfuerzo a compresión máximo del concreto.

3.10 Acero de refuerzo

Es el acero uno de los materiales más versátiles que se conocen, se fabrica con una diversidad de características químicas y físicas y en una variedad muy grande de calidades. En este

caso se trata de los aceros mencionados en la norma COGUANOR NGO 36011 para hormigón ó concreto armado.

Para el cálculo de la masa unitaria debe usarse una densidad absoluta del acero de 7.85 g/cm³ y un módulo de elasticidad equivalente a 2,100,000 kg/cm².

3.10.1 Clasificación

Tabla 3.3

Clasificación	
Según Sistema Internacional, S.I.	Según Sistema Inglés
Grado 228	Grado 33
Grado 276	Grado 40
Grado 345	Grado 50
Grado 414	Grado 60

Las barras de acero para concreto armado se clasifican de acuerdo al límite de fluencia mínimo.

3.10.2 Especificaciones del acero

- **Fabricación:** las barras lisas y corrugadas de acero al carbono deben ser fabricadas por laminación de lingotes, palanquillas y rieles de ferrocarril de sección T, obtenidos por uno de los siguientes procesos: horno de solera abierta, convertidor básico de oxígeno y horno eléctrico, véase tabla 3.5. Los aceros de grado 228 y 276 usualmente no se fabrican de riel de ferrocarril de sección T. El acero de grado 245 se fabrica solamente de riel de ferrocarril T. El acero de grado 414 se fabrica con cualquiera de las materias primas.
- **Acabado:** los productos a que se refiere esta norma deben estar libres de defectos serios y mostrar un acabado uniforme. Sin embargo, ciertas irregularidades no se consideran como defectos serios. Véase sección 3.10.7
- **Diámetro de las barras:** los diámetros convencionales de uso corriente en Guatemala son los que se indican en la tabla 3.5. En cuanto a sus tolerancia de fabricación, éstas están expresadas en función de la tolerancia para la masa de una barra considerada.
- **Longitud de las barras:** las barras de acero para hormigón armado se suministran en longitudes de 6, 9 y 12 m.; sin embargo, las barras de 6.35 mm. pueden ser suministradas en rollos.
- **Corrugaciones:** las corrugaciones deben espaciarse a distancias uniformes y son similares en tamaño y forma. El espaciamiento promedio entre corrugaciones en cada lado de la barra no debe exceder siete décimos del diámetro nominal de la barra. Las corrugaciones deben localizarse con respecto al eje de la barra en tal forma que el ángulo no sea menor de 45°.

Cuando las corrugaciones formen ángulos mayores de 70° inclusive, deben alternarse opuestas en dirección a cada lado de la barra, o bien aquellas localizadas sobre un lado deben ser inversas en dirección con respecto a las localizadas sobre el lado opuesto. Cuando las corrugaciones formen ángulos mayores de 70° no se requiere alternar en dirección. La longitud total de cada corrugación debe ser tal que el ancho del cordón de separación entre los extremos de las corrugaciones no exceda del 12.5% del perímetro nominal de la barra, En el caso de barras con más de dos cordones de separación, el ancho total de los cordones no debe exceder del 25% del perímetro nominal de la barra; véase tabla 3.5

La altura promedio de las corrugaciones se indica en la tabla 3.5 y se determinan midiendo por lo menos dos corrugaciones típicas en tres puntos: al centro y a un cuarto de cada extremo de la longitud total de la corrugación.

3.10.3 Tolerancia permitida en la masa unitaria

Para las barras de 9.52 mm. o mayores, se acepta una tolerancia del 6 % por debajo de la masa unitaria de una barra; para una barra de 6.35 mm., dicha tolerancia puede ser de 10 %. En ningún caso, una masa unitaria mayor que la especificada en la tabla 3.5 causa rechazo.

3.10.4 Características mecánicas

- **Resistencia a la tensión:** las barras de acero de refuerzo para concreto armado, deben cumplir con los requisitos mínimos de la máxima resistencia a la tensión indicados en la tabla 3.6. Se calcula la resistencia a la tensión dividiendo la máxima carga que soporta el espécimen durante la prueba de tensión, entre el área de la sección transversal del espécimen antes de efectuar la prueba.
- **Límite de fluencia:** las barras de acero de refuerzo para concreto armado, deben cumplir con los requisitos mínimos de límite de fluencia indicados en la tabla 3.6.
- **Enlongación:** las barras de acero de refuerzo para concreto armado, deben cumplir con los porcentajes mínimos de elongación indicados en la tabla 3.6
- **Prueba de doblado:** las barras de acero de refuerzo para concreto armado deben pasar la prueba de doblado a 180°, es decir, no deberán mostrar fractura en el lado exterior del doblado.

3.10.5 Muestreo:

Para barras del número 2 al 11 inclusive, se hace un ensayo de tensión y uno de doblado por cada 10 toneladas métricas o fracción, de cada tamaño de barra; las muestras son de 1 m. de longitud. Si la prueba de tensión tiene una diferencia de 14 Mpa por debajo del valor mínimo especificado para la máxima resistencia a la tensión, o una diferencia no mayor de 7 Mpa por debajo del límite de fluencia mínimo especificado o una diferencia no mayor de 2 % por debajo de la elongación requerida, se puede hacer un reensayo con un espécimen representativo de la misma colada o lote original.

3.10.6 Métodos de prueba y análisis:

- **Prueba de doblado:** se hace doblando la barra 180° alrededor de un mandril de acero cuyo diámetro está en función al diámetro de la barra y al grado del acero véase tabla 3.6; la fuerza debe aplicarse en forma continua y uniforme, siendo la temperatura ambiente no menor de 16° C. La muestra es de sección completa, recto y no doblado con anterioridad, y de una longitud no menor de 150 mm.; los bordes de los extremos del mismo pueden estar redondeados formando una curvatura de un radio no mayor de 1.6 mm.
- **Análisis químico:** el fabricante debe hacer un análisis químico de cada colada o lote, determinándose contenidos de: carbono, manganeso, fósforo y azufre. La composición química del lote se reporta al comprador y éste puede hacer un análisis de comprobación a partir de barras terminadas.

Tabla 3.4 Designaciones y requisitos dimensionales de las barras de acero corrugadas para hormigón armado

		Dimensionales nominales (1)					Corrugaciones							
No	Masa Unitaria	Diámetro	Area	Perimetro	Espaciam. Máximo Promedio	Altura mínima Promedio	Ancho máx cordón de separación							
No.	pulg	kg/m	lb/#	mm.	pulg.	cm ²	pulg ²	cm.	pulg.	cm.	cm.	pulg.	cm.	pulg.
2.	1/4	0.249	0.167	6.35	0.250	0.317	0.05	1.99	0.785	---	---	---	---	---
3	3/8	0.560	0.376	9.53	0.375	0.713	0.11	2.99	1.178	0.67	0.26	0.038	0.015	0.360
4	1/2	0.994	0.668	12.70	0.500	1.267	0.20	3.99	1.571	0.89	0.35	0.051	0.020	0.485
5	5/8	1.552	1.043	15.88	0.625	1.981	0.31	4.99	1.963	1.11	0.44	0.071	0.028	0.607
6	3/4	2.235	1.502	19.05	0.750	2.850	0.44	5.98	2.356	1.33	0.53	0.097	0.038	0.726
7	7/8	3.042	2.044	22.23	0.875	3.881	0.60	6.98	2.749	1.55	0.61	0.112	0.044	0.848
8	1	3.973	2.670	25.40	1.00	5.067	0.79	7.98	3.142	1.78	0.70	0.127	0.050	0.973
9	9/8	5.060	3.400	28.65	1.128	6.447	1.00	9.00	3.544	2.00	0.79	0.142	0.056	1.095
10	5/4	6.404	4.303	32.26	1.270	8.174	1.27	10.13	3.990	2.26	0.89	0.165	0.064	1.237
11	11/8	7.907	5.313	35.81	1.410	10.07	1.56	11.25	4.430	2.51	0.99	0.18	0.071	1.372
12	3/2	11.38	7.650	43.00	1.693	14.52	2.25	13.51	5.320	3.01	1.19	0.216	0.085	1.646
13	13/8	20.24	13.60	57.33	2.257	25.81	4.00	18.00	7.090	4.01	1.58	0.259	0.102	2.195

Tabla 3.5 Requisitos de tensión y elongación de las barras de acero lisas y corrugadas para hormigón armado

Características		Grado del acero, Sistema Internacional y Sistema Inglés				
		228 (33)	276 (40)	345 (50)	414 (60)	
		Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de riel de ferrocarril de sección T	Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de riel de ferrocarril de sección T
Límite de fluencia, mínimo	en Mpa	228	276	345	414	414
	en lb/pulg ²	33000	40000	50000	60000	60000
Máx. resist. a la tensión, valor mínimo	en Mpa	379	483	552	621	621
	en lb/pulg ²	55000	70000	80000	90000	90000
Elongación, en 203 mm. (8"), mínimo, en porcentajes para las siguientes designaciones.						
3		20	11	6	9	6
4,5,6		20	12	7	9	6
7		20	11	6	8	5
8		20	10	5	8	4.5
9		20	9	5	7	4.5
10		20	8	5	7	4.5
11		20	7	5	7	4.5
14,18		20	--	--	7	--

Tabla 3.6 Prueba de doblado a 180°

tomando como d = diámetro nominal. (1) esta prueba se realiza a 90° en lugar de 180°

Número de designación de la barra	Diámetro del mandril para los siguientes grados del acero, Sistema Internacional y Sistema Inglés.				
	228 (33)	276 (40)	345 (50)	414 (60)	
	Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de riel de ferrocarril de sección T	Fabricadas a partir de lingote o palanquilla	Fabricadas a partir de riel de ferrocarril de sección T
3,4,5	4d	4d	6d	4d	6d
6	5d	5d	6d	5d	6d
7,8	5d	5d	6d	6d	6d
9,10	5d	5d	8d	8d	8d
11	5d	5d	8d (1)	8d	8d (1)

4. ESTRUCTURAS METÁLICAS

4.1 Propiedades mecánicas del acero

Las propiedades mecánicas dependen, principalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los aceros.

En la actualidad, el acero más utilizado es el ASTM A36. El contenido de carbono del acero A36 se ha reducido para mejorar su soldabilidad y su punto de fluencia es de 36,000 PSI; 2530 kg/cm². Este acero puede usarse indistintamente en la fabricación de elementos remachados, atornillados y soldados; la resistencia mínima a la tensión es de 60,000 PSI; señalada por la especificación de la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales (ASTM).

En una subestación eléctrica, la estructura metálica es sometida a las lluvias y heladas que hacen que el acero se oxide y pierda sus características de mecánicas, debido a esto es que se hace de suma importancia aplicar un galvanizado a toda la estructura para prolongar su vida útil y sus propiedades de tensión. Esta galvanización debe hacerse respetando la norma ASTM A. 123.

Las estructuras deben ser galvanizadas en caliente después de la fabricación completa. Ningún retoque, adición o modificación de los elementos será realizado después de la galvanización. Debe haber un control de calidad el cual permite velar por una buena adherencia de la masa de zinc y continuidad en el recubrimiento.

4.2 Tipos de estructuras

La ingeniería estructural abarca una extensa variedad de estructuras aparte de puentes y edificios. Entre ellas podemos citar estadios, torres de transmisión de energía eléctrica, estructuras para subestaciones eléctricas, torres de radio y televisión, cables, arcos, tanques de agua pavimentos de concreto y muchas más. Los tamaños varían desde marcos pequeños con pocas vigas y columnas.

Para enfrentarse a esta amplia variedad de tamaños y tipos de estructuras, no parece aconsejable, para aquellos que se inician en el campo de las estructuras, el aprender a tratar uno o dos casos especiales de las mismas. Deben aprender los principios básicos, que se aplican no sólo a las estructuras mencionadas en el párrafo anterior, sino también a estructuras de tipos que no se encuentran necesariamente dentro del campo de la ingeniería civil, por ejemplo barcos y aeroplanos.

Las leyes de la estática son el fundamento del análisis estructural y se utilizan en el cálculo de una estructura metálica. La teoría estructural no es difícil y sería innecesario memorizar casos especiales. Podría aparecer que algunas de las estructuras por analizarse

tienen formas rebuscadas; pero al analizarlas se verá que solo son los principios básicos los que se aplican a todas las estructuras independientemente del tamaño o de la forma.

4.3 Elementos estructurales

Los tipos básicos de elementos estructurales que consideramos son los siguientes.

- **Vigas:** son aquellos elementos sometidos a flexión. Se trata de elementos generalmente usados en posición horizontal y sujetos a cargas por gravedad o verticales.
- **Tirantes:** son elementos sometidos sólo a tensión axial.
- **Puntales:** son elementos sujetos sólo a compresión axial. (Se incluyen entre ellos a las columnas y a los montantes cargados axialmente).

4.4 Armaduras y marcos

La armadura articulada en sus nudos y el marco con nudos resistentes a momentos, son los dos tipos estructurales básicos construidos a base de elementos estructurales.

4.4.1 Armadura

Una armadura consta de un grupo de tirantes y puntales diseñados y conectados de tal manera que forman una estructura que actúa como una viga de gran tamaño. Los elementos forman comúnmente uno o varios triángulos en un solo plano y están dispuestos en forma tal que las cargas externas se aplican en los nudos, por lo que teóricamente sólo causan tensión o compresión axial en los elementos. Se supone que los elementos están conectados en sus nudos por medio de pasadores sin fricción, los cuales permiten que los extremos de los miembros giren libremente. En la figura 4.1 se muestra un tipo común de armadura. Este tipo de estructura es el que se utiliza básicamente para los elementos estructurales de una subestación.

4.4.2 Marco

Los elementos de un marco de juntas o nudos resistentes a momento están conectados rígidamente en sus extremos. Cuando se aplican cargas a esa estructura, ésta se deformará y sus nudos rotarán, pero los elementos que se unen en un nudo particular no se moverán entre sí o sea, los ángulos entre los extremos de los elementos no cambiarán. En la fig. 4.2 se muestran varios marcos con nudos resistentes a momento.

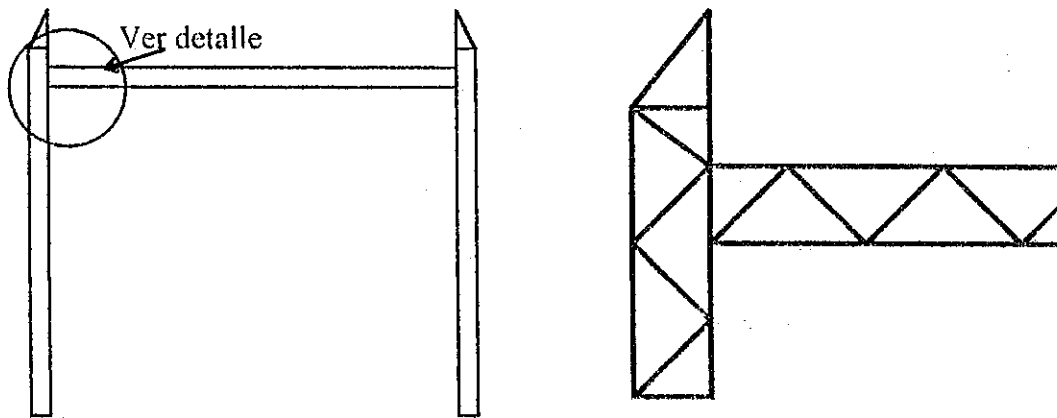


Figura 4.1 Estructura tipo armadura

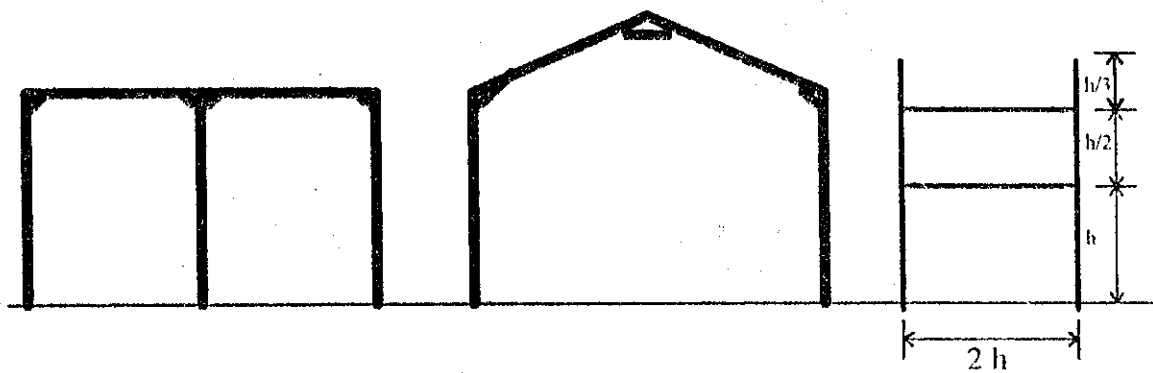


Figura 4.2 Estructura tipo marco

4.5 Perfiles más utilizados

Los perfiles estructurales de acero que se utiliza con frecuencia en la construcción de subestaciones eléctricas en Guatemala son:

- a) Angular de 3" x 1/4", para estructuras primarias y secundarias.
- b) Angular de 2" x 1/4", para estructuras secundarias.
- c) U de 4" y de 6" x 2", para estructuras primarias y secundarias.
- d) Tubo galvanizado de 2 1/2" x 1/8", para estructura principal
- e) Tubo galvanizado de 3/4" x 1/8", para estructura principal.

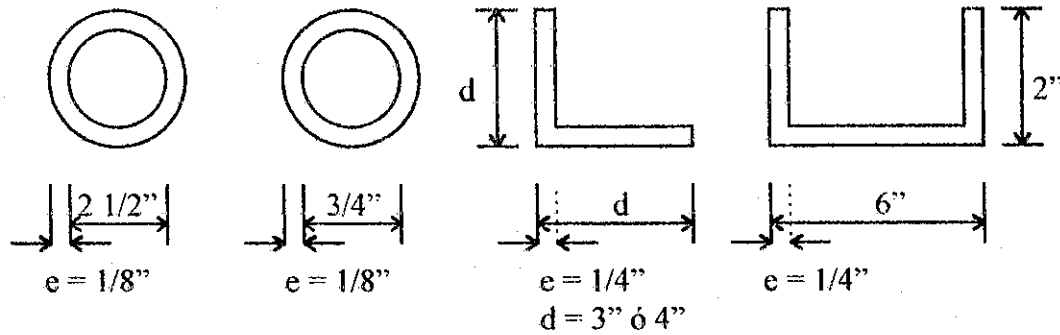


Figura 4.3 Perfiles más utilizados en la construcción de subestaciones

4.6 Cargas

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil, es tal vez la tarea más importante y difícil del diseñador de estructuras. No pueden dejar de considerarse cargas que pueden presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor o más desfavorable combinación de éstas que pueda presentarse en un momento dado.

La dos secciones siguientes de este capítulo proporcionan una breve introducción a los tipos de cargas que el diseñador de estructuras debe conocer. El propósito de estas secciones no es analizar las cargas en gran detalle, sino dar al lector una idea general del tema. Así pues, las cargas se clasifican en: muertas y vivas.

4.6.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar; en el caso de una subestación pueden ser el peso propio de la estructura y de otras cargas que están permanentemente unidas a ella como cuchillas seccionadoras, pararrayos fusibles, cables y el peso propio de la estructura se toman como carga muerta.

Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de ingeniería civil. Un ingeniero experimentado puede estimar con mucha precisión los pesos de la mayoría de los elementos estructurales y los pesos de los equipos que lleva una estructura en una subestación eléctrica, así diseñará con los pesos reales y sin estimaciones e invertirá poco tiempo en repetir diseños con estimaciones deficientes.

4.6.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar en magnitud y en posición. Simplemente dicho, todas las cargas que no son muertas. Las cargas vivas que se mueven con su propia fuente de energía, como camiones, personas y grúas se denominan móviles, mientras que las cargas pueden ser movidas, como muebles, materiales de un almacén y la nieve se llaman movibles. Otras cargas vivas son las causadas por las operaciones de la construcción, el viento, la lluvia, los sismos, las explosiones, los suelos y los cambios de temperatura. Sigue a continuación una breve descripción de algunas de esas cargas y que se aplican en una subestación eléctrica.

- **Cargas de impacto:** las cargas de impacto son causadas por las vibraciones de las cargas móviles. Es claro que un bulto que se deja caer sobre el piso de una bodega o un camión rebotando sobre un pavimento irregular, ocasiona fuerzas mayores que las que se presentarían si las cargas respectivas se aplicasen gradualmente. Las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente causadas y la magnitud de las cargas si éstas hubiesen sido muertas.
- **Cargas laterales:** las cargas laterales son de tres tipos principales: por viento, por sismo y tensión o empuje mecánico. Muchas fallas estructurales han sido ocasionadas por el viento o por un sismo. Han ocurrido fallas desastrosas en edificios debido al viento. Muchas de estas fallas han ocurrido en el proceso de montaje.

4.6.3 Cargas de viento

Muchas investigaciones se han llevado a cabo en años recientes relativas a las cargas de viento. Sin embargo, queda mucho por hacer, ya que la estimación de tales cargas de ninguna manera puede considerarse como una ciencia exacta. Las magnitudes de las cargas del viento varían con la localidad geográfica, la altura sobre el terreno, el tipo de terreno que rodea al edificio, incluyendo otras estructuras aledañas y con otros factores.

Las presiones del viento se suponen en general uniformemente aplicadas a la superficie de barlovento y se considera que pueden provenir de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy correctas porque las presiones del viento no son uniformes sobre grandes áreas; las presiones cerca de la esquina de los edificios alcanzan probablemente ahí sus intensidades máximas. Por lo tanto, desde el punto de vista práctico, es imposible considerar todas las variaciones posibles en el diseño, aunque las especificaciones actuales tienden a ser más detalladas en la formulación de sus requisitos.

La fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, como presiones o succiones en superficies inclinadas, el signo depende de la pendiente y como succiones en superficies horizontales, en superficies verticales a sotavento y superficies inclinadas debido a la formación de presiones negativas o vacíos.

Este efecto se observa por la succión cuando se levantan las tejas o las cubiertas de techos en las superficies a sotavento. En algunas estructuras comunes la succión puede ser de 100 a 150 kg/m² o mayor.

El promedio de reglamentos de construcción en Estados Unidos no hacen referencia a las velocidades del viento, ni a las formas de los edificios ni a otros factores. En ellos se pide, en general, el uso de cierta presión de viento para el diseño, por ejemplo 100 kg/m² sobre superficies proyectadas verticalmente con elevaciones de hasta 100 m. con un incremento de 12 kg/m² por cada incremento de 30 m. en la elevación. Los valores dados en esos reglamentos se consideran algo imprecisos para el diseño estructural moderno. Para una subestación eléctrica se utiliza 150-180 kg/m² de sección de la estructura.

El comité para el estudio de las fuerzas del viento de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Estados Unidos, American Society of Civil Engineer, realizó durante varios años un importante estudio de las fuerzas del viento, cuya obra tituló Wind Forces on Structures 4 que presentó en 1961. Como lo indicó en su informe, el propósito fue suministrar una información sucinta que fuese útil para los profesionistas de la ingeniería civil.

El estudio dice que la presión del viento en un edificio puede estimarse con la siguiente expresión, en la que p es la presión en kg/m² actuando sobre superficies verticales, C_s es un coeficiente de forma y V es la velocidad del viento en km/h, estimada de acuerdo con los registros locales meteorológicos.

$$p = 0.004824 C_s V^2$$

El coeficiente C_s depende de la forma de la estructura y principalmente de la del techo. Para estructuras tipo cajón, $C_s = 1.3$, del cual 0.8 corresponde a la presión en el lado de barlovento y 0.5 a la succión en el lado del sotavento. Para tales edificios la presión total sobre las dos superficies es igual, aproximadamente, a 100 kg/m² para una velocidad del viento de 125 km/h.

Como se trató en los párrafos anteriores, la determinación exacta de la carga del viento más crítica sobre un edificio o puente es extraordinariamente difícil. Si embargo, se dispone en la actualidad de suficiente información que permite efectuara estimaciones satisfactorias sobre bases razonablemente sencillas.

4.6.4 Cargas sísmicas

Muchas áreas del mundo están en territorio sísmico y en esas áreas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de los edificios, ya sean éstos altos o bajos. Un sismo ocasiona aceleraciones en la superficie del terreno. Estas aceleraciones pueden descomponerse en sus componentes verticales y horizontales. Normalmente, la

componente vertical es insignificante, pero la horizontal puede ser de magnitud considerable.

La mayoría de los edificios pueden diseñarse con poco costo extra para resistir las fuerzas generales por un sismo de regular intensidad. Por otra parte, los sismos de años recientes han mostrado claramente que los edificios diseñados sin considerar las fuerzas sísmicas pueden ser destruidos por sismos de pequeña intensidad. La práctica usual es diseñar los edificios por cargas laterales adicionales que representan las estimaciones de las fuerzas sísmicas que son iguales a 5 a 10 % del peso del edificio y su contenido. Una excelente referencia sobre el tema de las fuerzas sísmicas es una publicación de la Structural Engineers Association of California, titulada Recommended Lateral Force Requirements and Commentary.

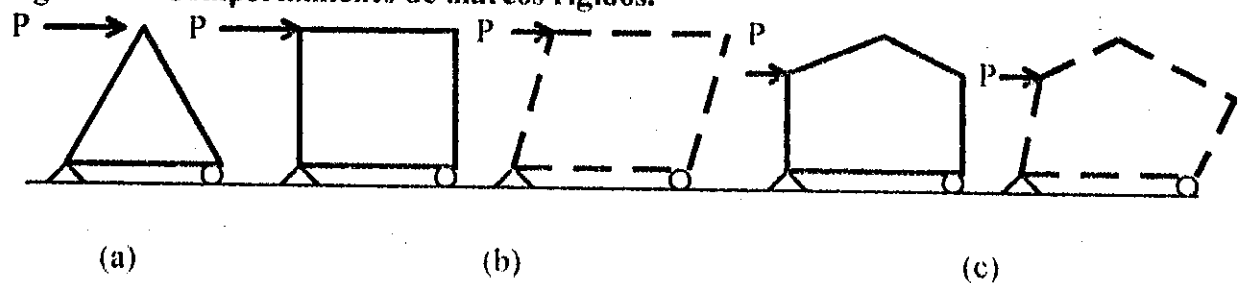
Algunas personas consideran las cargas sísmicas de diseño sólo como incrementos porcentuales de las cargas de viento. Esta idea no es correcta, ya que las cargas sísmicas difieren en su manera de actuar respecto de las cargas de viento, éstas no son proporcionales al área expuesta, sino al peso del edificio arriba del nivel considerado.

El efecto de la aceleración horizontal crece con la distancia por encima del terreno debido al efecto vibratorio del sismo, por lo que las cargas de diseño deben incrementarse proporcionalmente. Es claro que torres, tanques de agua y penthouse en las azoteas de edificios ocupan posiciones precarias durante un sismo.

4.7 Análisis estructural de la armadura

Una armadura se define como una estructura formada por un grupo de elementos estructurales dispuestos en forma de uno o más triángulos. Como se supone que los elementos están conectados entre sí por medio de pasadores sin fricción, el triángulo es la única forma estable. Analizando la armadura de la figura 4.4 a, vemos que es imposible que el triángulo cambie de forma bajo carga a menos que uno o más lados se flexionen o se quiebren. Configuraciones de cuatro o más lados no son estables y pueden fallar bajo carga, como se muestra en la fig. 4.4 b y c. Estas estructuras pueden ser deformadas sin cambiar la longitud de ninguno de sus elementos. Sin embargo, se mostrará que hay muchas estructuras estables que contienen una o más figuras que no son triángulos. Un estudio cuidadoso mostrará que éstas constan de grupos separados de triángulos conectados entre sí de acuerdo con ciertas reglas, formando entonces figuras no triangulares pero estables.

Figura 4.4 Comportamiento de marcos rígidos.

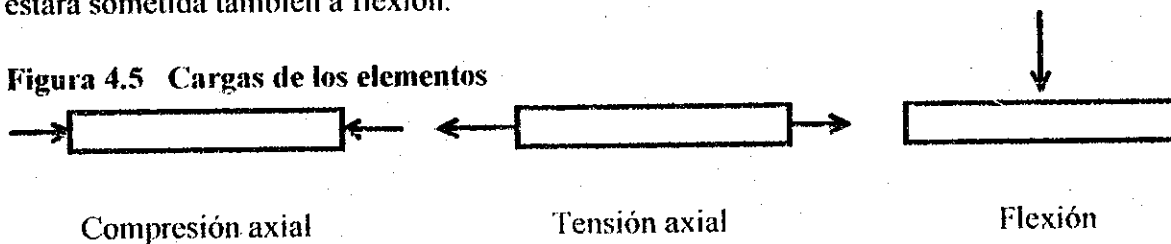


Para simplificar el análisis de las armaduras se hacen las siguientes hipótesis:

- a) Los elementos de las armaduras están conectados por medio de pasadores sin fricción. Las conexiones con pasadores se usan en muy pocas estructuras fabricadas en la actualidad, y no existen pasadores sin fricción. Una conexión fuertemente atornillada o soldada dista mucho de ser un pasador sin fricción.
- b) Los elementos de la estructura son rectos, si no lo fuesen, las fuerzas axiales ocasionarían en ellos momentos flexionales.
- c) Las deformaciones de una armadura cargada, causadas por los cambios en la longitud de los elementos individuales, no son de suficiente magnitud para ocasionar cambios apreciables en la forma y dimensiones generales de la armadura. Debe darse atención especial a las armaduras muy largas y flexibles.
- d) Los elementos están dispuestos de manera que las cargas y las reacciones se aplican sólo en los nudos de las armaduras.

La observación de las armaduras de techos y puentes, muestra que esta hipótesis se cumple en general. En edificios con armaduras en el techo, las vigas, columnas y elementos de arriostramiento se conectan directamente a los nudos de la armadura. Las cargas del techo se transmiten a las armaduras por medio de vigas que soportan directamente los largueros o largueros secundarios que corren paralelamente a las armaduras y se apoyan en los largueros principales. Los largueros se colocan sobre los nudos de la armadura a menos que la longitud de los tableros de la cuerda superior resulte demasiado larga; en tales casos a veces es económico colocar largueros entre los nudos, aunque entonces la cuerda superior estará sometida también a flexión.

Figura 4.5 Cargas de los elementos



4.8 Perfiles compactos y no compactos

Para quedar dentro de la clasificación de secciones compactas, la relación de ancho a espesor de los elementos sobresalientes del patín de compresión no debe ser mayor de $1,600 / \sqrt{F_y}$ en sistema inglés.

$$\text{Para el acero A36, } 1600 / \sqrt{F_y} = 1600 / \sqrt{36,000} = 8.42$$

4.9 Viga de acero

El diseño estructural del acero deberá efectuarse, por los tres tipos de esfuerzos que se pueden dar en este tipo de estructura que son. Tensión, flexión y compresión. Para esto

se hace necesario chequear la resistencia de los elementos tanto en función de viga como de columna.

En general, una viga de acero debe tener un área lo suficientemente grande para resistir toda la flexión, cortante y deflexión.

4.9.1 Viga a flexión

El diseño de una viga de acero, por flexión, consiste en la aplicación de la fórmula siguiente:

$$M / f = S$$

En donde:

M = Momento (lbs-plg, kg-cm)

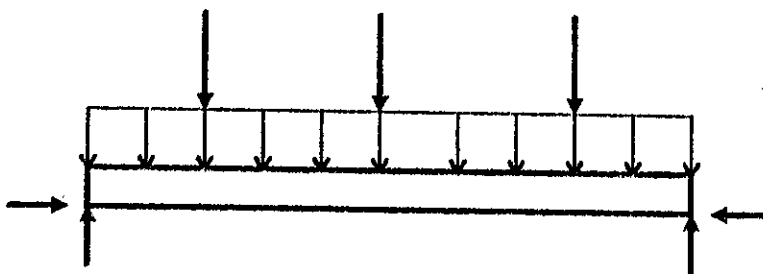
f = Esfuerzo permisible en la fibra extrema (lb / plg², kg / cm²)

S = Módulo de sección elástico (plg³, cm³)

Antes de comenzar los cálculos, se asume que el tipo de acero que se usa es A36; también debe determinarse la longitud sin soporte lateral, puesto que estos conceptos definen el esfuerzo permisible de flexión. Una vez hecho lo anterior, se calcula primeramente el momento flexionante máximo, dividiendo a continuación este momento entre el esfuerzo permisible en la fibra extrema; los reglamentos de construcción permiten 22,000 lb/plg² para el acero A36. El cociente así obtenido "S", que es el módulo de sección requerido para la viga y para seleccionar el perfil adecuado, bastará consultar las tablas de propiedades de secciones que se encuentran en el manual del AISC, dependiendo el perfil a utilizar; en general la sección más liviana es también la más económica.

Es muy importante que se comprenda perfectamente el procedimiento anteriormente descrito, ya que es aplicable a cualquier tipo de carga, sin embargo en la práctica, el tipo más común es de vigas con cargas uniformemente distribuidas y en estos casos los diseñadores pueden dirigirse directamente algunas tablas de cargas admisibles en vigas, para seleccionar el tamaño adecuado de la misma. Sólo es necesarios entonces conocer la carga y el claro. Para subestaciones se utilizan combinaciones de esfuerzos , como se verá a continuación.

Figura 4.6 Viga típica de una subestación



4.9.2 Cortante

La mayoría de vigas que son lo bastante fuertes como para resistir la flexión, son también suficientes como para resistir el cortante; es por eso que a menudo se omite este paso. Sin embargo, las vigas cortas o aquellas que tienen cargas relativamente grandes cerca de los apoyos, deben revisarse siempre por cortante; en ocasiones, el tamaño de la viga debe aumentarse para resistir estos esfuerzos. Para subestaciones es importantísimo este análisis en cada extremo de la viga.

La tendencia de una viga a fallar por cortante existe por el deslizamiento de las fibras de su sección, unas respecto a otras, tanto vertical como horizontalmente; es posible demostrar que, en cualquier sección de la viga, las intensidades totales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales, son de igual magnitud. En el caso de vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal; los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tienen su máximo en el eje neutro y son nulos en las fibras extremas. Debido a esto, se supone que el alma es la única parte que resiste el corte en la sección de una viga de acero. Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible, "F_v", que es de 14,500 lb/plg² para el acero A36, la viga es segura respecto al cortante.

La siguiente fórmula puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante promedio:

$$f_v = V / dt$$

En donde:

- f_v = Esfuerzo cortante promedio, en lb/plg² ó kg/cm²
- V = Cortante vertical máximo, en lb. ó kg.
- d = Peralte total de la viga, en plg. ó cm.
- t = Espesor del alma de la viga, en plg. ó cm.

Recuérdese que el cortante vertical máximo en vigas libremente apoyadas es igual a la reacción mayor, y que en las cargas simétricamente, cada una de las reacciones es igual a la mitad de la carga total sobre la viga.

4.9.3 Deflexión

Además de resistir la flexión y el cortante las vigas no deben deformarse excesivamente, ya que si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar deformaciones y/o agrietamientos en las platinas de la base. Por lo tanto deben revisarse para confirmar que su deflexión no sea mayor a L/360 del claro. Frecuentemente, sucede que una viga tiene las dimensiones adecuadas para resistir la flexión y el cortante, pero al revisarla se encuentra que su deflexión es mayor que la máxima permitida por los reglamentos de construcción.

Para vigas típicas con cargas simples la deflexión máxima puede calcularse mediante la fórmula:

$$D = 5/384 \times WL^3/EI$$

donde:

D = Deflexión máxima, en plg. o cm.

W = Carga total, distribuida uniformemente en lb. o kg.

L = Longitud del claro en plg. o cm.

E = Módulo de elasticidad de la viga en lb/plg² ó kg/cm².
Para el acero estructural, E = 29,000,000 lb/plg² ó
2,100,00 kg/cm².

I = Momento de inercia de la sección transversal de la viga, en plg⁴ ó
cm⁴

En una viga cuya carga difiera de las cargas simples anteriores, se puede encontrar la carga uniformemente distribuida W, produciría el mismo momento flexionante, utilizando entonces la fórmula anterior para el cálculo aproximado de su deflexión. Cuando la deflexión máxima se presenta en el centro del claro, es a veces conveniente calcular por separado las deflexiones ocasionadas por las cargas individuales que actúan sobre la viga y sumar estas para obtener la deformación total.

4.10 Diseño de columnas

4.10.1 Secciones para columnas

Debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad en una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material con respecto a los ejes de dicha sección; es decir, la forma de la sección es un factor importante. Una columna cargada axialmente tiende a flexionarse en un plano perpendicular al eje de la sección, con respecto al cual el momento de inercia sea el mínimo; como las secciones transversales de las columnas rara vez son simétricas con respecto a sus dos ejes principales, la sección ideal sería aquella en donde los momentos de inercia con respecto a ambos ejes, fuesen iguales. Las columnas tubulares cumplen con esta condición.

En el caso de una viga I, el momento de inercia con respecto al eje paralelo al alma es, con mucho el menor de los dos principales; es por esto que dicho tipo de secciones no son económicas al usarse como columnas o puntales, tomando en cuenta la cantidad de material de su sección transversal.

4.10.2 Relación de esbeltez

Al diseñar una columna de acero es importante recordar que, por lo general, el radio de giro mínimo es el que debe considerarse; este radio de giro está en función del área y la forma de la sección transversal y es una medida de su efectividad para resistir la flexión. Por otra parte se sabe que $r = I/A$; por consiguiente, r puede calcularse fácilmente si se conocen el momento de inercia mínimo y el área de la sección transversal. En realidad, este cálculo rara vez es necesario ya que r puede hallarse en las tablas de propiedades de las secciones de acero.

Para miembros principales a compresión, la relación de esbeltez l/r no debe ser mayor de 200; para miembros a tensión, que no sean varillas redondas, l/r no debe ser mayor de 240 para miembros principales, ni mayor de 300 para miembros de contravento y otros miembros secundarios. Al determinar la carga sobre una columna, uno de los primeros pasos es el cálculo de su relación de esbeltez, para utilizarla en la fórmula de cálculo de columnas; esta relación de esbeltez está involucrada en todas las fórmulas empleadas para calcular columnas de acero.

4.10.3 Longitud efectiva para columnas

Las especificaciones del AISC requieren que, además de tomar en cuenta la longitud sin soporte de la columna, se consideren también las condiciones de apoyo en sus extremos. La rotación de esbeltez se toma como kl/r , en donde k es un factor que depende del grado de restricción en los extremos de la columna, y de los medios disponibles para resistir desplazamiento lateral. Para las condiciones promedio se encuentran en la construcción de edificios, se toma el valor de $k = 1$, de modo que la relación de esbeltez kl/r se convierte simplemente en l/r . Ver figura 4.7

4.10.4 Fórmulas para el cálculo de columnas

Las especificaciones AISC señalan los siguientes requisitos para el diseño de miembros a compresión. Teniéndose en cuenta que utilizaremos el acero A36.

Los esfuerzos unitarios permisibles, en libras por pulgada cuadrada, no deberán exceder los siguientes valores:

En la sección total de miembros a compresión cargados axialmente, cuando la mayor relación de esbeltez kl/r , de cualquier segmento sin soporte lateral es menor que C_c .

$$C_c = \sqrt{(2\pi^2 \times E / F_y)}$$

$$kl/r = C_c$$

Figura 4.7 Comportamiento de columnas, según cargas y apoyos

Valores del factor de longitud efectiva K						
La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.						
Valor teórico de K	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
Valor recomendado para diseño de K	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
Condiciones de los apoyos	<p> Rotación y traslación restringidas Rotación libre, traslación restringida Rotación restringida, traslación libre Rotación y traslación libres </p>					

Entonces

$$F_a = \frac{\{ [1 - (k l/r)^2]^3 \times F_y \}}{\{ 5/3 + [(3 k l/r)^2 / (8 C_c)] - [(k l/r)^3 / (8 C_c)^3] \}} \quad \text{ksi}$$

de lo contrario se tiene que

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (k l/r)^2} \quad \text{ksi}$$

donde:

- F_a = Esfuerzo axial permisible de compresión, en ausencia de esfuerzos de flexión, lb/plg².
 k = Factor de longitud efectiva.

l	=	Longitud real sin soporte, plg.
r	=	Radio de giro que controla el diseño (por lo general el mínimo), plg.
Cc	=	Para acero A36, Cc = 126.1
Fy	=	Esfuerzo mínimo al punto de fluencia del acero utilizando para A36, Fy = 36,000 lb/plg ² .
E	=	Módulo de elasticidad del acero estructural, E = 29,000,000 lb/plg ² .

Las fórmulas de las especificaciones actuales AISC son más tediosas, pero esto no representa ninguna desventaja, pues la tabla 4.1 proporciona los esfuerzos unitarios permisibles de acuerdo con estas fórmulas, sin necesidad de ningún cálculo. Al examinar dicha tabla y se encontrará que es de gran ayuda; nótese en particular que la misma es para utilizarse con acero A36.

4.10.5 Cargas permisibles para columna

La carga axial permisible que soportará una columna de acero se encuentra multiplicando el esfuerzo unitario permisible por el área de la sección transversal de la columna. Se determinará primero el valor kl/r y de la tabla 4.1, se puede establecer después el valor del esfuerzo unitario permisible. El área de la sección de la columna se puede encontrar en las tablas del AISC.

Suponiendo que una sección 10 WF 49 de acero A36 se utilizará como columna principal, con una longitud efectiva de 14 pies. Calcúlese la carga permisible máxima que soportará.

En la tabla de propiedades de la WF se encuentra que, para una viga tal, el área es $A = 14.40$ plg², $r_{x-x} = 4.35$ plg., $r_{y-y} = 2.54$ plg. Asumiendo que la columna se encuentra libre para flexionarse en cualquier dirección; por consiguiente, al calcular la relación de esbeltez se empleará el radio de giro mínimo, o sea 2.54 plg. En ocasiones, algunas columnas están soportadas de modo tal que deben flexionarse en una cierta dirección; a menos que se presente esta circunstancia, siempre debe utilizarse el radio de giro mínimo de menor magnitud.

Para determinar la relación de esbeltez, por lo general, ésta es la condición que predomina. Los extremos de la columna están restringidos contra la traslación o rotación, lo cual significa que $k = 1.0$ como en el presente ejemplo la longitud efectiva de la columna es de 14 pies, la relación de esbeltez será:

$$kl/r = 1 \times (14 \times 12)/2.54 = 66.1$$

Tabla 4.1 Esfuerzos unitarios permisibles. $F_a = \text{kips/plg}^2$

kl/r	F_a	kl/r	F_a	kl/r	F_a	kl/r	F_a	kl/r	F_a
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.98
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73

Para determinar el esfuerzo mínimo permisible F_a recurre a la tabla 4.1; en ella se encuentra que para un miembro cuya $l/r = 66$, $F_a = 16,840 \text{ lb/plg}^2$ y $l/r = 67$, $F_a = 16,740 \text{ lb/plg}^2$. El esfuerzo permisible para $l/r = 66.1$, quedará entre 16,840 y 16,740 lb/plg^2 , por lo que interpolando, $F_a = 16,830 \text{ lb/plg}^2$.

El área de la sección transversal de una 10 WF 49 es de 14.4 plg^2 , en consecuencia la carga permisible sobre la columna será de $14.4 \times 16,830 = 242,350 \text{ lb}$.

Cuando se usa una columna de sección compuesta, debe calcularse su radio de giro mínimo.

4.10.6 Diseño de columnas de acero

A falta de tablas de seguridad, el diseño de columnas puede realizarse por medio de método de tanteos. La información con que se cuenta incluye siempre la carga y la longitud de la columna; el diseñador debe escoger entonces una sección tentativa y, por medio de la fórmula de columna, calcular la carga permisible que soportará. Si esta carga permisible es menor que la carga real a soportar, la sección propuesta no es suficiente y debe probarse otra sección de modo similar.

En la práctica, el diseñador selecciona el tamaño adecuado para la sección de la columna, directamente, por medio de las tablas de propiedades de secciones del AISC según el perfil que se va a utilizar.

Para diseñar una columna de acero primero debe definirse la carga de diseño y la longitud, luego deben seguirse los siguientes pasos:

- a) Supóngase una sección tentativa y anótese los datos de su área y su radio de giro mínimo consultando las tablas de propiedades.
- b) Calcúlese la relación de esbeltez kl/r ; siendo l la longitud sin soporte de la columna. El valor de k depende de sus condiciones de extremo.
- c) Calcúlese F_a , el esfuerzo unitario permisible, mediante la fórmula de columna o usando la tabla 4.1.
- d) Multiplíquese la F_a encontrada en el paso anterior por el área de la sección transversal; este producto da la carga permisible sobre la sección tentativa de la columna.
- e) Compare la carga permisible encontrada en el paso d con la carga de diseño; si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la de diseño, pruébese una sección mayor y revísese de la misma manera hasta que encuentre una sección que sea igual o mayor que la carga de diseño.

4.11 Placas de base para columnas

A menos que se use un emparrillado de acero, las columnas se soportan en su base por medio de cimentaciones de mampostería, por lo general de concreto; para evitar que el

concreto se rompa, se fija a la base de la columna una placa de acero, para distribuir su carga sobre una área adecuada. Es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto. La columna se fija a la placa base por medio de soldadura o mediante angulares que a su vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

4.11.1 Diseño de placas de base para columnas

El área de la placa de base se encuentra fácilmente, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión "m" o "n", cualquiera que sea la mayor. Ver figura 4.9. Se supone que la carga de la columna está distribuida uniformemente sobre el área rectangular punteada; a continuación se ilustra el procedimiento.

Paso 1. Determinar A, el área requerida de la placa.

$$A = P/F_p$$

A = área de la placa en cm^2 ó plg^2 .

P = carga total de la columna de lb. ó kg.

F_p = esfuerzo permisible de compresión en la mampostería en lb/plg^2 ó kg/cm^2 .

Las especificaciones AISC señalan F_p como 0.25, f'_c cuando toda el área del concreto está cubierta por la placa, e igual 0.375 f'_c cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto. Para un tipo de concreto usando comúnmente, $f'_c = 3,000 \text{ lb/plg}^2$ (210 kg/cm^2), por lo que $0.25 f'_c = 750 \text{ lb/plg}^2$ (52 kg/cm^2) y $0.375 f'_c = 1.125 \text{ lb/plg}^2$ (79 kg/m^2).

$$A = B \times C$$

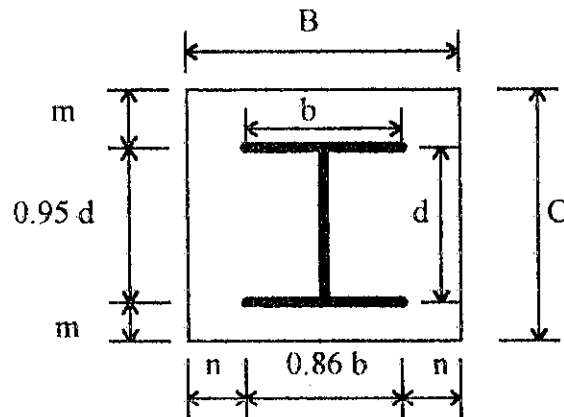
Paso 2. Elaborar un croquis semejante, seleccionando una placa cuya área sea igual a B x C y en sus dimensiones m y n casi iguales.

Paso 3. Calcular las dimensiones m y n, utilizando los 0.95 d y 0.80 b, como se muestra en la figura 4.8.

Paso 4. Resolver la siguiente fórmula para t, el espesor de la placa, utilizando el valor de m o n, el que sea mayor.

$$t = \sqrt[3]{pm^2/F_b} \quad \text{o bien} \quad t = \sqrt[3]{pn^2/F_b}$$

Figura 4.8 Diseño de placa de acero



donde:

t = espesor de la placa, en plg. o cm.

p = presión real sobre la mampostería, en lb/plg² o kg/cm².

n = Proyección de la placa, por fuera de la columna, en plg. o cm.

Fb = Esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa de apoyo. Las especificaciones AISC señalan el valor de Fb como 0.75 Fy; por tanto, para acero A36, $Fb = 36,000 \times 0.75 = 27,000$ lb/plg².

5. DISEÑO DE UNA SUBESTACIÓN TÍPICA

El presente estudio consiste en el diseño y construcción de la obra civil de una subestación eléctrica, conforme a especificaciones de dimensión y peso de equipos, más su configuración eléctrica específica por efectuarse en un terreno.

5.1 Descripción de los trabajos

Se debe tomar en cuenta todos los objetos, artículos, utensilios, herramientas, equipo, materiales, mano de obra y demás implementos necesarios para completar debidamente los trabajos al ejecutarlos, de acuerdo con la buena práctica profesional y reglas del arte de construir. Para el diseño de una subestación eléctrica deben efectuarse los siguientes pasos.

- a) Estudio completo de suelos.
- b) Levantamiento topográfico.
- c) Elaborar juego de planos.
- d) Calcular el movimiento de tierras hasta el nivel necesario.
- e) Diseño de plataformas estructurales de suelo.
- f) Diseño de cimientos, dependiendo del tipo de carga de estructuras y equipos.
- g) Diseño de canalización para la instalación eléctrica subterránea requerida.
- h) Diseño de canalización para agua pluvial.
- i) Diseño de fosa para retención de aceites.
- j) Diseño de caseta para equipos de señal y control.
- k) Diseño de muro perimetral y fachadas, incluyendo portón de ingreso.

5.2 Estudio de suelos

Se debe estudiar el suelo para establecer las especificaciones requeridas para el diseño de la obra civil; el valor soporte del suelo la construcción de una subestación eléctrica debe ser de 16 a 17 ton/m². El estudio de suelos debe presentar los siguientes datos:

- a) El tipo de suelo.
- b) Las características físicas del suelo.
- c) La estratigrafía del suelo.
- d) El valor soporte del suelo.
- e) Límites de Attenberg.

5.3 Levantamiento topográfico

Debe efectuarse un levantamiento topográfico de planimetría y altimetría que se utiliza para proponer el diseño dependiendo de las características físicas del terreno y tratando de acomodar la configuración eléctrica en la mejor posición tanto de maniobrabilidad del equipo y llegada de la línea de alta tensión. El levantamiento topográfico debe proporcionar como mínimo la siguiente información:

- a) Plano topográfico con colindancias del terreno y ubicación.
- b) El área del terreno.
- c) Los rumbos o azimut entre estaciones del terreno.
- d) La distancia entre estaciones del terreno.
- e) La ubicación del BM.
- f) Las curvas de nivel
- g) Perfiles que permitirán calcular el movimiento de tierras necesario.
- h) La altura o cota de la plataforma se efectuará dependiendo de la entrada o salidas de las líneas de alta tensión.

5.4 Elaboración de juego de planos

Se elabora un juego de planos dependiendo de criterios de diseño tales como, libranzas mínimas de conducción eléctrica, maniobrabilidad y peso de los equipos. Estos planos se mencionan a continuación.

- a) Plano topográfico del terreno.
- b) Plano de plataforma estructural.
- c) Plano de perfiles del terreno.
- d) Plano de la ubicación de la cimentación de la subestación.
- e) Plano del muro perimetral.
- f) Plano de la canalización eléctrica.
- g) Plano de drenajes.
- h) Plano de la canalización pluvial.
- i) Plano de la caseta de controles eléctricos, etc.

5.5 Movimiento de tierras

En este renglón se debe considerar el retiro de la capa vegetal y suelo de corte así como cualquier arbusto, planta u obstáculo que se encuentre, en una profundidad no menor a 0.30 mt.. Se considera donde sea necesario el acarreo hasta el botadero autorizado de conveniencia de todo el material del desecho. Debe considerarse también el suelo de relleno. Este es material selecto y cumpliendo con las características del inciso 5.6 **Conformación de plataformas.**

5.6 Conformación de plataforma

El relleno estructural se diseña en donde sea necesario de material selecto, cuidando que esté libre de materia orgánica y de piedras demasiado grandes. Se coloca en capas no mayores de 15 cm., las cuales deben ser compactadas al 95% de proctor modificado. No se recomienda hacer un relleno estructural sobre la capa vegetal.

5.6.1 Material selecto: el material selecto utilizado para relleno estructural, debe ser un material suelto, libre de materia orgánica y demás sustancias extrañas, sin piedras mayores de 5 cm. y no debe tener menos de un 50% de material menor de 3/8" de diámetro.

5.6.2 Suelo cemento: en donde sea necesaria la colocación de suelo cemento, se diseña con material selecto con las características definidas anteriormente, y en una proporción de 1:8, una proporción de cemento por 8 de material selecto, cuidando que la mezcla de ambos materiales sea homogénea, y que el agua sea bien distribuida.

5.7 Diseño de cimentación

5.7.1 Suelo

Para el diseño de la cimentación de una subestación eléctrica, el suelo debe tener un valor soporte mínimo de 16 a 17 ton/m². De lo contrario, se recomienda la conformación del terreno con un relleno estructural desde un suelo firme hasta la cota de la cimentación con las características de la conformación de plataformas del inciso 5.6.

5.7.2 Excavación para cimentación

Al realizar la excavación para la cimentación se debe tener en cuenta que el fondo de la excavación que se especifique en el plano debe estar sobre terreno firme, libre de materia orgánica y de una resistencia capaz de soportar el peso de la cimentación.

Se debe detectar si el suelo en que se ubica la cimentación cumple con las condiciones mencionadas en el inciso 5.7.1, de lo contrario se excava hasta encontrar un buen suelo, rellenándose posteriormente con suelo cemento compactado al 95% de proctor modificado. Además, las paredes de la excavación deben ser cubiertas con lechada de cemento.

5.7.3 Cimientos

Se construyen diferentes tipos de cimiento conforme la ubicación de los mismos dentro del terreno. El tipo de cimiento se escoge dependiendo del tipo de carga que soportan y/o características físicas del equipo que se utiliza. Para el diseño de los estos cimientos deberá tomarse criterios de puntaleje, volteo y peso de la estructura.

5.7.4 Concreto

El concreto debe ser de $f'c = 281 \text{ kg./cm}^2$ o 4000 PSI, se recomienda por la magnitud de los cimientos que sea adquirido en Mixto Listo ya que el concreto se elabora de acuerdo a las especificaciones COGUANOR NGO 41001 y ASTM C595. Para concreto premezclado es necesario realizar un ensayo de resistencia a la compresión a los 7 días, por cada camión llegado a la obra.

Para el concreto elaborado en obra, debe hacerse un diseño previo de las mezclas para asegurarse que se obtiene la resistencia mínima requerida realizando un ensayo de compresión por cada día de fundición después de 7 días, debe tenerse en cuenta que los agregados, tanto finos como gruesos, deben estar libres de arcillas, suciedad y materias orgánicas y que el agua debe de ser limpia y de preferencia potable.

Los ensayos de compresión se realizan de acuerdo lo establecido en el inciso 3.9.5.

5.7.5 Acero de refuerzo

El acero debe ser de varillas de grado 40, es decir f_y de 2810 kg/cm² o 40,000 PSI y malla electrosoldada de grado 70 en las cantidades, dimensiones y diámetros establecidos en planos. Debe de cumplir con las calidades y características definidas en la sección 3.5 del Reglamento ACI 318-95. Es de hacer notar que las varillas deben ser de calidad certificada y no del llamado tipo "comercial" y deben de estar libres de grasa, suciedad o cualquier materia extraña.

5.7.6 Fundición del cimiento

Para la fundición del cimiento, debe tenerse especial cuidado que el acero de refuerzo esté colocado en las cantidades, dimensiones y ubicación establecida en el plano. Además se verifica que los recubrimientos del concreto estén de acuerdo con lo especificado en el plano.

El concreto debe tener un asentamiento máximo de 12 centímetros con aditivo como el que se observa en la tabla 3.2, se debe tener cuidado en su vibración al momento de colocarlo para evitar vacíos.

Se recomienda para la ejecución del cimiento, la utilización de formaleta metálica y/o la prefabricación de algunos de sus elementos, especialmente aquellos donde van colocados los pernos de anclaje de la estructura metálica.

5.7.7 Pernos de anclaje

Perno es un material de anclaje con rosca en uno de sus extremos y se utiliza para la fijación de estructura metálica. Los pernos deben ser de acero A36 con un recubrimiento de galvanizado en caliente, y sus dimensiones dependen del tipo de cimiento en donde se coloca y también del esfuerzo de tensión y corte para el cual fue diseñado.

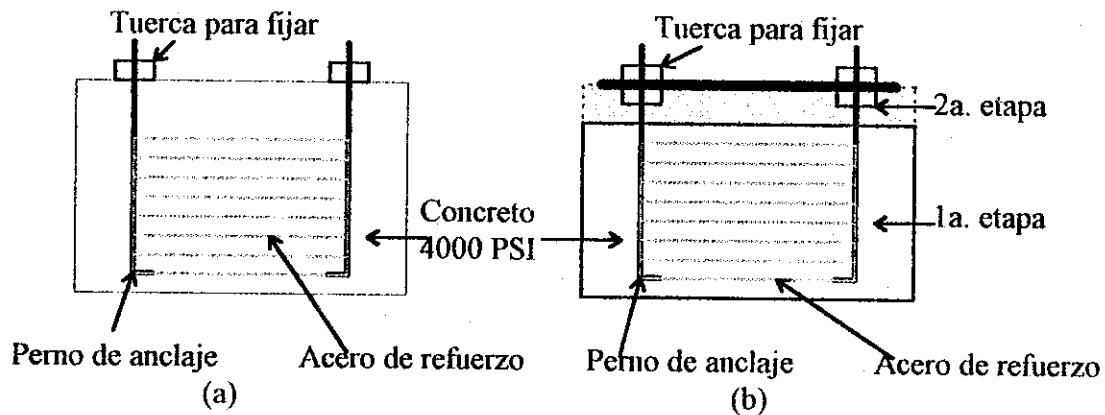
Se debe tener cuidado con la alineación de los pernos, evitando que los mismos se doblen o queden torcidos después de la fundición, ya que posteriormente se instalan estructuras metálicas, las cuales deben de coincidir con dichos pernos.

Existen dos tipos de estructuras metálicas para la colocación de equipo de protección y accesorios de una subestación eléctrica, estas difieren en la forma que son ancladas y en la elaboración del cimiento. A continuación se mencionan dichas estructuras:

- a) **Estructura fija.** Esta estructura se fija con un perno de rosca de 3" de largo y su cimiento se funde monolíticamente. Ver figura 5.1 a
- b) **Estructura armable.** Esta estructura se fija con un perno de una rosca de 5" de largo aproximadamente; la fundición del cimiento debe hacerse en dos etapas, la primera se funde

hasta una distancia de 10 pulgadas antes de la culminación del cimiento, que permite la nivelación de las estructuras con los pernos mediante dos tuercas, cuando se logra esto, se funde la totalidad del cimiento a manera que la fundición quede casi de una manera monolítica. Ver figura 5.1 b

Figura 5.1 Anclaje para estructuras



5.7.8 Acabados

Todas las partes expuestas del cimiento deben tener un acabado alisado, cuando la fundición de estas partes se realice en obra. El alisado de las partes expuestas deberá de hacerse en el mismo momento de la fundición, con la finalidad de evitar agrietamientos en el acabado. Todas las aristas visibles de los cimientos y viga carrilera son terminados en forma de ochavo, tal como aparece en plano.

5.8 Diseño de canalización para la instalación eléctrica subterránea

Se diseñan dos cajas de mampostería reforzada para la instalación cables necesarios para los controles de equipo eléctrico de la subestación, los cuales manipulan desde la caseta de control. Deben tener capacidad para conducir los ductos de PVC que sean requeridos por el diseño eléctrico. Existen dos tipos de se observan en los planos del anexo 1, sus dimensiones dependen de la cantidad de cables que conducen.

Esta caja se diseña con los materiales a su elección, pero se recomienda utilizar los siguientes materiales:

- Ladrillo de barro cocido de 0.11 x 0.22 x 0.07 mts. con una resistencia de 200 PSI.
- Ductos de PVC de 125 PSI con diámetros de 2" más 1 ducto de 3" 125 PSI.
- Concreto de 3000 PSI. Mencionado en la sección 5.11.2.
- Acero de refuerzo de grado 40. Mencionado en la sección 5.11.4.
- Sabieta de proporción 1:2, una proporción de cemento por 2 de arena.

5.9 Diseño de canalización para agua pluvial

Se diseña un drenaje de agua pluvial ó canaleta, cuyo propósito es la evacuación del agua o humedad que en cualquier forma pueda perjudicar el funcionamiento de la subestación eléctrica. Para el diseño de la canaleta se toman en cuenta:

- El área y la dirección del escurrimiento del agua que se drena.
- La pendiente de la canaleta.
- La precipitación máxima.
- La sección transversal del canal.

Existen varios métodos para el diseño de una canaleta, pero para nuestro caso en estudio se recomienda utilizar el Método Racional.

Método racional: en este método se asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando el área tributaria esta contribuyendo con su escorrentia superficial durante un período de precipitación máxima de diseño que debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana para llegar hasta el punto considerado o tiempo de concentración. El método racional esta representado por la formula siguiente:

$$Q = CIA / 360, \text{ en donde } I = a / (t+b)$$

$$Q = \text{Caudal de diseño en m}^3/\text{seg.}$$

$$A = \text{Área drenada de la cuenca en hectáreas.}$$

$$I = \text{Intensidad de lluvia en mm/hora.}$$

$$C = \text{Coeficiente de escorrentia.}$$

$$a \text{ y } b = \text{Varían en cada región, datos proporcionados por INSIVUMEH.}$$

$$t = \text{Tiempo de concentración en minutos.}$$

Adicionalmente a esta, para encontrar el área de la canaleta se utiliza la fórmula de Manning y de caudales.

$$V = I/N \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$Q = V \times Ar, \text{ de estas dos ecuaciones se obtiene una que queda como se muestra a continuación.}$$

$$Q = I/N \times R^{2/3} \times S^{1/2} \times Ar$$

en donde:

$$V = \text{Velocidad en m/seg.}$$

$$R = \text{Radio hidráulico.}$$

$$S = \text{Pendiente.}$$

$$Q = \text{Caudal en m}^3/\text{seg.}$$

$$Ar = \text{Área de tubería circular en m}^2.$$

$$D = \text{Diámetro en m.}$$

N = Coeficiente de rugosidad. Para el concreto es 0.013

Tabla 5.1 Coeficientes de C

Tipo de Terreno	Coeficiente de "C"
• Terreno montañoso y escarpado y montañoso.	• 1.00
• Terreno con mucha loma.	• 0.80
• Terreno con poca loma.	• 0.60
• Terreno muy ondulado.	• 0.50
• Terreno poco ondulado.	• 0.40
• Terreno casi ondulado.	• 0.30
• Terreno plano.	• 0.20

La pendiente mínima de la canaleta será de 1.5% y se diseñan cajas recolectoras en donde sea necesario. Se recomiendan los siguientes materiales para la elaboración de la canaleta y cajas recolectoras.

- a) Ladrillo de barro cocido de 0.11 x 0.22 x 0.07 mts. con una resistencia de 200 PSI.
- b) Concreto de 3000 PSI. Mencionado en la sección 5.11.2.
- c) Acero de refuerzo de grado 40. Mencionado en la sección 5.11.4.
- d) Sabieta de proporción 1:2, una proporción de cemento por 2 de arena.

5.10 Diseño de fosa para retención de aceites

Se diseña la canalización y una fosa de retención de aceites, su función es recolectar cualquier posible fuga que pudiera darse por desperfectos del transformador por recalentamiento. Las medidas de la canalización y fosa dependerán de la cantidad de aceite que el transformador contenga. Los materiales que se utilizan en la construcción de esta fosa y la canalización quedan a criterio del diseñador pero se recomiendan estos:

- a) Concreto de 4000 PSI. Mencionado en la sección 5.7.4.
- b) Acero de refuerzo de grado 40. Mencionado en la sección 5.7.5
- c) Electromalla de 6 x 6 - 6/6 ubicada al centro del concreto. Mencionado en la sección 5.7.5.
- d) Sabieta de proporción 1:2, una proporción de cemento por 2 de arena.

5.11 Diseño de caseta para equipos de señal y control

Debe diseñarse una caseta, que garantice la protección de la intemperie de los equipos de señal que se encuentran en una subestación eléctrica. Para esto se hace necesario observar varias condiciones que se ponen en los diferentes aspectos de construcción que son:

- Las dimensiones y altura de la caseta dependen del equipo que estará ubicado dentro de ella, así como la manejabilidad del mismo.

- La construcción puede ser de mampostería reforzada o cualquier otro tipo de construcción a su elección.
- El techo de preferencia debe ser de losa de 0.10 mt. con un refuerzo de malla electrosoldada de 6 x 6.
- Piso de concreto $f_y = 3000$ psi. y su acabado alisado.
- La ventilación de la caseta depende del equipo que se encuentre ubicado dentro de ella.
- Canalización para las instalaciones eléctricas.

5.11.1 Paredes

Las paredes son fabricadas de acuerdo al criterio del diseñador, ya sea de mampostería o de concreto; de realizarse el muro con paredes prefabricadas, se recomienda con paneles de Muro Listo del Tipo V-75L y V-50L, para soportar techo con losa de concreto. Los paneles deben ser alineados y plomados previo a fundir el cimiento corrido, el cual debe cubrir el panel con un mínimo de diez centímetros.

Las juntas de los paneles deben ser llenadas con mezcla de cemento, cal hidratada, arena de río y agua, con una proporción en la mezcla de 1:1.5:4.5, la cual debe ser lo suficientemente fluida para que llene toda la junta formada por los paneles.

La viga de corona debe ser armada y fijada por los pines en la parte superior de los paneles, los cuales deben quedar empotrados en dos centímetros dentro de la fundición de concreto.

5.11.2 Concreto

El concreto a utilizar es de $f'_c = 210$ kg/cm² o 3000 psi para columnas y soleras. Se elabora de acuerdo a las especificaciones del capítulo No. 4 del Reglamento ACI 318-95, pudiendo ser el mismo premezclado o elaborado en otra con concretera con una proporción de 1:2:3. Es necesario efectuar un ensayo de resistencia a la compresión por cada día de fundición. Si es necesario aplicar algún tipo de acelerante se recomienda utilizar el SIKASET L o similar, para lograr altas resistencias a temprana edad.

5.11.3 Cimiento corrido

El cimiento corrido debe ser fundido en dos pastillas de concreto de 10 centímetros de peralte cada una, asegurándose que el zanjeo debe estar nivelado y limpio de cualquier materia extraña, además los laterales y fondo de las zanjas deben ser recubiertos con lechada de cemento y el refuerzo debe estar perfectamente centrado y nivelado, tal como se indica en los planos.

5.11.4 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo a utilizar son básicamente varillas de grado 40 como el que se menciona en el inciso 5.7.5 y malla electrosoldada de grado 70, en cantidades, dimensiones y diámetros establecidos en planos.

5.11.5 Acabados

El acabado del muro debe ser ensabietado y cernido vertical, el cielo es ensabietado y cernido remolineado, si fuera construido con muro prefabricado se debe utilizar el adherente SIKA LÁTEX, además, las juntas de los paneles quedarán sisadas.

El acabado de la cenefa debe ser blanqueado. La losa es impermeabilizada con plastocrete DM utilizando las proporciones recomendadas por el fabricante y los desniveles en techos son determinados en base al peralte mínimo de la losa de concreto de 10 centímetros con acabado alisado. El piso debe ser alisado y sisado.

5.11.6 Pintura

Los muros llevan dos manos de pintura Látex marca Fuller color blanco hueso, código 3003 en ambas caras. En los balcones y puertas se aplican dos manos de pintura anticorrosiva y dos de pintura esmaltada café, marca Fuller código 228.

5.11.7 Acera perimetral

La banqueta exterior es de concreto de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ ó 2000 PSI y debe cisarse a cada metro con un peralte de 5 centímetros.

5.12 Diseño de muro perimetral

Debe construirse un muro perimetral de mampostería preferiblemente, para garantizar la seguridad de las instalaciones con las siguientes características:

- a) Altura mínima del muro, entre 3 ó 4 mts. sisados.
- b) Se coloca una malla galvanizada con un tubo galvanizado de 1 1/4" de 1.30 mts. de altura incluyendo 4 hilos de alambre espigado. Ver planos del anexo 1.
- c) Se modula el muro con columnas a cada 2 metros entre sí, las columnas serán de 0.15 x 0.15 mt. de sección.
- d) Se colocan juntas de dilatación a cada 5 tramos del muro mencionado en el inciso anterior.
- e) Debe tener solerás de humedad, media y de corona, con sección de 0.20 x 0.15 mt.
- f) Un cimiento corrido de 0.20 x 0.40 mt.

5.12.1 Concreto

El concreto a utilizar en las columnas y soleras del muro perimetral es de $f'c$ de 210 kg/cm² o 3000 psi. Este se elaborará de acuerdo a las especificaciones de la sección 5.11.2.

5.12.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo a utilizar es de varillas de grado 40, es decir $f_y = 2810$ kg/cm² o 40000 psi y malla electrosoldada de grado 70 en las cantidades, dimensiones y diámetros establecidos en los planos. Este acero debe respetar las especificaciones mencionadas en la sección 5.11.4.

5.12.3 Block

El block a utilizar para el levantado del muro perimetral debe tener una resistencia mínima de 70 kg/cm².

5.12.4 Morteros

El mortero utilizado para el levantado del muro perimetral y la fachada, debe ser del tipo A-1, y para cernidos y repellos del tipo V, especificados en el capítulo 8, tabla 8-1 de las normas de construcción del FHA.

5.12.5 Acabados

Tanto las soleras como las columnas llevan cernido lija en las caras expuestas.

5.12.6 Malla perimetral

La malla a utilizar es calibre 12 de 1" x 1" con tubos galvanizados de 1 1/4" a cada 2 metros y sus respectivos tapones hembra en la parte superior.

5.13 Muro de Fachada

Debe diseñarse una fachada que sea agradable a la vista, para no perjudicar el entorno y el medio ambiente del lugar, en este trabajo optamos por diseñar un tipo construido con un block especial que se menciona a continuación, esta fachada debe cumplir con las siguientes condiciones.

- a) La altura mínima del muro es de 3.00 mts. vistos
- b) Se coloca una baranda de metal 0.75 mts. de altura colocado al centro de la pared. Esta debe estar pintada con dos manos de pintura anticorrosiva y una de color a elegir.
- c) Debe tener soleras de humedad, media y de corona no vistas, con sección de 0.20 x 0.10 mts.
- d) Un cimiento corrido de 0.20 x 0.40 mts.

e) Un portón metálico de acceso de 6.00 x 3.00 mts. de altura + 1.00 mts. de malla.

5.13.1 Concreto

El concreto a utilizar en las columnas y soleras del muro de fachada es de f_c de 210 kg/cm² o 3000 psi. Este se elabora de acuerdo a las especificaciones de la sección 5.11.2.

5.13.2 Acero de refuerzo

Es igual al mencionado en el inciso 5.11.4, mencionado anteriormente.

5.13.3 Block

El block a utilizar para el levantado del muro perimetral debe tener una resistencia mínima de 70 kg/cm². El block a usar en la fachada de la subestación debe ser block Estriado, Rustriblock u otro que sea agradable a la vista.

5.13.4 Morteros

El mortero utilizado para el levantado de muro perimetral y fachada es del tipo A-1, y para cernidos y repellos del tipo V, especificados en el capítulo 8, tabla 8-1 de las normas de construcción del FHA.

5.13.5 El portón de ingreso

Las dimensiones del portón de ingreso dependen del tamaño de los equipos eléctricos que se colocan, así como los móviles que se utilizan para el efecto. Se recomiendan las siguientes dimensiones como mínimas 6.00 x 3.00 mts. y una altura de 3.00 mts + un tramo de malla de 1.00 mts. de altura mínimo. A continuación se presentan los materiales que se utilizan para a fabricación del portón:

- a) Lámina de 3/64".
- b) Tubo galvanizado de 1 1/2" de diámetro entre hojas del portón.
- c) El poste que sostiene el portón será de tubo galvanizado de 4" de diámetro.

5.14 Cantidades estimadas de trabajo

Las cantidades estimadas del trabajo a realizar, dependen de cada uno de los diseños de los ítems anteriores, los cuales sirven para planificar y cuantificar los costos de materiales y mano de obra posteriormente.

5.15 Período de ejecución

La ejecución de los trabajos debe ser en un período que permita que los montajes de estructuras y equipos puedan hacerse sin premura o tropiezo para antes del período de pruebas de funcionamiento.

5.16 Servicio de agua y electricidad

Se debe considerar el diseño de la acometida tanto del suministro del agua y la instalación eléctrica 120/240 voltios. trabajar toda la obra civil.

5.17 Pruebas de laboratorio

Se efectúan las pruebas de laboratorio que permitan probar la calidad del acero, concreto y suelos.

- a) Ensayos de resistencia del concreto.
- b) Ensayos de resistencia del acero.
- c) Ensayos de densidad de arena.

5.1.8 Licencias y permisos

Al diseñar una subestación eléctrica debe efectuarse el pago de la licencia municipal y permisos necesarios. Se debe considerar un estudio de impacto ambiental.

5.1.9 Estudio de impacto ambiental

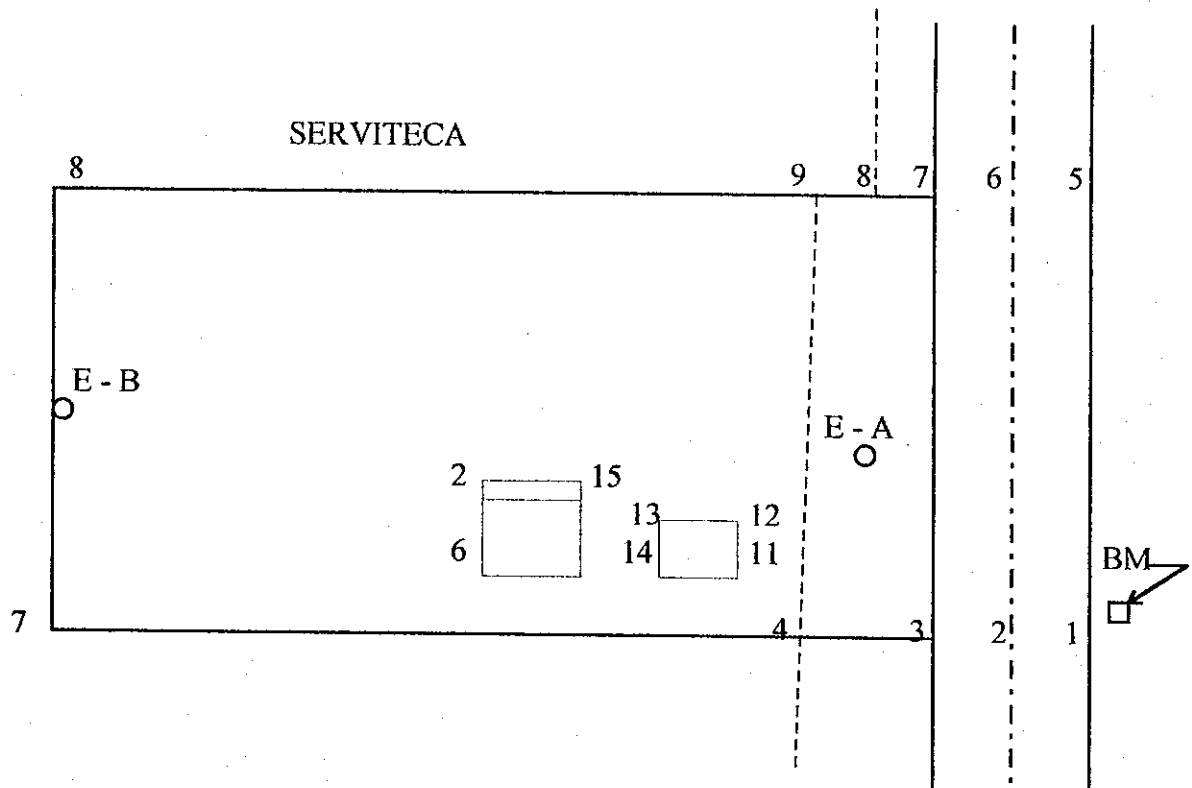
Se efectúa un estudio de impacto ambiental, su propósito es afectar lo menos posible el entorno ecológico y el medio ambiente. Para efectuarlo se recomienda tomar en cuenta parámetros que podrían causar daño ecológico y son:

- El ruido producido por el equipo eléctrico.
- El derrame de aceite que se provoca por calentamiento del transformador.
- Tala de árboles existentes en el predio, etc.

ANEXO I

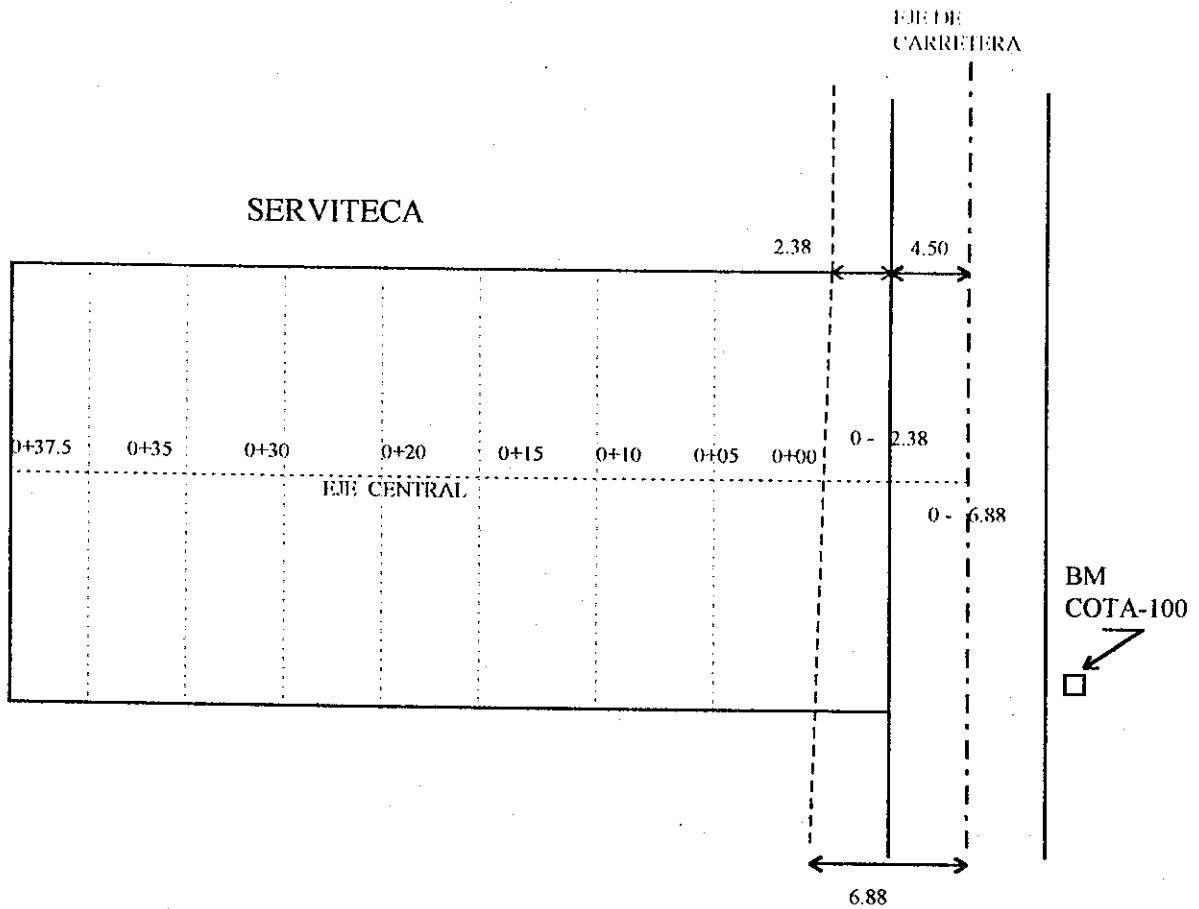
EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA	ANG. VERT.	OBSERVACIONES
E-A	1	173° 03' 48"	17.582		Bordillo
	2	202° 13' 48"	12.060		Bordillo
	3	212° 26' 22"	11.872		Esquina de terreno
	4	225° 05' 00"	12.005		Esquina de terreno
	5	78° 53' 30"	12.920		Bordillo
	6	44° 51' 12"	11.978		Bordillo
	7	32° 28' 33"	11.887		Esquina de terreno
	8	28° 11' 06"	11.992		Esquina de pared
	9	22° 09' 42"	12.245		Esquina de pared
	10	168° 57' 06"	16.510	90° 00	BM. Cota 100.00
	11	248° 00' 00"	12.820	90° 00	Esquina de camión
	12	253° 00' 00"	10.570	90° 00	Esquina de camión
	13	282° 34' 48"	16.310	90° 00	Esquina de camión
	14	276° 09' 48"	17.990	90° 00	Esquina de camión
	15	283° 06' 42"	18.090	90° 00	Esquina de banqueta
E-A	E-B	305° 59' 27"	37.991	90° 00	Estación auxiliar
E-B	1			90° 00	
	2	153° 43' 54"	13.735	90° 00	Esquina de banqueta de casa
	3	158° 10' 12"	15.600	90° 00	Nivel de casa
	4	149° 40' 00"	18.800	90° 00	Nivel de casa
	5	146° 10' 12"	22.005	90° 00	Nivel de casa
	6	165° 31' 00"	15.460		Esquina de casa
	7	212° 26' 22"	11.885		Esquina de terreno
	8	32° 26' 23"	12.438		Esquina de pared

LIBRETA DE CAMPO



EST.	P.O.	H.I.	ANG. VERT.	(-)	COTA	OBSERVACIONES
E-A		1.395			101.395	El Bm esta ubicado en caja
	10		90° 00	2.445	100.28	Esquina de camión
	11		90° 00	1.249	101.476	Esquina de camión
	12		90° 00	1.322	101.403	Esquina de camión
	13		90° 00	1.333	101.392	Esquina de camión
	14		90° 00	1.405	101.32	Esquina de banquetta
	15		90° 00	1.362	101.363	Estación auxiliar
E-B	1	1.63	90° 00	2.273	99.357	Cota tomada desde BM
	2		90° 00	1.179	101.546	Esquina de banquetta de casa
	3		90° 00	1.087	101.638	Nivel de casa
	4		90° 00	1.103	101.622	Nivel de casa
	5		90° 00	1.091	101.634	Nivel de casa

LIBRETA DE NIVELACIÓN DE EJE CENTRAL, hoja número 1



EST.	P.O.	H.I.	ANG. VERT.	(-)	COTA	OBSERVACIONES
B.M. 0+00		2.725			102.725	BM = COTA 100.00
	0+05		90°00'	1.635	101.090	EJE CENTRAL
	0+10		90°00'	1.368	101.360	LADO DERECHO
	0+11.88		90°00'	1.350	101.380	
			90°00'	2.297	100.428	
	0+05		90°00'	1.640	101.090	LADO IZQUIERDO
	0+10		90°00'	2.520	100.210	
	0+11.88		90°00'	2.411	100.314	
0+05			90°00'	1.406	101.320	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.250	101.480	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.110	101.620	
	0+12.25		90°00'	1.1305	101.600	
	0+05		90°00'	1.525	101.200	LADO IZQUIERDO
	0+10		90°00'	1.693	101.030	
	0+11.30		90°00'	1.640	101.090	
0+10			90°00'	1.393	101.332	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.319	101.410	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.124	101.600	
	0+12.67		90°00'	1.246	101.480	
	0+05		90°00'	1.500	101.230	LADO IZQUIERDO
	0+7.14		90°00'	1.434	101.290	

LIBRETA DE NIVELACIÓN DE EJE CENTRAL, hoja número 2

EST.	P.O.	H.I.	ANG. VERT.	(-)	COTA	OBSERVACIONES
0+15			90°00'	1.485	101.240	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.460	101.270	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.345	101.380	
	0+13.05		90°00'	1.339	100.390	
	0+05		90°00'	1.6605	101.070	LADO IZQUIERDO
	0+5.65		90°00'	1.5930	100.132	
0+20			90°00'	1.651	101.070	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.524	101.200	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.453	101.270	
	0+13.42		90°00'	1.408	101.320	
	0+4.85		90°00'	1.744	100.980	LADO IZQUIERDO
0+25			90°00'	1.790	100.940	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.688	101.040	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.528	101.197	
	0+13.785		90°00'	1.4705	101.255	
	0+4.16		90°00'	1.802	100.920	LADO IZQUIERDO

LIBRETA DE NIVELACIÓN DE EJE CENTRAL, hoja número 3

EST.	P.O.	H.L.	ANG. VERT.	(-)	COTA	OBSERVACIONES
0+30			90°00'	1.828	100.897	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.731	100.990	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.597	101.128	
	0+14.18		90°00'	1.476	101.250	
	0+05		90°00'	1.932	100.790	LADO IZQUIERDO
	0+10.05		90°00'	2.178	100.540	
0+35			90°00'	2.043	100.680	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	1.897	100.830	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.621	101.100	
	0+14.60		90°00'	1.468	101.260	
	0+05		90°00'	2.050	100.680	LADO IZQUIERDO
	0+9.75		90°00'	2.4355	100.290	
0+37.918			90°00'	2.126	100.600	EJE CENTRAL
	0+05		90°00'	2.050	100.680	LADO DERECHO
	0+10		90°00'	1.7705	100.960	
	0+14.87		90°00'	1.526	100.200	
	0+05		90°00'	2.106	100.620	LADO IZQUIERDO
	0+9.54		90°00'	2.517	100.210	

LIBRETA DE NIVELACIÓN DE EJE CENTRAL, hoja número 4

EST.	P.O.	H.L.	ANG. VERT.	(-)	COTA	OBSERVACIONES
0+00		2.75	90°00'		102.750	EJE CENTRAL
0-2.38	0+11.885		90°00'	2.630	100.095	EJE CENTRAL
			90°00'	2.849	99.880	LADO DERECHO
	0+11.885		90°00'	2.370	100.360	LADO IZQUIERDO
0-6.88	0+11.885		90°00'	2.556	100.170	EJE CENTRAL
			90°00'	2.291	100.430	LADO DERECHO
			90°00'	2.777	99.950	LADO IZQUIERDO

LIBRETA DE NIVELACIÓN DE EJE CENTRAL, hoja número 5

Nombre del Proyecto: Subestación Monte María
 Libreta No. 1
 Fecha: septiembre de 1999

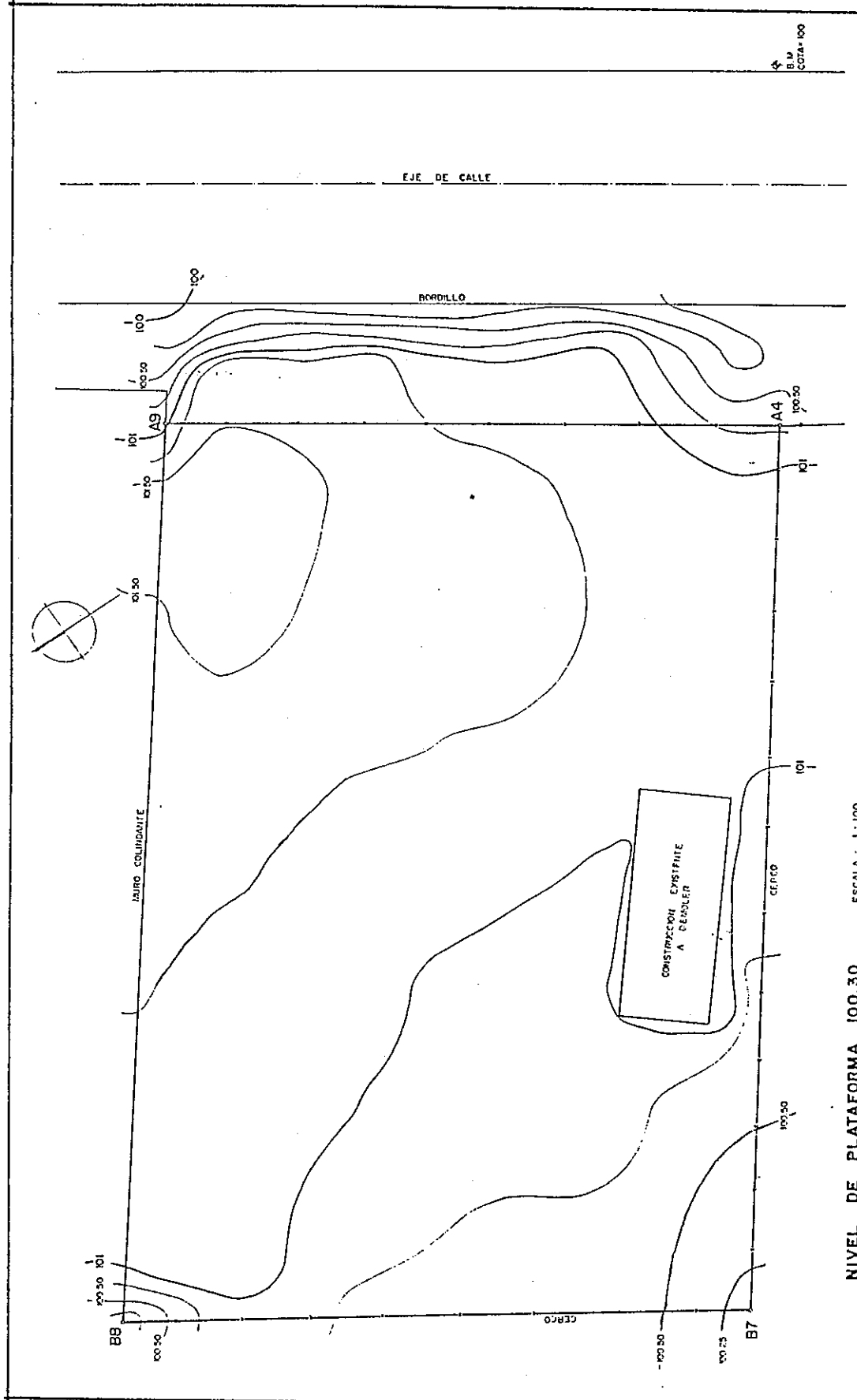
CALCULO DE COORDENADAS DEL POLIGONO GENERAL

EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA	Y	X
E-A				00.00	00.00
	A1	173° 03' 48"	17.582	-17.4533	2.1234
	A2	202° 13' 48"	12.060	-11.1636	-4.5626
	A3	212° 26' 22"	11.872	-10.0195	-6.3682
	A4	225° 05' 00"	12.005	-8.4765	-8.5012
	A5	78° 53' 30"	12.920	2.4892	12.6779
	A6	44° 51' 12"	11.978	8.4914	8.4480
	A7	32° 28' 33"	11.887	10.0281	6.3827
	A8	28° 11' 06"	11.992	10.5701	5.6641
	A9	22° 09' 42"	12.245	11.3404	4.6191
	A10	168° 57' 06"	16.510	-16.2040	3.1639
	A11	248° 00' 00"	12.820	-4.8025	-11.8865
	A12	253° 00' 00"	10.570	-3.0904	-10.1081
	A13	282° 34' 48"	16.310	3.5523	-15.9184
	A14	276° 09' 48"	17.990	1.9315	-17.8860
	A15	283° 06' 42"	18.090	4.1037	-17.6184
E-B		305° 59' 27"	37.991	22.3257	-30.7390
	B2	153° 43' 54"	13.735	10.0091	-24.6602
	B3	158° 10' 12"	15.600	7.8444	-24.9381
	B4	149° 40' 00"	18.800	6.0994	-21.2444
	B5	146° 10' 12"	22.005	4.0463	-18.4881
	B6	165° 31' 00"	15.460	7.3570	-26.8725
	B7	212° 26' 22"	11.885	12.2953	-37.1142
	B8	32° 26' 23"	12.438	32.8228	-24.0671

CALCULO DE ÁREAS

EST.	P.O.	Y	X	AZIMUT	RUMBO	DIST.
A4	B7	12.2953	-37.1142	305° 58' 40"	N 54° 01' 19" W	35.3578
B7	B8	32.8228	-24.0671	32° 26' 22"	N 32° 26' 22" E	24.3229
B8	A9	11.3404	4.6191	126° 49' 43"	S 53° 10' 16" E	35.8384
A9	A4	-8.4765	-8.5012	213° 30' 27"	S 33° 30' 27" W	23.7666

ÁREA TOTAL = 854.3461 M² Ó 1222.6973 VRS²



U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA

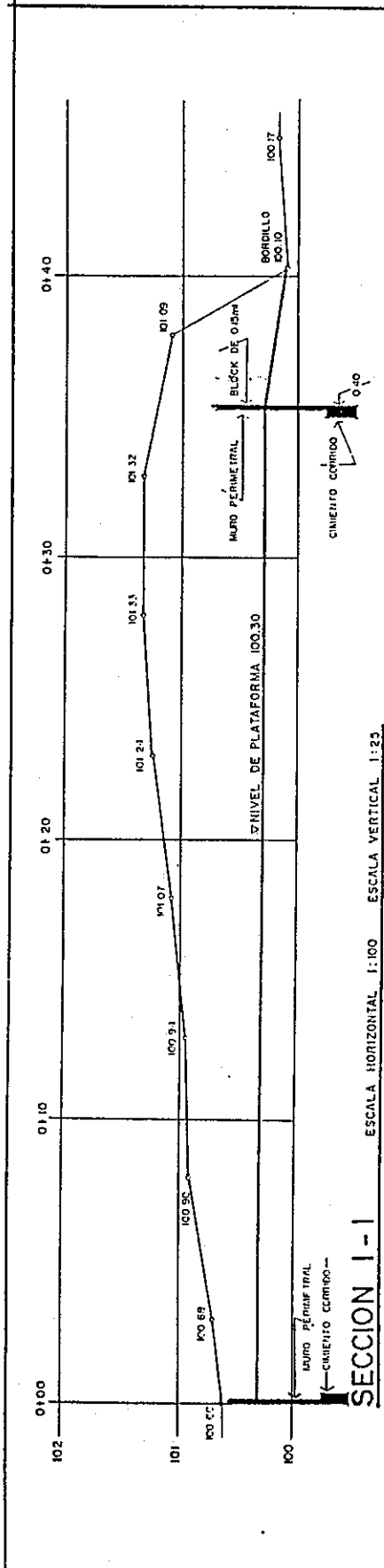
CALCULO	ELABOR REVOLENDRO	PLANO DE:
LEVANTO	D. RODRIGUEZ	CURVAS DE NIVEL
REVISO 1916	CIBULOS JUAREZ	
AFRORO 1916	ZINIGOS LE SAGE	
ELABOR REVOLENDRO	FECHA	HOJA
	1/100	SEPT/98
		1/12

NIVEL DE PLATAFORMA 100.30 ESCALA : 1:100

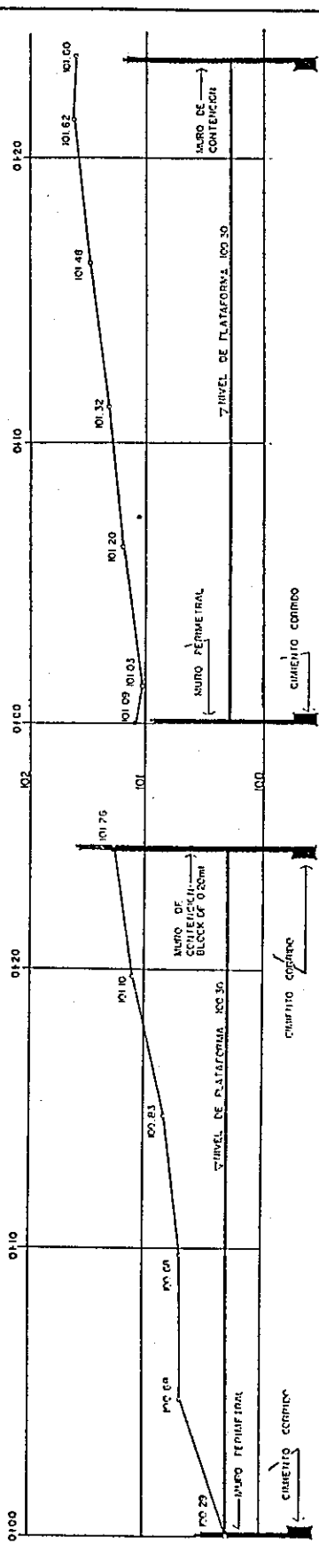
EST	P.O	AZIMUT	DIST
A4	B7	305° 58' 40"	33.3578
B7	BB	32° 25' 22"	24.3273
BB	A9	126° 49' 43"	35.6384
A9	A4	213° 30' 21"	23.7666

SUPERFICIE:
854.3461 M² = 1,222.6973 V²
CURVAS A CADA 0.25 MT

B.M.
COTA=100

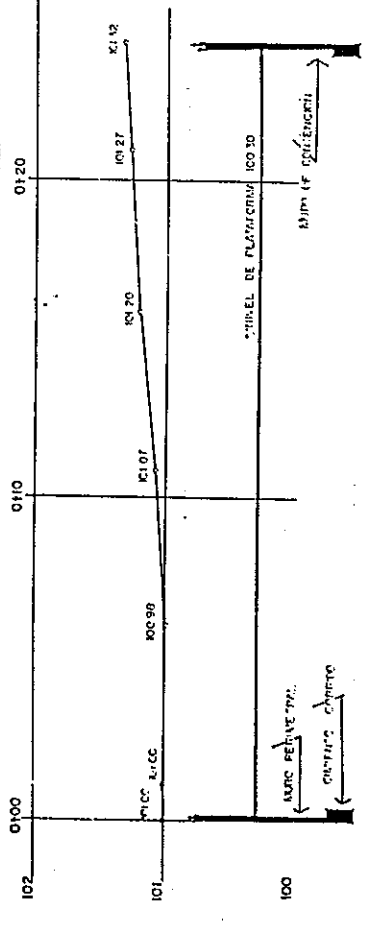


SECCION I-1 ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1:25



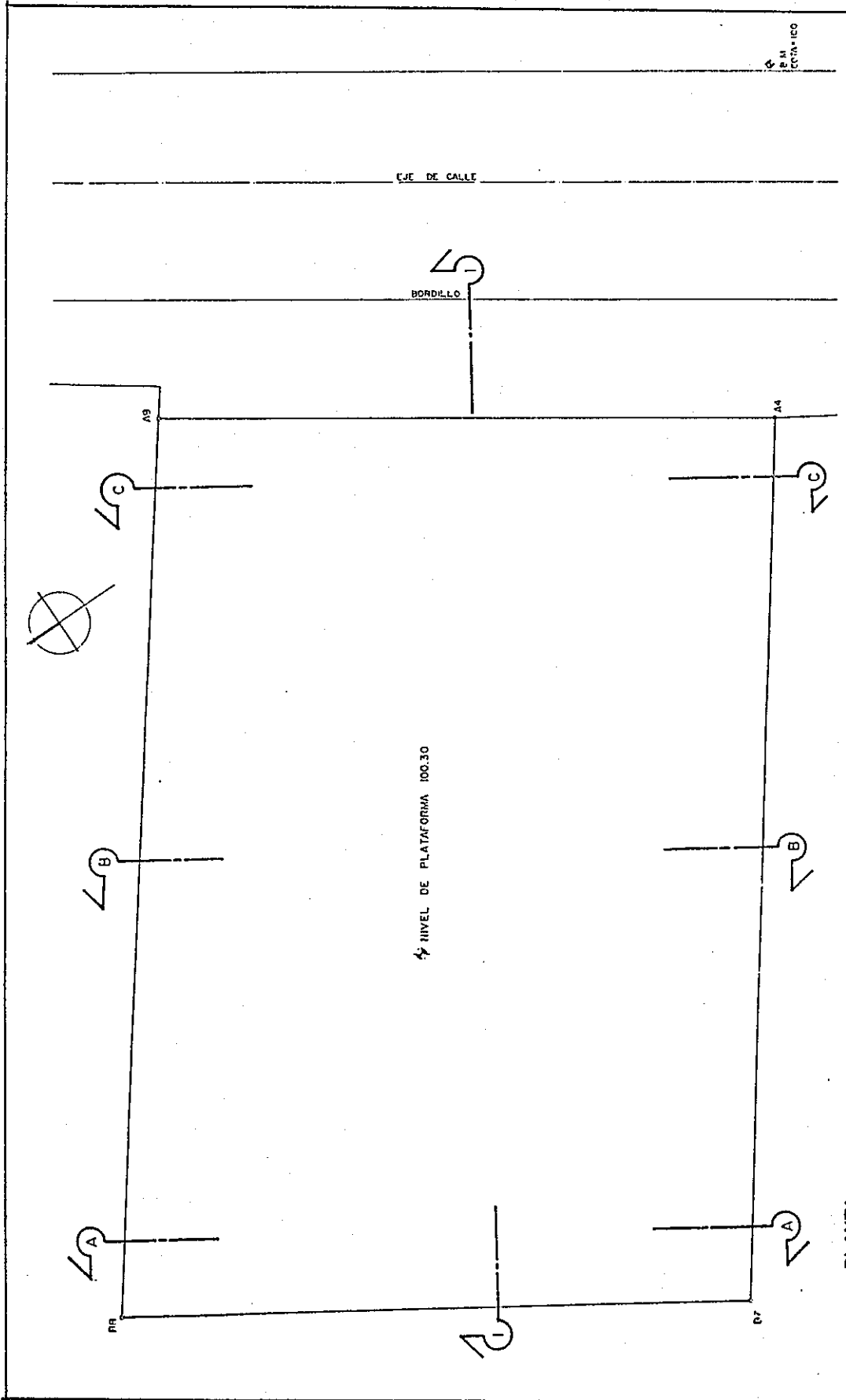
SECCION A-A ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1:25

SECCION C-C ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1:25



SECCION B-B ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1:25

U.S.A.C.		FACULTAD DE INGENIERIA	
		PLANO DE:	
CALCULO ELMER REVOLDIRIO	REVISADO R. RODRIGUEZ	PERFILES + PLATAFORMA	
LEVANTO R. RODRIGUEZ	REVISADO CARLOS JUAREZ	SUBESTACION MONTE MARIA	
PROYECTO AFRISO, IJA	REVISADO CARLOS LE. SAGE	ESCALA CINCUENTA	FECHA 1902
PROYECTO ELMER REVOLDIRIO	REVISADO SEPT 7 98	ESCALA CINCUENTA	FECHA 2/12



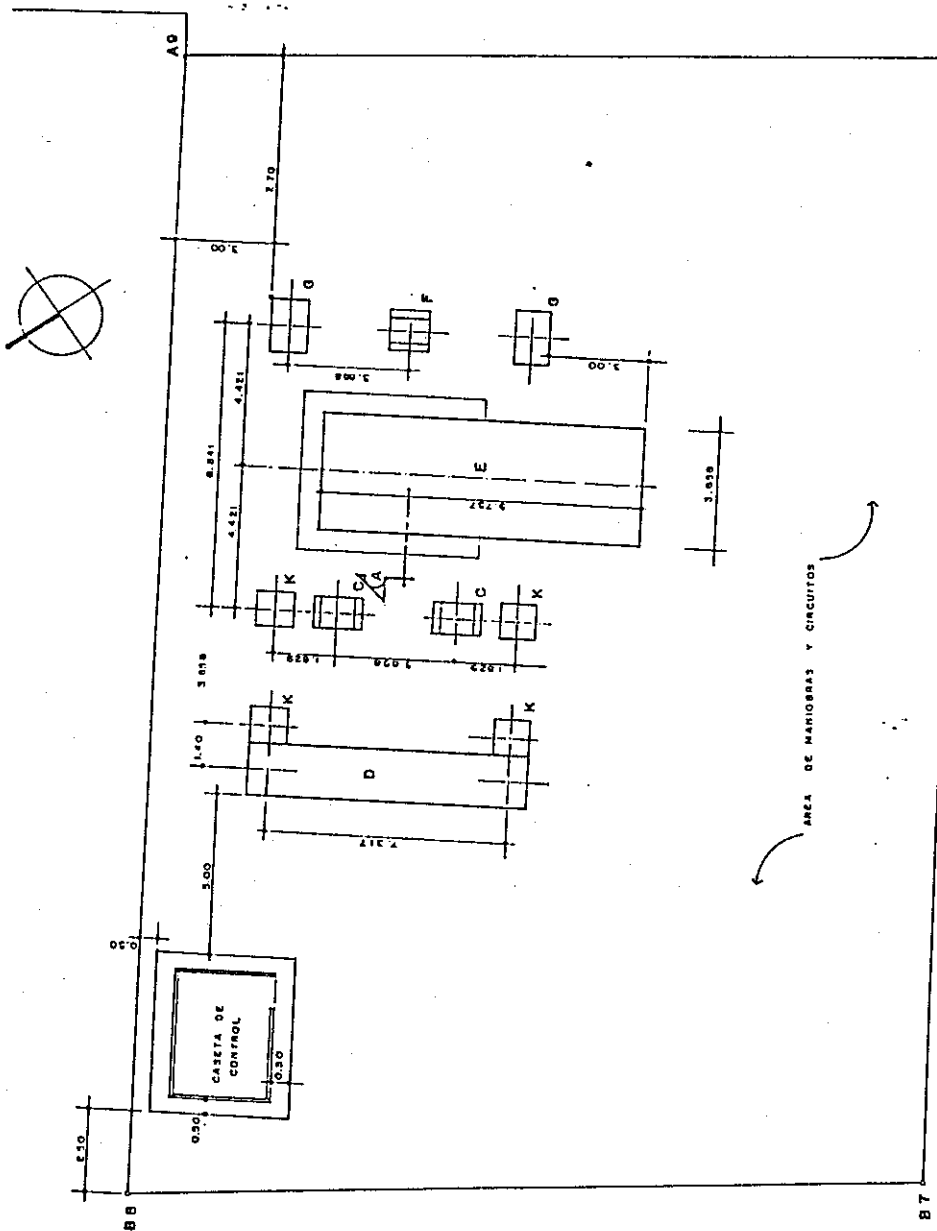
PLANTA ESCALA 1:100

U.S.A.C.

FACULTAD DE INGENIERIA

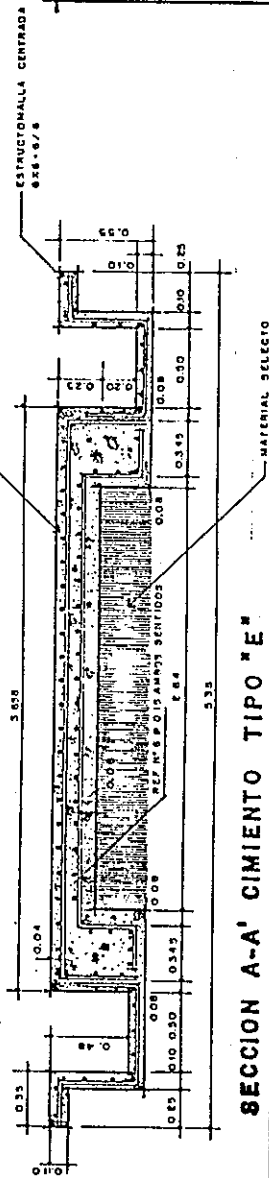
PLANO DE:
PLATAFORMA

PROFESOR: CARLOS LEZAMA
 ALUMNO: CARLOS LEZAMA
 TÍTULO: SUBSTACION MONTE MARIA
 ESCALA: 1:100
 FECHA: SEPT/98
 HOJA: 3/12



SUPERFICIE
854.3481 M² = 1.232.8373 V2

PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA: 1/100



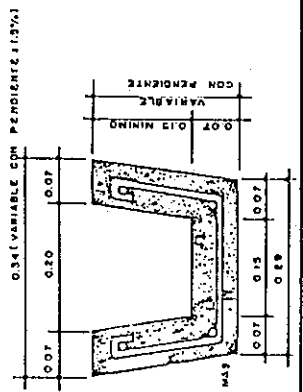
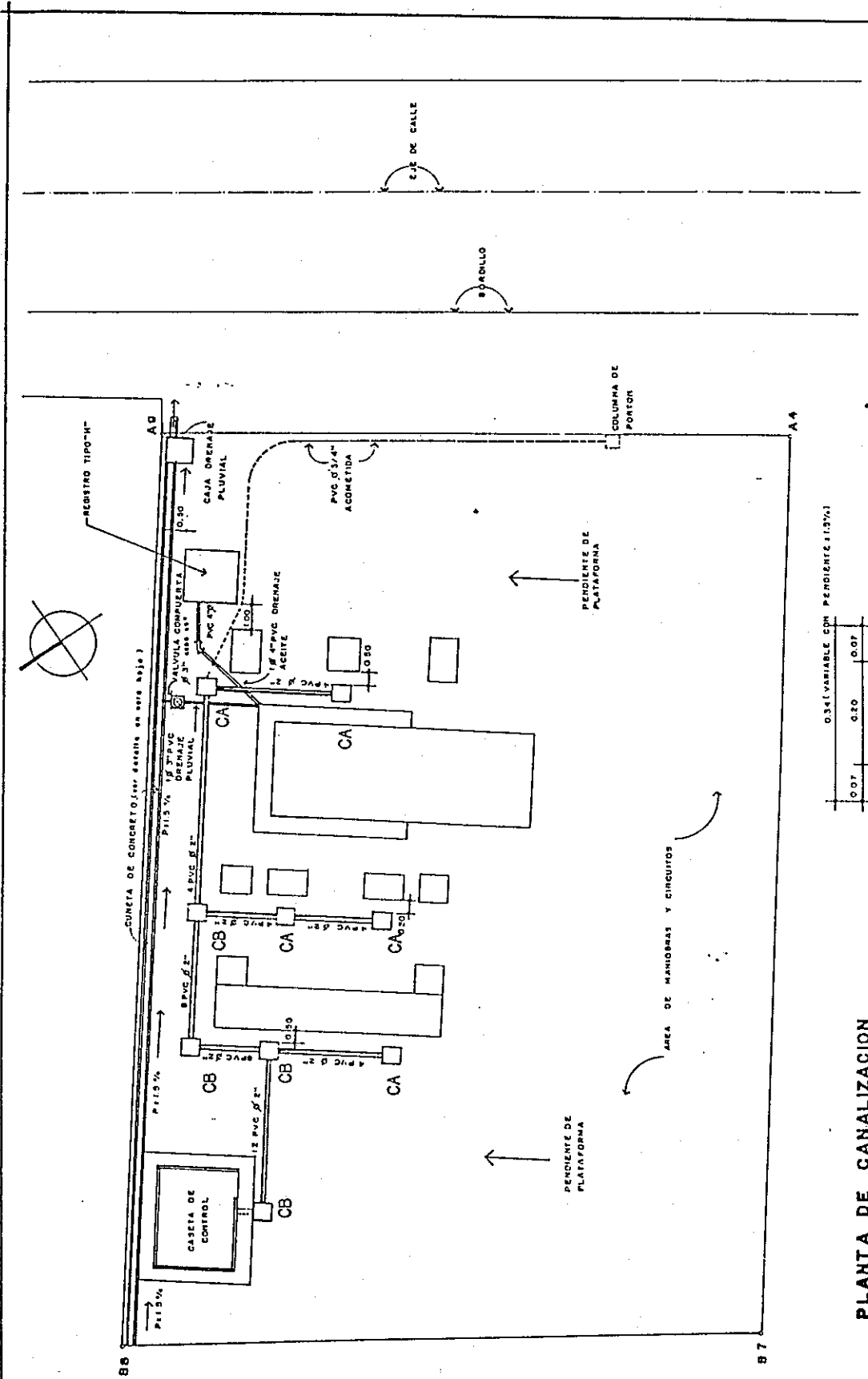
SECCION A-A' CIMIENTO TIPO "E"

U.S.A.C.C.

PLANO DE:

CIMENTACION, SUBESTACION

CALCULO: ALBERTO PEREZ
 LEVANTO: LEONARDO PEREZ
 REVISION: CARLOS JUAREZ
 APROBACION: CARLOS LE SAZ
 DIBUJO: JOSE F. SIERRA
 ESCALA: 1/100
 FECHA: SEPT/79
 HOJA: 12

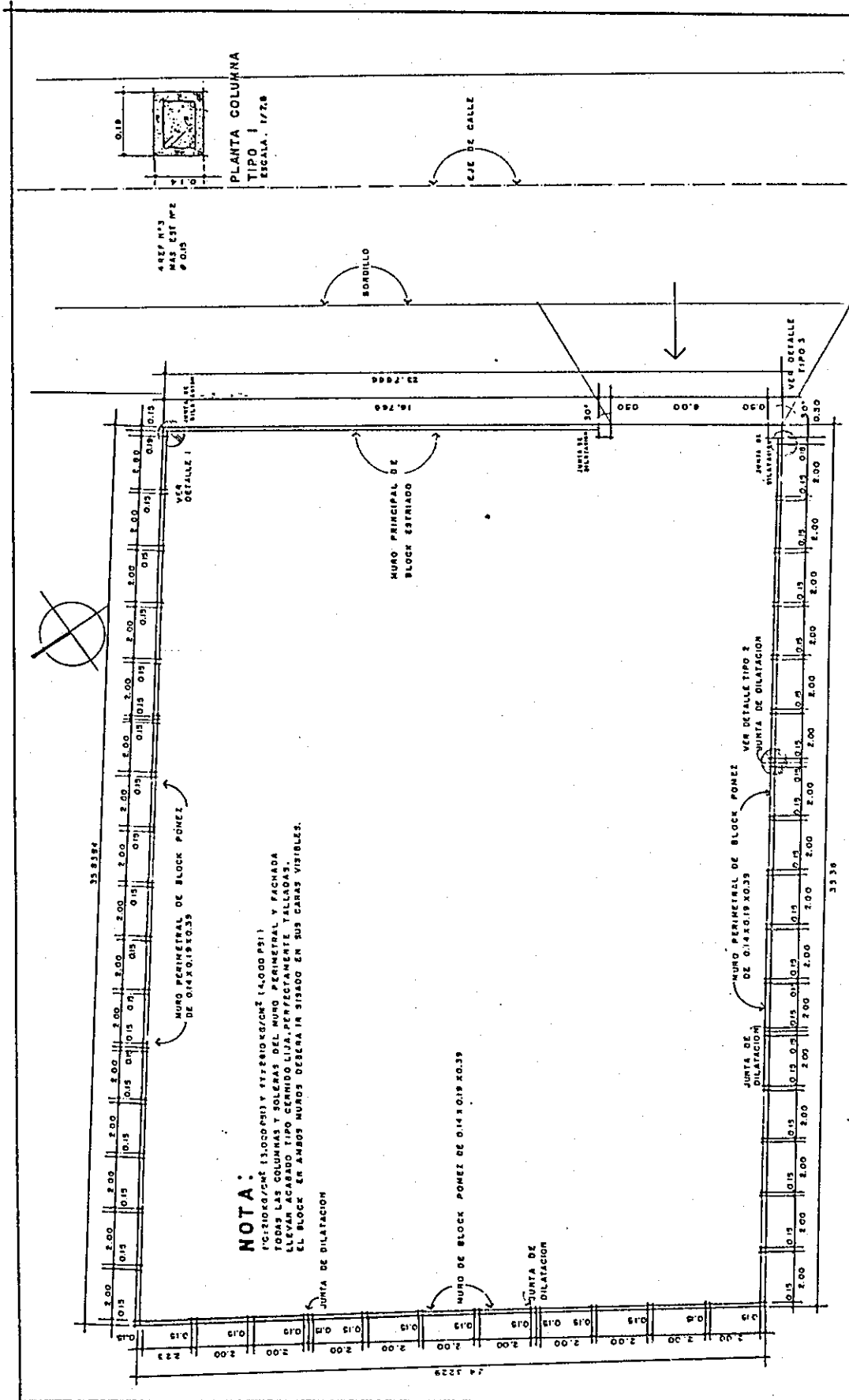


PLANTA DE CANALIZACION

SUPERFICIE
854.3481 M² = 1.222.6573 VC

DETALLE DE
CUNETA.
ESCALA 1/8

U.S.A.C.	
CALCULO: ELMER REVOLON	PLANO DE:
LEVANTO: R. RODRIGUEZ	CANALIZACION SUBESTACION
PROYECTO: ALEXO. LAMARIZ	
CLIENTE: CARLOS L. SAPE	SUBESTACION MONTE MARIA
DISEÑO: JOSE F. SIERRA	ESCALA 1/100
	FECHA: SEPT. 7. 88
	HOJA: 8
	12



NOTA:
 PARED/CM² 13.000 PSI Y 47.780 KG/CM² (4.000 PSI)
 TODAS LAS COLUMNAS Y JUNTAS DEL MURO PERIMETRAL Y FACHADA
 DEBERAN SER DE MODO LIGAL PERFECTAMENTE TALLADAS.
 EL BLOQUE EN AMBOS MURD DEBERA IR SISADO EN SUS CARAS VISIBLES.

U.S.A.C.

CALIFICACION CLASIFICACION LEVANTADO REVISOR APROBADO DIBUJO	PLAN DE: MODULACION MURO PERIMETRAL
CARLOS G. COLON R. RODRIGUEZ CARLOS JUAREZ CARLOS LE SAGE JOSE F. SIERRA	SUBESTACION MONTE MARIA ESCALA: 1/100 FECHA: SEPT 75 B HOJA 9 12

PLANTA MURO PERIMETRAL
 ESCALA: 1/100

4 REF M3 MAS
EST N°2 P 0.15

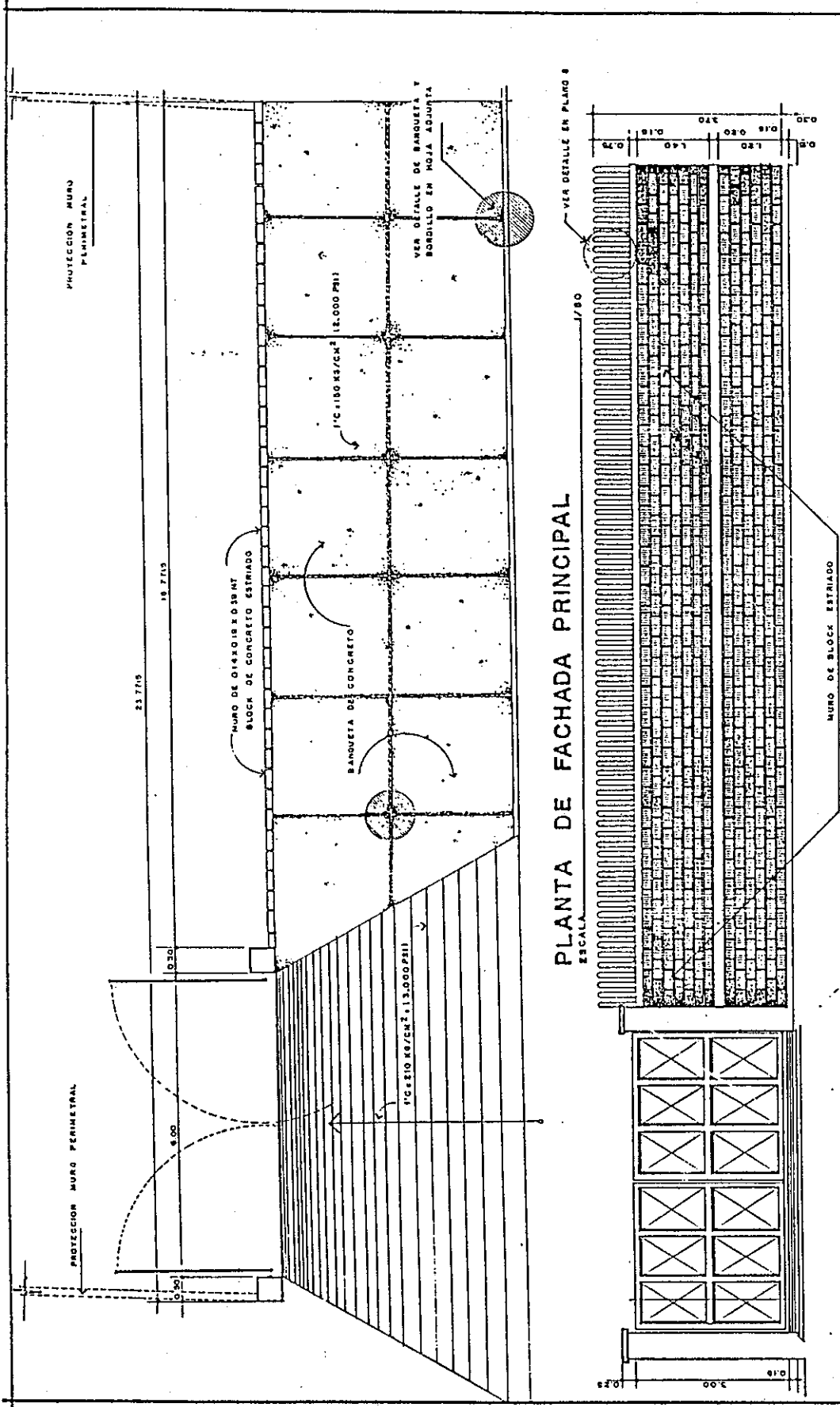
JUNTA DE DILATACION
DUROPORT DE 1"

PLANTA COLUMNA
TIPO 2
ESCALA: 1/7.5

4 REF M3 MAS
EST N°2 P 0.15

JUNTA DE DILATACION
DUROPORT DE 1"

PLANTA COLUMNA
TIPO 3
ESCALA: 1/7.5



PLANTA DE FACHADA PRINCIPAL

ESCALA 1/80

ELEVACION DE FACHADA PRINCIPAL

ESCALA 1/80

NOTA.

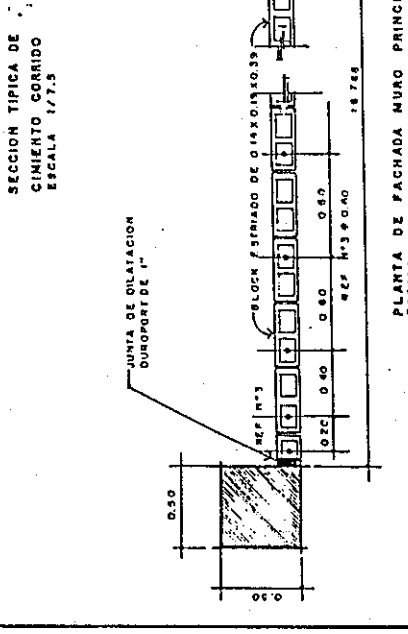
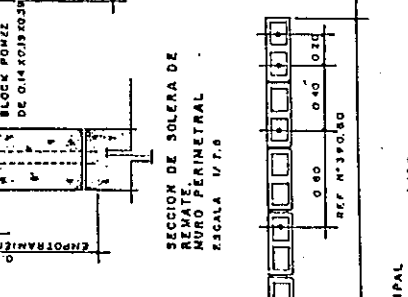
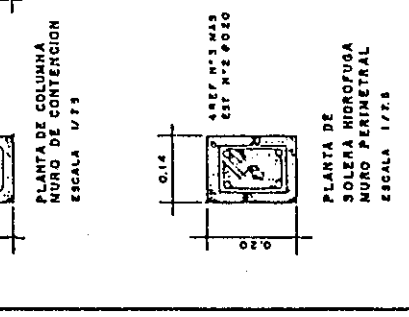
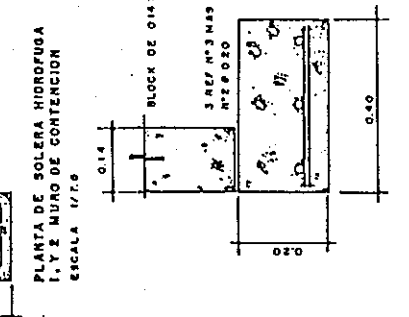
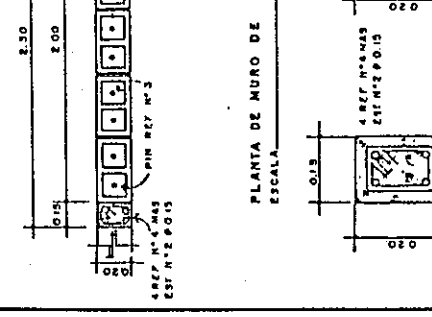
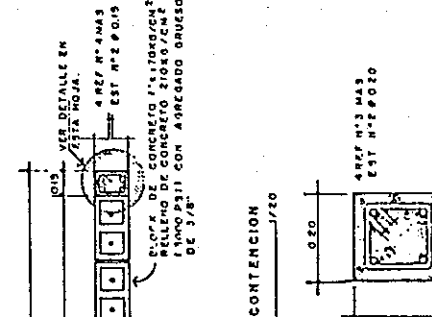
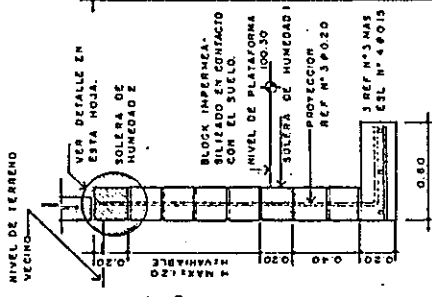
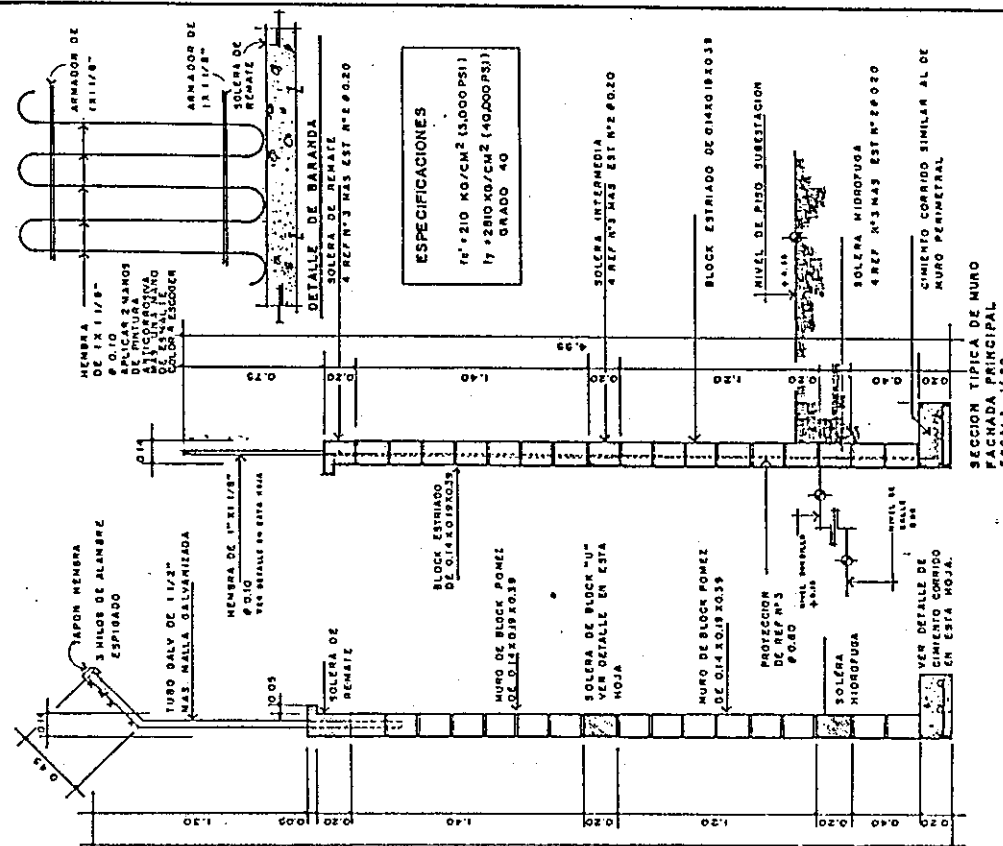
EL ACERADO DE BOLERAS Y COLUMNAS DE PORTON
 SERA CERAMICO LIJA EN TODAS SUS CARAS VISIBLES.
 1'C 210 KG/CM² (13,000 PSI) Y 1'C 210 KG/CM² (13,000 PSI)
 PARA BANQUETA 1'C 210 KG/CM² (13,000 PSI)
 PARA BANCA 1'C 210 KG/CM² (13,000 PSI)

U.S.A.C.

CALCULO: COLOMBIO
 LEVANTO: RODRIGUEZ
 REVISO: ING. CARLOS JUAREZ
 APROBO: ING. CARLOS LE SAGE
 DIBUJO: - - - - -
 JOSE P. SIERRA

PLANTA Y ELEVACION
 PRINCIPAL

SUBESTACION MONTE MARIA
 ESCALA: 1/80
 FECHA: SEPT. 7/80
 HOJA 7 DE 12



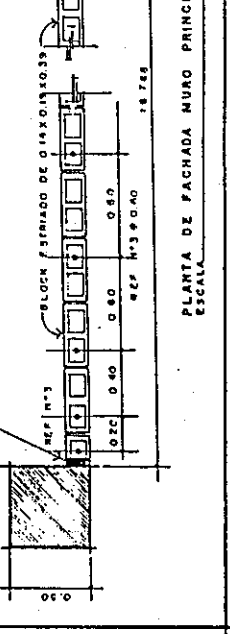
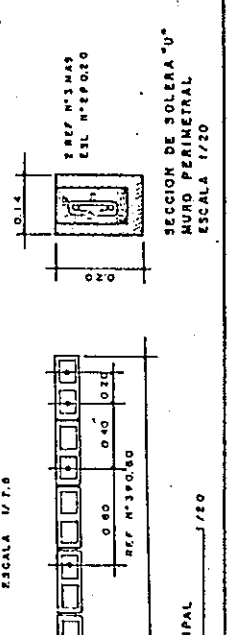
U.S.A.C.

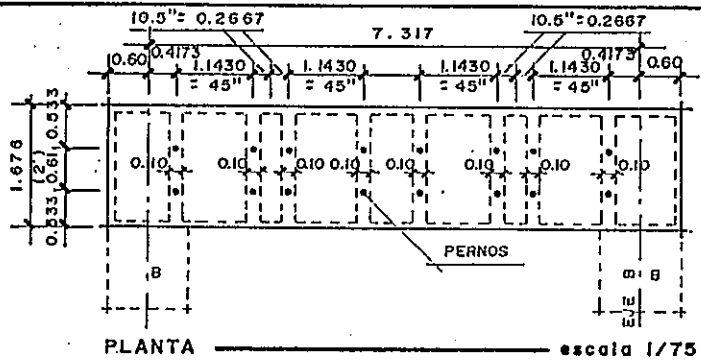
PLANO DE:
SECCION TIPICA DE MURO Y
DETALLES CONSTRUCTIVOS.

CALCULO:
ELMER REVOLVER
LE VANTO:
RODRIGUEZ
CE/150; HAZEL
CORROTIRO
CARROTIRO
JUBILUO DE SAGE
ESCALA 1/20
HOJA 9

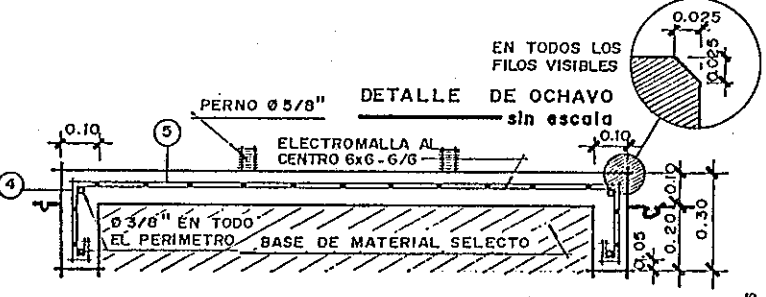
INDICADA 5 SEPT/99

JOSE F. SIERRA

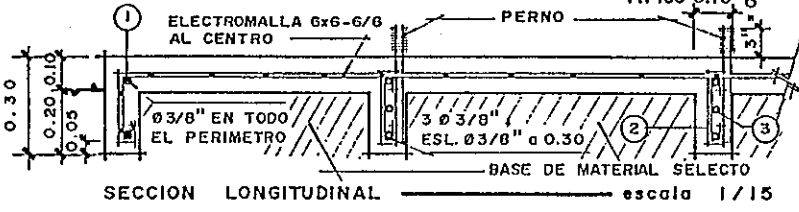




PLANTA escala 1/75

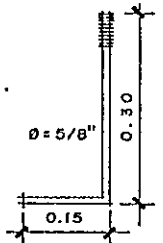


SECCION TRANSVERSAL escala 1/15



SECCION LONGITUDINAL escala 1/15

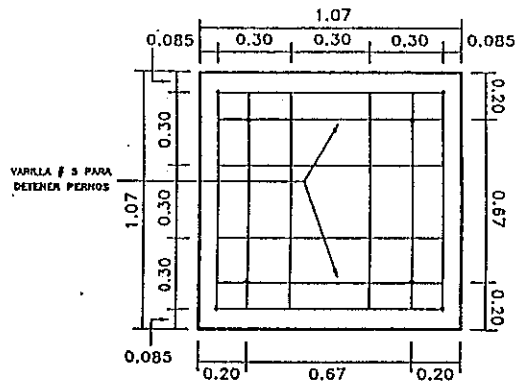
N.	GEOMETRIA	Ø	LONG.	N.DE PZS.
1		3/8"	6.10	4
2		3/8"	0.30	32
3		3/8"	1.68	24
4		3/8"	4.35	4
5		6x6 6/6	2.35	1.5



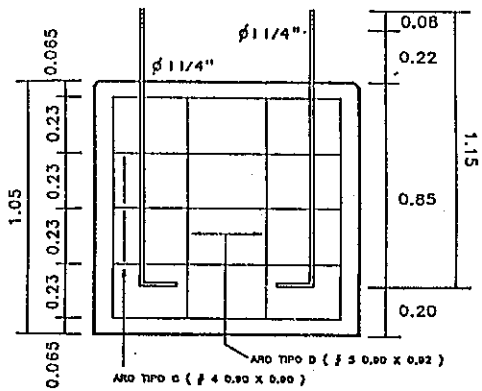
DETALLE DE PERNO sin escala

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

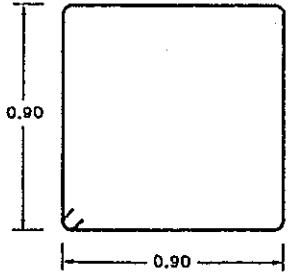
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CIMENTACION DE SUBESTACION			
CIMIENTO TIPO "D" PARA REGULADOR DE VOLTAJE			
calculo: O.V.	dibujo: O.E.F.M.	escala: INDICADA	fecha: 01/94



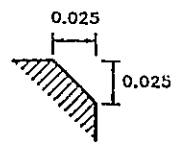
PLANTA DE CIMIENTO TIPO "K" ESCALA 1:20



SECCION DEL CIMIENTO TIPO "K" ESCALA 1:20

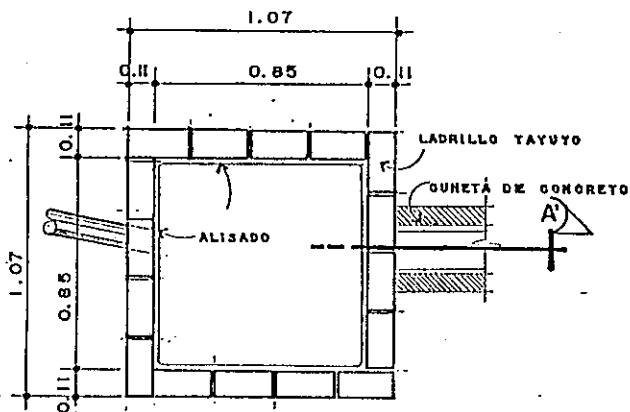


ARO TIPO "C" Ø # 4
 ARO TIPO "D" Ø # 5

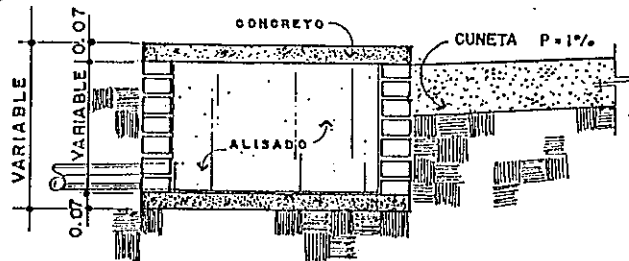


EN TODOS LOS FILOS VISIBLES
 DETALLE DE OCHAVO SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CIMIENTO DE SUBESTACION			
CIMIENTO TIPO "K" PARA ESTRUCTURA DE SUB.			
CALCULO: O.V.	DIBUJO: C. JUAREZ	ESCALA: INDICADA	FECHA: JULIO '95

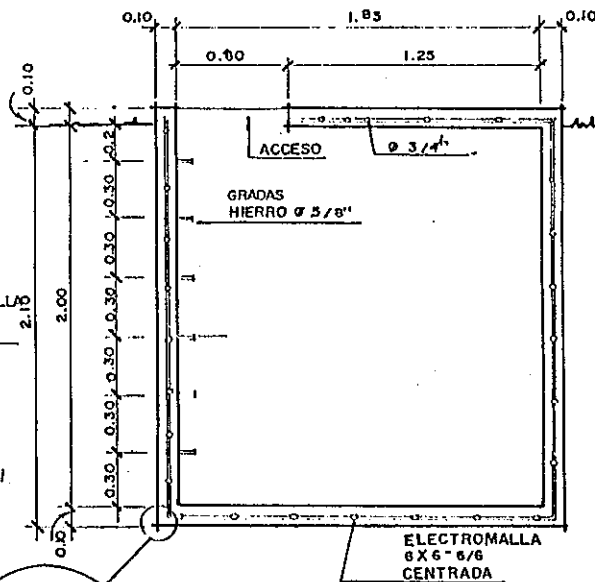
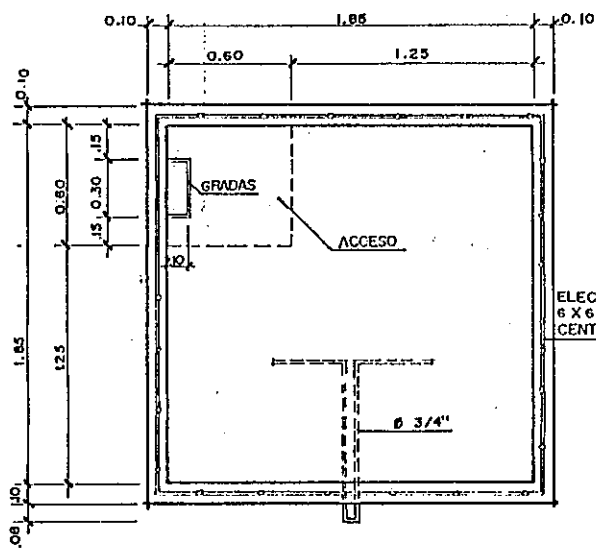


PLANTA CAJA RECOLECTORA
ESCALA 1/20

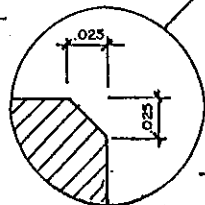


SECCION A-A'
ESCALA 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
DETALLE DE CAJA RECOLECTORA			
DRENAJE PLUVIAL			
CALCULO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
C. Juarez.	J. F. S.	INDICADA	OCTUBRE 97



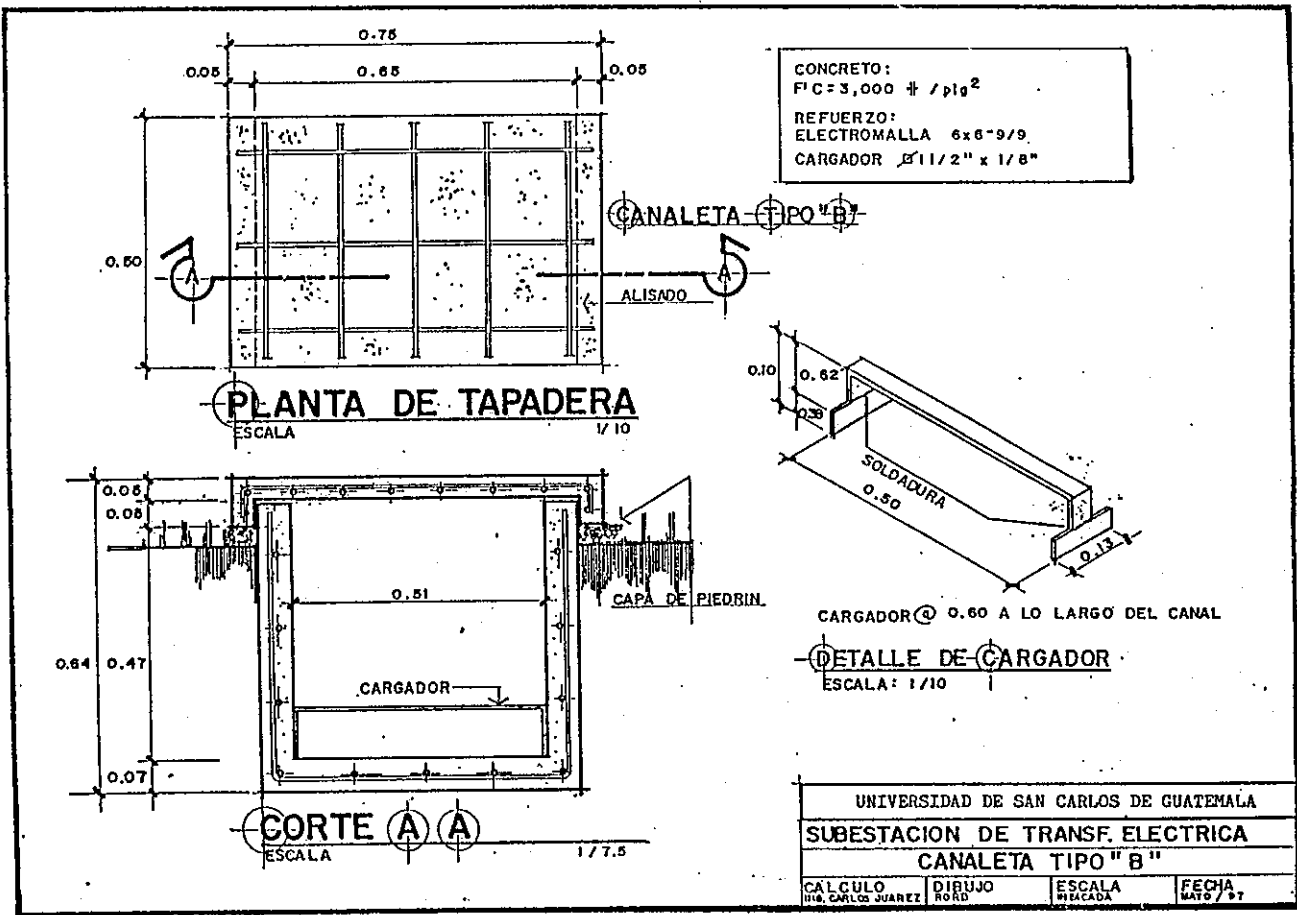
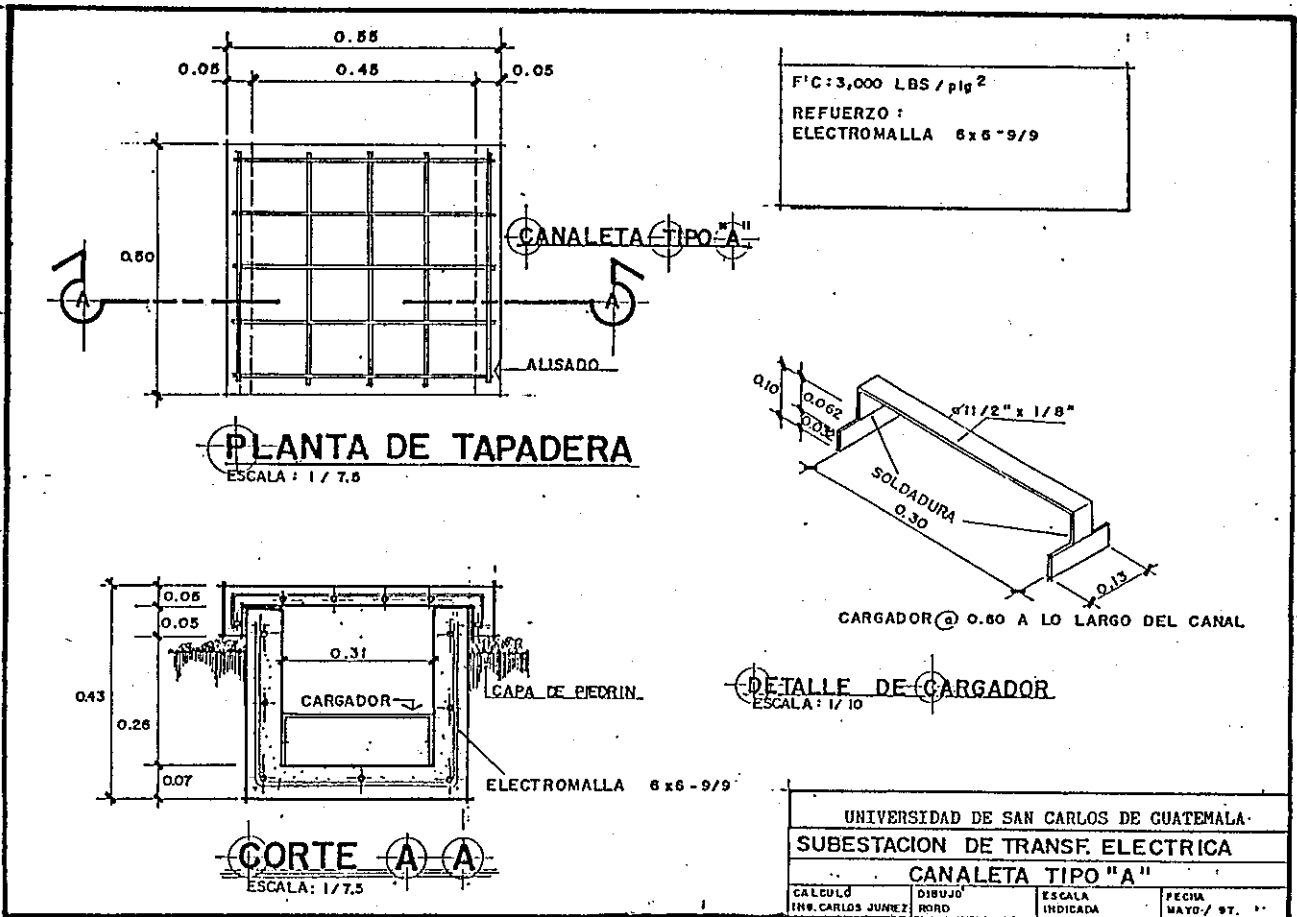
N.	GEOMETRIA	Ø	LONG.	N. DE PIEZAS.
1		3/8"	0.80	6
2		3/4"	2.48	1

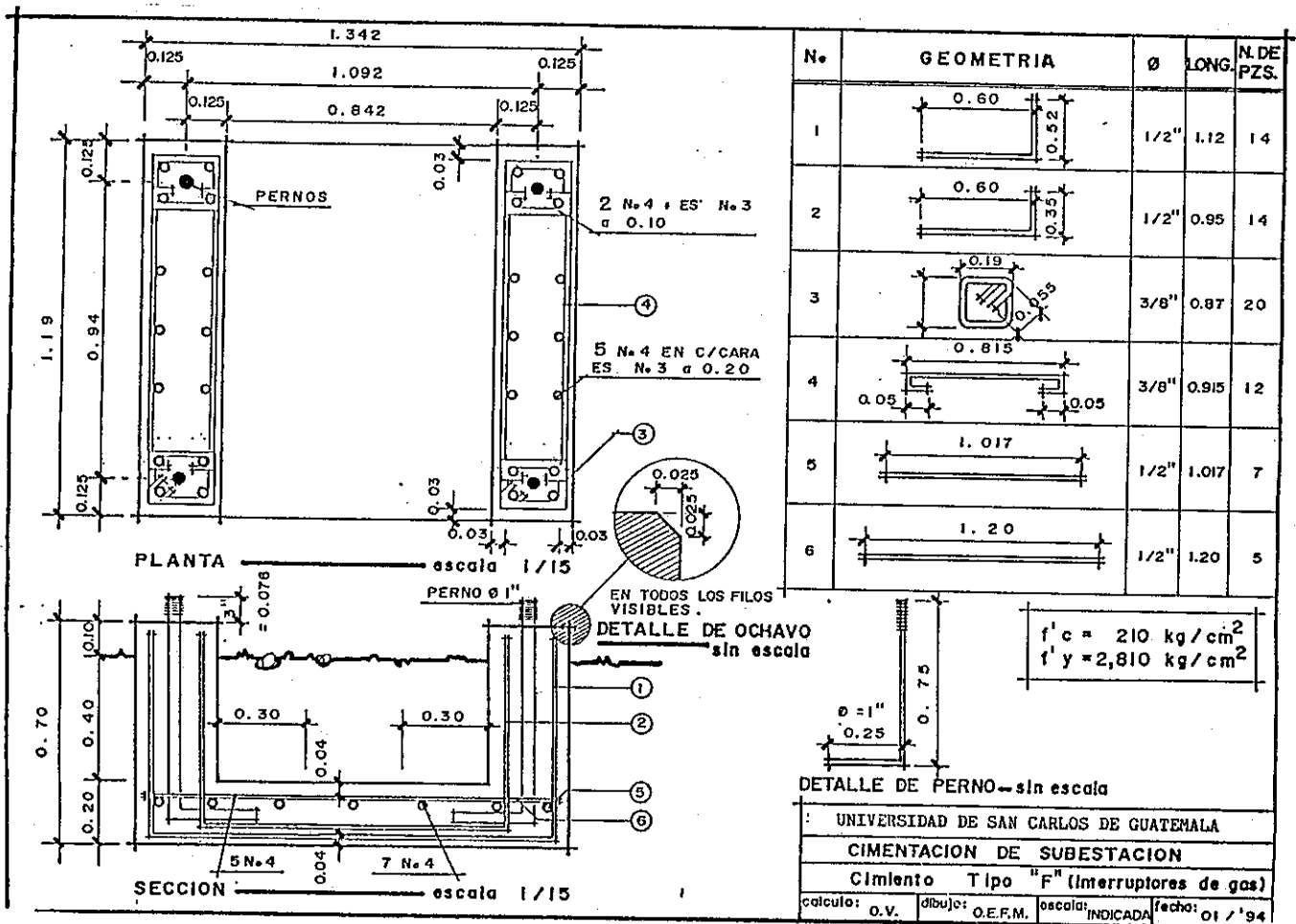
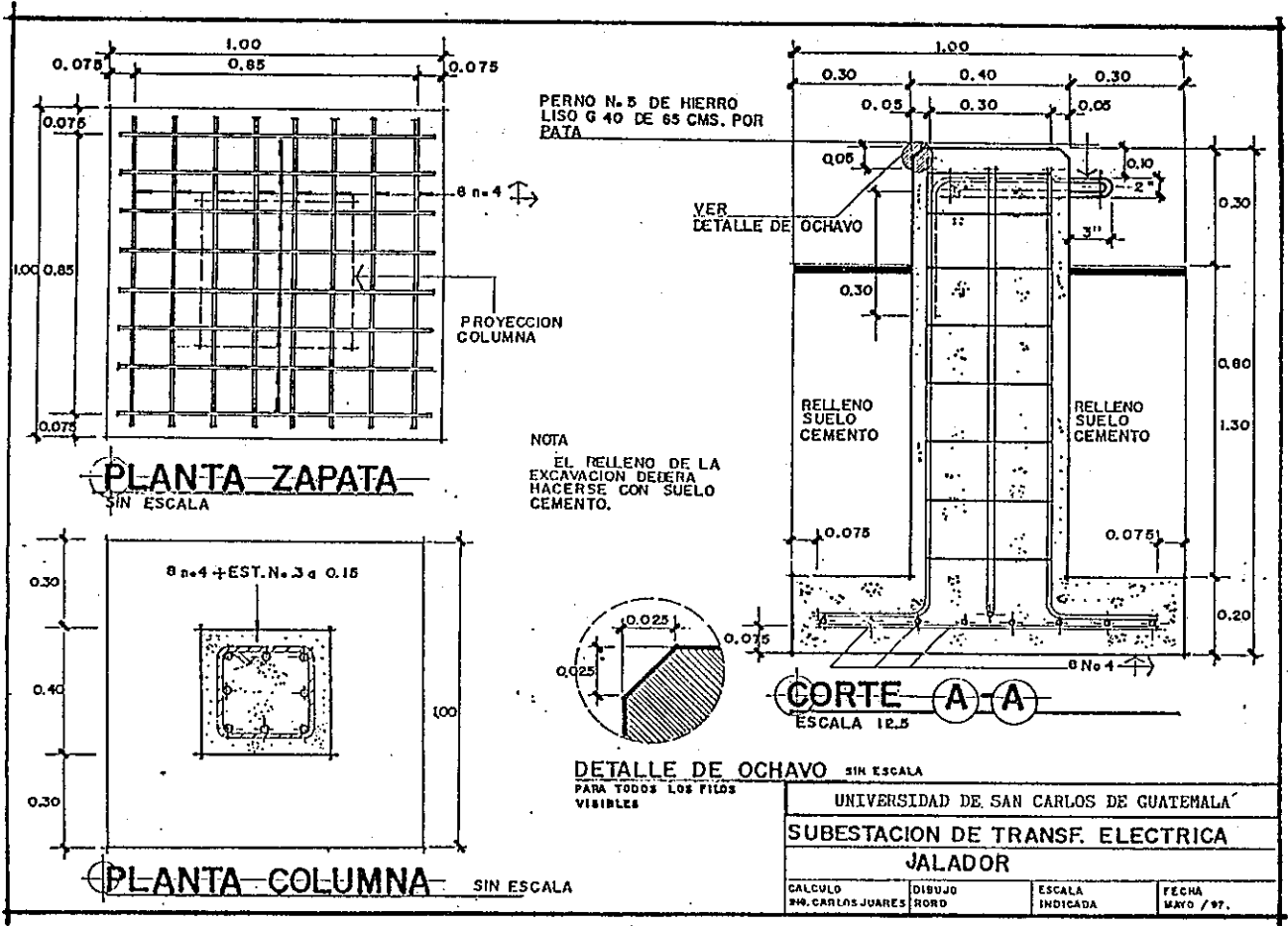


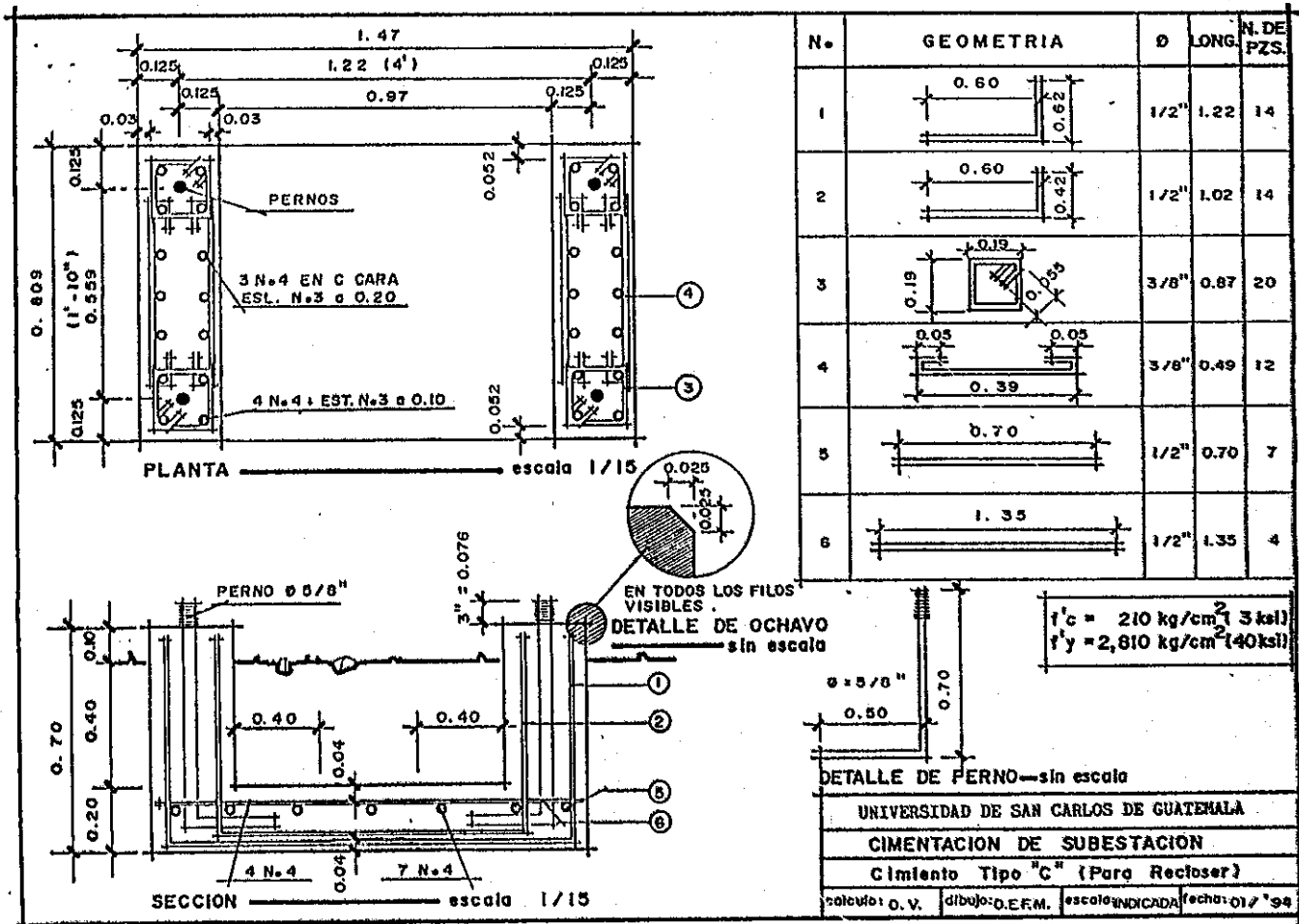
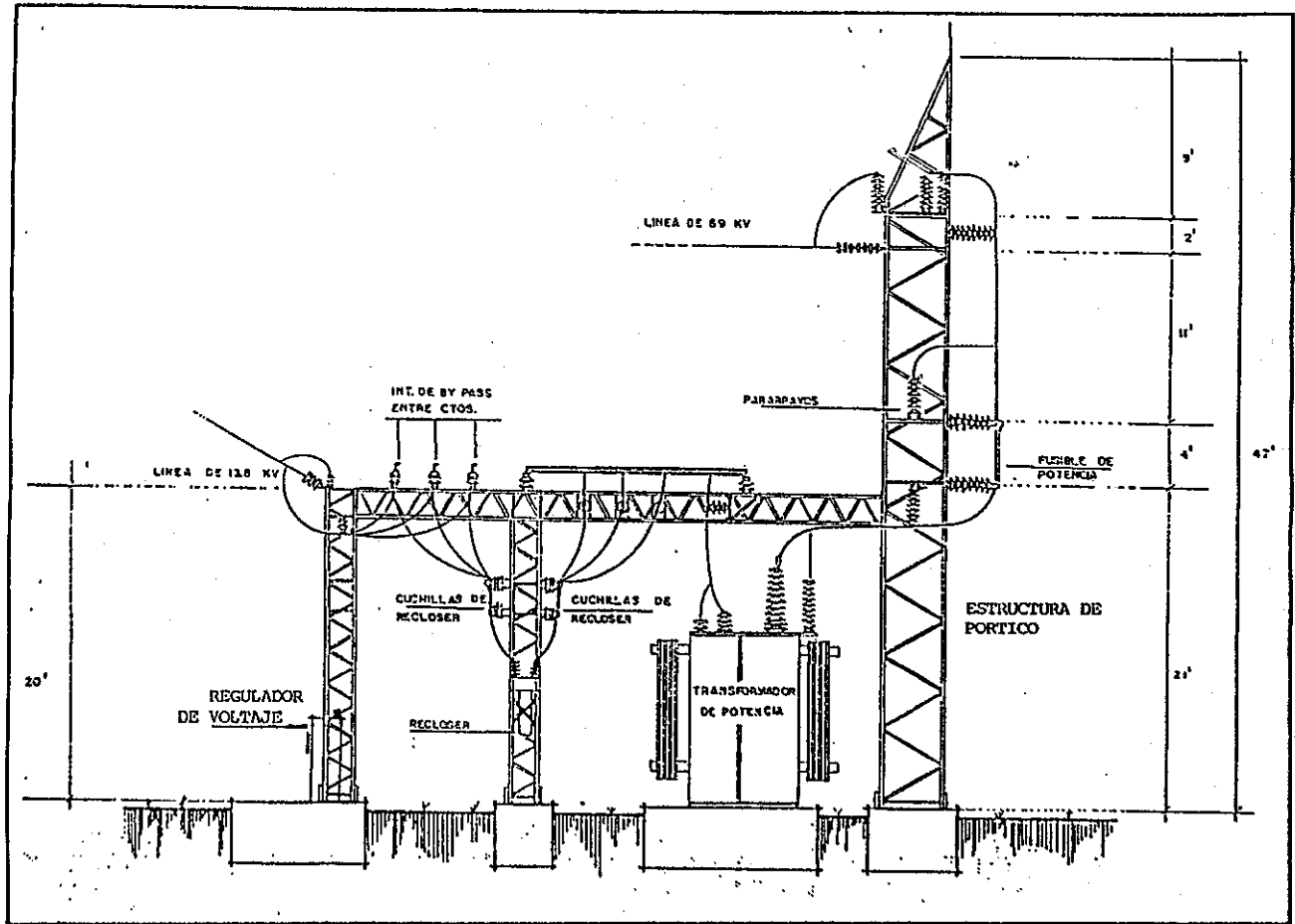
DETALLE DE OCHAVOS

EN TODOS LOS FILOS VISIBLES

EMPRESA ELECTRICA DE GUATEMALA, S.A.			
CIMENTACION DE SUB - ESTACION.			
DÉPOSITO H			
CALCULO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
O.V.	SJME	1/25	23/2/97







UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 CIMENTACION DE SUBSTACION
 Cimento Tipo "C" (Para Recloser)
 calculo: O.V. dibujo: O.F.M. escala: UNICADA fecha: 01/7/98

CONCLUSIONES

En este estudio:

- a) Se establecen parámetros y requisitos del diseño y construcción de la obra civil en una subestación eléctrica, aplicando criterios de ingeniería.
- b) Se establecen las características que deben cumplir los terrenos en donde se ubica una subestación.
- c) Se describen los procesos topográficos necesarios para el diseño.
- d) Se describen las características adecuadas para la conformación del suelo; en una plataforma estructural.
- e) Se establecen criterios de diseño y construcción de los cimientos necesarios.
- f) Se establecen criterios de diseño para las estructuras metálicas utilizadas.
- g) Se establecen las características que deben cumplir los materiales utilizados.

RECOMENDACIONES

1. La construcción de una subestación eléctrica debe hacerse en un terreno que no presente pendientes mayores de 5%, puesto que esto generaría movimientos de tierra demasiado costosos.
2. Para el diseño de la cimentación de una subestación, el suelo debe tener un valor soporte entre 16 y 17 ton/m². No se recomienda hacer alguna obra de esta naturaleza si el suelo no cumple esta condición.
3. Debe hacerse un corte de la capa vegetal en todo el terreno para asegurar una mejor consideración del perfil del suelo de la subestación.
4. Debe hacerse un relleno estructural en la plataforma central de la subestación con una compactación del 95% de proctor modificado.
5. El concreto a utilizarse en los cimientos para transformadores de potencia y estructuras de la subestación será de 4000 PSI., preferentemente.
6. Los pernos de anclaje deben ser de acero A36 con un recubrimiento de galvanizado en caliente.
7. Toda la estructura metálica debe ser de acero A36 con un recubrimiento de galvanizado en caliente.
8. El concreto a utilizar en el muro perimetral y otras obras complementarias puede ser de 3000 PSI.
9. El acero de refuerzo a utilizar en el muro perimetral y otras obras complementarias puede ser de grado 40 y malla electrosoldada de grado 70, en cantidades, dimensiones y diámetros establecidos en planos.
10. El block a utilizar para el levantado del muro perimetral se sugiere con una resistencia mínima de 70 kg/cm². El block a usar en la fachada de la subestación debe ser Estriado, Rustriblock u otro que sea agradable a la vista.
11. Estudiar el impacto ambiental con el propósito de no dañar el entorno ecológico del lugar.

BIBLIOGRAFÍA

CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa, S. A. de C. V. Grupo Noriega Editores. 4a. edición, México, D. F. 1994

American Institute of Steel Construction. Steel construction manual. Editado por A.I.S.C. 5a. edición, New York, N.Y. U.S.A. 1960

SANTIAGO GÓMEZ, Helio Vinicio. Guía para el curso de estructuras metálicas. Tesis de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1995

PÉREZ ALAMA, Vicente. El concreto armado en las estructuras, teoría elástica. Editorial Trillas. 5a edición, México D.F. 1996

McCORMAC, Jack y RUDOLF, Elling. Análisis de estructuras, método clásico y matricial. Editorial Alfaomega, S.A. de C.V. 4a. edición, México D.F. 1994

RODRÍGUEZ, Fernando y AZCUNAGA, Avial. Construcciones metálicas. Editado por Patronado de Publicaciones de la Escuela Especial de Ingenieros Industriales. Madrid, España 1949.

MELI PIRALLA, Roberto. Diseño estructural. Editorial Limusa, S.A. de C.V. Noriega editores. 1a. edición, México D.F. 1997

RALPH B., HANSON W. Y THORNBURN T. Ingeniería de cimentaciones. Editorial Limusa, S.A. de C.V. Noriega editores. 3a. edición, México D.F. 1988

RODRÍGUEZ MENDOZA, Carlos Guillermo. Lineamientos básicos para el montaje de estructuras de acero para edificios. Tesis de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1999

Hablemos en concreto, revista informativa 1, 2, 3 y 4. Publicada por Cementos Progreso S.A. Guatemala 1998.