



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA SAN  
MATEO Y DISEÑO DEL INSTITUTO BÁSICO DE LA ALDEA LOS  
ESCLAVOS DEL MUNICIPIO DE CUILAPA, DEPARTAMENTO DE  
SANTA ROSA**

**Hugo Romeo Barrios Recinos  
Asesorado por el Ingeniero Oscar Argueta Hernández**

Guatemala, enero de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA SAN  
MATEO Y DISEÑO DEL INSTITUTO BÁSICO DE LA ALDEA LOS  
ESCLAVOS DEL MUNICIPIO DE CUILAPA, DEPARTAMENTO DE  
SANTA ROSA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR:

**HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS**  
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ENERO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. Milton de León Bran
VOCAL V:	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR:	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR:	Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA ALDEA SAN MATEO Y DISEÑO DEL INSTITUTO BÁSICO DE LA ALDEA LOS ESCLAVOS DEL MUNICIPIO DE CUILAPA, DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha de febrero de 2006.

Hugo Romeo Barrios Recinos

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- DIOS** Por darme vida y la oportunidad de lograr mis metas.
- MIS PADRES** Con mucho amor, pero más importante, para mi madre, quien me guió por el camino correcto, tus sacrificios siempre serán recordados.
- MI ESPOSA** Por estar a mi lado y saber que cuento contigo.
- MIS HIJOS** Por ser la alegría y el motor de todos los días para seguir adelante.
- MIS HERMANAS** Por su apoyo, en especial a la que sé que está siempre a mi lado cuidándome.
- MIS ABUELOS** Por apoyarme toda la vida.
- MIS TÌOS** Con mucho cariño y aprecio.
- MIS AMIGOS** Por esos buenos momentos que sin duda nunca olvidare.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>DIOS</b>	Por haberme dado la oportunidad de terminar mi carrera.
<b>LA VIDA</b>	Por darme la oportunidad de vivirla.
<b>ING. OSCAR ARGUETA</b>	Por el apoyo incondicional durante la realización de E.P.S. y por su valiosa asesoría en la realización de este trabajo, pero lo más importante, por brindarme su amistad.
<b>ING. LUIS ALFARO</b>	Por ser esa voz de apoyo durante mi carrera y por brindarme su amistad.
<b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b>	Por confiar en mí y permitirme lograr mi sueño.
<b>MUNICIPALIDAD DE CUILAPA</b>	Por permitir que yo compartiera mis conocimientos para la realización de este trabajo.
<b>LOS CATEDRÁTICOS</b>	Por la paciencia que tuvieron para hacer de mí un profesional.
<b>MIS AMIGOS</b>	En especial a todos aquellos que gozaron y sufrieron junto a mí.

## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	<b>VII</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>XIII</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>XV</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>XVII</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>XIX</b>

### **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

1.1 Monografía del municipio de Cuilapa	1
1.1.1 Valores históricos y tradiciones	1
1.1.2 Descripción topográfica	1
1.1.2.1 Altura y clima	1
1.1.2.2 Localización	2
1.1.3 Clima	3
1.1.4 Temperatura	3
1.1.5 Vías de comunicación	4
1.1.6 Educación	4
1.1.7 Economía	5
1.1.8 Determinación de la población futura	6

### **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

2.1 Diseño del edificio	9
2.1.1 Infraestructura para el centro educativo	9
2.2 Normas para el diseño de edificios educativos	9
2.2.1 Criterios de conjunto	10

2.2.2	Criterios de iluminación	10
2.2.3	Otros criterios	12
2.2.4	Instalaciones	13
2.2.5	Espacios educativos	13
2.2.5.1	Aula teórica	14
2.3	Definición del procedimiento utilizado para determinar el valor soporte del suelo	15
2.3.1	Esfuerzos principales	15
2.3.2	Círculo de Mohr	16
2.3.3	Esfuerzo desviador	18
2.3.4	Equipo para ensayo	19
2.3.5	Ensayo triaxial no consolidado no drenado	20
2.3.6	Diagrama de esfuerzos totales	21
2.3.7	Capacidad de carga en suelos	22
2.4	Requisitos de diseño del edificio de aulas	25
2.4.1	Diseño arquitectónico	25
2.4.1.1	Ubicación del edificio en el terreno	26
2.4.1.2	Distribución de ambientes	26
2.4.1.3	Alturas del edificio	26
2.4.1.4	Selección del sistema estructural a usar	27
2.4.2	Análisis estructural	27
2.4.2.1	Predimensionamientos estructurales	27
2.4.2.1.1	Predimensionamiento de vigas	28
2.4.2.1.1.1	Diseñadores guatemaltecos	28
2.4.2.1.1.2	Recomendaciones del IMCYC/ACI	28
2.4.2.1.1.3	Tabla 9.5 del código ACI 318-99	30
2.4.2.1.1.4	Requisitos geométricos de las N.T.C. para concreto del D.F.	32
2.4.2.1.2	Predimensionamiento de columnas	33

2.4.2.1.2.1	Requisitos geométricos de las N.T.C. para concreto del D.F.	33
2.5	Cargas de diseño	34
2.5.1	Cargas gravitacionales	34
2.5.2	Cargas laterales	34
2.5.3	Cargas verticales de la estructura	35
2.5.3.1	Integración de cargas verticales por el método de anchos tributarios	35
2.5.3.2	Integración de cargas verticales: losas horizontales en un sentido	35
2.5.3.3	Integración de cargas verticales: losas horizontales en dos sentidos	37
2.5.4	Cálculo de cargas laterales en la estructura (sismo)	38
2.5.4.1	Método SEAOC	39
2.5.4.2	Corte basal	39
2.5.4.3	Integración de cargas para cada nivel	42
2.5.4.4	Distribución de cargas sísmicas por marco	43
2.5.4.5	Cálculo de centro de masa (C.M.)	44
2.5.4.6	Cálculo de centro de rigidez (C.R.)	45
2.5.4.7	Cálculo de excentricidad (e)	46
2.5.4.8	Cálculo de fuerzas por marco	47
2.5.4.9	Combinaciones de carga	49
2.6	Análisis estructural	50
2.6.1	Métodos aproximados de análisis	51
2.6.2	Métodos exactos y paquetes de análisis electrónicos	51
2.7	Fórmulas y procedimientos para elementos de hormigón armado	52
2.7.1	Diseño de losas	52
2.7.1.1	Diseño de losas en una dirección	52

2.7.1.2	Diseño de losas en dos direcciones	56
2.7.2	Diseño de vigas	57
2.7.3	Diseño de columnas	60
2.7.4	Diseño de vigas sísmicas	68
2.7.5	Diseño de cimentación	70
2.7.6	Diseño de escaleras	76
2.7.6.1	Normas que deben cumplirse por comodidad	76
2.7.6.2	Cálculo de armado de acero	77
2.7.6.3	Integración de cargas	77
2.8	Diseño estructural edificio educativo Los Esclavos	80
2.8.1	Presentación del proyecto	80
2.8.2	Datos utilizados en el diseño	80
2.8.3	Criterios de predimensionamiento de elementos estructurales	82
2.8.3.1	Predimensionamiento de columnas	82
2.8.3.2	Predimensionamiento de vigas	83
2.8.3.3	Predimensionamiento de losas	84
2.8.3.4	Predimensionamiento del cimiento	84
2.8.4	Cálculo de cargas sobre la estructura	87
2.8.4.1	Integración de cargas verticales	87
2.8.4.2	Integración de cargas horizontales (SEAOC)	89
2.8.4.3	Fuerzas por nivel	91
2.8.4.4	Fuerzas por marco	93
2.8.5	Diseño estructural	96
2.8.5.1	Cálculo y diseño de losas	97
2.8.5.2	Cálculo y diseño de vigas	107
2.8.5.3	Cálculo y diseño de columnas	114
2.8.5.4	Cálculo y diseño de cimentación	123
2.9	Planos constructivos	128

2.10	Costo del proyecto	128
<b>3.</b>	<b>DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO, ALDEA SAN MATEO</b>	<b>131</b>
3.1	Consideraciones generales	131
3.2	Clasificación de sistemas de alcantarillado sanitario	132
3.2.1	Sistema de alcantarillado sanitario	132
3.2.2	Sistema de alcantarillado pluvial	132
3.2.3	Sistema de alcantarillado combinado	132
3.3	Topografía del sector	133
3.3.1	Planimetría	133
3.3.2	Altimetría	133
3.3.3	Selección de ruta	134
3.4	Pozos de visita	134
3.4.1	Ubicación de pozos de visita	136
3.5	Conexiones domiciliarias	136
3.6	Candela domiciliar	136
3.7	Tubería secundaria	137
3.8	Caudal de diseño	137
3.8.1	Factor de caudal medio	138
3.9	Criterios para el diseño hidráulico	139
3.10	Caudal máximo permisible	141
3.11	Dotación	141
3.12	Factor de retorno	141
3.13	Factor de flujo instantáneo	141
3.14	Relación de diámetros y caudales	142
3.15	Consideraciones hidráulicas	142
3.16	Caudal domiciliar	142
3.17	Caudal de infiltración	142
3.18	Caudal de conexiones ilícitas	143

3.19	Factor de caudal medio	143
3.20	Caudal de diseño	143
3.21	Diseño de secciones y pendientes	144
3.22	Cotas Invert	144
3.23	Diseño del tramo E-29 a E-10	144
3.24	Costo del proyecto	146
<b>CONCLUSIONES</b>		<b>147</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>		<b>149</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>151</b>
<b>APÉNDICE</b>		<b>153</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES FIGURAS

1. Mapa del municipio de Cuilapa, Santa Rosa	2
2. Diagrama de Mohr para compresión uniaxial	13
3. Diagrama de Mohr para compresión triaxial	13
4. Esfuerzo desviador	15
5. Ensayo triaxial	17
6. Círculo de Mohr para esfuerzos totales diámetro de 70 mm.	18
7. Curvas de trazo continuo	20
8. Requisitos geométricos de elementos sometidos a flexión	27
9. Requisitos de elementos sometidos a flexo compresión	28
10. Área y ancho tributario para losa en un sentido	30
11. Área y ancho tributario para losa en dos sentidos	31
12. Distribución de carga basal en cada nivel	36
13. Cargas por torsión	40
14. Diagrama de interacción de columnas	58
15. Viga sísmica	59
16. Diagrama de fuerzas en zapata continua	61
17. Interacción de esfuerzos de la zapata	63
18. Área de refuerzo transversal de zapata combinada	64
19. Área de un escalón	67
20. Modelo matemático de una viga empotrada y apoyada	68
21. Detalle de armadura para escaleras	69
22. Planta de distribución de áreas	70
23. Planta de losas típicas	71
24. Cargas aplicadas a los marcos sentido (x-x)	77
25. Cargas aplicadas a los marcos sentido (y-y)	78
26. Pozo de visita	98
27. Conexión de candela domiciliar	99



## GLOSARIO

<b>Alcantarillado</b>	Sistema de tuberías y obras accesorias que permiten la evacuación segura de aguas servidas o pluviales.
<b>Carga muerta</b>	Son las fuerzas que actúan en forma permanente sobre los elementos que las soportan.
<b>Carga viva</b>	Son las fuerzas que actúan en forma no permanente sobre los elementos que las soportan.
<b>Caudal</b>	Relación de flujo de agua / unidad de tiempo.
<b>Colector principal</b>	Tubería diseñada que conduce aguas servidas o pluviales.
<b>Columna</b>	Pieza de madera, hierro, piedra u otro material colocada verticalmente para soportar generalmente cargas puntuales.
<b>Deflexión</b>	Se refiere al cambio de posición que sufre el eje centroidal de cierto elemento, al ser sometido a una fuerza; por lo regular se mide en milímetros o centímetros.
<b>Esfuerzo</b>	Es la fuerza aplicada por unidad de área, que soporta el material.
<b>Especificaciones</b>	Son normas generales y técnicas de construcción contenida en un proyecto, disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.

<b>Estructura</b>	Son construcciones artificiales, en las cuales todos sus elementos están en equilibrio y reposo, los unos con relación a los otros.
<b>Límite elástico</b>	Es el mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar, sin que ocurra la deformación permanente al retirar el esfuerzo.
<b>Mampostería</b>	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto o arcilla unidas con mortero. La mampostería reforzada se da cuando se le agrega acero de refuerzo.
<b>Momento</b>	Termino utilizado en ingeniería, que se refiere al esfuerzo (fuerza x distancia), al que es sometido uno o varios miembros de cierta estructura.
<b>Pendiente</b>	Término expresado en porcentaje que indica la inclinación de tubería o terreno.
<b>Pozo de visita</b>	Parte del sistema de alcantarillado que permite la inspección o limpieza del colector principal.
<b>Topografía</b>	Conjunto de técnicas utilizadas en ingeniería, que permite la medición de superficies, y la medición de desniveles entre una superficie y otra.

**Viga**

Pieza de madera, hierro, piedra u otro material colocada horizontal o casi horizontal, para soportar una carga entre apoyos.



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>At</b>	Área tributaria
<b>Av</b>	Área de varilla
<b>Az</b>	Área de zapata
<b>C</b>	Coeficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>e</b>	Excentricidad
<b>E</b>	Esbeltez de la columna
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>F.C.U.</b>	Factor de carga última
<b>Fm</b>	Fuerza por marco
<b>Fni</b>	Fuerza por nivel
<b>Ft</b>	Fuerza adicional de la cúspide
<b>Hi</b>	Altura de nivel
<b>I</b>	Inercia del elemento
<b>Km</b>	Rigidez del marco que se está analizando
<b>Kp</b>	Factor de pandeo de la columna
<b>Lv</b>	Longitud de viga
<b>Lo</b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>Lu</b>	Longitud libre de pandeo de la columna
<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>M(-)</b>	Momento negativo

<b>MB</b>	Momento balanceado
<b>MSOP</b>	Momento soportado usando el As mínimo
<b>Mv</b>	Momento de volteo
<b>P</b>	Carga aplicada a la columna
<b>PCR</b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>Puc</b>	Peso unitario del concreto
<b>P'u</b>	Carga de resistencia de la columna
<b>Q</b>	Presión sobre el suelo
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>R</b>	Rigidez de un elemento
<b>Sob</b>	Sobrecarga, cargas vivas en la edificación
<b>V</b>	Corte basal
<b>VC</b>	Fuerza cortante factorizada actuando en columnas
<b>Vn</b>	Corte normal
<b>Vp</b>	Corte punzonante
<b>VR</b>	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo
<b>Wc</b>	Peso específico del concreto
<b>Wi</b>	Peso de nivel i
<b>Wn</b>	Carga normal
<b>Wu</b>	Carga distribuida última
<b>Bd</b>	Factor de flujo plástico del concreto
<b>Pbal</b>	Porcentaje de acero en la falla balanceada
<b><math>\sigma</math></b>	Radio de giro
<b><math>\Psi</math></b>	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna
<b><math>\phi</math></b>	Factor de reducción de resistencia
<b><math>\gamma</math></b>	Valor del diagrama de iteración

## RESUMEN

Las aldeas San Mateo y Los Esclavos, del municipio de Cuilapa, departamento de Santa Rosa, se ubican en el sur oriente del país. De acuerdo con la investigación realizada en las mismas, se logró determinar que uno de los problemas de prioridad máxima es la falta de infraestructura para educación y actividades sociales, culturales y deportivas. En el presente trabajo de graduación se describe el diseño de la infraestructura física necesaria para el funcionamiento de un instituto educativo, así mismo el diseño de un sistema de drenajes, dando paso además a los criterios estructurales y arquitectónicos para la realización de estos proyectos.

El presente trabajo se divide en dos partes: la primera es el diseño del edificio educativo con el sistema estructural de marcos dúctiles, donde se realiza el análisis estructural, diseño estructural y se ejemplifica el diseño de una losa, viga, columna y zapata de concreto armado. En la segunda, se presenta el sistema de drenajes sanitarios, el análisis de los resultados y el diseño final.

Con base en estos resultados, se elaboró un juego de planos de cada proyecto y los respectivos presupuestos para la ejecución de los mismos. Dicho proyecto será presentado al comité de cada aldea para que se tenga acceso a este estudio y a las bases de diseño que se presentarán como propuesta a la municipalidad de Cuilapa, donde se especificaron los materiales, su calidad para la aprobación y seguimiento, al trámite de ejecución de los proyectos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el edificio educativo de la aldea los Esclavos y el sistema de drenajes de la aldea San Mateo del municipio de Cuilapa, departamento de Santa Rosa.

### **Específicos**

1. Realizar una investigación monográfica para obtener un diagnóstico sobre las necesidades de las aldeas Los Esclavos y San Mateo, del municipio de Cuilapa, departamento de Santa Rosa.
2. Integrar los conocimientos adquiridos durante la carrera en el área de estructuras y utilizar el procedimiento de marcos, por medio del software Etabs, para el diseño del edificio educativo en la aldea Los Esclavos.
3. Elaborar los planos y presupuestos necesarios para la construcción del edificio educativo de la aldea los Esclavos.
4. Diseñar un sistema de drenajes aplicando los conocimientos adquiridos y cumpliendo con las normas, dicho diseño debe cubrir las necesidades para la aldea San Mateo.



## **INTRODUCCIÓN**

La aldea Los Esclavos del departamento de Santa Rosa, no cuenta con un instituto para su desarrollo educativo. Según investigaciones, la población ha crecido a un ritmo muy acelerado, por lo que es considerable el porcentaje de analfabetismo, el desarrollo de este proyecto será importante para mejorar el nivel socioeducativo de la aldea.

Así también los pobladores de la aldea San Mateo del mismo departamento, no cuenta con un sistema de drenaje sanitario, lo cual perjudica a dicha población porque los desechos se desplazan a flor de tierra, lo cual es de alto riesgo para dicha población, por la formación de epidemias debido a la contaminación que causan las mismas. Los desagradables olores que esto genera ocasiona enfermedades gastrointestinales y de la piel, por la proliferación de parásitos.

Con el fin de darle solución a estos problemas, se determinó la necesidad de hacer el diseño de un edificio educativo y de un drenaje de dicha comunidad.



## **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1 Monografía del municipio de Cuilapa**

#### **1.1.1 Valores históricos y tradiciones**

Cuilapa tiene la virtud de ser el verdadero centro geográfico y equidistante entre el cabo de Hornos y Alaska, lo que está confirmado con fotografías tomadas desde un satélite; por esta razón últimamente se le ha dado el nombre de Cuilapa, Centro de las Américas.

Sus tradiciones religiosas son: la feria en honor al niño Dios que se realiza del 22 al 27 de diciembre y la feria en honor al señor de los Portentos, que se realiza del 01 al 05 de agosto.

#### **1.1.2 Descripción topográfica**

##### **1.1.2.1 Altura y clima**

En el municipio de Cuilapa se localizan los cerros de La Cruz, Cuilapilla y los Halagues; en este último se encuentran los nacimientos de agua que surten a la cabecera municipal.

Cuilapa tiene una elevación de 893.31 metros sobre el nivel del mar. Su clima es de 21 a 23 grados, aunque siempre varía.

### 1.1.2.2 Localización

Cuilapa, como centro poblado, se encuentra ubicado según la regionalización en la Región IV, llamada también Región Sur Oriente.

Cuilapa cabecera del departamento de Santa Rosa, es uno de los 14 municipios con que cuenta el departamento; posee una extensión territorial de 365 kilómetros cuadrados, colinda con los municipios de Nueva Santa Rosa; al sur con Chiquimulilla y Santa María Ixhuatán; al este con San José Acatempa del Departamento de Jutiapa; al oeste con Barberena y Pueblo Nuevo Viñas.

Localización latitud 14°16'42" y longitud 90°17'57"

Extensión territorial 365 kms<sup>2</sup>

Altura: 893 metros sobre el nivel del mar

Clima: Semi templado, temperatura de 20° a 28°

Límites:

Al Norte: Nueva Santa Rosa y Casillas

Al Este: Oratorio y San José Acatempa

Al Sur: Chiquimulilla, Santa María Ixhuatán y Oratorio

Al Oeste: Pueblo Nuevo Viñas y Barberena



diferencia de altitudes sobre el nivel del mar dado que se produce por el razonamiento de las partículas de aire. Sus variaciones se deben a las diferencias entre la radiación solar y la radiación terrestre. Cuilapa presenta una biotemperatura media anual correspondiente a los 24° centígrados, con una mínima de 13° centígrados en los meses de marzo y julio.

### 1.1.5 Vías de Comunicación

El municipio de Cuilapa cuenta con una carretera asfaltada que se une a la carretera interamericana, con fácil acceso a la ciudad capital y al departamento de Jutiapa.

### 1.1.6 Educación

#### Educación Pre-primaria

	TOTAL	hombres	mujeres	área rural	área urbana
alumnos	887	462	425	590	297
escuelas	22			17	5

#### Primaria de niños

	TOTAL	hombres	mujeres	área rural	área urbana
alumnos	5,434	2,782	2,652	3,503	1,935
escuelas	42			34	8

#### Primaria de adultos

	TOTAL	hombres	mujeres	área rural	área urbana
alumnos	134	95	39		134
escuelas	1				1

### Ciclo básico

	TOTAL	hombres	mujeres	área rural	área urbana
alumnos	1,308	684	624	404	904
escuelas	10			4	6

### Ciclo diversificado

	TOTAL	hombres	mujeres	área rural	área urbana
alumnos	785	354	431	184	601
escuelas	4			1	3

#### 1.1.7 Economía

Por la calidad de los suelos la economía de Cuilapa, está dada en su mayoría por la agricultura, siendo una de las zonas cafetaleras más grandes del departamento de Santa Rosa, contando además con caña de azúcar, trigo, frutas, en especial piña, maíz y frijol.

La fauna doméstica también se da en algunas familias, como medio de subsistencia; ya que se cuenta con ganado bovino, equino, porcino y jaular (gallinas, patos, chompipes) etc.

La principal fuente de contaminación de ríos y riachuelos, se da por descarga de aguas servidas y aguas corridas de beneficios de café, además los basureros clandestinos también ayudan a la contaminación del lugar.

**Tabla I. Tabla de actividades económicas en porcentaje del municipio de Cuilapa, según el área urbana y rural**

<b>ACTIVIDAD</b>	<b>URBANA</b>	<b>RURAL</b>	<b>TOTAL</b>
Agricultura	44.54%	84.84%	75.12%
Comercio	12.41%	2.31%	4.74%
Industria Manufacturera	8.22%	2.78%	4.09%
Construcción	10.67%	4.9%	6.29%
Servicios comunales	8.64%	1.95%	3.56%
Administración Pública y Defensa	5.86%	0.83%	2.04%
Transporte	4.51%	1.19%	1.99%
Financieras, Seguros, etc.	2.9%	0.42%	1.02%
Enseñanzas	0.98%	0.14%	0.34%
Minas y Canteras	0.06%	0.29%	0.24%
Electricidad	1.09%	0.34%	0.53%
Organizaciones Externas	0.12%	0.01%	0.04%
<b>TOTALES</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

### 1.1.8 Determinación de la población futura

La población futura se determina por medio del cálculo del incremento geométrico poblacional.

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

Donde:

Pf Población futura

Po Población inicial

r Tasa de crecimiento poblacional = 2.50%

n Periodo de diseño = 20 años

$$Pf = 22,438 * (1+2.5\%)^{20} = 36,768 \text{ personas}$$



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1 Diseño del edificio**

#### **2.1.1 Infraestructura para el centro educativo**

El centro educativo tiene como objetivo proveer infraestructura para la educación básica de la aldea Los Esclavos y las comunidades circunvecinas en el municipio de Cuilapa, Santa Rosa. Inicialmente se pensó construir tres aulas, para suplir la necesidad de infraestructura. Debido al incremento de la población y de comunidades aledañas, es necesario satisfacer las necesidades educativas de la población, promoviendo un edificio de dos niveles con 6 aulas, una oficina para la dirección y dos baños en el primer nivel.

Para diseñar este proyecto se propone un edificio con los siguientes ambientes:

- 6 aulas de enseñanza-aprendizaje
- Área para escalera en cada esquina del edificio.

La forma del terreno, vista en planta, es rectangular, cuenta con un área de 1,050 m<sup>2</sup>; con características de suelo arcilloso y forma plana. Debido a su forma, el largo es de 32m y el ancho de 54m por lo que se propone hacer el edificio con cuatro ambientes arriba y cuatro ambientes abajo.

#### **2.2 Normas para el diseño de edificios educativos**

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se aplicaron las normas contenidas en el Reglamento de

construcción de edificios escolares del Ministerio de Educación. Las normas aplicadas en este trabajo se describen a continuación:

### 2.2.1 Criterios de conjunto

- **Emplazamiento:** el emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno es el área ocupada en planta baja; la cual no debe exceder el 40% del área total del terreno.
- **Orientación del edificio:** la orientación ideal es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno.
- **Superficie y altura del edificio:** la superficie varía en función de las necesidades a satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder de tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

### 2.2.2 Criterios de iluminación

- a) **Generalidades de la iluminación en el edificio:** la iluminación debe ser abundante y de manera distribuida, evitando la proyección de sombras.

Para lograr lo anterior, debe tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas.

- Un local pequeño recibe mejor iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
- Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de la luz y dan como resultado, una mejor iluminación.

b) **Tipos de iluminación:** por su procedencia, la iluminación se divide en natural y artificial. La iluminación natural, por la ubicación de las ventanas, se divide en unilateral, bilateral y cenital. Estas se describen a continuación:

- **Iluminación natural unilateral:** cuando sólo un lado del aula tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25 a 30 por ciento del área total de piso; y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2.5 veces la altura del muro de ventana.
- **Iluminación natural bilateral:** cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula, estas deben tener un área entre 25 a 30 por ciento del área de piso del ambiente.
- **Iluminación natural cenital:** la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del aula. Para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15 al 20 por ciento del área total de piso.
- **Iluminación artificial:** se acepta únicamente cuando sea muy justificado; debe ser difuso, para evitar molestias en la vista; también debe ser lo más parecido a la iluminación natural.

### 2.2.3 Otros criterios

- a) **Ventilación:** la cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación.
  
- b) **Confort acústico:** es importante que en un centro educativo exista el confort acústico, ya que éste influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración del alumno. Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Los ruidos en un aula pueden venir del exterior del centro, de ambientes vecinos, o del interior del aula. Para prevenirlos, se pueden tomar las precauciones siguientes:

- Para que no interfiera el ruido proveniente del exterior, ubicar los establecimientos en zonas tranquilas, de no ser posible, se debe orientar el edificio de manera que el viento se lleve los ruidos.
  
- Para prevenir la interferencia entre ambientes, separar los ambientes ruidosos de los tranquilos, tomando en cuenta la dirección del viento.
  
- Para disminuir el ruido interno del ambiente, construir con materiales porosos, ya que éstos absorben el ruido, también las patas del mobiliario y equipo deben tener aislantes acústicos.

#### **2.2.4 Instalaciones**

En su diseño y colocación se debe garantizar lo siguiente:

- Seguridad de operación
- Capacidad adecuada para prestar el servicio
- Duración razonable y economía de mantenimiento
- Servicio constante
- Protección contra agentes nocivos, principalmente ambientales

#### **2.2.5 Espacios educativos**

Se denomina así a la totalidad de espacios destinados al ejercicio de la educación, que se desarrolla por medio de diferentes actividades; por tal razón, las características de los espacios educativos varían de acuerdo con los requerimientos pedagógicos de las distintas asignaturas.

En el reglamento se describen como espacios educativos característicos: aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. Se detalla aquí, únicamente para el aula teórica, ya que ésta se utiliza en todos los espacios educativos de este proyecto, por ser la que mejor se adapta a los requerimientos del centro educativo.

### 2.2.5.1 Aula teórica

La función del aula teórica es proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza aprendizaje, ya sea en la forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas didácticas. Debido a que el nivel de escolaridad que se prestará en el centro educativo diseñado será el mismo en cada jornada, y esto probablemente cambiará con el tiempo, las recomendaciones para el diseño de aula teórica se generalizan así:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de  $1.50 \text{ m}^2$ ; pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de  $1.30 \text{ m}^2$
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico; es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor.
- La fuente principal de iluminación natural debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será de  $30^\circ$ .

- Tendrá instalaciones de energía eléctrica, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además, tendrá dos tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior, colocados a 0.40 m sobre el nivel del piso.

### **2.3 Definición del procedimiento utilizado para determinar el valor soporte del suelo**

El ensayo triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades de esfuerzo-deformación. Esta prueba es la más común para determinar estas propiedades. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación, se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento corresponden a los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. El incremento de esfuerzo axial se denomina esfuerzo desviador.

#### **2.3.1 Esfuerzos principales**

En una prueba de compresión, una muestra de suelo está sujeta a fuerzas compresivas que actúan en tres direcciones, en ángulos rectos entre sí: uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estas tensiones actúan, son conocidos como los planos principales y las tensiones, como las tensiones principales.

### 2.3.2 Círculo de Mohr

Representación gráfica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión triaxial. La construcción gráfica, para definir el lugar geométrico de un punto **P** por medio de círculos, es de gran importancia en la mecánica de suelos. Estas resultantes son conocidas como tensiones de círculo de Mohr.

Figura 2- Diagrama de Mohr para compresión uniaxial

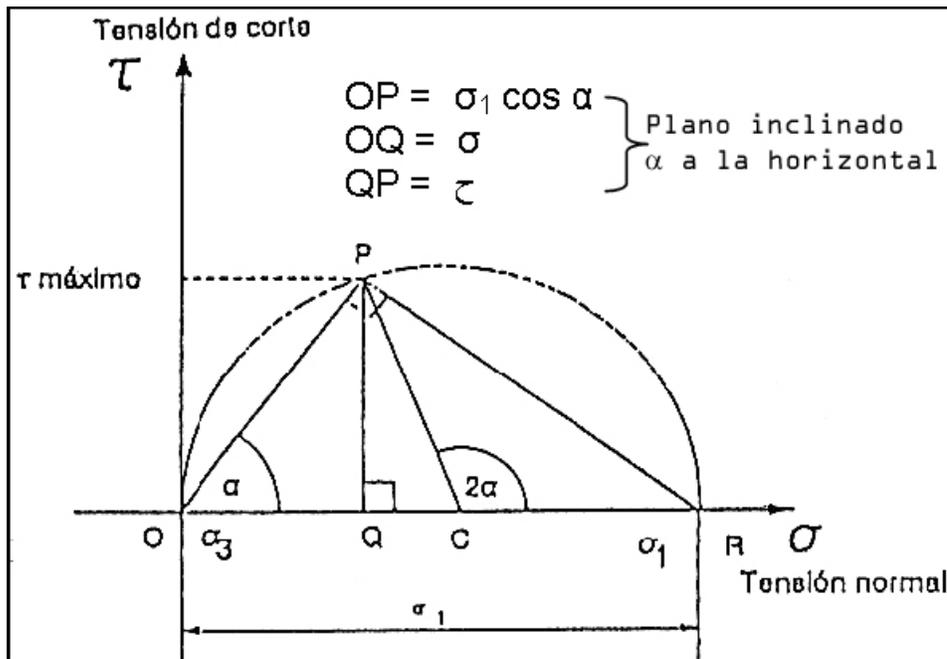
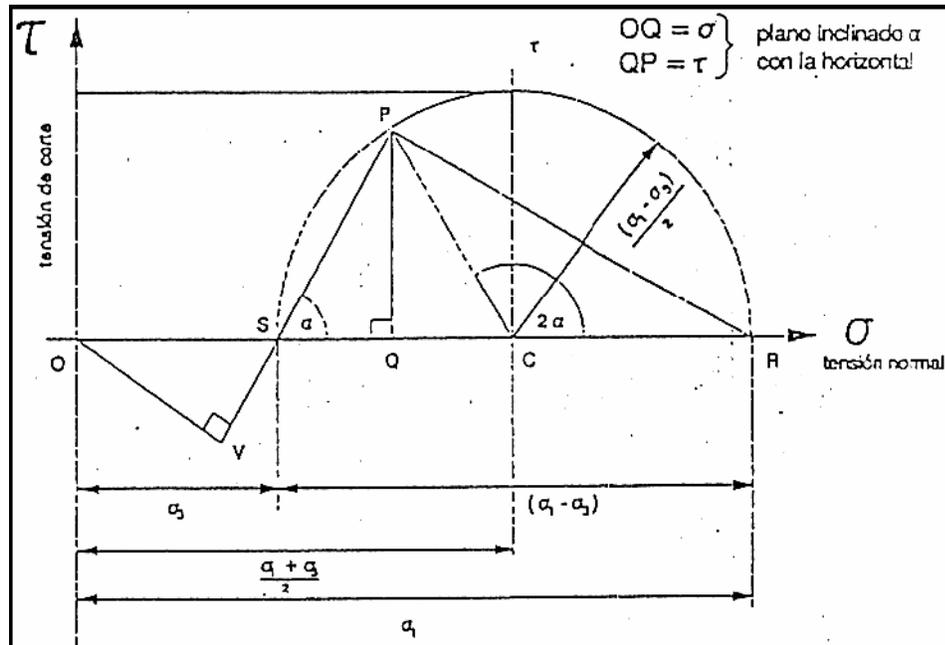


Figura 3- Diagrama de Mohr para compresión triaxial



En el círculo de Mohr se deben notar los siguientes puntos:

1. El eje horizontal representa las tensiones normales, y el eje vertical representa las tensiones de corte, todas dibujadas en la misma escala.
2. Los extremos del diámetro del círculo están definidos por los valores de  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$ , medidos desde el origen.
3. El punto **P** tiene por coordenadas las tensiones normales y de corte sobre un plano inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal. Alternativamente **P** puede ser encontrado trazando un radio desde el centro **C** a un ángulo  $2\alpha$  con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de  $\alpha$ , la tensión normal es igual a **OQ** y la tensión de corte es igual a **PQ**.

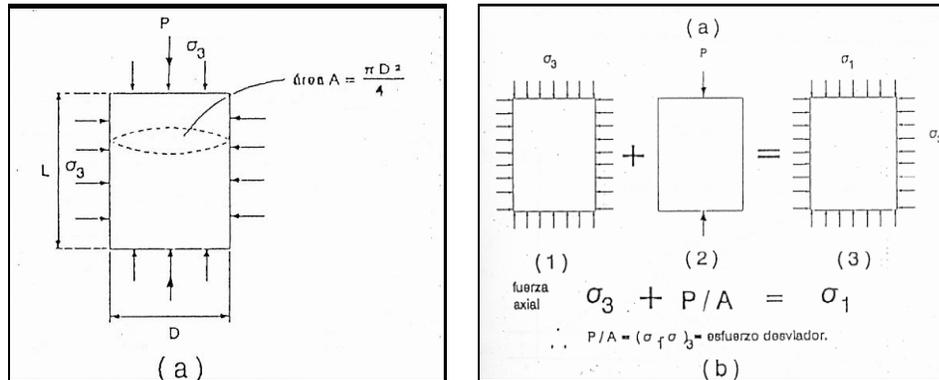
4. El diámetro del círculo es igual a  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , la diferencia de tensiones principales es conocida como “esfuerzo desviador”, y está dada por la fórmula:  $\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ .
5. La máxima tensión de corte es representada por el punto **P** (punto más alto del círculo), y es igual al radio,  $R = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ .
6. El centro del círculo **C** está a una distancia:  $OC = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$  desde el origen.

### 2.3.3 Esfuerzo desviador

Cuando una probeta cilíndrica de longitud **L** y diámetro **D**, se somete a una prueba de compresión triaxial, será cargada en dos etapas. En la primera, se aplica la presión completa (alrededor de la muestra), denotada por  $\sigma_3$ . Ésta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a  $\sigma_3$ , o ninguna tensión de corte es inducida en la muestra. En la segunda, una carga axial **P** se aplica desde afuera de la celda y es progresivamente incrementada. La tensión adicional causada por **P** es solamente en la dirección axial y es igual a  $P/A$ . Finalmente la tensión axial total, denotada por  $\sigma_1$ , es igual a  $(\sigma_3 + P/A)$ , es decir:  $\sigma_1 = \sigma_3 + P/A$ . Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:  $\sigma_1 - \sigma_3 = P/A$ .

La diferencia de las tensiones principales  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  se conoce con el nombre de esfuerzo desviador. En una prueba, la presión de la celda  $\sigma_3$  es mantenida constante a un valor dado, mientras que la tensión desviadora es gradualmente incrementada. Generalmente la tensión de falla estará representada por el máximo de la tensión de desviación.

**Figura 4- Esfuerzo desviador**



- a) Espécimen cilíndrico, sujeto a compresión triaxial
- b) Aplicación de carga separada en dos componentes

### 2.3.4 Equipo para ensayo

El aparato consta, en primer lugar, de un tablero de comando y de una cámara triaxial constituida por un cilindro de lucita de 35 cm. de diámetro y unos 7 mm. de espesor de pared. Las bases de la cámara están conformadas por dos placas circulares, las cuales quedarán solidarias al cilindro, por medio de sellos de goma y piezas de ajuste. La pieza base inferior es de acero inoxidable para poder resistir los ensayos. La cámara resiste presiones internas de 7 kg/cm<sup>2</sup>. Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos, que sirven de base y cabezal del cuerpo de prueba, con piezas de aluminio perforadas en contacto con éste.

La transmisión de carga hacia el cuerpo de prueba se logra mediante un movimiento ascendente de la cámara, cuya sección superior del cuerpo entra en contacto con el vástago del anillo de carga. Un extensómetro medirá las deformaciones que tengan lugar en el anillo, las cuales a través de una tabla de

calibración proporcionarán las cargas actuantes correspondientes. Por otro lado, el cadenciómetro y el cronómetro controlarán que la velocidad de carga sea de 0.025 cm/min. En las pruebas de compresión triaxial, se requiere que la muestra esté enfundada en membranas flexibles, resistentes e impermeables, generalmente de látex. Para aplicar la presión de cámara en torno a la muestra, el agua sería el fluido ideal, ya que éste no ataca a la membrana de látex.

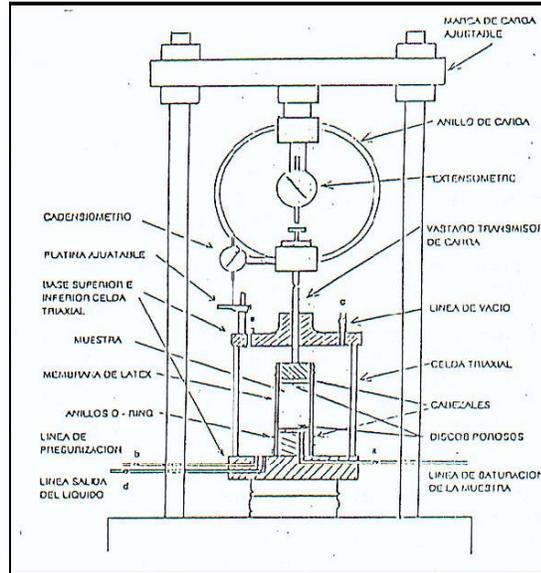
### **2.3.5 Ensayo triaxial no consolidado no drenado**

En un ensayo no consolidado no drenado, la muestra es llevada a la falla por rápido incremento de la carga axial, de manera que no exista cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de ensayos es no permitir ninguna consolidación durante el periodo de falla con la aplicación de la carga axial.

Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta (válvula que conecta el interior de la muestra de suelo con el exterior de la cámara de compresión).

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo; pero en una prueba de compresión triaxial, la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

**Figura 5- Ensayo triaxial**



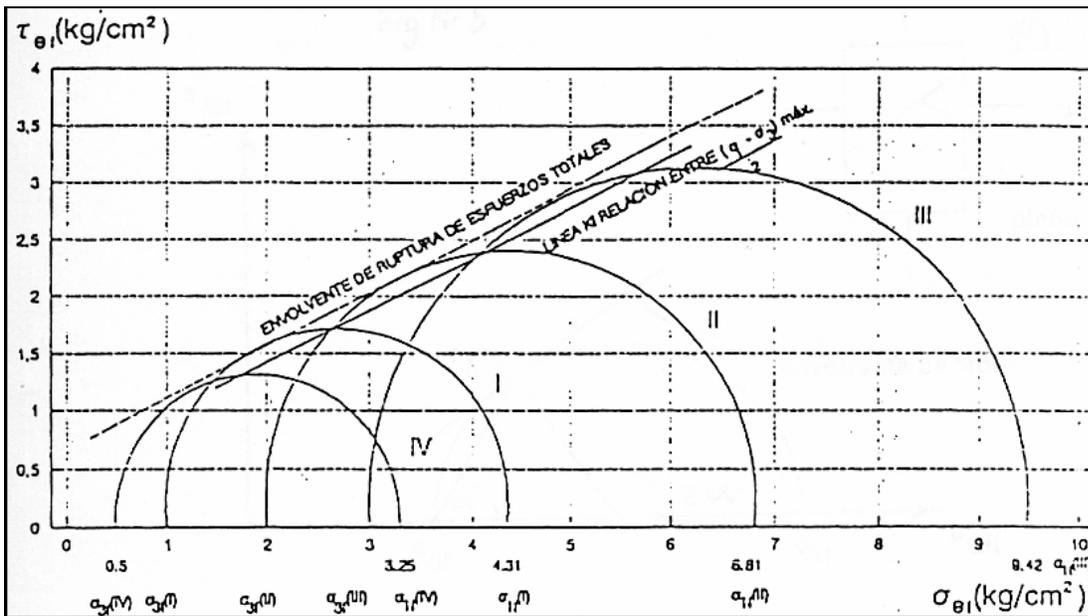
**2.3.6 Diagrama de esfuerzos totales**

En la tabla II, se presenta un cuadro resumen de los valores máximos de presiones desviadoras, alcanzados durante 4 ensayos sucesivos a una misma muestra de suelo y con diferentes presiones de confinamiento, mientras que en la Figura 6, se presenta la envolvente de falla para los mismos valores anteriores.

**Tabla II - Resumen de datos para confeccionar el círculo de Mohr**

Ensayos	1	2	3	4
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3.25	4.31	6.81	9.42
$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.50	1.00	2.00	3.00
Radio $(\sigma_1 * \sigma_3) / 2$ kg/cm <sup>2</sup>	1.38	1.66	2.41	3.21
centro $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ kg/cm <sup>2</sup>	1.88	2.63	4.41	6.21

Figura 6 - Círculo de Mohr para esfuerzos totales diámetro de 70 mm.



### 2.3.7 Capacidad de carga en suelos

Terzaghi propuso el mecanismo de falla para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano del papel. Considerando el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene como resultado la expresión:

$$q_c B = 2PP + 2 C \text{ sen } \phi$$

Terzaghi calculó algebraicamente los valores de  $P_{pc}$ ,  $P_{pq}$  y  $P_{py}$ ; después de ello, trabajando matemáticamente la expresión obtenida, logró transformarla.

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

La ecuación anterior se obtiene introduciendo en ella los siguientes valores para los factores de capacidad de carga.

$$N_c = (2P_{pc} / Bc) + \text{tg } \phi$$

$$N_q = 2P_{pq} / (B \gamma D_f)$$

$$N_\gamma = 4P_p / (B^2 \gamma)$$

Para el instante de falla, el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida para falla por corte general:

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Ésta representa la capacidad de carga límite de la cimentación, siendo **N<sub>c</sub>**, **N<sub>q</sub>** y **N<sub>γ</sub>** coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente. Para el caso de corte local y punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para corte general así:

$$q_d = c' \cdot N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

Los valores de **N<sub>c</sub>**, **N<sub>q</sub>** y **N<sub>γ</sub>** para falla por corte general, se obtienen empleando las curvas de trazo continuo (Figura 7) y los valores de **N'<sub>c</sub>**, **N'<sub>q</sub>** y **N'<sub>γ</sub>** empleando las curvas punteadas. El valor de  $c' = 2/3c$ , cohesión del suelo. El Dr. Terzaghi modificó con base en resultados experimentales su fórmula

fundamental para cimentaciones cuadradas, presentando las siguientes fórmulas empíricas:

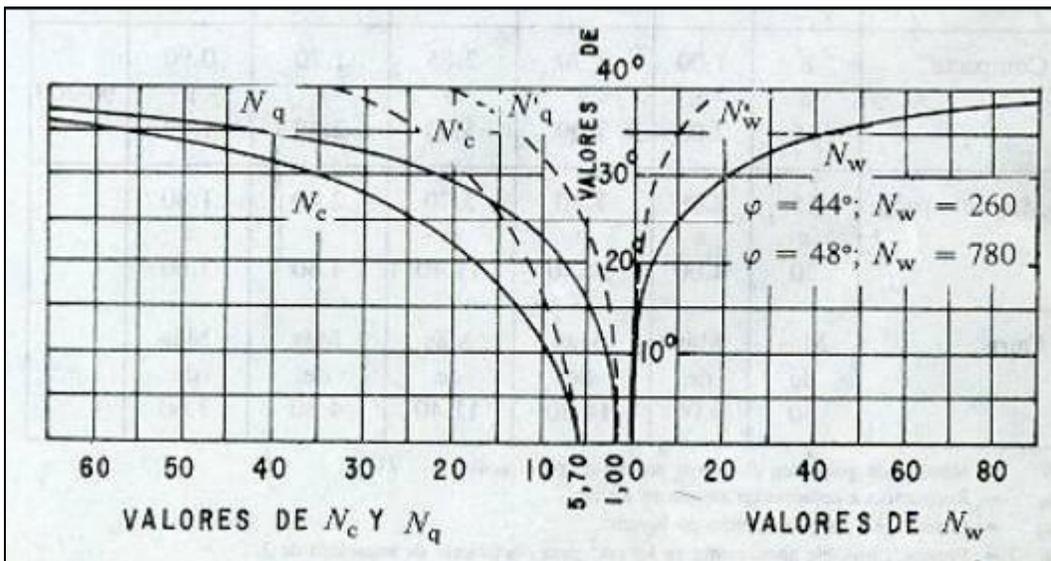
Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N_w$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma \cdot Z N'_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N'_w$$

**Figura 7- Curvas de trazo continuo**



Como se ha podido observar, el valor de  $q_d$  es el esfuerzo límite, mas no el admisible o de diseño de la cimentación. Terzaghi recomienda para  $q_{adm}$  un factor de seguridad no menor de tres.

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N'_w$$

Donde:

- qd valor de esfuerzo límite
- c' coeficiente de cohesión del suelo = 6.2 ton/m<sup>2</sup>
- φ ángulo de fricción interna 13.70°
- N'c factor de capacidad de carga debido a la cohesión = 9.00
- γ s peso específico del suelo = 0.63 ton/m<sup>3</sup>
- N'q factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga = 1.50
- Z Df = desplante de cimentación = 1.50 m
- B base de zapata = 1.75 m
- N'w factor de capacidad de carga debido al peso del suelo = 1.50
- Fs factor de seguridad = 3

$$qd = 1.3 (6.2) 9.00 + 0.63 * (1.50) 1.50 + 0.4 (0.63) * 1.75 * 1.50$$
$$qd = 74.619 \text{ ton/m}^2$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzhagui.

$$Vs = qd / Fs$$

$$Vs = (74.619) / 3 = 25.00 \text{ ton/m}^2$$

## 2.4 Requisitos de diseño del edificio de aulas

### 2.4.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a dar la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace con el fin de tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben

tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso, del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo con las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador y/o propietario.

#### **2.4.1.1 Ubicación del edificio en el terreno**

El edificio de aulas abarca el 25.60% de terreno, debido a que es muy rectangular éste se ubicara a lo ancho del terreno.

#### **2.4.1.2 Distribución de ambientes**

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional de edificios educativos, por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

#### **2.4.1.3 Alturas del edificio**

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 2.80 m. por nivel, sin contar el grosor de piso y de losa, aproximadamente será de 3.00 m. a ejes en todos los ambientes. Se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

#### **2.4.1.4 Selección del sistema estructural a usar**

En la elección del sistema estructural influyen los factores de desempeño, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Para este caso, se ha elegido el sistema de marcos, con losas planas de concreto reforzado.

#### **2.4.2 Análisis estructural**

Es el proceso para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla. Para el edificio de aulas se hace el análisis estructural de la forma siguiente:

##### **2.4.2.1 Predimensionamiento de elementos estructurales**

Dentro del proceso de diseño estructural la estimación de las secciones preliminares, es decir el predimensionamiento, busca satisfacer los criterios relativos a los estados límites de falla y de servicio, establecidos en los reglamentos.

El predimensionamiento de por sí es un proceso subjetivo, en el cual el diseñador podrá emplear cualquier criterio para predimensionar los elementos; ya que en la parte final del diseño verificará si las secciones propuestas satisfacen las condiciones establecidas por el o los reglamentos que empleé.

### 2.4.2.1.1 Predimensionamiento de vigas

#### 2.4.2.1.1.1 Criterios de diseñadores guatemaltecos

Para calcular el peralte (d) de la viga, los estructuralistas guatemaltecos recomiendan una relación de 6 a 8 cm. de peralte por metro lineal de claro, y un ancho (b) de  $\frac{1}{3}$  a  $\frac{1}{2}$  de d:

$$d = [(6-8)\text{cm}]/\text{ml claro} \quad (\text{Ec. 1})$$

$$b = (1/3 \text{ ó } 1/2)d \quad (\text{Ec. 2})$$

#### 2.4.2.1.1.2 Recomendaciones del IMCYC/ACI

El Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC) ha publicado un libro titulado criterios para el Proyecto de estructuras de concreto, donde, considerando los criterios del Código ACI y otros, hace de acuerdo con las condiciones de su país y los sistemas de construcción, algunas recomendaciones que se pueden acomodar a Guatemala para efectos de predimensionar. Algunos de esos criterios son los siguientes:

- Si se tienen tableros mayores de  $3.00 \times 3.50 \text{ m}^2$ , es conveniente peraltar las vigas entre  $1/10$  y  $1/15$  en la mayoría de los casos, se considera un peralte estándar de 30 cm. y base de 15 cm.
- Si se trata de estructuras aporticadas, cuyas columnas son más flexibles que el sistema de piso (rigidez menor), el peralte de vigas oscila entre  $1/10$  y  $1/15$  e incluso de mayor peralte.
- En voladizo, el peralte de vigas es el mismo para los anteriores.

$$d = l_n/10 \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

$l_n$  → longitud libre del voladizo.

Si las estructuras son aporticadas, con columnas más rígidas que el sistema de piso (rigidez mayor), se puede determinar los peraltes mínimos mediante la tabla del ACI-318-83 que considera diferentes  $f'c$  del concreto y acero grado 40.

**Tabla III ACI 318-83 que considera d de vigas en función del  $f'c$  y acero grado 40**

Concreto	Diámetro	t min			hmin
		r=5	r=10	r=15	
$f'c=200 \text{ kg/cm}^2$	No. 3	25	30	35	20
	No. 4	35	40	45	25
	No. 5	40	45	51	30
	No. 6	50	55	61	35
	No. 8	65	70	75	50
Concreto	Diámetro	t min			hmin
$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$	No. 3	25	30	35	20
	No. 4	30	35	40	25
	No. 5	35	40	45	30
	No. 6	45	50	55	35
	No. 8	55	60	65	50

Concreto	Diámetro	t min			hmin
		r=5	r=10	r=15	
f'c=300 kg/cm <sup>2</sup>	No. 3	25	30	35	20
	No. 4	30	35	40	25
	No. 5	35	40	45	30
	No. 6	40	45	50	35
	No. 8	50	55	60	50

**Fuente: Flores Cruz, Carlos E. Procedimiento general de diseño estructural para edificios de concreto reforzado. p.p. 9-10**

#### 2.4.2.1.1.3 La tabla 9.5 (a) del código ACI 318-99:

En la tabla 9.5 (a); del código ACI318-99 se encuentra otro referente para el predimensionamiento de las vigas no pretensadas, en función del claro que cubren. Es de hacer notar que esta tabla es aplicable a elementos de hormigón armado de un  $f'c$  y grado de acero de refuerzo ya establecidos.

En caso de quererse aplicar a miembros de distinto  $f'c$  o grado de refuerzo, debe hacerse las correcciones especificadas en la misma.

Tabla IV. Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas

<b>TABLA 9.5 (a).</b>				
<b>Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que se calculen las deformaciones*.</b>				
		Espesor Mínimo, h		
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

\* La luz  $\ell$  está en mm.

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de hormigón de peso normal ( $w_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$ ) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para hormigón liviano estructural de peso unitario dentro del rango de 1 500 a 2 000  $\text{kg/m}^3$ , los valores de la tabla deben multiplicarse por  $(1.65 - 0.0003 w_c)$ , pero no menos de 1.09, donde  $w_c$  es la densidad en  $\text{kg/m}^3$ .

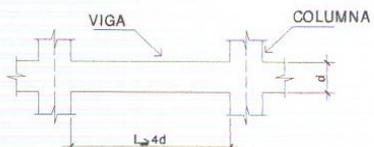
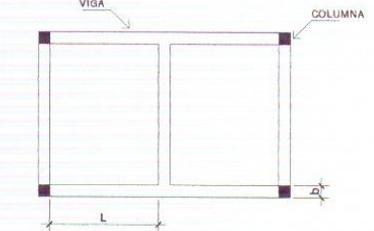
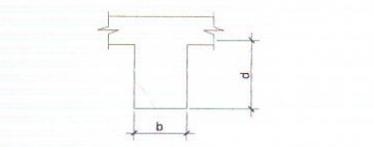
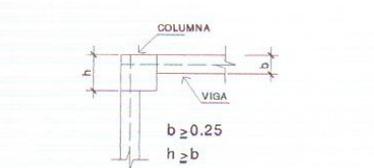
(b) Para otros valores de  $f_y$  distintos de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por  $(0.4 + f_y/700)$ .

Fuente: Código ACI 318-99. p. 144

#### 2.4.2.1.1.4 Requisitos geométricos de las N.T.C. para concreto del D.F.

También se puede tomar como referente los requisitos adoptados por las normas técnicas complementarias del “Reglamento de construcción para el Distrito Federal” (México). El R.C.D.F. recomienda los siguientes requisitos geométricos que deben cumplir las secciones para elementos sujetos a flexión.

**Figura 8. Requisitos geométricos de elementos sometidos a flexión, según R.C.D.F.**

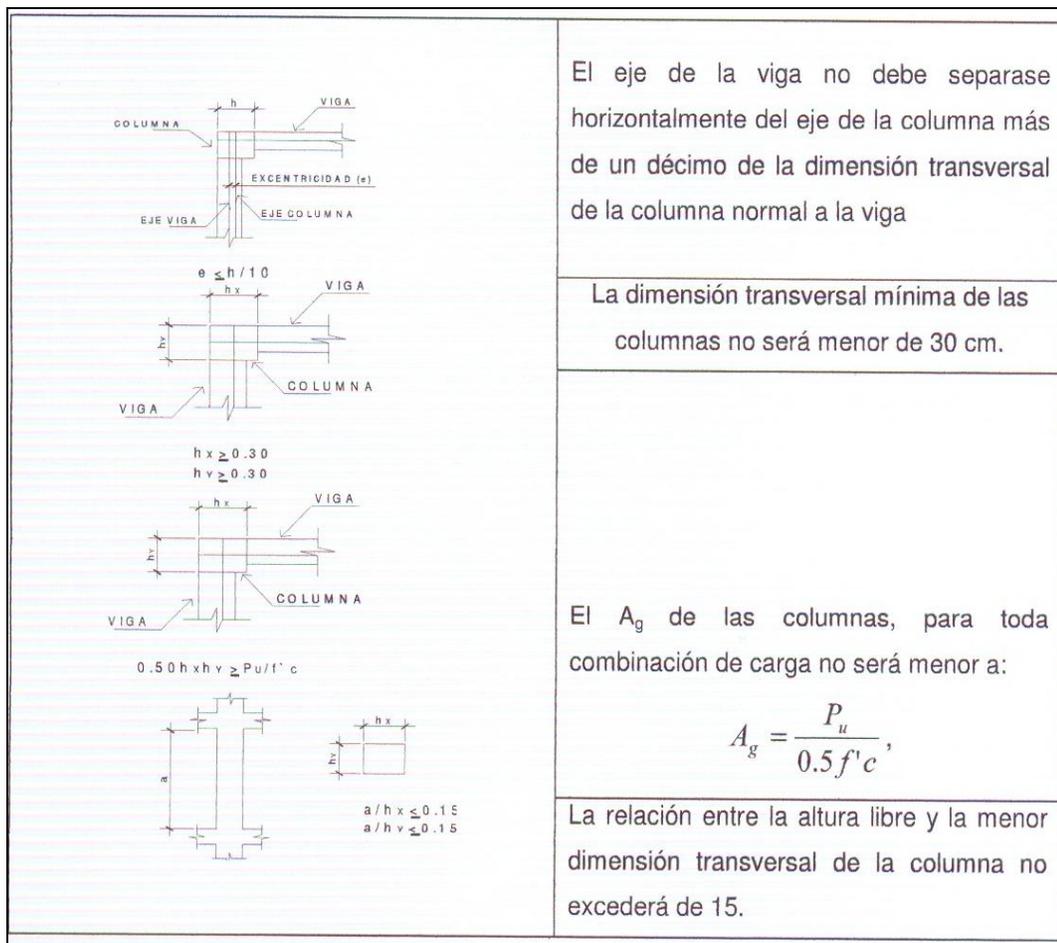
 <p>VIGA</p> <p>COLUMNA</p> <p><math>L \geq 4d</math></p>	<p>El claro libre no debe ser menor a cuatro veces el peralte efectivo</p>
 <p>VIGA</p> <p>COLUMNA</p> <p><math>L/b &lt; 30</math></p>	<p>En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.</p>
 <p><math>d/b \leq 3</math></p>	<p>La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 30.</p>
 <p>COLUMNA</p> <p>VIGA</p> <p><math>b \geq 0.25</math></p> <p><math>h \geq b</math></p>	<p>El ancho de la viga no será menor de 25 cm. ni excederá el ancho de las columnas a las que llega.</p>

## 2.4.2.1.2 Predimensionamiento de columnas

### 2.4.2.1.2.1 Requisitos geométricos de las N.T.C. para concreto del D.F

También el R.C.D.F. establece relaciones geométricas que deben cumplir los elementos estructurales sometidos a flexocompresión:

**Figura 9. Requisitos geométricos de elementos sometidos a flexocompresión, según R.C.D.F.**



Fuente: 2º Curso RELASIS de Ingeniería sísmica UVG p. 22

## 2.5 Cargas de diseño

Las cargas son fuerzas externas que actúan sobre la estructura, las cuales provocan reacciones internas dentro del sistema estructural para resistirlas. Dependiendo de la manera como las cargas sean aplicadas, tienden a deformar la estructura y sus componentes. En el presente trabajo se clasifican a las cargas en una estructura de acuerdo con la dirección de su aplicación: verticales y laterales.

### 2.5.1 Cargas gravitacionales

También llamadas cargas por gravedad, comprenden la carga viva y carga muerta.

- a) **Carga viva:** son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen, pero no están limitados, a los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido, así como el equipo no fijo.
  
- b) **Carga muerta:** comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo la estructura en sí, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo también se consideran cargas muertas.

## **2.5.2 Cargas laterales**

Las constituyen aquellas fuerzas que actúan ortogonalmente o casi, respecto de la línea de acción de la gravedad. Se dividen en: cargas de: sismo, viento y de presión.

## **2.5.3 Cargas verticales de la estructura**

### **2.5.3.1 Integración de cargas verticales por el método de anchos tributarios**

El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda la porción de la construcción, en la cual si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando. Por lo que se entiende como área tributaria de un elemento de una estructura, sujeta a carga uniformemente distribuida aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura. El área tributaria debe calcularse, también para fines de obtener la carga total sobre un elemento estructural. Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula, si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección.

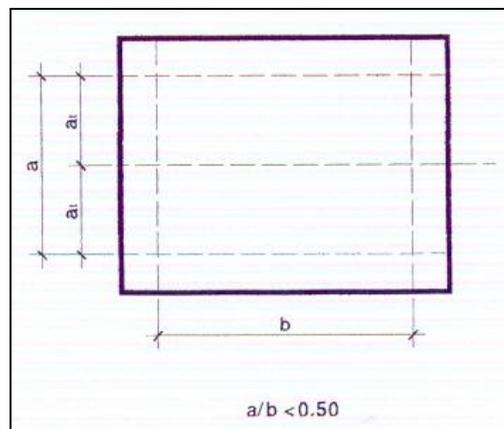
### **2.5.3.2 Integración de cargas verticales: losas horizontales en un sentido**

Esta clasificación se refiere a la forma en que la losa puede sufrir flexión.

### Losas en un sentido (requisitos ACI):

- La relación de la base (a), con la altura (b) de la sección, debe ser menor que 0.50 ( $a/b < 0.50$ )
- Pueden tener 2 ó 4 apoyos (vigas).
- El espesor se determina con la tabla 9.5(a)

**Figura 10. Área tributaria y ancho tributario para losa en un sentido**



De donde se calcula la carga muerta y la carga viva actuantes con las siguientes ecuaciones:

$$a_t = a/2 \quad (\text{Ec. 4})$$

$$CM = a_t/2(P_{uc} t + S_{ob}) + PP_{viga}' \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

a → lado corto de la losa (medido a rostro interior de viga)

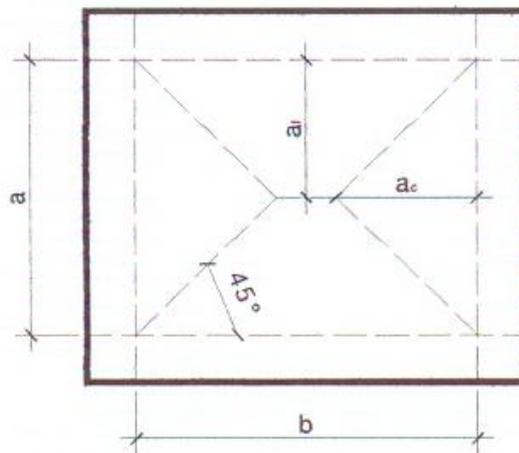
- b      → Lado largo de la losa (medido a rostro interior de viga)
- at     → ancho tributario
- Puc    → peso unitario del concreto ( $2400 \text{ kg/m}^3$ )
- t       → espesor losa (m)
- PPviga → peso propio de la viga ( $Puc \times$  sección viga)
- Sob     → cargas vivas en la edificación (según código que se utilice)

### 2.5.3.3 Integración de cargas verticales: losas horizontales en dos sentidos

Losas en dos sentidos (requisitos ACI):

- La relación  $a/b$  tiene que ser mayor que 0.50.
- Tienen que poseer 4 apoyos (vigas).

**Figura 11. Área tributaria y ancho tributario para losa en dos sentidos**



$$a/b \geq 0.50$$

Se calcula de igual forma, la carga viva y la carga muerta, lo que difiere en este caso es el cálculo de los anchos tributarios, de donde se tiene:

$$m = a/b \quad (\text{Ec. 6})$$

$$ac = a/3 \quad (\text{Ec. 7})$$

$$al = a/3[(3-m^2)/2] \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

a → Lado corto de la losa (medido a rostro interior de viga)

b → Lado largo de la losa (medido a rostro interior de viga)

m → relación a/b

ac → ancho tributario lado corto

al → ancho tributario lado largo

#### 2.5.4 Cálculo de cargas laterales en la estructura (sismo)

Los requisitos de cargas laterales propuestas por los códigos, son normas mínimas para diseñar edificios y estructuras resistentes a fuerzas horizontales. Consideran la estructura como unidad, tomando en cuenta cada uno de sus elementos estructurales.

En Guatemala, son consideradas en el análisis, las cargas laterales de sismo y viento. Esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar. Para el presente trabajo únicamente se tomará en cuenta el efecto de las cargas sísmicas.

#### 2.5.4.1 Método SEAOC

Es un método estático equivalente, el cual consiste en encontrar una fuerza en la base del edificio que se está sacudiendo y según la distribución de masas, la altura del edificio y la carga adicional, distribuirla en cada nivel del edificio. Las cargas sísmicas afectan a las estructuras en zonas de gran actividad sísmica, como Guatemala. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a la estructura y la masa de la estructura resiste el movimiento debido a los efectos de la inercia. La fuerza total de la inercia (es usualmente igual a la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura), varía aproximadamente de  $0.03W$  a  $0.10W$  (más recomendado en estructuras donde  $W$  es el peso total).

Las respuestas de las estructuras a los sismos, dependen de varios factores: de las características del movimiento del terreno, de la rigidez y masa de la estructura, de las condiciones del subsuelo y la magnitud del amortiguamiento.

#### 2.5.4.2 Corte basal

Es un corte estático equivalente, la fórmula propuesta por SEAOC para obtener la fuerza horizontal total o corte básico ( $V$ ), es:

$$V = ZIKCSW, \text{ (Ec. 9)}$$

Donde  $V$ , es igual a las fuerzas dinámicas máximas que se representan aproximadamente por medio de las fuerzas de estáticas equivalentes de seguridad o modificadores arbitrarios.  $W$  es el peso total de la estructura. Para

estructuras de un nivel o livianas, ZIKCS es igual 0.10 como coeficiente por lo tanto:

$$V = 0.10W, \text{ (Ec. 10)}$$

A continuación se describirá cada uno de los coeficientes mencionados anteriormente.

**Z:** Se le denomina coeficiente de riesgo sísmico; el cual varía según la zona sísmica del globo terráqueo y puede adoptar cuatro valores:

**Tabla V. Valores coeficiente Z**

Zona sísmica	Riesgo sísmico	Valor Z
0	Ausencia total de daño	0.00
1	Consideradas de daños menores corresponden a la intensidad V y VI de la escala Mercali modificado.	0.25
2	Daño moderado, corresponde a la intensidad VII en a escala Mercali modificado.	0.50
3	Daño mayor, corresponden a la intensidad VII en a escala Mercali modificado.	1.00

**I:** depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso público como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre:

$$1.0 \leq I \leq 1.50$$

**K:** dependerá del tipo de estructura seleccionada; si hay sistemas estructurales, toma los siguientes valores:

**Tabla VI. Valores coeficiente K**

TIPO	Arreglo resistente	Valor K
1	Marcos dúctiles sin contraventeo	0.67
2	Marcos dúctiles y sistemas de corte ( embreizados , muros de corte)	0.80
3	Mampostería	1.00
4	Diseños especiales (péndulos invertidos)	2.50

**Fuente:** Fredy Ramírez Figueroa. **Guía Práctica dirigida del curso de diseño estructural.** p.

37

**C:** depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en base al periodo de vibración, donde t es el intervalo de tiempo que necesita la estructura; al completar una vibración, t está determinado por:

$$t = 0.09h/\sqrt{b} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

h → altura del edificio (m)

b → lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se está considerando

Donde C está dada por:

$$C = 1/15\sqrt{t} \leq 0.12 \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde el coeficiente C no debe ser mayor que 0.12

**S:** depende del tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre:  $1.00 \leq S \leq 1.50$ , teniendo la limitación:

$$CS \leq 0.14 \quad (\text{Ec. 13})$$

**W:** es la carga muerta total de la estructura. Cuando se trate de almacenes se adicionará a W un 25 por ciento de la carga viva.

#### 2.5.4.3 Integrar cargas estáticas para cada nivel

Es la sumatoria de fuerzas que actúan en cada nivel de la estructura ( $\sum F_i$ ), más la fuerza adicional de la cúspide ( $f_t$ ), es igual al corte basal equivalente estático ( $V$ ), recordando siempre que  $f_t = 0$ , cuando:  $t \leq 25$  s. de lo contrario  $f_t$  existe. Por lo tanto:

$$V = \sum F_i + f_t \quad (\text{Ec. 13})$$

La distribución de carga basal en cada nivel está dada por la relación:

$$F_i = [(V - f_t) w_i h_i] / \sum w_i h_i \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

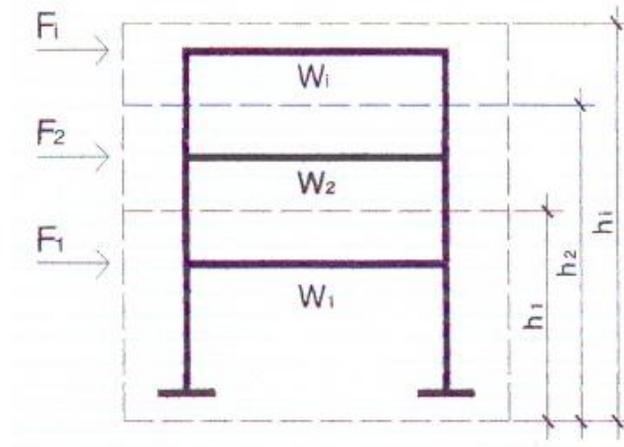
$w_i$  → peso nivel  $i$

$h_i$  → Altura nivel  $i$

$V$  → Corte basal

$f_t$  → Fuerza en la cúspide

**Figura 12. Distribución de carga basal en cada nivel**



#### 2.5.4.4 Distribución de cargas sísmicas por marco

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la existencia o no de simetría estructural, ya que de existir excentricidades entre el C.R. y el C.M. La capacidad torsional del edificio se verá afectada y por ello los marcos que tengan una mayor excentricidad; experimentarán una fuerza de marco ( $F_m$ ) mayor, a los que posean menor excentricidad. Por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

##### a) $F_m$ cuando existe simetría estructural

En este caso la ubicación el C.M. coincide con la del C.R., por lo que se ha obtenido una distribución simétrica ideal de los elementos verticales. En este caso la fuerza en el marco según el eje que le corresponda; ( $F_m$ ), es igual a la fuerza de piso ( $F_i$ ) del eje, dividida entre el número de marcos:

$$F_{m,x,y} = F_{p,x,y} / \text{No. marcos } x,y \quad (\text{Ec. 15})$$

## b) **Fm cuando no existe simetría estructural**

Cuando no existe simetría estructural, se deberá determinar los centros de masa y rigidez y la excentricidad del edificio; para poder calcular las fuerzas totales por marco Fm.

### 2.5.4.5 **Cálculo de centro de masa (C.M.)**

El centro de masa coincide con el centroide geométrico de la planta del edificio; por lo tanto, si la planta presenta una forma simétrica, las coordenadas de su C.M., serán:

$$CM_{x-x} = x/2 \quad (\text{Ec. 16})$$

$$CM_{y-y} = y/2 \quad (\text{Ec. 17})$$

en caso de no tener una planta simétrica se utilizará las fórmulas:

$$CM_{x-x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$CM_{y-y} = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

x → longitud del edificio respecto al eje x-x

y → longitud del edificio respecto al eje y-y

x<sub>i</sub> → centroide de la figura componente que se está analizando, respecto al eje x-x

$y_i$  → centroide de la figura componente que se está analizando, respecto al eje y-y

$A_i$  → área de la figura componente que se está analizando

#### 2.5.4.6 Cálculo de centro de rigidez (C.R.)

Se localiza el centro de rigidez del edificio, con base en los elementos estructurales verticales de éste (columnas, muros de corte), aplicando los siguientes pasos:

- a) Determinar las rigideces de los marcos
- b) Referir la planta de la estructura a un par de ejes coordenados, aplicando en los ejes de los elementos en x y en y.
- c) Calcular las coordenada de dx y dy con la fórmula:

$$dx,y = \frac{\sum Kd}{\sum K} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$\sum kd$  Sumatoria del producto de la rigidez de marco  $K_m$  por la distancia del eje coordenado al marco analizado  $d_m$  xx,yy

$\sum k$  Sumatoria de las rigideces del marco  $K_m$

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo, y por lo tanto, la ecuación de rigidez a utilizarse.

a) **Voladizo:** condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez es:

$$K = 1/[(Ph^3/3EI)+1.2(Ph/AG)] \quad (\text{Ec. 21})$$

b) **Doblemente empotrado:** condición que se da en los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez es:

$$K = 1/[(Ph^3/12EI)+1.2(Ph/AG)] \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

P → carga asumida, generalmente 10000 kg.

h → altura del muro o columna analizado

E → módulo de elasticidad del concreto  $E=15100\sqrt{f'c}$

I → inercia del elemento  $I=1/12bh^3$

A → sección transversal del muro o columna analizado

G → módulo de rigidez  $G=0.4E$

#### 2.5.4.7 Cálculo de excentricidad (e)

La excentricidad (e) está dada por:

$$e_{x,y} = |CM_{x,y} - d_{x,y}| \quad (\text{Ec. 23})$$

Quando la estructura es simétrica en alguno de los ejes, se calculará la excentricidad únicamente en el eje donde no exista simetría.

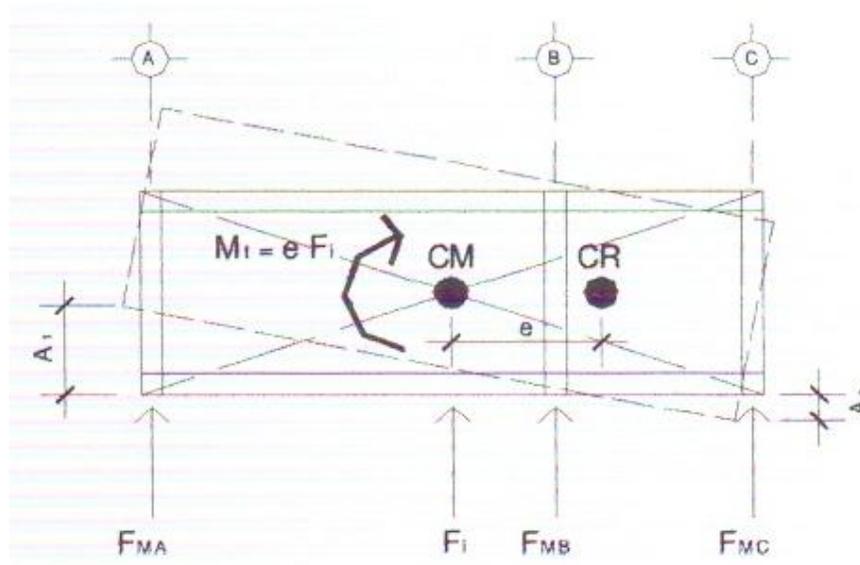
### 2.5.4.8 Cálculo de fuerzas por marco

Para distribuir la fuerza lateral de sismo por nivel  $F_i$ , a cada marco en el análisis simple, se consideran sólo los marcos paralelos a la dirección en que ésta actúa y dos efectos sobre ellos: uno de traslación en una misma dirección y otro de rotación respecto del centro de rigidez cuando éste no coincide con el centro de masa.

En el análisis simple, la fuerza que llega a cada marco, se determina por medio de la suma algebraica de la dirección de la fuerza por torsión  $P_i''$  (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos  $P_i'$  (fuerza trasnacional).

$$F_m = P_i' \pm P_i'' \quad (\text{Ec. 24})$$

Figura 13. Cargas por torsión



La fuerza trasnacional  $P_i'$  se define por:

$$P_i' = [K_m / \sum K_i] F_i \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

$K_m$  rigidez del marco que se está analizando

$\sum k_i$  sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga

$F_i$  fuerza por nivel

La fuerza torsional se define por:

$$P''_i = (e/E_i) F_i \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

$e$  excentricidad

$F_i$  fuerza por nivel

$E_i$  relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco

$E_i$  se define por:

$$E_i = \sum K_{mdi}^2 / K_{mdi} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

$d_i$  distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco

$k_m$  Rigidez del marco que se está analizando.

Se hace notar que al momento de encontrar el C.R. de la estructura, el eje coordenado en el sentido de la excentricidad que se esté analizando, se debe correr al C.R.

Por lo que todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del C.R., tendrán brazos de palanca con signo negativo (-); y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba, tendrán brazos de palanca con signo positivo (+).

Si  $F_m$  es menor que  $F_i$ , se debe tomar  $F_i$  como la fuerza en el marco. Si el valor  $F_m$  es mayor que  $F_i$ ;  $F_m$  será el valor del marco analizado. Es decir, se toman los valores más críticos.

#### 2.5.4.9 **Combinaciones de carga**

Cualquiera de todas las cargas mencionadas puede actuar sobre una estructura en un momento dado; sin embargo, es entrar prácticamente al campo de la especulación; el que se produzca algún tipo de carga crítica.

Es por ello que los códigos de construcción establecen combinaciones de cargas específicas, que los miembros estructurales deben estar en capacidad de soportar para tratar de evitar el colapso de la estructura.

**Tabla VII. Factores de carga especificados por algunos códigos**

<b>Código</b>	<b>Combinaciones gravitacionales</b>	<b>Combinaciones excepcionales</b>	<b>Combinaciones para volteo</b>
AGIES	1.4CM + 1.7 CV	1.2CM +CV ± S	0.8CM ± S
RCDF	1.4CM + 1.4 CV	1.1CM +1.1CV + 1.1S	0.9CM + 1.1S
ACI	1.4CM + 1.7 CV	1.05CM +1.275CV ±1.43S	0.9CM ± 1.43S

## 2.6 Análisis estructural

El análisis constituye la etapa más científica del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas. El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas, con el desarrollo de métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración. Con estos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo con los que pueden realizarse en poco tiempo y a un costo razonable los millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

El análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las distintas secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas actuantes resistentes, a fin de verificar si su diseño satisface las condiciones de seguridad. En algunos casos también se busca a través del análisis las deformaciones verticales y horizontales de algunos elementos estructurales para su comparación con los valores que definen estados límites

de servicio. Ya habiendo determinado las cargas verticales y laterales actuantes sobre la estructura, se procede a determinar la respuesta estructural en el edificio; o sea los efectos que las acciones de diseño provocan en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos flechas y deformaciones.

### 2.6.1 Métodos aproximados de análisis

Estos métodos son utilizados en diseños preliminares y sirven además como comprobaciones rápidas de los resultados de métodos más refinados. Entre ellos se puede destacar los siguientes:

- a) **Método de estimación de la curva elástica y ubicación de los puntos de inflexión:** aplicable a vigas y marcos simétricos, de preferencia para obtener mayor exactitud. Es usado exclusivamente para estructuras sometidas a cargas verticales.
  
- b) **Método del portal:** método aproximado de análisis estructural, utilizado para estructuras sometidas a cargas laterales en marcos cuya altura total es menor a su ancho total.
  
- c) **Método del voladizo:** método aproximado para analizar estructuras altas, bajo cargas laterales; cuya relación de esbeltez es grande (altura mucho mayor que el ancho).

### 2.6.2 Métodos exactos y paquetes de análisis computacional

Estos son métodos que utilizan una matemática muy refinada, básicamente se realizan a través de procesos iterativos. Los de cálculo manual están cayendo

en desuso ante la opción que se presenta, hoy en día, de utilizar métodos automatizados de cálculo.

**a) Método de Cross:** método exacto iterativo, aplicable a vigas y marcos rígidos, simétricos o asimétricos, sometidos a cargas laterales y / o verticales.

**b) Método de Kani:** método exacto iterativo, aplicable a vigas y marcos rígidos, simétricos o asimétricos, sometidos a cualquier tipo de carga.

Como ya se mencionó, los paquetes de cómputo trabajan resolviendo métodos iterativos con la potencia y rapidez que proporcionan los equipos de cómputo, en el mercado existe toda una gama de software a la venta, aunque también existen los de dominio público, entre ellos se tiene: cálculo de estructuras (software de dominio público), Paem, Staad pro, Sap 2000, Cadre pro 3d, Tabs – etabs, etc.

## **2.7 Fórmulas y procedimientos para elementos de hormigón armado.**

### **2.7.1 Diseño de losas**

#### **2.7.1.1 Diseño de losas en una dirección**

Primero se procede a calcular y determinar el espesor (t) de losa, aplicando la tabla 9.5 (a) del código ACI 318-99. Después a integrar cargas, de la siguiente manera:

$$CM = Puc \times t \quad (\text{Ec. 28})$$

$$CV = Sob \quad (\text{Ec. 29})$$

Luego con los valores de carga muerta y viva, se obtiene la carga última (W), sobre la losa:

$$W = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (\text{Ec. 30})$$

Para calcular los momentos que actúan en el sentido que trabaja la losa. Se utiliza las siguientes relaciones:

- **Momento positivo**

Vanos extremos

El extremo discontinuo no está restringido  $Wu l n^2 / 11$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo  $Wu l n^2 / 14$

Vanos interiores  $Wu l n^2 / 16$

- **Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior**

Dos vanos  $Wu l n^2 / 9$

Más de dos vanos  $Wu l n^2 / 10$

- **Momento negativo en las demás caras**

De apoyos interiores  $Wu l n^2 / 11$

- **Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:** Losas con luces que no excedan de 3 m., y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano

$Wu l n^2 / 12$

- **Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos**

Cuando el apoyo es una viga de borde  $Wu l n^2 / 24$

Cuando el apoyo es una columna  $Wu l n^2 / 16$

Estas relaciones son aplicables siempre y cuando las losas cumplan los siguientes requisitos:

- a) Haya dos o más vanos,
- b) Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor,
- c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,
- d) La sobrecarga unitaria no exceda en 3 veces la carga permanente unitaria,
- e) Los elementos sean prismáticos.

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ), primero se calcula el momento resistente ( $M_U$ ), del área de acero mínimo de la losa ( $A_{s\text{mín}}$ ). Para determinar cuáles son los momentos en los que hay que reforzar con una cuantía mayor a la del  $A_{s\text{mín}}$ .

$A_{s\text{mín}}$ , está dada por:

$$A_{s\text{mín}} = 0.40 (14.1/f_y) b d \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

b → 1.00 m

d → peralte efectivo

Mu, está dado por:

$$\mu = \phi [A_s f_y (d - (A_s f_y / 1.7 f'_c b))] \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

b → 1.00 m

As, está dada por:

$$A_s = [bd - \sqrt{(bd)^2 - (M_b / 0.003825 f'_c)}] 0.85 (f'_c / f_y) \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

b → 1.00 m

d → peralte efectivo

También se calcula acero por temperatura ( $A_{st}$ ), el cual está dado por:

$$A_{st} = 0.002 b t \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

b → 1.00 m

$t$  → espesor de losa

El espaciamiento máximo (S), estará dado por:

$$S_{max} = 3t \quad (\text{Ec. 34})$$

### 2.7.1.2 Diseño de losas en dos direcciones

En las losas en dos direcciones, el espesor ( $t$ ) se calcula por la siguiente fórmula:

$$t = P/180 \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

$P$  → perímetro de la losa a claros libres

Los momentos de las losas en dos sentidos, se calculan generalmente con el método 3, del ACI. A continuación se expondrá sus conceptos básicos:

Notación:

$a$  → longitud del claro libre corto

$b$  → longitud del claro libre largo

$C$  → coeficientes para el cálculo de momentos, los cuales tiene subíndices de identificación, como:  $C_{aCM}$ ,  $C_{aCV}$ ,  $C_{bCM}$  y  $C_{bCV}$

$m$  → relación  $a/b$

$W$  → carga última uniforme, se calcula igual que para losas en un sentido

Los momentos en cada lado (a y b), están dados por las ecuaciones:

$$M_{a(-)} = C_a C_M W a^2$$

$$M_{a(+)} = C_a C_V a^2 (1.4 C_M + 1.7 C_V)$$

$$M_{b(-)} = C_b C_M W b^2$$

$$M_{b(+)} = C_b C_V b^2 (1.4 C_M + 1.7 C_V)$$

En los bordes discontinuos se usará un momento negativo igual a un tercio (1/3) del momento positivo. Cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es mayor del 80% que el otro lado, la diferencia se distribuirá en proporción a la rigidez relativa de las losas; y si es menor la diferencia, se puede distribuir por el promedio de ambos momentos. Los cálculos de  $A_s$  y  $S_{máx}$ , son exactamente iguales que en las losas en un sentido, sólo que ahora se realizan en ambos sentidos.

### 2.7.2 Diseño de vigas

Las vigas deben de cumplir los siguientes parámetros:

#### a) Requisitos de armado para flexión:

El área de acero mínimo de refuerzo será igual a:

$$A_{smin} = [14.1/f_y] b d \quad (\text{Ec. 36})$$

El área de acero máximo de refuerzo será igual a:

$$A_{smax} = 0.5 \times 0.85 \beta_1 f'_c / f_y [6090 / (6090 + f_y)] b d \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05((f'c - 280)/70) \rightarrow f'c > 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 39})$$

$$\beta_1 = 0.65 \rightarrow f'c > 560 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 40})$$

El área de acero estará dada por:

$$A_s = [bd - \sqrt{(bd)^2 - M_{ub}/(0.003825f'c)}]0.85 (f'c/f_y) \quad (\text{Ec. 41})$$

En el armado de la cama superior e inferior de la viga, se utilizarán por lo menos 2 barras corridas de refuerzo.

El refuerzo positivo corrido (cama inferior), será el mayor de los siguientes valores:

$$\begin{aligned} & \text{Asmín} \\ & 0.5 A_s(+) \\ & 0.5 A_s(-) \end{aligned}$$

El refuerzo negativo corrido (cama superior), será el mayor de los siguientes valores:

$$\begin{aligned} & \text{Asmín} \\ & \frac{1}{3} A_s(-) \end{aligned}$$

El refuerzo negativo y positivo en cualquier sección de la viga, no debe ser menor a  $\frac{1}{4}$  del refuerzo al rostro de la columna.

### **b) Requerimiento de armado para refuerzo transversal (estribos):**

Los estribos son requeridos para una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, a partir del rostro de la columna. Cuando sean necesarios los estribos, el espaciamiento de los mismos no excederá de:

- $\frac{1}{4} d$
- 8 veces la barra longitudinal más pequeña
- 24 veces el diámetro del estribo (usualmente  $3/8" = 9" = 0.22 \text{ m}$ )
- 12" (0.30 m)
- El primer espaciamiento de estribos no será mayor a 0.05 m.

Donde los estribos sean requeridos se utilizará barras longitudinales en el perímetro para el apoyo lateral de los mismos, donde los estribos no sean requeridos, se colocarán los mismos con un espaciamiento máximo de  $\frac{1}{2} d$ .

Para el refuerzo transversal (estribos), se debe calcular los estribos en función del corte actuante ( $V_a$ ) al rostro de la columna obtenido del diagrama de corte y se compara con el corte resistido por el concreto ( $V_r$ ), en caso de no ser mayor ( $V_a < V_r$ ), se utiliza el espaciamiento ( $S$ ) de  $\frac{1}{2} d$ , si el  $V_a$  es mayor a  $V_r$  ( $V_a > V_r$ ), se ha de calcular el espaciamiento  $S$ .

Ecuaciones para el cálculo de acero por corte ( $A_{sc}$ ) en vigas

#### **Esfuerzo de corte en la viga:**

$$v = V/bd \quad (\text{Ec. 42})$$

### **Corte resistente del concreto:**

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{Ec. 43})$$

$\phi = 0.85$ ; para esfuerzos cortantes

### **Espaciamiento de estribos:**

$$S = (A_v f_y d) / (V_a - V_r) \quad (\text{Ec. 44})$$

### **2.7.3 Diseño de columnas**

Los parámetros que deben cumplir las columnas como elementos sismorresistentes son:

#### **a) Requisitos de armado para esfuerzos de flexión**

La carga axial facturada sobre la columna será menor que:

$$P_A < (A_g f'_c) / 10 \quad (\text{Ec. 45})$$

- La dimensión menor de la columna será igual o mayor a 0.35 m
- La relación de las dimensiones de la columna será mayor o igual a 0.4
- El  $A_s$  para zonas sísmicas está comprendido dentro de:

$$0.01 A_g \leq A_s \leq 0.06 A_g$$

#### **b) Requerimientos del armado para confinamiento**

Se armará una longitud de confinamiento ( $L_o$ ) a partir del rostro de la viga. La longitud de confinamiento será el valor mayor de las siguientes condiciones:

- El lado mayor de la columna
- 1/6 de la altura libre de la columna
- 0.45 m

El espaciamiento de la longitud de confinamiento ( $S_o$ ), será el menor, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- $\frac{1}{4}$  del lado menor de la columna
- 0.10 m
- El  $S_o$  calculado
- El primer espaciamiento será igual a  $S_o/2$

$S_o$  está dado por:

$$S_o = 2A_v/L_n \rho \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde:

$A_v$  → área varilla de estribo

$L_n$  → Longitud máxima no soportada por el estribo

$\rho$  → relación volumétrica

$\rho$  está determinada por:

$$\rho = 0.45[(A_g/A_c h) - 1] 0.85(f'_c/f_y) \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

$A_g$  → área varilla de estribo

$A_{ch}$  → longitud máxima no soportada por el estribo

Fuera de la longitud de confinamiento, los estribos tendrán el menor espaciamiento ( $S'$ ) de los siguientes:

- $6\phi_v$
- 0.15 m

$\phi_v$  → diámetro barra longitudinal principal

Previo al diseño de una columna, se evalúan los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

La ecuación para considerar los efectos de esbeltez es la siguiente:

$$E = KLn/r$$

Donde:

$E$  → esbeltez

$K$  → factor de pandeo

$L_n$  → longitud libre

$r$  → radio de giro, donde;  $r = 0.30 h_x$  ó  $0.30 h_y$  (el menor)

cuando:

$E < 21$ ; no se magnifican los momentos

$21 \leq E \leq 100$ ; se magnifican los momentos

$E \geq 100$ ; no es recomendable construir

El valor K se determina con la siguiente ecuación:

$$K = (20 - \psi_{prom}) / 20 \sqrt{1 + \psi_{prom}} ; \text{ cuando } \psi_{prom} < 2 \quad (\text{Ec. 47})$$

$$K = 0.90 \sqrt{1 + \psi_{prom}} ; \text{ cuando } \psi_{prom} \geq 2 \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\psi_{prom} = (\psi_a + \psi_b) / 2 \quad (\text{Ec. 49})$$

donde  $\Psi_a$  y  $\Psi_b$  corresponden a la sumatoria de rigideces en ambos extremos de apoyo de la columna y se expresan de la siguiente forma:

$$\psi_{a-b} = (\sum EI / L_{col}) / (\sum EI / L_{vig}) \quad (\text{Ec. 50})$$

La ecuación de magnificación de momentos es la siguiente (Md):

$$M_d = \delta M_u \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

$M_u \rightarrow$  Momento último

$\delta \rightarrow$  Magnificador de momentos

$\delta$ , se expresa por:

$$\delta = 1/[1 - (P_u/\phi P_{cr})] \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde:

$P_u$  → carga última actuante

$P_{cr}$  → carga crítica de pandeo (Euler)

$\phi$  → factor de compresión

( $\phi = 0.70$  para estribos)

$P_{cr}$ , se expresa por:

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (KL_n)^2 \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

$E$  → módulo de Young

$I$  → momento de inercia

$K$  → factor de pandeo

$L_n$  → longitud libre entre apoyos

$EI$ , se expresa por:

$$EI = (E_c I_g / 2.5) / (1 + \beta_d) \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

$E_c$  → módulo de elasticidad del concreto

**$E_c$  →  $15100 \sqrt{f'_c}$**

$I_g$  → momento de inercia centroidal de la columna

**$I_g$  →  $bh^3/12$**

$\beta_d$  → factor de flujo plástico

$$\beta_d = 1.4 CM / (1.4CM + 1.7CV) = Cmu/Cu$$

$$0 \leq \beta_d \leq 1$$

Para diseñar columnas tomando en cuenta su carga axial y los dos momentos actuantes se utilizara la ecuación de Bressler:

$$1/Pr = 1/Px + 1/Py + 1/Po \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

$Pr$  → carga máxima que soporta una columna con excentricidad “e”

$Px$  → carga máxima que soporta una columna con excentricidad “ex”

$Py$  → carga máxima que soporta una columna con excentricidad “ey”

$Po$  → carga axial que soporta una columna

En el presente trabajo, para simplificar el cálculo de la carga máxima que soporta la columna con flexión biaxial, se utilizará la ecuación de Bressler, debido a que esta forma toma en cuenta tanto los momentos en el sentido X como en el sentido en Y. Por otro lado, se tiene que, asumiendo las distintas cargas, se encuentran en función de constantes alfa ( $\alpha$ ), de la siguiente forma:

$$1/\alpha_r = 1/\alpha_x + 1/\alpha_y + 1/\alpha_o \quad (\text{Ec. 56})$$

de donde:

$$Pr = 0.85 f'_{cc} b h \alpha \quad (\text{Ec. 57})$$

Simplificando la ecuación 5.32, se tiene que:

$$\alpha_r = 1/[1/\alpha_x + 1/\alpha_y - 1/\alpha_o] \quad (\text{Ec. 58})$$

$\alpha_o$ , está expresada por:

$$\alpha_o = 1 + \omega \quad (\text{Ec. 59})$$

Donde:

$\omega \rightarrow$  cuantía de acero en el diagrama de interacción

$\omega$ , está expresada por:

$$\omega = \rho f_y / (0.85 f'_c) \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde:

$\rho \rightarrow$  cuantía de acero propuesta

$\alpha_x$  y  $\alpha_y$  se encuentran interpolando en los diagramas de interacción los valores de;  $\omega$  con  $e_x$  y  $e_y$ , las cuales se definen como:

$$e_x = M_{dx} / P_u \quad (\text{Ec. 61})$$

$$e_y = M_{dy} / P_u \quad (\text{Ec. 62})$$

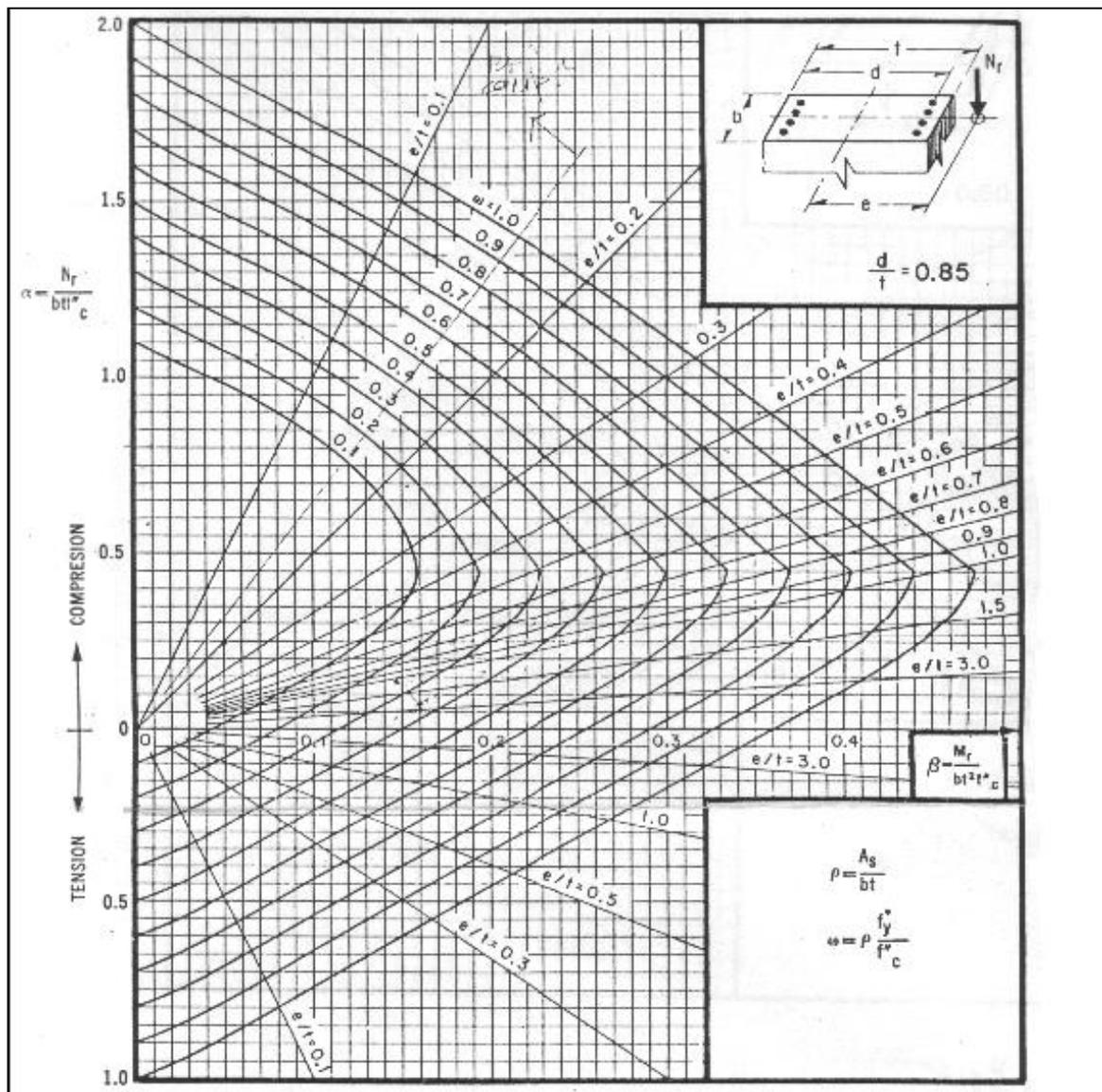
Donde:

$M_{dx} \rightarrow$  momento de diseño en x

M<sub>dy</sub> → momento de diseño en y

P<sub>u</sub> → carga última actuante

Figura 14. Diagrama de interacción de columnas

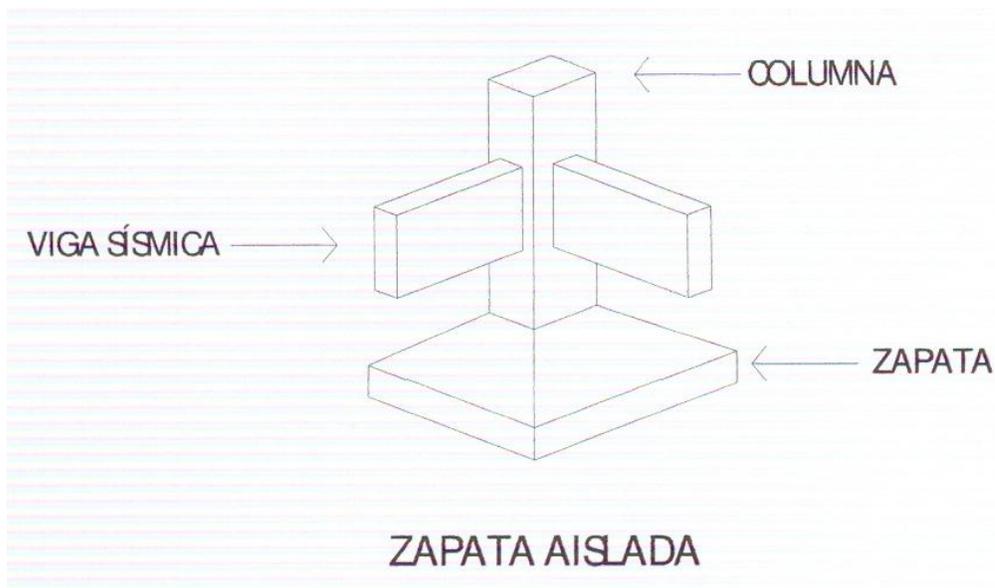


Fuente: Gonzales, Robles, Casillas y Díaz de Cossio. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. p. 396

#### 2.7.4 Diseño de vigas sísmicas

En ausencia de un análisis dinámico completo de la subestructura, son vigas que unen las zapatas. Su función es lograr que la estructura se mueva como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno; no se pretende que estas vigas absorban momentos flexionantes de consideración, sino solamente fuerzas axiales y por ello suelen diseñarse para que su capacidad ante una carga axial de tensión o compresión sea igual al 10% de la carga máxima transferida por las columnas que se unen.

**Figura 15. Viga sísmica**



Como las cargas axiales con las que se diseña pueden ser de tensión o compresión, se pueden diseñar, para que cumplan los siguientes requisitos:

- a) Porcentaje mínimo de acero longitudinal: 1%

- b)** Porcentaje máximo de acero longitudinal: 6%
- c)** Diámetro mínimo de estribos: 8 mm (5/16")
- d)** Espaciamiento máximo y mínimo de estribos igual que para columnas.
- e)** Diámetro mínimo de acero longitudinal: 12 mm (1/2").
- f)** Para permitir que las bases de cimentación a la zapata sean coladas antes que las vigas de unión, deberán detallarse barras iniciadoras de viga desde la cimentación.
- g)** La revisión de diseño para el caso de compresión debe llevarse a cabo como para el diseño de columnas, con respecto a aspectos tales como esfuerzos admisibles en compresión, efectos de esbeltez y estribos de confinamiento.

En el presente trabajo, se diseñará las vigas sísmicas para soportar una carga de compresión equivalente al 10% de las cargas axiales de las columnas que sustente. Por lo que la carga máxima que deberá soportar la columna estará dada por:

$$Prs = 0.85f'cAg + Astfy \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde:

Prs → carga máxima que soporta una viga sísmica diseñada a compresión

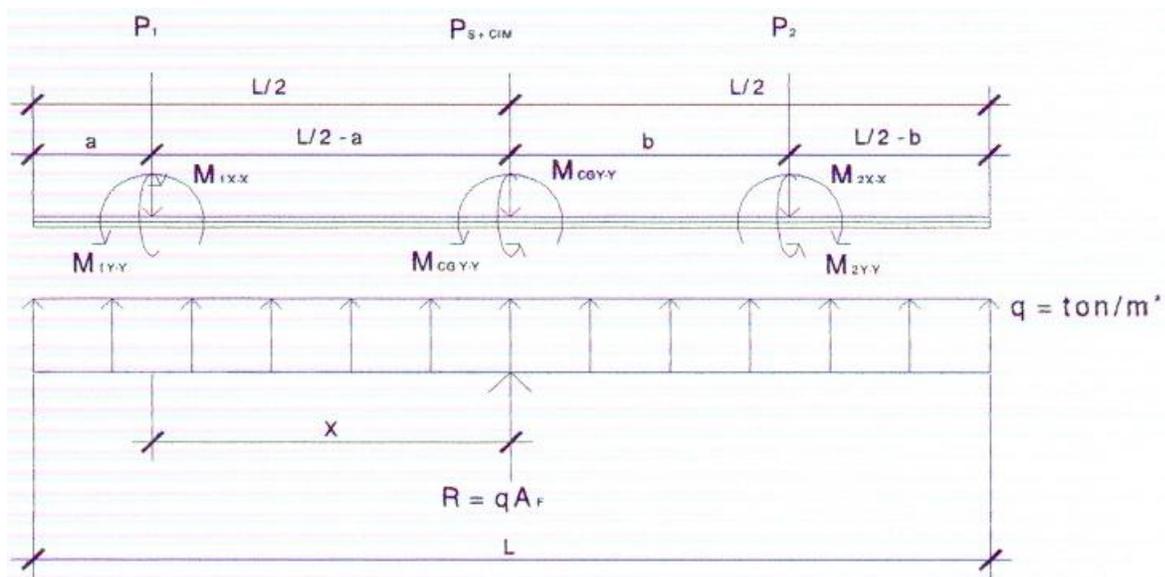
Ag → sección de la viga sísmica

Ast → área propuesta de acero

### 2.7.5 Diseño de cimentación

Al momento de iniciar el proceso de estructuración del edificio educacional, se tenía la idea de que el tipo de cimentación para el mismo debía ser una zapata aislada, pero debido al problema del lindero que se presenta a las mismas, la limitación estructural del terreno y las solitudes de carga del edificio, se hace necesario diseñar una cimentación un poco más compleja. Por lo que para el presente trabajo se optó por solucionar este problema proponiendo una zapata continua; tradicionalmente se han diseñado tales cimientos como vigas invertidas, empleando criterios para diseño de vigas. Para su diseño, es necesario localizar el centro de gravedad de las cargas y el centroide del área de la base de la zapata, para distribuir uniformemente la carga.

Figura 16. Diagrama de fuerzas en zapata continua



De donde se observa que la resultante (R) está en función del área de la zapata y de la sumatoria de fuerzas verticales. Haciendo sumatoria de momentos respecto a la columna 1 se puede determinar la distancia (X), a la que actúa la resultante (R) y con ésta encontrar la longitud (L) de la zapata. Por lo que se puede afirmar que L está en función:

$$L = (a+X) \times 2 \quad (\text{Ec. 64})$$

Como el área de la zapata está dada por el producto de su longitud (L) por su ancho (b), se tiene:

$$Az = BL \quad (\text{Ec. 65})$$

$$qd \approx Vs \approx R/Az \quad (\text{Ec. 66})$$

$$b = R / Vs L \quad (\text{Ec. 67})$$

Estas relaciones matemáticas únicamente sirven para encontrar un área de zapata cuyo centro geométrico coincida con la línea de acción de las fuerzas verticales. Pero se debe recordar, que la zapata en sí es un sistema sometido a carga y a flexión biaxial, por lo que se debe chequear las presiones que provocan las cuatro esquinas de las zapatas, obtenidas por la ecuación de esfuerzos combinados:

$$q = R/Az \pm MCG_{x-x}/S_{x-x} \pm MCG_{y-y}/S_{y-y} \quad (\text{Ec. 68})$$

Donde:

$MCG_{x-x}$ ,  $MCG_{y-y}$  Momento del centro de gravedad en el eje X-X; y

Momento del centro de gravedad en el  
eje Y-Y.

ScGx-x, ScGy-y      Módulo de sección en el centro de  
gravedad en el eje X-X; y  
Módulo de sección en el centro de  
gravedad en el eje Y-Y.

SCGX-X, está dada por:

$$ScGx-x = 1/6 B^2L \quad (\text{Ec. 69})$$

SCGX-X, está dada por:

$$ScGy-y = 1/6 BL^2 \quad (\text{Ec. 70})$$

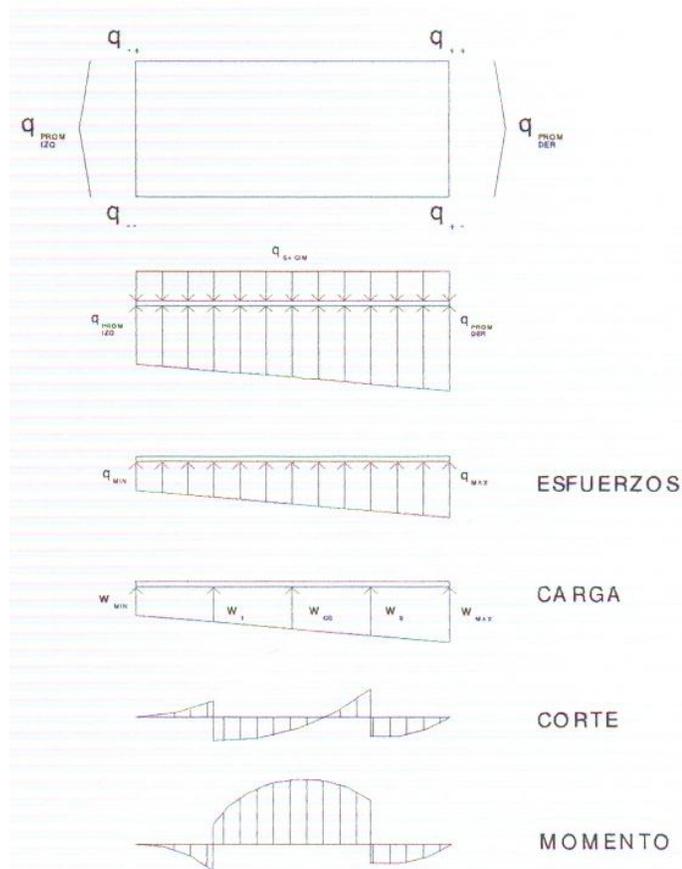
que debe cumplir:

$$q_{++} < V_s \quad (\text{Ec. 71})$$

$$q_{--} \geq 0 \quad (\text{Ec. 72})$$

De la distribución de esfuerzos en cada esquina se tomará un promedio para ambos lados, esto se multiplica por el ancho (B), de la zapata y de esta forma se obtendrá una carga distribuida (W), de la cual se podrá obtener fácilmente un diagrama de corte (V) y otro de momento (M), con cuales se pueda determinar la cantidad de refuerzo estructural.

**Figura 17. Interacción de esfuerzos de la zapata con respecto a sus fuerzas resistivas internas**



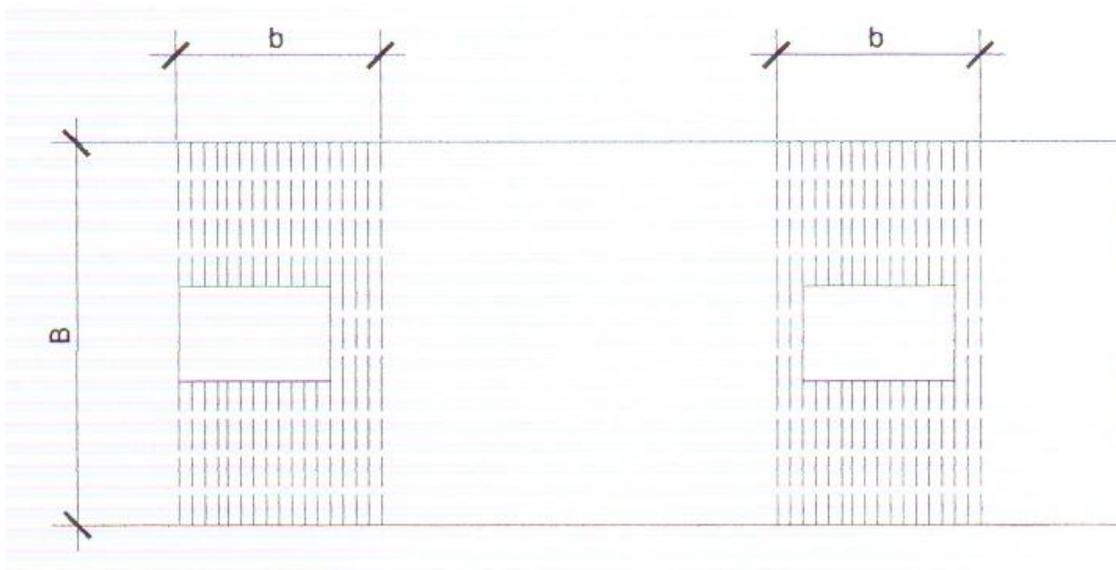
Adicionalmente, se reforzará la zapata en el sentido corto (x-x) con un área de acero, para que éste ayude a absorber la flexión el sentido corto del cimiento para tratar que la estructura trabaje como el modelo deseado (como una viga soportada en dos apoyos), ya que una viga solamente tiene flexión en un solo sentido, que es en el lado largo. El acero transversal se diseña con una presión uniforme de diseño ( $q_d$ ) igual a:

$$q_d = Pu/Bb \quad (\text{Ec. 73})$$

Donde:

- Pu → carga puntual de la columna
- B → ancho de la zapata
- b → lado de la columna + 1.5defectivo

**Figura 18. Área de refuerzo transversal de zapata combinada**



Para calcular la cantidad de acero de refuerzo, tanto del acero longitudinal como el transversal se utilizará las ecuaciones de la sección 2.6. Para determinar el momento flector que debe resistir el acero transversal se utilizará la expresión:

$$M_{act} = (qdl^2)/2 \quad (\text{Ec. 74})$$

Donde:

- M<sub>act</sub> → momento flector transversal en zapata
- qd → presión uniforme de diseño

$l$  → ancho libre de la zapata

En el diseño por corte simple de la zapata, se utilizará la expresión:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{Ec. 75})$$

Observando que el corte resistente ( $V_c$ ) siempre sea mayor que el corte actuante ( $V_a$ ) a rostro externo de la columna:

$$V_c > V_a \quad (\text{Ec. 76})$$

Para el diseño por corte punzonante de la zapata, se utilizará la expresión:

$$V_p = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b P_p \quad (\text{Ec. 77})$$

$P_p$ , se le conoce como perímetro punzonante y está dado por la relación:

$$P_p = 2(h_x + h_y + 2d) \quad (\text{Ec. 78})$$

Observando que el corte punzonante ( $V_p$ ) siempre sea mayor que el corte punzonante actuante ( $V_{pa}$ ):

$$V_p > V_{pa} \quad (\text{Ec. 79})$$

El  $V_{pa}$ , está dado por:

$$V_{pa} = P_u - q_p [(h_x + d) (h_y + d)] \quad (\text{Ec. 80})$$

Donde:

$\phi \rightarrow 0.85$

$h_x \rightarrow$  lado en el sentido x-x de la columna

$h_y \rightarrow$  lado en el sentido y-y de la columna

$d \rightarrow$  peralte efectivo de la zapata

### 2.7.6 Diseño de escaleras

Para el diseño de escaleras primero se debe determinar las condiciones de apoyo de las mismas: si se encuentran empotradas en un extremo y simplemente apoyadas en otro, con ambos extremos empotrados o con extremos empotrados y descanso en voladizo (escaleras con descanso en voladizo). En el presente trabajo se diseñó escaleras con un apoyo empotrado y otro simplemente apoyado.

#### 2.7.6.1 Relaciones que deben cumplirse para comodidad

El que la escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes relaciones pueden garantizar la comodidad de una escalera:

a)  $C \leq 0.20 \text{ m}$

b)  $H > C$

c)  $2C + H \leq 0.64 \text{ m}$

d)  $C + H \approx 0.45 \text{ a } 0.48 \text{ m}$

e)  $(C) (H) \approx 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

### 2.7.6.2 Cálculo de armado de acero

El cálculo de espesor  $t$  está dado por:

$$t = l_n/24 \quad (\text{Ec. 81})$$

Donde:

$l_n$  → claro que cubre la escalera

### 2.7.6.3 Integración de cargas

**Carga muerta:** primero se procede a determinar el área del escalón; con ésta se calcula su peso volumétrico y se multiplica por el número de escalones, después se le suma el peso del descanso.

$$CM = P_{uc} (A_{tg} + A_{td}) \quad (\text{Ec. 82})$$

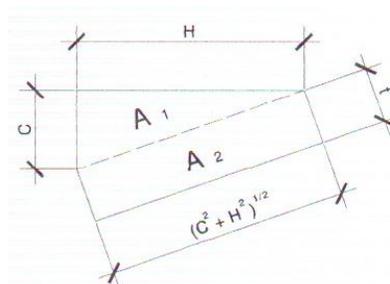
Donde:

$A_{tg}$  → área transversal escalón

$A_{td}$  → área transversal descanso

$P_{uc}$  → peso unitario del concreto

**Figura 19. Área escalón**



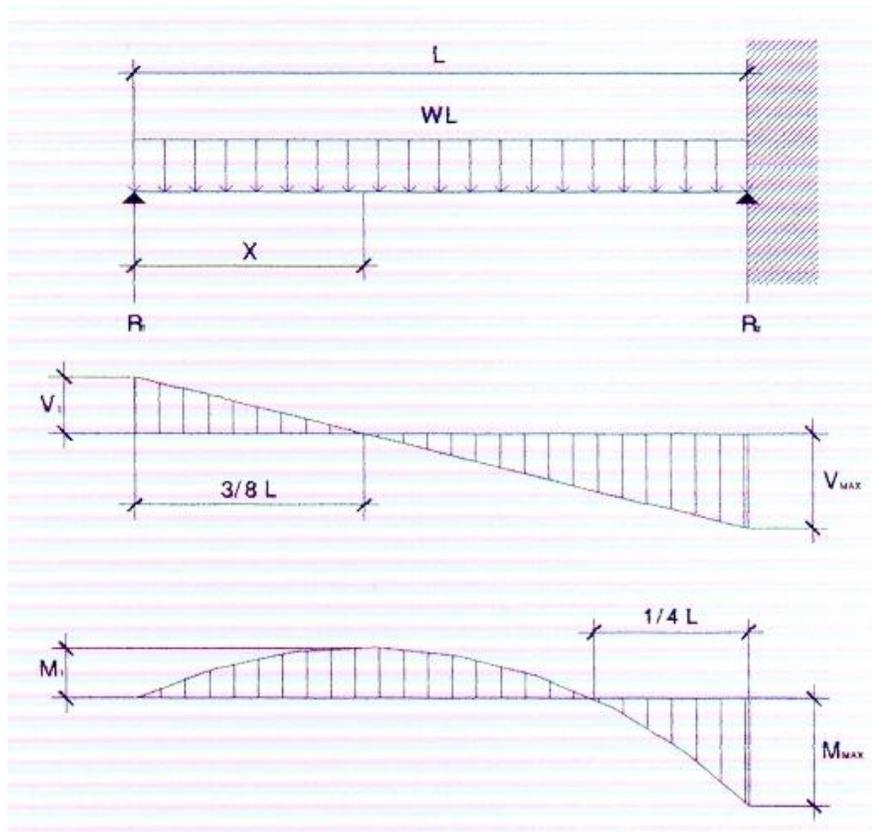
Carga viva, en este caso sólo se toma el valor de la sobrecarga:

$$CV = Sob \quad (\text{Ec. 83})$$

Carga última, está dada por:

$$Cu = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (\text{Ec. 84})$$

**Figura 20. Modelo matemático de una viga empotrada en un extremo y apoyada en otro**



Fuente: Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. P.395

El momento máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ), está dado por:

$$M_{max} = CuL^2/8 \quad (\text{Ec. 85})$$

El momento positivo ( $M+$ ), está dado por:

$$M+ = 9/128 C u l^2 \quad (\text{Ec. 86})$$

El cortante en el apoyo ( $V_1$ ), está dado por:

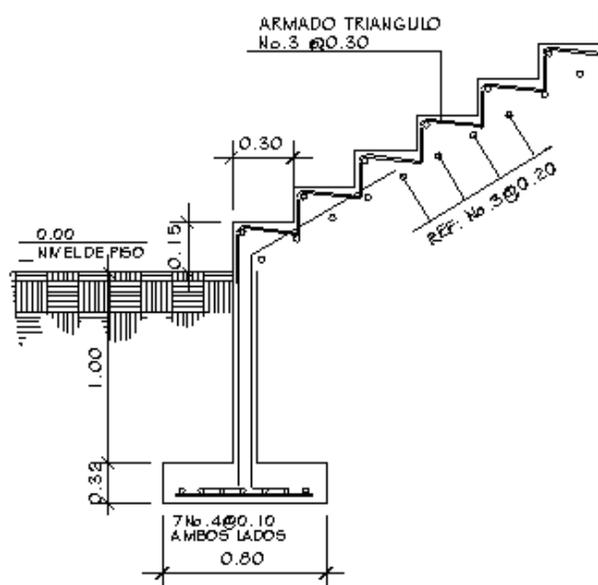
$$V_1 = 3/8 C u l \quad (\text{Ec. 87})$$

El cortante en el empotramiento ( $V_{\text{máx}}$ ), está dado por:

$$V_{\text{max}} = 5/8 C u l \quad (\text{Ec. 88})$$

El diseño y cálculo del refuerzo estructural es idéntico al de una viga. Lo que debe resaltarse es el detalle del armado de las escaleras; ésta se presenta en la figura 21.

**Figura 21. Detalles de armadura para escaleras**



## 2.8 Diseño estructural edificio educativo Los Esclavos

### 2.8.1 Presentación del proyecto

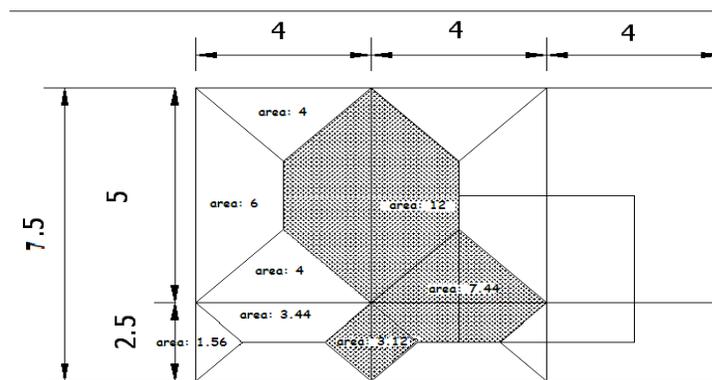
El instituto, consiste en un edificio de 2 plantas; ambos niveles serán utilizados como aulas teóricas; se recomienda que si se colocan estudios de computación u otros, sean ubicados en el primer nivel; las gradas se colocarán en los extremos del edificio, para obtener mejor iluminación en medio del mismo; los servicios sanitarios y la oficina de la dirección en la planta baja.

### 2.8.2 Datos utilizados en el diseño

Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_c = 15,100 \sqrt{f'c}$   
 $W_c = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

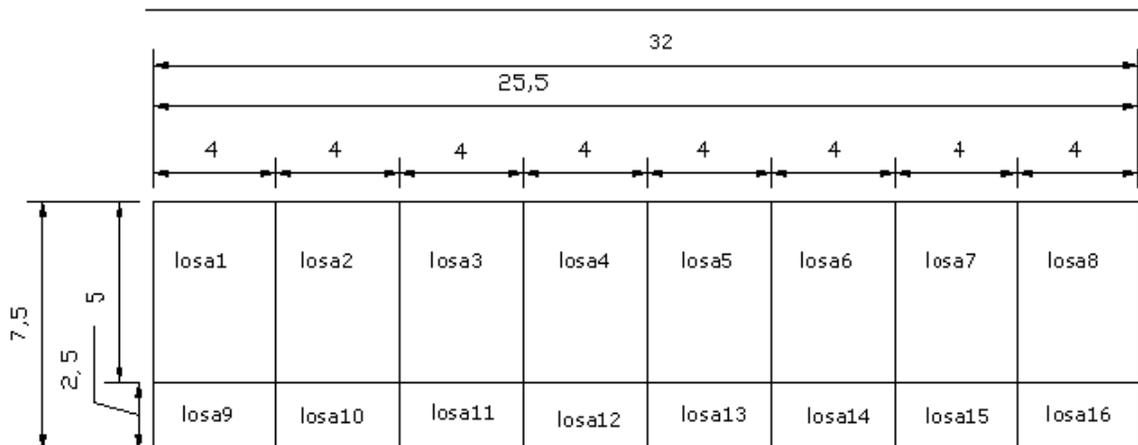
Acero:  $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$  (para todos los elementos estructurales)  
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  (en casos críticos)  
 $E_c = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

**Figura 22. Planta de distribución de áreas**



El área tributaria que se traslada a los muros no es más que la mitad del área de cada una de las losas que recargan sobre los mismos, por lo tanto sobre la columna recae un área de  $15\text{m}^2$  y sobre la viga un área de  $12\text{m}^2$ .

**Figura 23. Planta de losas típicas**



- **Cargas vivas en la edificación:**

Para la integración de cargas se utilizará los siguientes valores, dados por el código de construcción ACI

<b>Tipo de ocupación o uso</b>	<b>Carga viva</b>
Techo final sin acceso	100.00 (Kg/m <sup>2</sup> )
Aulas	300.00 (kg/m <sup>2</sup> )
Escaleras	500.00 (kg/m <sup>2</sup> )
Pasillos	400.00 (kg/m <sup>2</sup> )

- **Pesos muertos en los materiales:**

<b>Material</b>	<b>Peso Muerto</b>
Acabados	100.00 (Kg/m <sup>2</sup> )
Muros	150.00 (kg/m <sup>2</sup> )

### 2.8.3 Criterios de predimensionamiento de elementos estructurales

En esta sección se propondrá secciones de elementos estructurales, para iniciar el proceso de diseño estructural. En la parte final del diseño se verificará si las mismas cumplen los requisitos de servicialidad necesarios.

#### 2.8.3.1 Predimensionamiento de columnas

$$P = 0.8(0.225*f'c*Ag + As*Fy)$$

**Nota:** Según el código ACI capítulo 10, sección 10.9.1 el área de la armadura longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor que 0.01, ni mayor que 0.08 veces el área bruta de la sección Ag (área gruesa).

$$P = \bar{\sigma}_{\text{concreto}} * A_{\text{area tributaria}}$$

$$P = 2,400 \text{ kg/m}^2(15\text{m}^2) = 36,000 \text{ Kg/m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (resistencia a la compresión del hormigón)}$$

$$Fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (módulo de elasticidad del acero)}$$

**Nota:** Según el ACI, capítulo 3, sección 3.5.1, la armadura de refuerzo debe tener resaltes para que el hierro tenga mayor adherencia al concreto, excepto los zunchos o cables en los cuales se puede usar armadura lisa.

Sustituyendo en la fórmula:

$$P = 0.8(0.225*f'_c*Ag + As*Fy)$$

$$1\% Ag \leq As \leq 8\% Ag$$

$$As = 0.01 Ag$$

$$36,000 \text{ Kg/m} = 0.8(0.225(210 \text{ Kg/cm}^2)Ag + (0.01Ag)(2,810 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$36,000 \text{ Kg/m} = 0.8(47.25Ag + 28.1Ag)$$

$$45,000 = 75.35 Ag$$

$$Ag = 597.21 \text{ Kg/m}^2$$

Se propone una columna de 30 X 30

### 2.8.3.2 Predimensionamiento de vigas

Como se propone la base igual al tamaño de la columna, el peralte  $h$  de la viga será tomado como la luz entre vigas por 0.08

$$h = L (0.08)$$

$$h = 5 (0.08)$$

$$h = 40 \text{ cms}$$

Según al ACI 318R-99, capítulo 9, sección 9.53 tabla 9.15

$$B = L/18.5$$

$$B = 5/18.5 = 0.27 \approx 0.30$$

### 2.8.3.3 Losas

El espesor de la losa queda determinado por la relación ancho y largo, la cual da parámetros que dicen si la losa será armada en uno o dos sentidos; de allí se define el espesor de la misma.

Si  $A/B > 0.50$ , la losa se arma en un solo sentido por lo tanto, su espesor queda definido así:

Empotrado-empotrado	$t = L/28$
empotrado-apoyado	$t = L/24$
apoyado-apoyado	$t = L/20$
empotrado-libre	$t = L/10$

Si  $A/B < 0.50$ , la losa deberá ser armada en dos sentidos, por lo tanto el espesor de la misma queda definido así:

$$t = (\text{perímetro de carga})/180$$

$$t = ((5*2) + (4*2))/180$$

$$t = 0.1 \approx 0.12$$

### 2.8.3.4 Cimiento

Se usará zapatas aisladas, para su predimensionamiento se usará la fórmula:

$$\delta \text{ suelo} = 1.50 (P'/Az) \quad P' = P_u/F_{cu}$$

$P_u$  = carga axial

$$Az = 1.50 P' / \delta \text{ suelo} \quad P_u = (A \text{ losa} * C_u) + (P_{\text{viga}} * F_{cu})$$

De la integración de cargas se tiene que

$$C_u = C_u \text{ piso 1} + C_u \text{ piso 2}$$

### Integración de cargas del primer nivel

CM (carga muerta)

Losa  $288 \text{ Kg/m}^2$

Acabados  $100 \text{ Kg/m}^2$

Muro  $150 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma = \frac{538 \text{ Kg/m}^2}{\quad}$$

CV (carga viva)

Oficina  $300 \text{ Kg/m}^2$

Pasillos  $400 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma = \frac{700 \text{ Kg/m}^2}{\quad}$$

Según el código ACI, capítulo 9, sección 9.2.1 la resistencia requerida última que debe resistir la carga permanente (muerta) y la sobrecarga (viva), debe ser por lo menos igual a:

$$C_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$\text{Cu 1 nivel} = 1.4 (538) + 1.7 (700)$$

$$\text{Cu 1 nivel} = 753.20 + 1,190$$

$$\text{Cu 1 nivel} = 1,943.20 \text{ Kg/m}^2$$

### Integración de cargas segundo nivel

CM (carga muerta)

$$\text{Losa} \quad 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} \quad 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma = \frac{388 \text{ Kg/m}^2}{}$$

CV (carga viva)

$$\text{Techo final (sin acceso)} \quad 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma = \frac{100 \text{ Kg/m}^2}{}$$

$$\text{Cu} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$\text{Cu 2}^\circ \text{ nivel} = 1.4 (388) + 1.7 (100)$$

$$\text{Cu 2}^\circ \text{ nivel} = 543.20 + 170$$

$$\text{Cu 2}^\circ \text{ nivel} = 713.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma \text{ Cu} = \text{Cu1} + \text{Cu2}$$

$$\Sigma \text{ Cu} = 1,943.20 + 713.20$$

$$\Sigma \text{ Cu} = 2,656.40 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto:

$$\text{Fcu} = \Sigma \text{ Cu} / (\Sigma \text{ CM} + \Sigma \text{ CV})$$

$$\text{Fcu} = 2,656.40 / (926 + 800)$$

$$\text{Fcu} = 1.539$$

$$P_u = 1.7 (2,656.40) + (0.3)(0.4)(2,400)(1.54)(5)$$

$$P_u = 45,158.8 + 2,217.6$$

$$P_u = 47,376.40 \text{ Kg}$$

$$P' = P_u / F_{cu}$$

$$P' = 47,376.40 / 1.54$$

$$P' = 30,763.90 \text{ Kg}$$

$$A_z = 1.50 P' / \bar{\sigma} \text{ suelo}$$

$$A_z = 1.50 (30,763.90 / 21,920)$$

$$A_z = 2.11 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata de 1.50 x 1.50

Cada aula tendrá un área de  $5 \times 8 = 40 \text{ mts}^2$ , lo cual es un espacio adecuado para que funcionen como tal, la altura es la adecuada ya que se supone que es un lugar caliente, por lo tanto se necesita bastante ventilación.

#### 2.8.4 Cargas aplicadas a los marcos

2.8.4.1 **Cargas verticales:** Pueden ser cargas fijas (muertas) y cargas móviles (vivas)

##### **CM (carga muerta)**

W concreto  $2,400 \text{ Kg/m}^2$

W acabados  $100 \text{ Kg/m}^2$

W muros  $150 \text{ Kg/m}^2$

**CV (carga viva)**

Techo final (sin acceso)	100 Kg/m <sup>2</sup>
Pasillos	400 Kg/m <sup>2</sup>
Aulas	300 Kg/m <sup>2</sup>

**Marco sentido x-x primer nivel**

$$CM = W_{\text{losas}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}}$$

$$CM = ((4+3.44)(0.12)(2,400))/4 + (0.3)(0.4)(2,400) + 4(150) \\ + ((4+3.44)(100))/4$$

$$\mathbf{CM = 1,609.68 \text{ Kg/m}}$$

$$CV = W_{\text{oficina}} + W_{\text{pasillo}}$$

$$CV = ((4)(300))/4 + ((3.44)(400))/4$$

$$\mathbf{CV = 644.00 \text{ Kg/m}}$$

**Marco sentido y-y primer nivel**

$$CM = W_{\text{losas}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}}$$

$$CM = ((6+6)(0.12)(2,400))/5 + (0.3)(0.4)(2,400) + 5(150) \\ + ((12)(100))/5$$

$$\mathbf{CM = 1,969.20 \text{ Kg/m}}$$

$$CV = W_{\text{oficina}} + W_{\text{pasillo}}$$

$$CV = ((12)(300))/5$$

$$\mathbf{CV = 720.00 \text{ Kg/m}}$$

**Marco sentido x-x segundo nivel**

$$CM = ((4 + 3.44)(0.12)(2,400))/4 + (0.3)(0.4)(2,400) + ((7.44)(100))/4$$

$$\mathbf{CM = 1,009.68 \text{ Kg/m}}$$

CV=W inaccesible

$$CV = ((4 + 3.44)(100))/4$$

$$\mathbf{CV = 186.00 \text{ Kg/m}}$$

### **Marco sentido y-y segundo nivel**

$$CM = ((12)(0.12)(2,400))/5 + (0.3)(0.4)(2,400) + ((12)(100))/5$$

$$\mathbf{CM = 931.20 \text{ Kg/m}}$$

$$CV = ((12)(100))/5$$

$$\mathbf{CV = 240.00 \text{ Kg/m}}$$

#### **2.8.4.2 Cargas horizontales (SEAOC)**

**Corte Basal (V):** Es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se usa la siguiente fórmula:

$$V = ZICSW$$

Donde:

V → Corte basal

Z → Coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona (Z=1) para la república de Guatemala.

I → Coeficiente de importancia de la edificación. Su rango es  $1 \leq I \leq 1.5$ , en este caso se usara 1.4

K → Coeficiente que depende del sistema estructural a usar (K=0.67) para marcos dúctiles.

C → Coeficiente que depende del periodo natural de vibración

$$C = 1/15^{t^{1/2}}$$

$$t = ((\text{espesor de la losa})(h \text{ edificio}))/\sqrt{\text{base del edificio}}$$

W → Peso propio de la estructura más  $\frac{1}{4}$  (25%) de las cargas vivas

S → Coeficiente que depende del tipo de suelo (si se desconoce S=1.5 y  $C \cdot S > 0.14$ )

$$t_x = (0.12)(7)/\sqrt{7.5} = 0.31$$

$$t_y = (0.12)(7)/\sqrt{32} = 0.15$$

$$C_x = 1/15^{\sqrt{0.31}} = 0.221 \quad 0.221(1.5) = 0.33 > 0.14$$

$$C_y = 1/15^{\sqrt{0.15}} = 0.350 \quad 0.350(1.5) = 0.53 > 0.14$$

Como todos son  $> 0.14$  se usará 0.14

$$W_1 = W \text{ nivel 1} + W \text{ nivel 2}$$

$$W_n = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{muro}} + 0.25 \text{ CV}$$

$$W_{\text{losa 1}} = \text{Área (t)} (\delta \text{ concreto})$$

$$W_{\text{losa 1}} = 32 (7.5) (0.12) (2,400)$$

$$W_{\text{losa 1}} = 69,120 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{viga 1}} = H B L \delta_c$$

$$W_{\text{viga 1}} = 3(32) (0.30) (0.40) (2,400) + (10)7.5(0.4) (0.3) \delta_c$$

$$W_{\text{viga 1}} = 49,248 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{columna 1}} = 30(0.3) (0.3) (2,400) (4)$$

$$W_{\text{columna 1}} = 25,920 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{muro 1}} = 20,500 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{losa 2}} = 69,120 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{viga 2}} = 49,248 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{columna 2}} = 30(0.3) (0.3) (2,400) (3)$$

$$W_{\text{columna 2}} = 19,440 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{muro 2}} = 20,500 \text{ Kg}$$

Nivel	W losa	W viga	W col	W muro	0.25 CV	W
1	69,120	49,248	25,920	20,500	41,197	205,985 Kg
2	69,120	49,248	19,440	20,500	39,577	197,885 Kg

$$\Sigma w = \underline{\underline{403,870 \text{ Kg}}}$$

$$V = V_x = V_y$$

$$V = 1(1.4) (0.14) (0.67) (403,870)$$

$$V = 53,036 \text{ Kg (corte basal)}$$

### 2.8.4.3 Fuerzas por nivel

$$F_{ni} = ((V - F_t) (W_{Hi})) / \Sigma W_i H_i$$

Donde:

$F_{ni}$  → Fuerza por nivel

$V$  → Corte basal

$F_t$  → Fuerza de techo, cuando  $t$  (periodo natural de vibración) es menor que 0.25,  $F_t=0.00$ , si no calcular  $F_t=0.07 t_v$

$W$  → Peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

$W_i$  → Peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas por nivel

$H_i$  → Altura medida desde la cimentación al centro de cada nivel considerado

### **Cálculo de $F_n$ respecto al eje x**

Como  $t_x = 0.31 > 0.25$  entonces se debe calcular  $F_{tx}=0.07 t_v$

$$F_{tx} = 0.07 (0.31) (53,036)$$

$$F_{tx} = 1,151$$

Por lo tanto

$$F_{n1x} = ((53,036 - 1,151) (205,985)(4)) / ((205,985 * 4) + (197,885 * 7))$$

$$\mathbf{F_{n1x} = 19,351.52 \text{ Kg}}$$

$$F_{n2x} = ((53,036 - 1,151)(197,885)(7)) / ((205,985 * 4) + (197,885 * 7))$$

$$\mathbf{F_{n2x} = 32,533.48 \text{ Kg}}$$

### **Cálculo de $F_n$ respecto al eje x**

Como  $t_y = 0.15 < 0.25$  entonces debemos calcular  $F_{tx} = 0.00$

Por lo tanto

$$F_{n1y} = ((53,036)(205,985)(4))/(823,940) + (1,385,195)$$

$$\mathbf{F_{n1x} = 19,780.81 \text{ Kg}}$$

$$F_{n2y} = ((53,036)(197,885)(7))/(2,209,135)$$

$$\mathbf{F_{n2y} = 33,255.19 \text{ Kg}}$$

#### 2.8.4.4 Fuerzas por marco

Se utilizará las siguientes fórmulas

$$FM = FM' + FM''$$

Donde:

$$FM' = (R * F_{ni}) / \sum R_i$$

$$FM'' = (e * F_{ni}) / ((\sum R_i * d_i^2) / R_i * d_i)$$

$$e = |C_m - CR|$$

$$e_{\text{minimo}} = 0.05 * \text{altura total del edificio}$$

$$CR = (\sum R_i * d_i) / \sum R_i$$

Donde:

$R_i$  → Rigidez del marco

$D_i$  → Distancia de CR a marco considerado

$e$  → excentricidad

Cm → Centro de masa

CR → Centro de rigidez

Por simetría y para simplificar, la rigidez, en los marcos es la misma; para simplificar los cálculos se usara  $R = 1$  en todos los marcos

$$CR = (1(7.50)+1(2.50)+1(0))/3 = 3.33$$

$$Cm = (5+2.50)/2 = 3.75$$

$$e = |3.75-3.33| = 0.42$$

$$emin = (0.05) h \text{ edificio}$$

$$emin = (0.05)(7) = 0.35$$

De las excentricidades se toma la mayor  $e = 0.42$

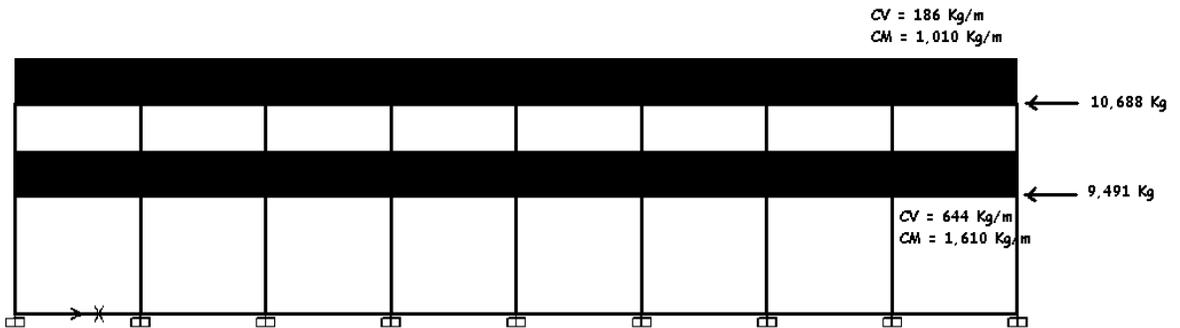
### Fuerzas por marco eje x

Marco	Ri	Di	Ri*Di	Ri*Di <sup>2</sup>	Fm'	Fm''	Fm1	Fm'	Fm''	Fm2°
1	1	-3.33	-3.33	11.0889	6,594	-948	5,646	11,085	-1,594	9,491
2	1	-0.83	-0.83	0.6889	6,594	-236	6,358	11,085	-397	10,688
3	1	4.17	4.17	17.3889	6,594	1,188	7,782	11,085	1,997	13,082

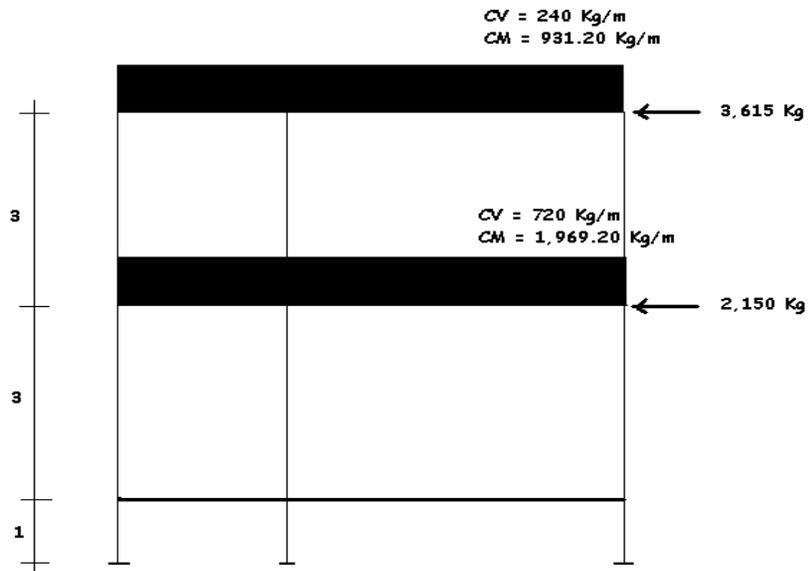
### Fuerzas por marco eje y

Marco	Ri	Di	Ri*Di	Ri*Di <sup>2</sup>	Fm'	Fm''	Fm1	Fm'	Fm''	Fm2°
1	1	-16	-16	256	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
2	1	-12	-12	144	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
3	1	-8	-8	64	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
4	1	-4	-4	16	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
5	1	0	0	0	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
6	1	4	4	16	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
7	1	8	8	64	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
8	1	12	12	144	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615
9	1	16	16	256	2,150	0	2,150	3,615	0	3,615

### Marco sentido (x-x)



## Marco sentido (y-y)



### 2.8.5 Diseño estructural

Para diseñar la estructura del edificio se usará los siguientes datos:

$F_y \rightarrow 2,810 \text{ Kg/cm}^2$

$E_s \rightarrow 2.1 \text{ E}^6 \text{ Kg/cm}^2$

$W_c \rightarrow 2,400 \text{ Kg/cm}^2$

$W_m \rightarrow 150 \text{ Kg/cm}^2$

$f'_c \rightarrow 210 \text{ Kg/cm}^2$

$E_c \rightarrow 2.19 \text{ E}^5 \text{ Kg/cm}^2$

### Recubrimientos

Vigas  $\longrightarrow$  0.04m

Columnas  $\longrightarrow$  0.03m

Losas  $\longrightarrow$  0.025m

Cimiento → 0.075m

Cota de cimiento 1m

Ws → 1,388 Kg/m<sup>3</sup>

Los recubrimientos descritos para los distintos elementos son requeridos según el reglamento ACI 318R-99

### 2.8.5.1 Diseño de losas

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI

### Casos de losas dependiendo de la continuidad

Losa	m=a/b	Caso
M1	0.8	4
M2 - M7	0.8	9
M8	0.8	4
M9	0.6	4
M10-M15	0.6	8
M16	0.6	4

### Carga última o carga de diseño

$$CM = W_{acabados} + W_{losa}$$

$$CM = 150 + 288$$

$$CM = 438 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV_{aulas} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_u = 1.7 CV + 1.4 CM$$

$$C_u = 1.7(300) + 1.4(438)$$

$$\mathbf{C_u = 1,123.20 \text{ Kg/m}^2}$$

### **Momento actuante**

Se usará una franja unitaria de 1m. de ancho

### **Losa 1-8**

$$C_u = 1,123.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV_u = 510 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_u = 613.20 \text{ Kg/m}^2$$

### **Losa 9-16**

$$C_u = 1,293.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV_u = 680 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_u = 613.20 \text{ Kg/m}^2$$

### **Momentos Negativos**

$$Ma(-) = C_a * (C_u)A^2$$

$$Mb(-) = C_b * (C_u)B^2$$

## Momentos Positivos

$$M_{a(+)} = C_a * C_{M_{Uu}} A^2 + C_a * C_{v_u} A^2$$

$$M_{b(+)} = C_b * C_{M_{Uu}} B^2 + C_b * C_{v_u} B^2$$

Donde:

C Coeficiente de tablas ACI

A Dimensión de lado corto

B Dimensión de lado largo

**Nota:** Todas las losas trabajan en dos sentidos

Losa	M(-)		M(+)		M(-) discontinuo	
	a	b	a	b	a	b
I y VIII	1,275.96	814.32	775	500	258.33	166.67
II - VII	1,222.04	702	548.76	567.26		189.09
IX y XVI	719.34	227.6	487.75	68.68	162.58	22.89
X - XV	646.6	372.44	460.25	166.92		55.64

## Balance de momentos

Si  $0.8 M_{mayor} \leq M_{menor}$

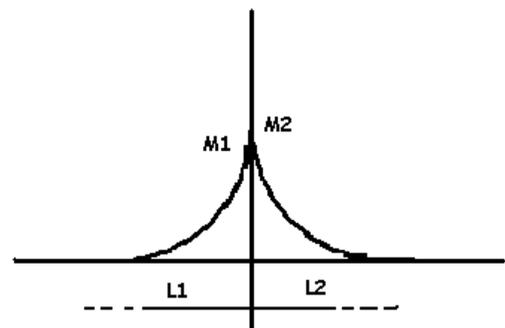
$$M_b = (M_{mayor} + M_{menor}) / 2$$

## Balance por rigidez

Si  $0.8 M_{mayor} > M_{menor}$

$$M_{b1} = M_{mayor} - (dM * D1)$$

$$M_{b2} = M_{menor} - (dM * D2)$$



Rigidez (K)

$$K_n = I_n / L_n$$

Factor de rigidez (D)

$$D_n = K_n / (K_n + K_{n+1})$$

Diferencia de momentos (dM)

$$dM = M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}$$

$$I = 1/12 bh^3 \text{ (Inercia)}$$

- **Diseño del acero de refuerzo (ACI)**

**Peralte efectivo:** se propone varilla de acero de 1/2" (#4)

$$A_s = 1.267.$$

$$d = t - \text{rec} - \phi/2$$

$$d = 12 - 2.5 - 1.267/2$$

$$d = 8.87 \text{ cms}$$

**Área de acero mínimo**

$$A_{s \text{ min}} = 0.4(14.1)(bd)/f_y$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.4(14.1)(100 \cdot 8.87)/2,810$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.78 \text{ cm}^2$$

**Espaciamiento S para  $A_{s \text{ min}}$**

$$1.78 \text{ cm}^2 \text{ -----} 100 \text{ cm.}$$

$$1.267\text{cm}^2\text{-----}S \qquad S = 71 \text{ cm.}$$

Calculo del momento que resiste el  $A_s \text{ min} = 1.78 \text{ cm}^2$

$$M A_s \text{ min} = 39,298.66 \text{ Kg-cm} \approx 393 \text{ Kg-m}$$

El espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, según ACI 318-99 capítulo 13, sección 13.3.2.

Chequear el espaciamiento máximo  $S \text{ max} = 2t$

$$S \text{ max} = 2(0.12)$$

$$S \text{ max} = 24 \text{ cm.} \qquad \text{entonces usar } 24 \text{ cm.}$$

Calculo de  $A_s$  para  $S \text{ max}$

$$A_s \text{ max} \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$1.267 \text{-----} 24 \text{ cm} \qquad A_s \text{ max} = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$M A_s \text{ max} = 1,129 \text{ Kg-m}$$

### **Chequeo por corte**

$$C U_u = 1,293 \text{ Kg/m}$$

$$V \text{ max} = C U_u * L / 2 = 2,586 \text{ Kg}$$

### **Cálculo de corte máximo resistente**

$$V_{rc} = 45\sqrt{f'_c} t$$

$$V_{rc} = 7,825.34 \text{ Kg}$$

Si  $V_{rc} > V_{max} \rightarrow \text{Ok}$

Si  $V_{rc} < V_{max} \rightarrow \text{aumentar } t$

Como  $7,825.34 > 2,586 \rightarrow \text{Ok}$

Por lo que se concluye que el espesor de la losa es el adecuado para el diseño estructural.

Se usará las siguientes combinaciones de carga para encontrar los momentos últimos para el diseño de vigas

Factores de carga especificados por el código ACI

- Combinaciones gravitacionales  
1.4 CM + 1.7 CV
- Combinaciones excepcionales  
1.05 CM + 1.275 CV + 1.43 S  
1.05 CM + 1.275 CV - 1.43 S
- Combinaciones por volteo  
0.9 CM + 1.43 S  
0.9 CM - 1.43 S
- Momentos Positivos  
1.4 CM + 1.7 CV  
1.4 CM + 1.7 CV + promedio de momentos CM/2

1.4 CM + 1.7 CV + promedio de momentos CV/2

1.4 CM + 1.7 CV + promedio de momentos Sismo/2

### Momentos máximos en vigas sentido x-x

VIGA	Mmax (x-x)	
	1er Nivel	2do Nivel
viga 1	-7,128.54	3,536.91
viga 2	6,632.68	3,200.76
viga 3	-8,764.63	-4,167.39
viga 4	-7,723.23	-3,776.34
viga 5	5,119.57	1,394.71
viga 6	-7,532.02	-3,753.65
viga 7	-7,750.89	-3,729.43
viga 8	5,312.85	2,551.01
viga 9	-7,757.30	-3,749.77
viga 10	-7,710.79	-3,724.62
viga 11	5,267.90	2,537.61
viga 12	-7,704.60	-3,725.34
viga 13	-7,687.17	-2,848.37
viga 14	5,249.44	2,537.61
viga 15	-7,675.52	-3,706.48
viga 16	-7,686.24	-3,713.66
viga 17	5,256.46	2,522.44
viga 18	-7,660.92	-3,683.84
viga 19	-7,554.48	-3,691.44
viga 20	5,081.25	2,475.09
viga 21	-7,583.22	-3,707.86

<b>viga 22</b>	-7,877.04	-4,062.48
<b>viga 23</b>	6,463.40	3,113.88
<b>viga 24</b>	-7,800.42	-3,393.52

**Momentos máximos en vigas sentido y-y**

<b>VIGA</b>	<b>Mmax (y-y)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>viga 1</b>	-9,842.81	-8,179.27
<b>viga 2</b>	9,059.43	4,297.53
<b>viga 3</b>	-9,187.84	-4,975.58
<b>viga 4</b>	-8,480.65	-3,817.89
<b>viga 5</b>	5,022.88	2,095.49
<b>viga 6</b>	-8,065.65	-3,725.00

**Momentos máximos en columnas sentido x-x**

<b>COLUMNAS</b>	<b>Mmax (x-x)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>columna 1</b>	4,261.69	2,432.95
<b>columna 2</b>	-6,332.27	-2,637.91
<b>columna 3</b>	-4,476.97	-2,709.01
<b>columna 4</b>	6,411.14	3,040.01
<b>columna 5</b>	4,268.55	-2,470.41
<b>columna 6</b>	-6,261.66	2,577.87
<b>columna 7</b>	3,855.23	-2,445.15
<b>columna 8</b>	-6,286.09	2,571.75
<b>columna 9</b>	4,208.85	2,410.12

<b>columna 10</b>	6,170.42	2,523.88
<b>columna 11</b>	-4,193.95	2,403.81
<b>columna 12</b>	6,144.53	-2,524.52
<b>columna 13</b>	-4,176.91	2,389.42
<b>columna 14</b>	6,121.83	-2,484.79
<b>columna 15</b>	4,332.49	-2,337.54
<b>columna 16</b>	-6,192.95	-2,885.69
<b>columna 17</b>	-4,126.53	-2,321.61
<b>columna 18</b>	7,393.94	2,539.79

### Momentos máximos en columnas sentido y-y

<b>COLUMNAS</b>	<b>Mmax (y-y)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>columna 1</b>	5,302.36	2,303.00
<b>columna 2</b>	-3,390.39	-4,054.10
<b>columna 3</b>	-4,969.65	-3,877.31
<b>columna 4</b>	6,740.79	5,316.13
<b>columna 5</b>	-3,867.10	-2,376.75
<b>columna 6</b>	6,104.81	2,395.95

### Corte en vigas sentido x-x

<b>VIGA</b>	<b>Corte sentido (x-x)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>viga 1</b>	10,100.39	4,590.21
<b>viga 2</b>	8,839.62	4,199.96

<b>viga 3</b>	9,017.13	4,198.17
<b>viga 4</b>	8,964.83	4,182.04
<b>viga 5</b>	8,938.52	4,225.55
<b>viga 6</b>	8,936.89	4,157.35
<b>viga 7</b>	8,785.04	4,134.83
<b>viga 8</b>	9,859.16	4,466.62

**Corte en columnas sentido x-x**

<b>COLUMNAS</b>	<b>Corte sentido (x-x)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>columna 1</b>	2,748.49	1,690.29
<b>columna 2</b>	2,722.03	1,916.34
<b>columna 3</b>	2,617.55	1,682.76
<b>columna 4</b>	2,535.33	1,672.30
<b>columna 5</b>	2,594.82	1,644.67
<b>columna 6</b>	2,584.62	1,642.78
<b>columna 7</b>	2,574.68	1,624.74
<b>columna 8</b>	2,631.36	1,741.08
<b>columna 9</b>	2,880.12	1,587.13

**Corte en vigas sentido y-y**

<b>VIGA</b>	<b>Corte sentido (y-y)</b>	
	<b>1er Nivel</b>	<b>2do Nivel</b>
<b>columna 1</b>	9,407.71	5,155.58
<b>columna 2</b>	6,365.14	4,239.12

### Corte en columnas sentido y-y

COLUMNAS	Corte sentido (y-y)	
	1er Nivel	2do Nivel
columna 1	2,173.09	2,119.03
columna 2	2,927.61	3,064.48
columna 3	2,492.98	1,590.90

#### 2.8.5.2 Diseño de vigas

Los datos que se utilizarán para el diseño de las vigas, son los momentos últimos y cortes últimos actuantes que se toman del análisis estructural.

Sección 0.30 x 0.40

Peralte efectivo (d)

Peralte -  $d/2 - 2.5$

$$40 - 2.5 - 1.27/2 = 36.87\text{cms}$$

Cálculo del área de acero mínimo =  $A_{smin}$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{smin} = (14.1/F_y)b*d$$

$$A_{smin} = 5.55 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero máximo =  $A_{smax}$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - [(f'_c - 280)/70]^{0.05} \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{smax} = 20.43 \text{ cm}^2$$

Después de haber calculado el  $A_{sreq}$  para cada momento actuante, se podría distribuir las varillas de acero de tal forma que el área de éstas supla lo solicitado en los cálculos de  $A_s$ .

Se utilizará las siguientes fórmulas:

### Momento Positivo

$$A_{smin} = 33\% * A_{sreq} (M-) \text{ Mayor}$$

$$A_{smin} = A_{smin}$$

$$A_{smin} = A_s \text{ corrido}$$

### Momento Negativo

$$A_{smin} = 50\% * A_{sreq} (M-)$$

$$A_{smin} = 50\% * A_s (M+)$$

$$A_{smin} = A_{smin}$$

$$A_{smin} = A_s \text{ corrido}$$

### Diseño para vigas sentido x-x (segundo nivel)

VIGA	Asreq			As M(-)			As M(+)			
	M(-) iz	M(-) der	M(+)	33% As req	Asmin	As corrido	50% As req	50% As	As min	As corrido
<b>viga 1</b>	1.95 cm <sup>2</sup>	2.31 cm <sup>2</sup>	1.76 cm <sup>2</sup>	0.76 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.16 cm <sup>2</sup>	0.9 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 2</b>	2.09 cm <sup>2</sup>	2.07 cm <sup>2</sup>	0.76 cm <sup>2</sup>	0.69 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.05 cm <sup>2</sup>	0.4 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 3</b>	2.06 cm <sup>2</sup>	2.07 cm <sup>2</sup>	1.40 cm <sup>2</sup>	0.68 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.04 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 4</b>	2.06 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.39 cm <sup>2</sup>	0.62 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.03 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6

<b>viga 5</b>	1.56 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.39 cm <sup>2</sup>	0.68 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.03 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 6</b>	2.05 cm <sup>2</sup>	2.03 cm <sup>2</sup>	1.4 cm <sup>2</sup>	0.68 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.03 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 7</b>	2.04 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.35 cm <sup>2</sup>	0.68 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.03 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>Viga 8</b>	2.25 cm <sup>2</sup>	1.87 cm <sup>2</sup>	1.71 cm <sup>2</sup>	0.74 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.13 cm <sup>2</sup>	0.7 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6

### Diseño para vigas sentido x-x (primer nivel)

VIGA	Asreq			As M(-)			As M(+)			
	M(-) iz	M(-) der	M(+)	33% As req	Asmin	As corrido	50% As req	50% As	As min	As corrido
<b>viga 1</b>	4.06 cm <sup>2</sup>	5.06 cm <sup>2</sup>	3.76 cm <sup>2</sup>	1.67 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.53 cm <sup>2</sup>	1.9 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 2</b>	4.42 cm <sup>2</sup>	4.30 cm <sup>2</sup>	2.86 cm <sup>2</sup>	1.46 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.21 cm <sup>2</sup>	1.4 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 3</b>	4.44 cm <sup>2</sup>	4.44 cm <sup>2</sup>	2.97 cm <sup>2</sup>	1.47 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.20 cm <sup>2</sup>	1.5 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 4</b>	4.41 cm <sup>2</sup>	4.40 cm <sup>2</sup>	2.95 cm <sup>2</sup>	1.46 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.21 cm <sup>2</sup>	1.5 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 5</b>	4.40 cm <sup>2</sup>	4.45 cm <sup>2</sup>	2.94 cm <sup>2</sup>	1.47 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.23 cm <sup>2</sup>	1.5 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 6</b>	4.40 cm <sup>2</sup>	4.38 cm <sup>2</sup>	2.94 cm <sup>2</sup>	1.45 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.20 cm <sup>2</sup>	1.5 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 7</b>	4.32 cm <sup>2</sup>	4.33 cm <sup>2</sup>	2.84 cm <sup>2</sup>	1.43 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.17 cm <sup>2</sup>	1.4 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 8</b>	4.51 cm <sup>2</sup>	4.47 cm <sup>2</sup>	3.66 cm <sup>2</sup>	1.49 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.26 cm <sup>2</sup>	1.8 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6

### Diseño para vigas sentido y-y (segundo nivel)

VIGA	Asreq			As M(-)			As M(+)			
	M(-) iz	M(-) der	M(+)	33% As req	Asmin	As corrido	50% As req	50% As	As min	As corrido
<b>viga 1</b>	4.70 cm <sup>2</sup>	2.77 cm <sup>2</sup>	2.39 cm <sup>2</sup>	1.55 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.35 cm <sup>2</sup>	1.2 cm <sup>2</sup>	5.55 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 2</b>	2.11 cm <sup>2</sup>	2.06 cm <sup>2</sup>	1.14 cm <sup>2</sup>	0.70 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	1.06 cm <sup>2</sup>	0.6 cm <sup>2</sup>	5.55 cm <sup>2</sup>	2 var # 6

### Diseño para vigas sentido y-y (primer nivel)

VIGA	Asreq			As M(-)			As M(+)			
	M(-) iz	M(-) der	M(+)	33% As req	Asmin	As corrido	50% As req	50% As	As min	As corrido

<b>viga 1</b>	5.74 cm <sup>2</sup>	5.33 cm <sup>2</sup>	5.25 cm <sup>2</sup>	1.72 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.87 cm <sup>2</sup>	2.6 cm <sup>2</sup>	5.55 cm <sup>2</sup>	2 var # 6
<b>viga 2</b>	4.89 cm <sup>2</sup>	4.63 cm <sup>2</sup>	2.81 cm <sup>2</sup>	1.47 cm <sup>2</sup>	5.6 cm <sup>2</sup>	2 var # 6	2.45 cm <sup>2</sup>	1.4 cm <sup>2</sup>	5.55 cm <sup>2</sup>	2 var # 6

### Diseño de estribos para viga sentido x-x (segundo nivel)

Procedimiento:

$$V_{cu} = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \rightarrow \phi = 0.85$$

$$V_{cu} = 7,221.03 \text{ Kg}$$

Si  $V_{cu} \geq V_a$ , la viga necesita estribos sólo por armado y el espaciamiento es  $S_{max} = d/2$  usando como mínimo varilla No. 3.

$$4,590.25 < V_u \rightarrow S_{max} = d/2 \rightarrow 36.87/2 = 18 \text{ cms}$$

$$4,199.96 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,198.17 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,182.04 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,225.55 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,157.35 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,134.83 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

$$4,466.62 < V_u \rightarrow S_{max} = 18 \text{ cms}$$

### Diseño de estribos para viga sentido x-x (primer nivel)

Como  $10,100.39 > 7,221.03$  hay que reforzar por corte

Para reforzar por corte, se debe calcular estribos por corte, de la siguiente manera:

$$V_s = V_{\text{crítico}} - V_{cu}$$

$V_s \rightarrow$  corte en acero

$$V_s = 10,100.39 - 7,221.03$$

$$\mathbf{V_s = 2,879.36}$$

$$V_s = (V_s)/b*d$$

$V_s \rightarrow$  esfuerzo en el acero

$$V_s = 2,879.36/(30)(36.87)$$

$$V_s = 2.60 \text{ Kg}$$

$$S = (A_v * F_y)/(V_s * b)$$

$S \rightarrow$  espaciamiento de estribos

$A_v \rightarrow$  área de la varilla

Se multiplica por 2 debido a que lo corta dos veces el estribo.

$$S = ((2*0.71)(2,810))/((2.60)(30))$$

$$S = 51.16 \text{ cms}$$

$$S_{\text{max}} = d/2 = 36.87/2 = 18 \text{ cm.}$$

Comparando  $d/2$  con  $S$ , se tiene que cumplir con lo siguiente:

Si  $S_{\text{max}} < S$ ; entonces usar  $S_{\text{max}}$

$18 < 51.16$  Por lo que usaremos estribos # 3 @ 18 cms.

$8,839.62 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$9,017.13 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$8,964.83 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$8,938.52 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$8,936.89 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$8,785.04 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$9,859.16 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

### **Diseño de estribos para vigas sentido y-y (segundo nivel)**

$5,155.58 < 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$4,239.12 < 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

### **Diseño de estribos para vigas sentido y-y (primer nivel)**

$9,407.71 > 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

$6,365.14 < 7,221.03 \rightarrow$  estribos # 3 @ 18 cms.

### **Confinamiento de estribos para viga sentido x-x**

Según el ACI, se dan los siguientes lineamientos:

- |  |                                |
|--|--------------------------------|
| a. $H/6 \rightarrow H$ Luz libre de viga | se comparan y se toma el mayor |
| b. Lado mayor de la viga                 |                                |
| c. 45 cms                                |                                |

- a.  $4/6 = 0.67 = \underline{67 \text{ cms}}$
- b. 40 cms
- c. 45 cms

Se debe calcular el espaciamiento en la zona confinada

$$S1 = (2A_v)/f_s * L_n$$

$$S1 \rightarrow 3 \text{ cms} \leq S1 \leq 10 \text{ cms}$$

Donde:

$S1$  → espaciamiento de estribos en la zona confinada

$A_v$  → Área de la varilla

$\rho_s$  → Relación volumétrica de la viga

$L_n$  → Longitud no soportada del estribo a usar

$$\rho_s = 0.45 * [(A_g/A_{ch}) - 1] * [(0.85 * f'_c)/f_y]$$

$$\rho_s \geq (0.12 * f'_c)/f_y$$

Donde:

$A_g$  → Área gruesa de la viga

$A_{ch}$  → Área chica de la viga

$$\rho_s = 0.45 * [(40 * 40)/(32 * 32)] - 1 * [(0.85)(210)/2,810]$$

$$\rho_s = 0.016$$

$$\rho_s \geq [(0.12)(210)/2,810]$$

$$\rho_s \geq 0.009$$

$$0.016 \geq 0.009 \quad \text{usar } 0.016$$

$$S1 = (2 * 0.71)/0.016 * 32$$

$$S1 = 2.77 \text{ cms} \approx 3 \text{ cms}$$

Estribos @ 3 cms en zona confinada → sí chequea

Si no concuerda, hay dos alternativas:

- a. Subir el área de la varilla
- b. Disminuir la longitud no soportada del estribo a utilizar

### 2.8.5.3 Diseño de columnas

Para diseñar las columnas se debe tomar en cuenta tres aspectos:

- a. efectos de esbeltez
- b. Diseño de refuerzo longitudinal (columnas con carga axial, columnas con carga y un momento y columnas de carga y 2 momentos)
- c. Diseño de refuerzo transversal

- **Requisitos del ACI para columnas**

1. El área de acero longitudinal mínimo es 1% de la sección de la columna.
2. El área de acero longitudinal máximo será de 6% para zonas sísmicas y 8% para no sísmicas, de la sección de la columna.
3. La columna deberá tener como mínimo 4 varillas de refuerzo longitudinal.
4. El lado más pequeño de la columna estructural será de 20 cm, siendo la sección mínima de 400 cms<sup>2</sup>.
5. El refuerzo transversal (estribos) nunca podrá ser menor de 3/8" para barras longitudinales menores al #10 y por lo menos #4 para mayores.
6. El recubrimiento mínimo en condiciones normales es de 3 cms.
7. La separación de estribos no debe ser mayor a 16 veces el diámetro de la barra longitudinal ni 48 veces el diámetro del estribo, ni a la dimensión mínima de la columna.

Datos:

$$F_y \rightarrow 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c \rightarrow 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Columna 30 x 30

$$M_{ux} = 7,393.94 \text{ Kg-m (momento más grande)}$$

$$M_{uy} = 6,740.79 \text{ Kg-m (momento más grande)}$$

$$P = \text{Área tributaria} * C_u$$

$$C_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$C_u \text{ nivel II} = 683.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_u \text{ nivel I} = 1,943.20 \text{ Kg/cm}^2$$

Área tributaria 15 m<sup>2</sup>

$$P_u = 39,396 \text{ Kg} \approx 40 \text{ ton}$$

Se ubicaron disposiciones del Código ACI, el cual presenta un método aproximado para tener en cuenta la esbeltez mediante la utilización de factores de amplificación de momento.

$$E = (K * L_u) / \gamma$$

Donde

$$E \rightarrow \text{Esbeltez}$$

$$K \rightarrow ((20 - \psi_p) / 20) * \sqrt{1 + \psi_p}$$

$$\psi \rightarrow \Sigma K_{col} / \Sigma K_{viga}$$

$\psi_p \rightarrow (\psi_A + \psi_B)/2$

K  $\rightarrow$  Factor de pandeo

Lu  $\rightarrow$  Longitud de pandeo

$\gamma \rightarrow$  Radio de giro = 0.3 lado menor de la sección

$K(\text{rigidez}) = I(\text{inercia})/L(\text{longitud del elemento})$

$\psi_A = 1.23$ ;  $\psi_B = 0$  (porque está empotrado en la base)

$\psi_P = 0.615$

$K_p = 1.23$

$E = (1.23 \cdot 360)/(0.30 \cdot 30) = 49.20$

$21 < E < 100$

$21 < 49.20 < 100$

Para magnificar la columna se usa el método recomendado por el ACI

$\gamma = 1/(1 - (P_u/(\phi \cdot P_{er})))$

$\gamma \rightarrow$  magnificador

$P_u \rightarrow$  carga última aplicada a la columna

$\phi \rightarrow 0.70$  para estribos

$P_{er} \rightarrow$  Carga crítica de pandeo de EULER

$P_{er} = (\pi^2 \cdot E \cdot I)/(K \cdot Lu)^2$

K  $\rightarrow$  factor de pandeo de la columna

Lu  $\rightarrow$  longitud libre de pandeo de la columna

$$EI = ((Ec \cdot I_g) / 2.5) / (1 + \beta_d)$$

$E_c$  → módulo de elasticidad del concreto =  $1,500 \cdot \sqrt{f'_c}$

$I_g$  → momento centroidal de sección gruesa (sólo concreto)

$\beta_d$  → factor de flujo plástico del concreto

$$\beta_d = M_{cm} / M_c \text{ total} \quad \text{o} \quad 1.4CM / (1.4CM + 1.7CV)$$

$M_{cm}$  → momento de la carga muerta (crítico)

$M_{c \text{ total}}$  → momento de carga total

CM → Carga muerta total

CV → Carga viva total

$$\beta_d = 0.49$$

$$EI = 1,253 \text{ Kg} \cdot \text{m}^2$$

$$Per = 630.72 \text{ ton}$$

$$\gamma = 1.10 \geq 1 \text{ por lo que sí cumple}$$

$$M_d = \gamma \cdot M_a \rightarrow M_d \geq M_a$$

$M_d$  → momento de diseño

$\gamma$  → magnificador

$M_a$  → momento último o de análisis

$$M_{dx} = 8.14 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{dy} = 7.37 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$M_{dy} = M_{dx}$  por simetría geométrica y carga

- **Diseño del refuerzo longitudinal**

Procedimiento:

1. Se propone un armado (comenzar con  $A_{smin}$ )
2. Calcular  $P'_{o} = \phi (0.85 f'_{c}(A_g - A_s) + A_s F_y)$
3. Calcular  $P'_{ux}$  y  $P'_{uy}$

Datos:

$$f'_{c} \longrightarrow 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y \longrightarrow 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (grado 40)}$$

$$\text{Recub.} \longrightarrow 3 \text{ cms}$$

$$P_u \longrightarrow 40 \text{ ton}$$

$$\rho_{Mux} \longrightarrow 8.14 \text{ T-m}$$

$$\rho_{Muy} \longrightarrow 7.37 \text{ T-m}$$

$$A_{smin} \longrightarrow 0.01 A_g = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} \longrightarrow 0.06 A_g = 54 \text{ cm}^2$$

El código ACI propone 4 varillas mínimas para el armado

$$4\#6 \quad 4(2.85) = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$4\#4 \quad 4(1.27) = \underline{5.07 \text{ cm}^2}$$

$$\Sigma A_s = 16.47 \text{ cm}^2$$

Se tiene  $9 \text{ cm}^2 < 16.47 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ok}$

$$CTU = A_s/A_g * (F_y/0.85 f'_{c}) = 0.29$$

### Cálculo de excentricidades

$$e_x = \rho M_{ux} / P_u \qquad e_y = \rho M_{uy} / P_u$$

$\rho M_{ux}$  Momento de diseño en x

$\rho M_{uy}$  Momento de diseño en y

$P_u$  → Carga última

$$e_x = 0.20 \qquad e_y = 0.18$$

### Calculo del valor de diagonal (e/h)

$$e_x/h_x = 0.67 \text{ y } e_y/h_y = 0.6$$

Donde

$e_x$  → excentricidad en x

$e_y$  → excentricidad en y

$h_x$  → lado en x

$h_y$  → lado en y

$$\psi_x = \text{Base sección} - 2(\text{rec})/\text{base} = 0.8$$

$$\psi_y = \text{Base sección} - 2(\text{rec})/\text{altura} = 0.8$$

Valores para x

$$C_{tu} = 0.29$$

$$e_x/h_x = 0.67$$

$$K_x \text{ con } \psi_x = 0.80 = 0.62$$

Valores para y

$$C_{tu} = 0.29$$

$$e_y/h_y = 0.6$$

$$K_y \text{ con } \psi_y = 0.8 = 0.62$$

Se procede a calcular cada uno de los elementos que contiene la fórmula de Bressler

$$P'_{ux} = \phi * K_x * f'_c * b * h = P'_{uy} \text{ por } K_x = K_y$$

Donde

$$\phi \rightarrow 0.7$$

$$P'_{ux} = 84.67 \text{ ton}$$

$$P'_{uy} = 84.67 \text{ ton}$$

$$P'_o = 0.7[0.85f'_c(Ag-As)+(As*F_y)]$$

Donde

0.85 es el factor de compresión

Ag → Área gruesa

As → Área de acero propuesta

$$P'_o = 143 \text{ T}$$

Usando la fórmula de Bresler se tiene que:

$$1/P'_u = (1+P'_{ux})+(1+P'_{uy})-1/P'_o$$

$$P'_u = 59 \text{ T}$$

$$P'_u > P_u$$

59 T > 40 T → por lo que se puede usar el armado OK

### Acero transversal

$$V_u \text{ (corte crítico)} = 2,927.61 \text{ Kg}$$

VR (corte resistente)

$$VR = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$d = 30 \text{ cms} - \text{recub} = 30 - 3 = 27 \text{ cms}$$

$$VR = 5,287.97 \text{ Kg}$$

- Si  $VR \geq V_u$  se colocan los estribos a  $d/2$
- Si  $VR \leq V_u$  se diseña por corte, considerando como requisito que la varilla permitida sea la #3

$$5,287.97 \geq 2,927.61$$

Como  $VR \geq V_u$  se colocan los estribos a  $S_o = d/2 = 13.5 \text{ cms}$

El espaciamiento máximo de los amarres no debe ser mayor de  $S_o$  en una longitud  $L_o$ , medida desde la cara de la junta.

### Refuerzo de confinamiento

El espaciamiento  $S_o$  no debe ser mayor que:

- a. Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada más pequeña.

$$\text{Varilla más pequeña } S_o = 8 \cdot 1.905 = 15.24 \text{ cms}$$

- b. 24 veces el  $\varnothing$  de la varilla de amarre; varilla #3

$$S_o = 24 \cdot 0.953 = 22.87 \text{ cms}$$

c. La  $L/2$  de la menor dimensión de la sección transversal del elemento

$$S_o = 30/2 = 15 \text{ cms}$$

d. 35 cms

### **Cálculo del espaciamiento entre estribo en zona confinada**

$$S_o = 2A_v / \rho_s L_n$$

$$\rho_s = 0.45 (A_g/A_{ch}-1)(0.85*f'_c/f_y)$$

Donde:

$A_v$  → área transversal que se utilice como estribo

$L_n$  → Longitud no soportada del estribo

$S_o$  → Espacio entre estribos zona confinada

$\rho_s$  → relación volumétrica de la columna

$A_g$  → Área gruesa

$A_{ch}$  → Área chica

$\rho_s = 0.016 \geq (0.12)(210)/2,810 \rightarrow 0.016 \geq 0.009$  usar  $\rho_s$   
usando estribos #3

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S_o = 2(0.71)/(0.016)(24) = 4 \text{ cms} > 3 \text{ cms} \rightarrow \text{ok}$$

Se debe colocar en zona confinada estribos #3 @ 4cms

- a. El primer amarre debe estar situado a una distancia no mayor de  $S_o/2 = 15/2 = 7.5$  cms a partir de la cara de la junta, según ACI 318-99 seccion 21.10.5.2
- b. El espaciamiento no debe exceder del doble del espaciamiento  $S_o$ ;  $S_o*2 = 30$  cms según ACI 318-99 seccion 21.10.5.4

### **Longitud de confinamiento ( $L_o$ )**

La longitud de confinamiento debe ser menor que los siguientes valores:

- a. una 6ta parte del claro libre del elemento 400 cms entonces  $l_o = 400/6 = 66.67$  cms
- b. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento  $l_o = 300$  cms
- c. 50 cms

Entonces la longitud de confinamiento es de 67 cms

#### **2.8.5.4 Diseño de zapata**

Datos:

Mux	→	7,393.94 Kg-m
Muy	→	6,740.79 Kg-m
Pu	→	39,396 Kg
FCU	→	1.54
qd	→	21.92 T/m <sup>2</sup>
γ suelo	→	1.41 T/m <sup>3</sup>

Calculo de cargas de trabajo

$$P' = P_u/FCU = 25,581.82 \text{ Kg}$$

$$M'x = M_x/FCU = 4,801.26 \text{ Kg-m}$$

$$M'y = M_y/FCU = 4,377.14 \text{ Kg-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$\sigma_{\text{axial}} = 1.50 * (P'/A) = \rho_{\text{suelo}}$$

$$A_z = 1.50 * (25,581.82/21,920) = 1.75 \text{ m}^2$$

Se propone una zapata de  $1.40 \times 1.40 \approx 1.96 \text{ m}^2$

### **Chequeo de presión sobre el suelo**

La zapata transmite verticalmente al suelo, cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con éste, ejerciendo una presión cuyo valor se define así:

$$q = P/A_z \pm M'x/S_x \pm M'y/S_y$$

Donde

$$S_x = 1/6 * a * b^2$$

$$S_y = 1/6 * b * a^2$$

q no debe ser negativa ni mayor que el valor soporte (qd)

$$S_x = S_y = 0.46$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{zapata}}$$

Donde:

$P \longrightarrow$  Integración de cargas actuantes

$P' \longrightarrow$  Carga de trabajo o de servicio

$P_{\text{suelo}} \longrightarrow Az \cdot \text{desplante} \cdot \delta_s$

$P_{\text{cimiento}} \quad Az \cdot \text{espesor asumido} \cdot \delta_c$

$$P = 28,762.28 \text{ Kg} \approx 28.76 \text{ Ton}$$

$q_{\text{min}} = -5.33 \text{ ton/m}^2$  (existe presión en tensión)

$q_{\text{max}} = 34.67 \text{ ton/m}^2$  (excede el  $q_d$ )

Por lo tanto se debe predimensionar de nuevo

$$1.90 \times 1.90 = 3.61 \text{ m}^2$$

$$S_x = S_y = 1.14$$

$$P = 30.56 \text{ ton}$$

$$q_{\text{min}} = 0.40 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{max}} = 16.54 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{max}} < q_d$$

$$16.54 < 21.92 \rightarrow \text{Ok}$$

$$q_{\text{min}} > 0$$

$$0.40 > 0 \rightarrow \text{Ok}$$

$$q_{\text{dis}} = q_{\text{max}} = 16.54 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{dis u}} = q_{\text{dis}} \cdot \text{FCU} = 25.46 \text{ t/m}^2$$

Para el espesor de la zapata se aplicó el código ACI 318-99 capítulo 7, sección 7.1 inciso a. El recubrimiento del esfuerzo no debe ser mayor que 0.075 m, cuando el concreto es colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él. El Código ACI 318-99 capítulo 15 considera la altura mínima de las zapatas sobre la armadura inferior, la cual no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el terreno, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas sobre pilotes; el espesor debe resistir los esfuerzos de corte.

$$\text{Varilla \#4} = 1.27 \text{ cms}$$

$$d = t - \emptyset / 2 - \text{rec} = 31.87 \text{ cms}$$

$$\text{Cortante actuante } V_a = 23.27 \text{ T}$$

Esfuerzo por corte  $V_{cu}$

$$V_{cu} = [0.85(0.53)\sqrt{f'_c}(b*d)]/1000 = 39.53 \text{ T}$$

$V_{cu} > V_a$  por lo tanto sí chequea

### **Verificación por corte punzocortante**

El límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia de  $d/2$  del perímetro

$$30 + d = 30 + 31.87 = 61.87 \text{ cms}$$

$$V_a = A * q_{dis} = 82.12 \text{ Ton}$$

$$V_{cu} = [\emptyset * 1.06 * \sqrt{f'_c} (\beta_o * d)]/1000$$

$$\emptyset = 0.85 \text{ para corte}$$

$$\beta_o = \text{perímetro del área de punzonamiento}$$

$$V_{cu} = 102.98 \text{ T} > 82.12 \text{ T} \rightarrow \text{Ok}$$

### **Diseño de refuerzo por flexión**

Datos:

$$B \rightarrow 100\text{cm (franja unitaria)}$$

$$q_{dis} = 25.46 \text{ T}$$

$$L \rightarrow 0.8 \text{ m}$$

$$f'_c \rightarrow 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y \rightarrow 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \rightarrow 40 \text{ cms}$$

$$M_u = WL^2 / 2$$

$$M_u = 8,147.20 \text{ Kg-m}$$

### **Área de acero**

$$A_{sreq} = 8.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 16 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se toma el mayor  $A_{smin}$   $16 \text{ cm}^2$  usando var #4 de las cuales se usarán:

$$\text{Varillas por eje} = 16/1.27 = 13 \text{ varillas por eje}$$

### **Espaciamiento**

$$S = (b - rec) / \text{var eje} = 100 - 7.5 / 13 = 8 \text{ cms}$$

Si tomamos Var #6

var eje =  $16 / 2.85 = 5.61$  varillas  $\approx 6$  varillas #6

Con un espaciamiento de

$S = 100 - 7.5/6 = 15$  cms

## 2.9 Planos

Los planos para el edificio escolar comprenden: Planta amueblada, planta acotada, elevaciones y cortes, planta de acabados, planta de cimentación y columnas, planta de losas y vigas, detalles estructurales, planta de instalaciones eléctricas, planta de instalaciones hidráulicas y planta de instalaciones sanitarias, los cuales se presentan en los anexos.

## 2.10 Presupuesto del proyecto

Para la planificación de este proyecto, se elaboró el presupuesto, el procedimiento para desarrollarlos es el siguiente:

Renglones de trabajo. Se separa cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por incisos ordenados, siguiendo la secuencia lógica de ejecución.

Cuantificación de renglones. Se le asigna a cada renglón, una unidad de medida. Luego se calculan todas las cantidades de trabajo de cada renglón.

Costo directo. Se incluyen los precios de los materiales y de mano de obra calificada y no calificada, necesaria en cada unidad de ejecución.

Precio unitario. Es el precio por unidad de medida o unidad de pago, este se obtuvo a través de la integración de valores del costo directo e indirecto.

Costo total por renglón. Se calcula como el producto entre la cantidad de trabajo por el precio unitario de cada renglón.

Costo total del proyecto. Se define como la sumatoria de todos los costos totales por renglón. El presupuesto de construcción se presenta en la siguiente página.

### **Costo del proyecto**

El costo total del proyecto va a ser de Q.1,813,884.90 (un millón ochocientos trece mil ochocientos ochenta y cuatro con noventa centavos).

### **Cronograma de ejecución**

Como resultado del diseño del edificio escolar, es necesario realizar un estimado en tiempo para la ejecución del proyecto, presentado por la secuencia lógica de construcción basado en los renglones de trabajo obtenidos anteriormente y el rendimiento de la mano de obra para la realización de las tareas.



### **3. DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO, ALDEA SAN MATEO**

#### **3.1 Consideraciones generales**

Para llevar a cabo las distintas etapas de un proyecto de alcantarillado sanitario, a nivel general puede procederse de la siguiente manera:

Hacer un recorrido por la comunidad para identificar aspectos físicos y poder determinar –posteriormente- el área de influencia, puntos probables de desfogue, etc. Es recomendable que dicho recorrido se haga con líderes comunitarios para obtener información que pueda requerir el/los proyectista (s) y viceversa.

Realizar una encuesta en la comunidad para establecer la voluntad de participación de la población en el proyecto a implementar e identificar las condiciones socioeconómicas existentes. Evaluar el sistema de agua existente para verificar su capacidad actual y futura.

Establecer la dotación de agua para el diseño de la red de drenaje. Realización del levantamiento topográfico de primer orden para el diseño de la red de drenaje y sistema de tratamiento para su posterior revisión y confrontación con aspectos tomados en campo.

Los parámetros de diseño estarán en función de aspectos técnicos y socioeconómicos que se tomarán en cuenta para realizar el diseño hidráulico, su costo e implementación.

## **3.2 Clasificación de sistemas de alcantarillado sanitario**

### **3.2.1 Sistema de alcantarillado sanitario**

Consiste en proyectar el diseño e instalación de una tubería y obras accesorias para la recolección y conducción de las aguas negras provenientes de casas comercios e industrias, quedando de esa forma excluidos los caudales de tormenta o lluvia intensa.

### **3.2.2 Sistema de alcantarillado pluvial**

Es el conjunto de tuberías y obras accesorias necesarias para evacuar en forma funcional y económica, las aguas provenientes de la lluvia; en este tipo de sistema debe considerarse varios factores, tales como la intensidad de lluvia, área a drenar, entre otros; es de vital importancia para evacuar el agua de lluvia en calles y avenidas y conducirlos hacia un punto de descarga previsto.

### **3.2.3 Sistema de alcantarillado combinado**

Consiste en el diseño e instalación de tubería y obras accesorias necesarias para la conducción de aguas negras y agua de lluvia; es necesario tomar en cuenta que en época de verano solamente correrán aguas negras, por lo que hay que verificar velocidades mínimas; asimismo es necesario ubicar derivadores de caudal, con el objeto de aliviar a los colectores de los enormes gastos que resultan de precipitaciones pluviales; los puntos más convenientes, son aquellos donde los flujos adquieren grandes proporciones y los cursos de desagües naturales se encuentran cerca del sitio de alivio.

### **3.3 Topografía del sector**

En el diseño de cualquier sistema de alcantarillado es necesario recopilar información acerca del área a drenar, densidad de vivienda y cambios de nivel para cada tramo; lo anterior se logra a través de un estudio topográfico consistente en planimetría y altimetría.

#### **3.3.1 Planimetría**

Área de la topografía que consiste en la utilización de distintos métodos para calcular la superficie de terreno en estudio, considerando la superficie terrestre de forma plana; asimismo permite la ubicación de puntos de referencia que faciliten la localización del área en estudio.

Para obtener una representación del área en estudio, se utilizó el método de conservación de azimut, siendo necesario hacer un recorrido previo; asimismo se utilizó un teodolito para obtener ángulos horizontales y distancias, tanto en las esquinas como en las calles y avenidas, también se fue anotando en la libreta de campo, datos necesarios para el dibujo y densidad de vivienda.

#### **3.3.2 Altimetría**

Área de la topografía que considera los cambios de nivel del área en estudio; previo a esto, es necesario hacer un recorrido y establecer uno o varios puntos de referencia, o banco de marca; a partir del cual se referirá la nivelación.

### 3.3.3 Selección de ruta

El trayecto que ha de seguir el flujo de aguas servidas está en función de la ruta que se seleccione para el colector principal, teniendo en consideración los siguientes aspectos:

- a. Delimitar el área a drenar, considerando límites y derechos de paso para el colector principal e identificar posibles puntos de descarga.
- b. Dirigir el flujo de agua servida desde puntos altos hacia puntos más bajos.
- c. En la medida de lo posible, se debe seguir la pendiente del terreno; esto evitará una excavación profunda y disminuirá costos.
- d. Evitar que el flujo de aguas servidas vaya en contra de la pendiente del terreno.

### 3.4 Pozos de visita

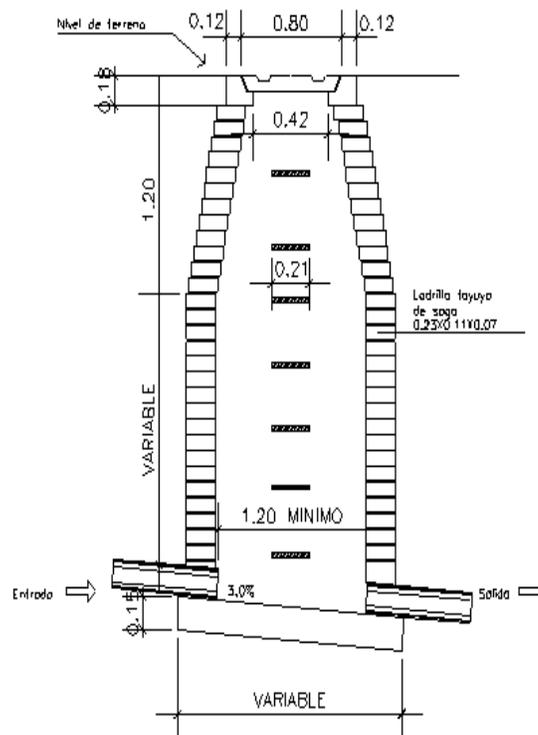
Constituyen parte del sistema de alcantarillado y permiten el acceso ya sea para realizar trabajos de inspección o limpieza; pueden construirse con tubos reforzados de concreto, o con ladrillo de barro cocido.

Existen instituciones gubernamentales que rigen la forma de construirlos, debido a la experiencia y funcionalidad que han conseguido; por lo tanto, a continuación se mencionan las partes de un pozo de visita típico:

El ingreso es circular, el diámetro oscila entre 0.60 a 0.84 m, la tapadera se apoya sobre un brocal; ambos se construyen de concreto reforzado; el pozo

de visita tiene una parte cónica y una cilíndrica; la primera tiene una profundidad de 1.20 m, la profundidad de la segunda parte dependerá de la que se requiera, las paredes del pozo deben impermeabilizarse con repello más cernido, debe colocarse una base de concreto, dándole la pendiente necesaria para que el agua se dirija hacia la dirección deseada; asimismo para el ingreso a los pozos de visita debe colocarse escalones de hierro de 3/8" empotrados en la pared del pozo.

**Figura 26. Pozo de visita**



### 3.4.1 Ubicación de pozos de visita

La ubicación de los pozos de visita es necesaria en los siguientes casos:

- Al inicio de cualquier ramal
- En intersecciones de dos o más tuberías
- Donde exista cambio de pendiente del terreno
- Donde exista cambio de dirección horizontal
- En distancias no mayores de 75 metros
- En las curvas horizontales de terreno

### 3.5 Conexiones domiciliarias

Su función principal es descargar las aguas, provenientes de las casas o edificios y conducir las al colector central, consta de las siguientes partes:

- Candela domiciliar
- Tubería secundaria

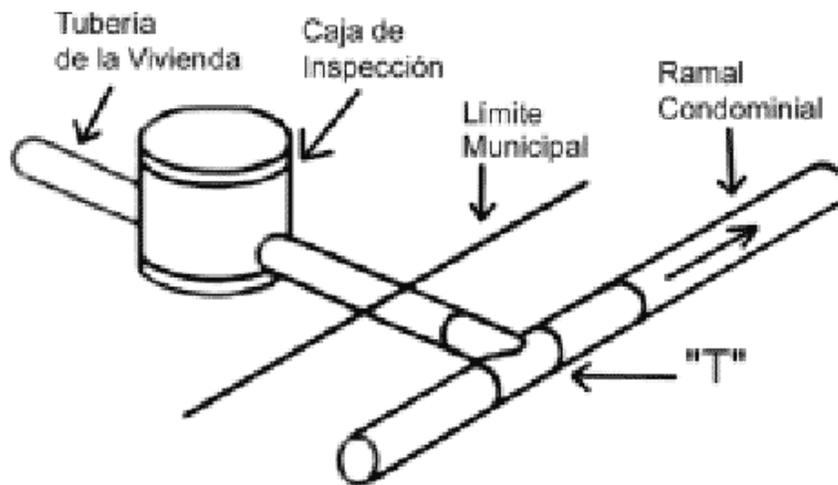
### 3.6 Candela domiciliar:

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o bien con tubos de concreto, colocados verticalmente; si la caja es rectangular, el lado menor debe ser de 45 cms, como mínimo; si fuese circular, tendrá un diámetro mínimo de 12 pulgadas; asimismo deben impermeabilizarse y tener una tapadera para realizar inspecciones.

La base tiene que ser fundida de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan hacia la tubería secundaria y ésta pueda

llevarla al alcantarillado central, la profundidad mínima de la candela será de un metro.

**Figura 27. Conexión de candela domiciliar**



### 3.7 Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar hacia la tubería central, se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 6 pulgadas; asimismo debe tener una pendiente mínima del 2% para evacuar adecuadamente el agua. La conexión con la alcantarilla central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo de  $45^{\circ}$  aguas abajo.

### 3.8 Caudal de diseño

Consiste en estimar la cantidad de agua negra que transportará la alcantarilla en los distintos puntos donde fluya; es necesario integrar ciertos valores que componen el caudal de diseño, tales como:

$Q \text{ diseño} = \text{No. De Hab} * FH * Fqm$

Donde:

FH       $\longrightarrow$       Factor de Hardmon

Fqm      $\longrightarrow$       Factor de caudal medio

### 3.8.1 Factor de caudal medio:

Para estimar este factor, es necesario hacer la sumatoria de distintos caudales, dependiendo su procedencia, tales como:

- Caudal domiciliar
- Caudal comercial
- Caudal industrial
- Caudal de infiltración
- Caudal de conexiones ilícitas

El factor de caudal medio debe estar en el siguiente rango

$0.002 \text{ lts/seg} < Fqm < 0.005 \text{ lts/seg}$

Para facilitar la obtención de este factor de caudal medio, existen instituciones que se dedican al diseño de sistemas de alcantarillado, y por experiencia han estimado ciertos valores como los siguientes:

0.0046 lts/seg INFOM

$Fqm = 0.0030 \text{ lts/seg}$ ; distintas municipalidades

### 3.9 Criterios para el diseño hidráulico

Los sistemas de alcantarillado sanitario se proyectan como canales abiertos, en los cuales el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión – a excepción de la que produzcan los gases eventualmente – de lo contrario las aguas negras brotarían a través de los inodoros, reposaderas, etc.

Las características hidráulicas que presenta la tubería P.V.C. para el análisis del flujo de aguas negras se presentan a continuación:

1. El valor del coeficiente de rugosidad se considera con un valor de 0.010, debido a que la tubería posee una superficie más lisa que el resto de materiales.
2. La altura del tirante debe encontrarse entre un máximo de 0.80 D y un mínimo de 0.20 D.
3. La velocidad a sección parcialmente llena debe estar en los siguientes límites:

Velocidad mínima 0.40 m/seg (para evitar sedimentación)

Velocidad máxima 5.00 m/seg (para evitar erosión en la tubería)

4. Utilizar como diámetro mínimo para el colector central, inicio de ramales; tubería de 6 pulgadas.

### Ventajas y desventajas de la tubería P.V.C.

### **Ventajas:**

1. Condiciones hidráulicas favorables
2. Alta resistencia al impacto
3. Instalación rápida y sencilla
4. Reducción de costos de excavación
5. Facilidad de transporte
6. Avance en ejecución
7. Juntas herméticas

### **Desventajas:**

Su costo es mayor respecto de la tubería de concreto.  
Para su instalación se necesita mano de obra calificada.

### **Incremento geométrico (pf)**

$$Pf = Po (1+r)^n$$

Pf → población futura

Po → población inicial

r → tasa de crecimiento

n → periodo de diseño

Para el periodo de diseño se utilizaron las normas del INFOM para lo cual se tomó un periodo de 20 años y se consideró un año más de gestión y construcción del proyecto, el cual se estima que iniciará en el 2008; por lo que se considera que para el año 2028 la tubería dejará de ser funcional.

$$Po = 285 \text{ habitantes}$$

Se aplicará una tasa de crecimiento del 2.5 %

$$P_f = 285(1+0.025)^{21}$$

$$P_f = 479 \text{ habitantes}$$

### 3.10 Caudal máximo permisible

$$Q = 0.288/\sqrt{t} = 0.288/\sqrt{15 \text{ min}} = 0.0744 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Q → Caudal máximo permisible

t → tiempo de infiltración en minutos

### 3.11 Dotación

120 Lts/hab/día

### 3.12 Factor de retorno

70% < Factor de retorno < 85%

se tomará 85%

### 3.13 Factor de flujo instantáneo (FH)

$$FH = [18 + [P/1000]^{1/2}]/[4 + [P/1000]^{1/2}] = 4.37$$

FH → factor de flujo instantáneo

P → población analizada en miles

### 3.14 Relación de diámetros y caudales

Fórmula de Manning, cálculo de la velocidad del agua en canales abiertos y tuberías.

$$V = 1/n * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

$R_h$  → Radio hidráulico en metros

$\varnothing$  → diámetro en pulgadas

$v$  → velocidad en m/s

$S$  → pendiente de tubería en m/m

### 3.15 Consideraciones hidráulicas

- El caudal de diseño es menor o igual al caudal a sección llena  
 $Q_{dis} \leq Q_{lleno}$
- La velocidad debería estar comprendida entre  $0.40 \text{ m/s} \leq v \leq 5 \text{ m/s}$
- El tirante hidráulico debe estar entre  $0.10 \leq d/D \leq 0.80$

Estos parámetros evitan que la tubería trabaje a presión.

### 3.16 Caudal domiciliar

Caudal domiciliar = [dotación (Pf)(%retorno)]/86,400

Caudal domiciliar = 0.57 lts/seg

### 3.17 Caudal de infiltración

Varía entre 12,000 a 18,000 lts/Km/día

Como se usará tubería de PVC, Norma ASTM-3034, el caudal de infiltración no será tomado en cuenta.

### 3.18 Caudal de conexiones ilícitas

Según el INFOM el caudal de conexiones ilícitas está dado por:

$$Q = 10\% (q \text{ domiciliar}) = 10\% (0.57) = 0.057 \text{ lts/seg}$$

### 3.19 Factor de caudal medio

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{ilícitas}} + \text{Otros}$$

$$FQ_{\text{medio}} = Q_{\text{sanitario}} / \text{Población}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 0.57 + 0.23 = 0.80 \text{ lts/seg}$$

$$FQ_{\text{medio}} = 0.80 / 479 = 0.002 \text{ lts/seg/hab}$$

Por criterios de diseño se usará un factor de 0.002 lts/seg

Si  $Fq_{\text{medio}} < 0.002$  asumir 0.002

Si  $Fq_{\text{medio}} > 0.002$  asumir 0.005

### 3.20 Caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} = \text{población}(FQ_{\text{medio}})(FH)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 479 (0.002)(4.37) = 4.19 \text{ lts/seg}$$

### 3.21 **Diseño de secciones y pendientes**

Para la determinación de la sección de la tubería sanitaria se debe tener en cuenta el tirante hidráulico, tomando en cuenta los parámetros antes mencionados.

### 3.22 **Cotas Invert**

Las cotas invert corresponden a la distancia que existe entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería. La cota invert debe tener un recubrimiento mínimo necesario para la tubería.

Las cotas Invert se calculan con base en la pendiente del terreno; la cota invert de salida de un pozo se debe colocar por lo menos 3 cms más abajo que la de entrada, de la tubería más baja.

### 3.23 **Diseño del tramo E-29 a E-10**

$$Pf = 35 (1+0.025)^{21}$$

$$Pf = 59 \text{ habitantes}$$

### **Factor de Harmond**

$$\text{Actual FH} = 4.48$$

$$\text{Futuro FH} = 4.47$$

### **Caudal domiciliar**

$$\text{Actual } Q_{\text{domiciliar}} = 0.041$$

Futuro  $Q_{\text{domiciliar}} = 0.070$

### **Caudal de diseño**

Actual  $q_{\text{dis}} = 0.31$

Futuro  $q_{\text{dis}} = 0.53$

### **Velocidad a sección llena**

Utilizando la tubería de 6" y una pendiente del 4.6%

$V = 2.43 \text{ m/seg}$

Por lo tanto el caudal a sección llena es:

$Q = 2.43 (\pi/4 * (6*0.0254)^2)$

$Q = 44.32 \text{ Lts/seg}$

Con estos datos se tiene la relación  $q/Q$  actual y futuro

$q/Q \text{ actual} = 0.007$

$q/Q \text{ futuro} = 0.011$

Con ellas se obtienen las relaciones  $v/V$  y  $d/D$  las cuales son obtenidas de las tablas de los elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular.

### **Relación de velocidades**

$v/V \text{ actual} = 0.289158$

$v/V \text{ futuro} = 0.331034$

Se debe tener una velocidad bajo los parámetros antes mencionados para que la tubería no sufra desgaste y además para que ésta arrastre sólidos.

$$\text{Actual} = 0.289158 (2.43) = 0.702654$$

$$\text{Futuro} = 0.331034 (2.43) = 0.804413$$

### **Relación de tirantes**

$$d/D \text{ actual} = 0.060 * 6 = 0.36$$

$$d/D \text{ futuro} = 0.074 * 6 = 0.44$$

Se debe tener los valores de los tirantes bajo los parámetros antes mencionados, para poder evitar que la tubería trabaje a presión.

### **Cotas Invert**

$$\text{Cota inicio} = \text{Cota del terreno} - H \text{ del pozo}$$

$$\text{CI salida} = 44.39 - 1.20 = 43.19$$

$$\text{Cota entrada} = \text{CI salida} - (\text{S tubería} * \text{distancia})$$

$$\text{CI entrada} = 43.19 - (207.58 * 0.046) = 33.64$$

### **3.24 Costo del proyecto**

El costo total del proyecto va a ser de Q.1,146,440.50 (un millón ciento cuarenta y seis mil cuatrocientos cuarenta con cincuenta centavos).

El metro lineal de drenaje sanitario tendrá un costo de Q.596.38 (quinientos noventa y seis con treinta y ocho centavos).

## CONCLUSIONES

1. El uso de tubería P.V.C. Norma 3034, en los alcantarillados, permite una evacuación rápida de desechos líquidos, en forma económica y con pendientes mínimas.
2. Por facilidad y avance en la ejecución, de una obra, debe utilizarse tubería P.V.C. Norma 3034, debido a su manejabilidad, características hidráulicas y facilidad de transporte; lo cual se traduce en disminución de costos.
3. A través del diseño y construcción del Instituto, se contribuye a la seguridad y confort de los alumnos, brindando un aporte a la educación nacional.
4. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de Ingeniería Civil tiene la oportunidad de aplicar los conocimientos técnicos especializados y procedimientos de diseño, pero no son completamente suficientes para una exitosa práctica profesional. Por lo tanto, el E.P.S. es una buena opción para complementar los conocimientos del futuro Ingeniero Civil.
5. Para determinar la seguridad de una estructura, como los esfuerzos de trabajo bajo las cargas de servicio supuestas en el diseño, no deben ser mayores que los esfuerzos permisibles en toda la estructura.



## RECOMENDACIONES

1. Debido a que Guatemala se encuentra en una región sísmica, es necesario realizar un análisis en el que se tomen en cuenta todas las normas estructurales de diseño y construcción recomendados, dependiendo del sistema constructivo a utilizar.
2. Proveer el mantenimiento adecuado y permanente a la estructura del edificio de aulas y evitar un deterioro continuo en la misma.
3. El concreto y el refuerzo deberán ser sometidos a una serie de acciones y cuidados para que finalmente se utilicen los materiales especificados por el proyectista para un buen diseño estructural, y así soportar cualquier tipo de carga aplicada al servicio. Por tanto, se recomienda la supervisión de un Ingeniero Civil, para cumplir con lo establecido en los planos.
4. Es necesario que cada tramo de tubería, sea instalado por mano de obra calificada, guardando la pendiente de diseño, uniendo las juntas en tubería y verificando la tubería con luz, para evitar cualquier taponamiento y otros daños.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Ambrose, James. **Análisis y diseño de estructuras**. 2° ed. México: Editorial Limusa, 1998. 844 pp.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES. **“Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala”**. s.e., 2000.
3. Cabrera Seis, Jadenon V. **Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I**. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.
4. **Código de diseño de hormigón armado basado en el ACI 318-99**. Chile: Comisión de diseño estructural en hormigón armado y albañilería perteneciente a la corporación de desarrollo tecnológico de la cámara chilena de la construcción (CDEHAA-CCC). 2000. 576 pp.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. 4ª ed. México: Editorial Limusa, 1977. 110 pp.
6. **Diseño de estructuras de concreto conforme al reglamento ACI 318**. México: s.e. Instituto mexicano del cemento y del concreto (IMCYC), 1995. 832 pp.
7. Dowrick, D. J. **Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos**. México: Editorial Limusa, 1984. 410 pp.

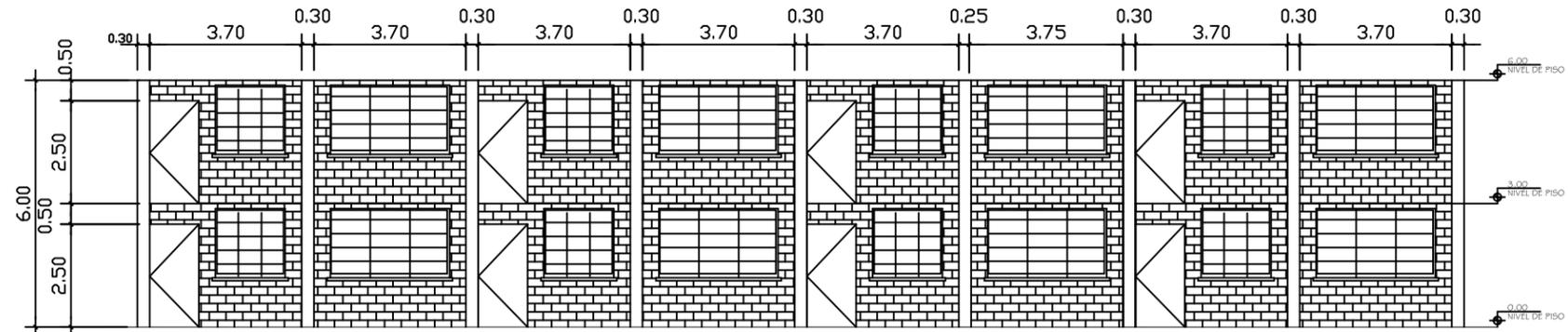
8. Escobar Ortiz, Jorge. **Sistemas estructurales en arquitectura.**  
Guatemala: Editorial Universitaria. 1975. 79 pp.
  
9. Sic García, Ángel Roberto. **Guía teórica y práctica del curso de concreto** Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 325 pp.

## **APÉNDICE**

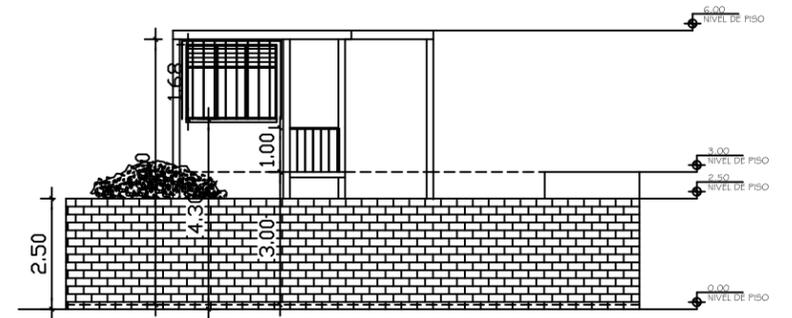




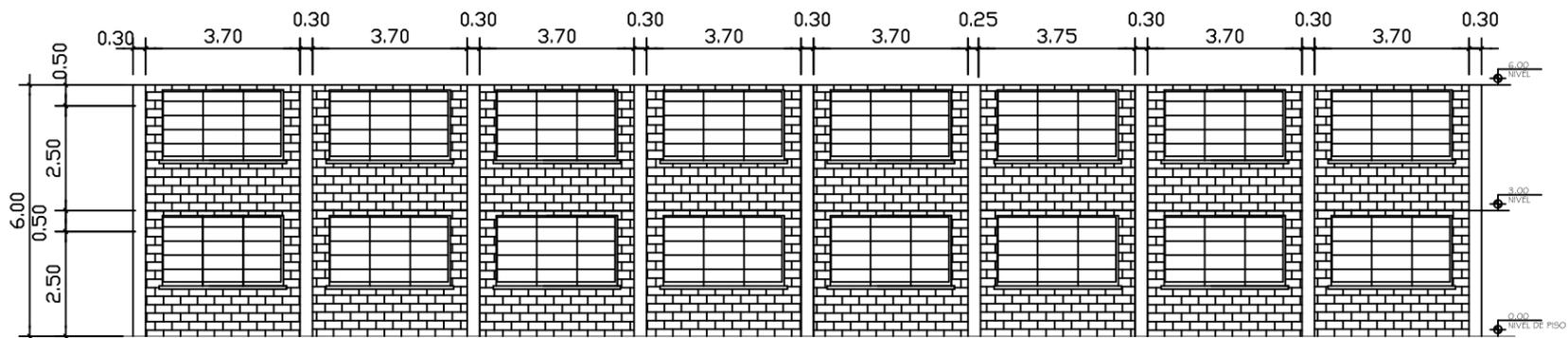




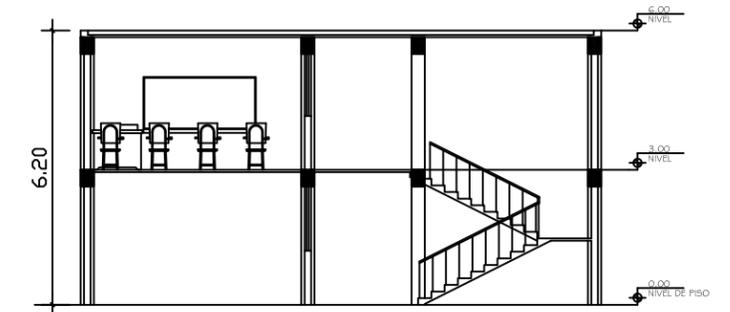
FRACHADA FRONTAL ESCALA: 1/75



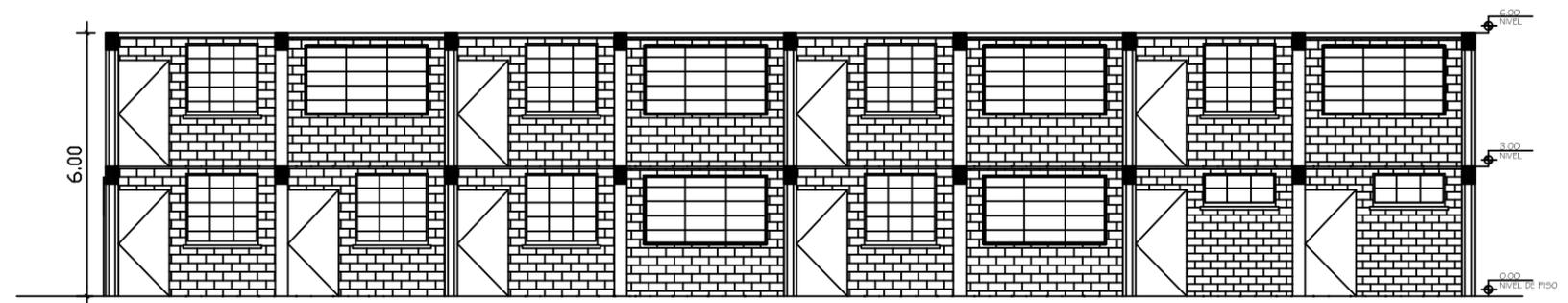
ELEVACION C ESCALA: 1/75



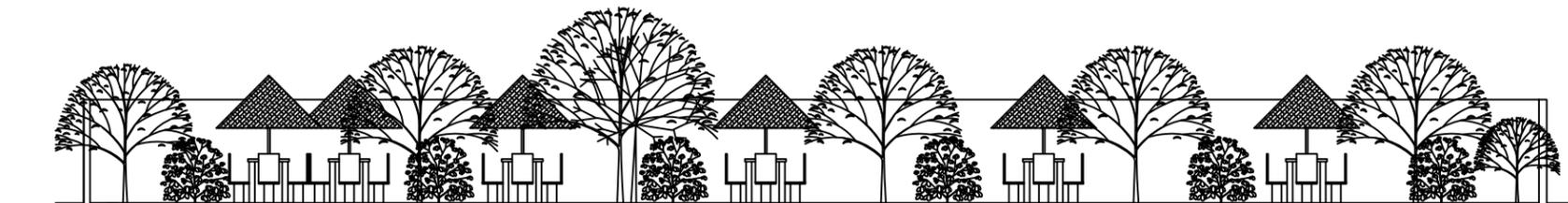
FRACHADA POSTERIOR ESCALA: 1/75



CORTE SECCIÓN D-D ESCALA: 1/75



SECCION A-A ESCALA: 1/75

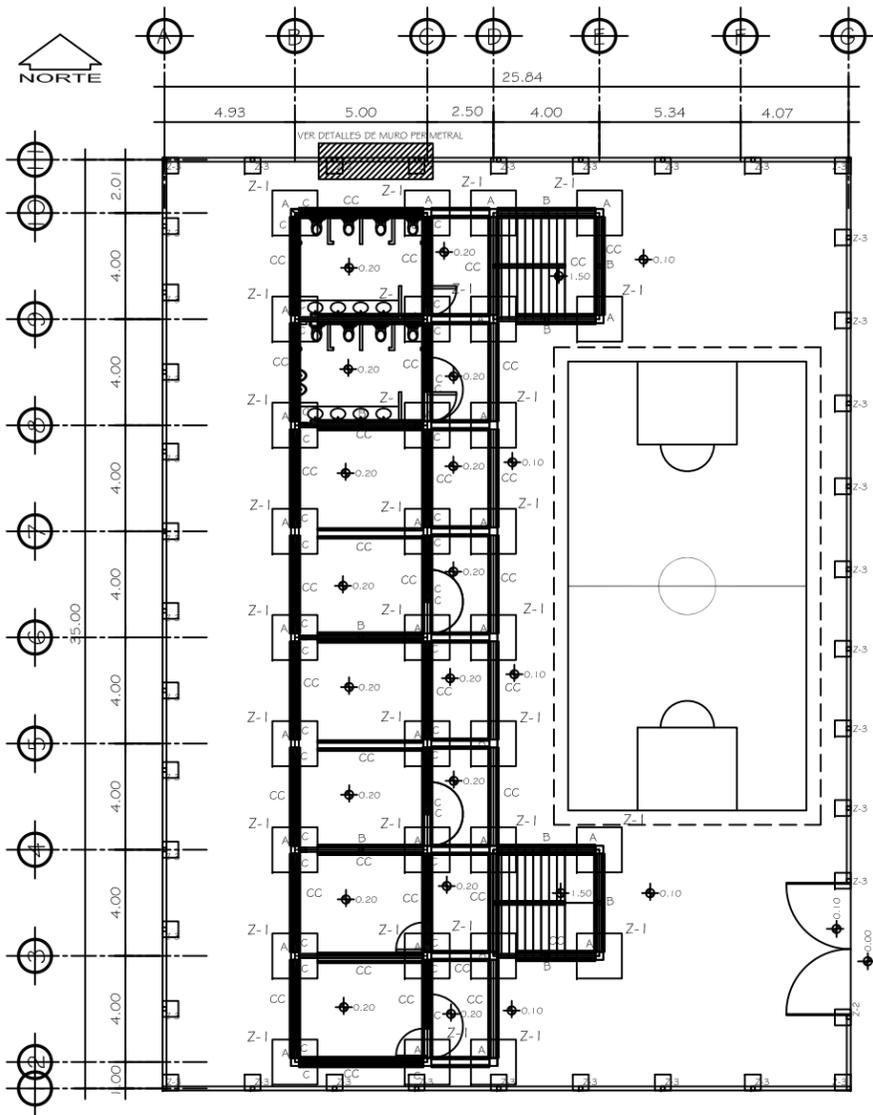


CORTE SECCIÓN B-B ESCALA: 1/75

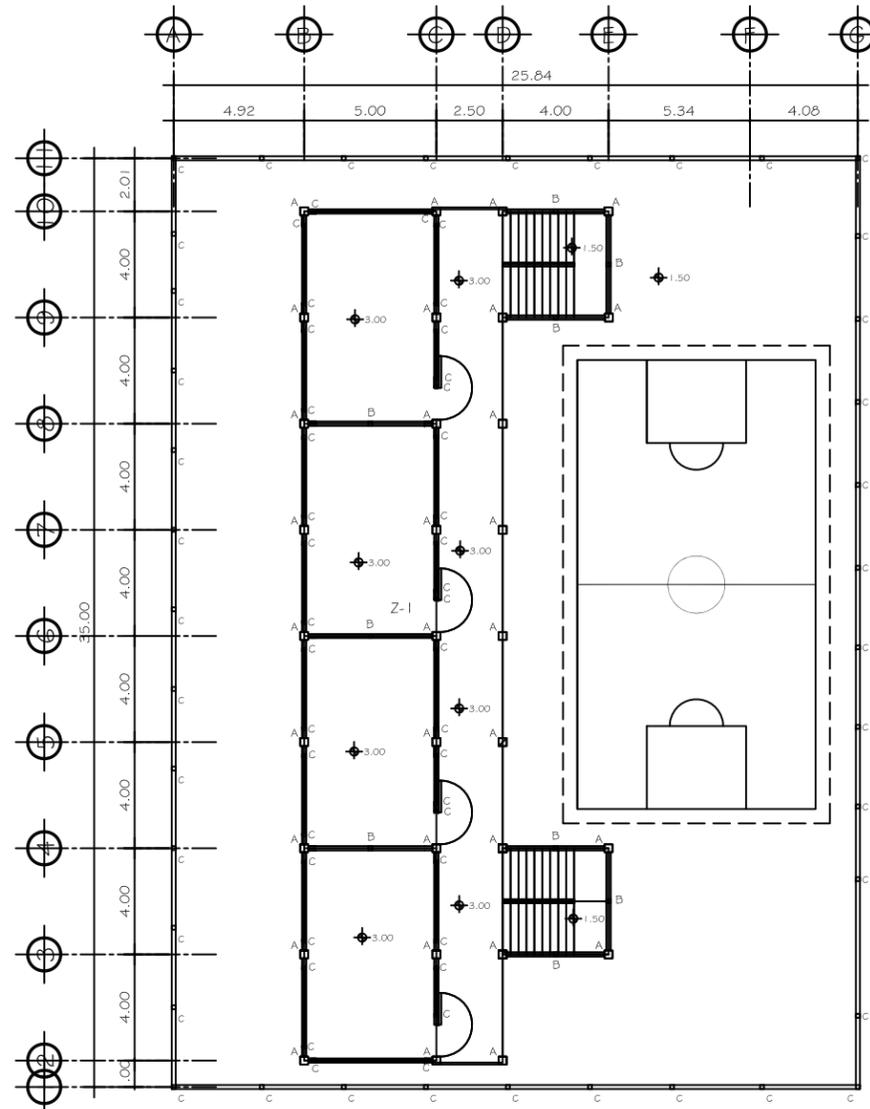


Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES  
ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE CUILAPA, SANTA ROSA

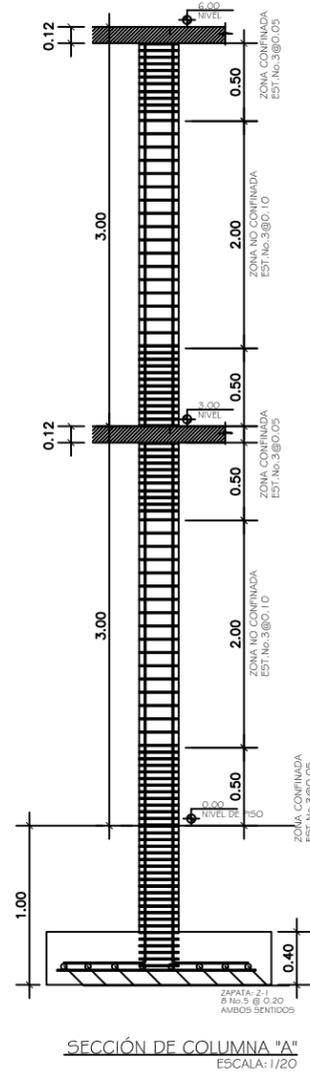
TOPOGRAFÍA HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS	CONTIENE:	HOJA:
DISEÑO Y CÁLCULO HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS	FACHADAS + CORTES	3
DIBUJO: HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS		11
FECHA: SEPTIEMBRE, 2007		
ESCALA: INDICADA	Epelista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.	



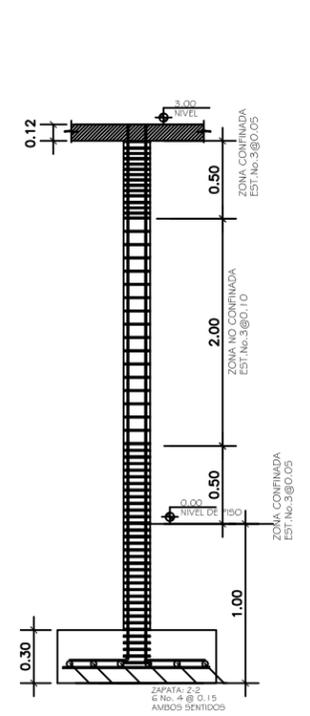
**PLANTA DE CIMENTACIÓN** ESCALA: 1/125  
PRIMER NIVEL



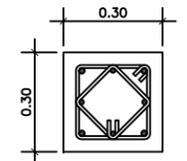
**PLANTA DE COLUMNAS** ESCALA: 1/125  
SEGUNDO NIVEL



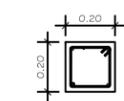
SECCIÓN DE COLUMNA "A"  
ESCALA: 1/20



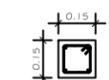
SECCIÓN DE COLUMNA "B"  
ESCALA: 1/20



4 No. 6 + 4 No. 4  
EST. No. 3 @ 0.10 y ZONA CONFINADA @ 0.05  
COLUMNNA "A"  
ESCALA: 1/10



4 No. 6 + 4 No. 3 @ 0.20  
y 0.10 EN AREA CONFINADA  
COLUMNNA "B"

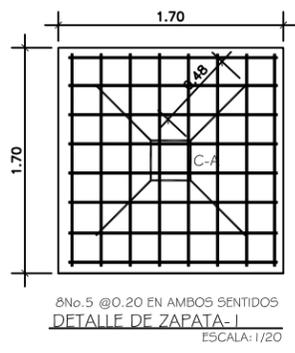


4 No. 3 + EST. No. 2 @ 0.20  
COLUMNNA "C"

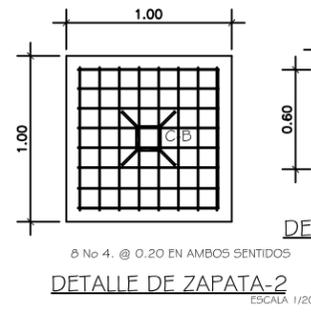


2 No. 3 + EST. No. 2 @ 0.20  
COLUMNNA "D"

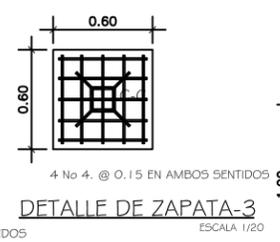
DETALLE DE COLUMNAS ESCALA: 1/7.5



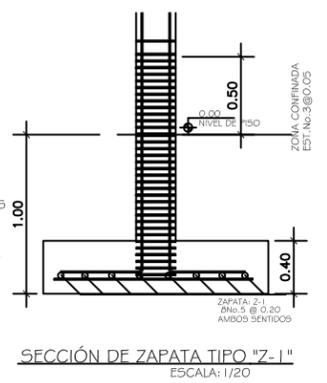
8 No. 5 @ 0.20 EN AMBOS SENTIDOS  
DETALLE DE ZAPATA-1  
ESCALA: 1/20



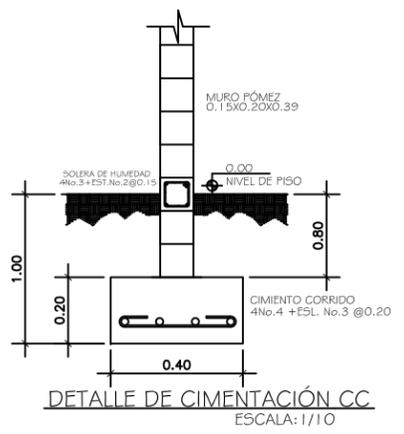
8 No. 4 @ 0.20 EN AMBOS SENTIDOS  
DETALLE DE ZAPATA-2  
ESCALA: 1/20



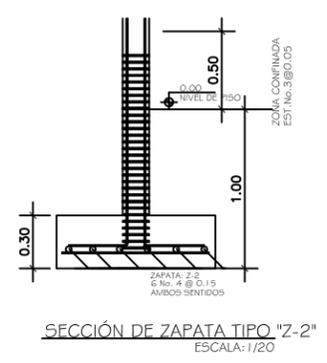
4 No. 4 @ 0.15 EN AMBOS SENTIDOS  
DETALLE DE ZAPATA-3  
ESCALA: 1/20



SECCIÓN DE ZAPATA TIPO "Z-1"  
ESCALA: 1/20



DETALLE DE CIMENTACIÓN CC  
ESCALA: 1/10



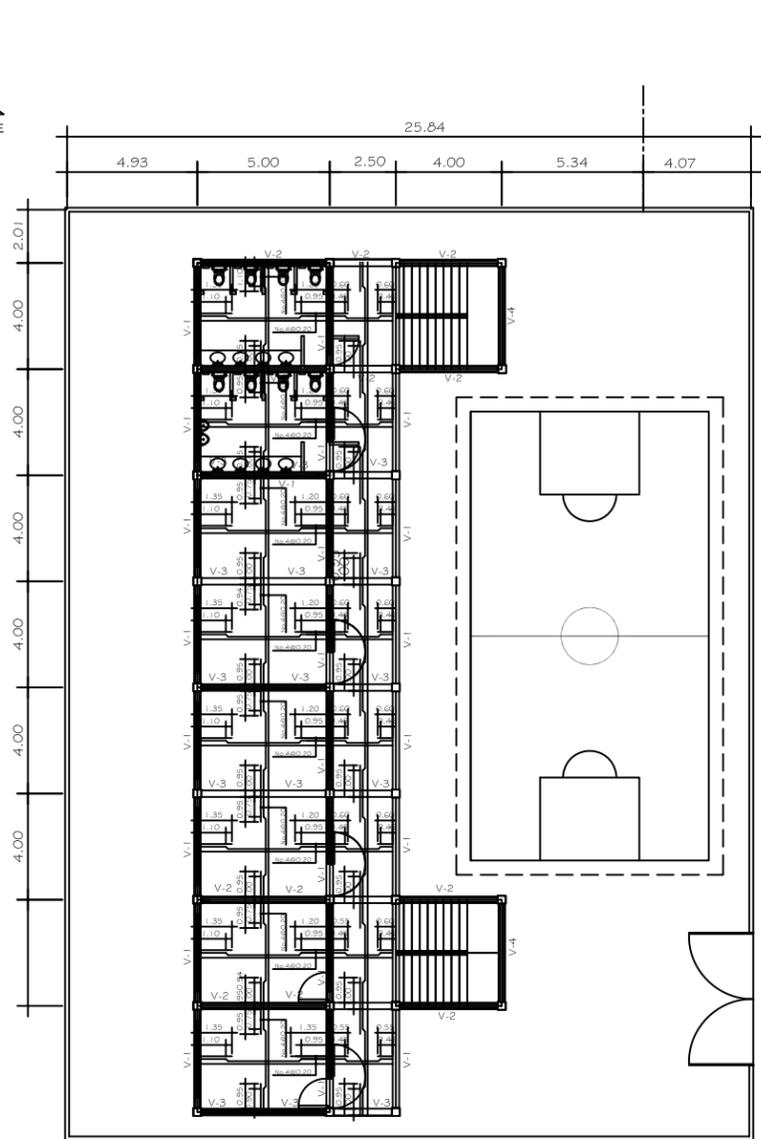
SECCIÓN DE ZAPATA TIPO "Z-2"  
ESCALA: 1/20



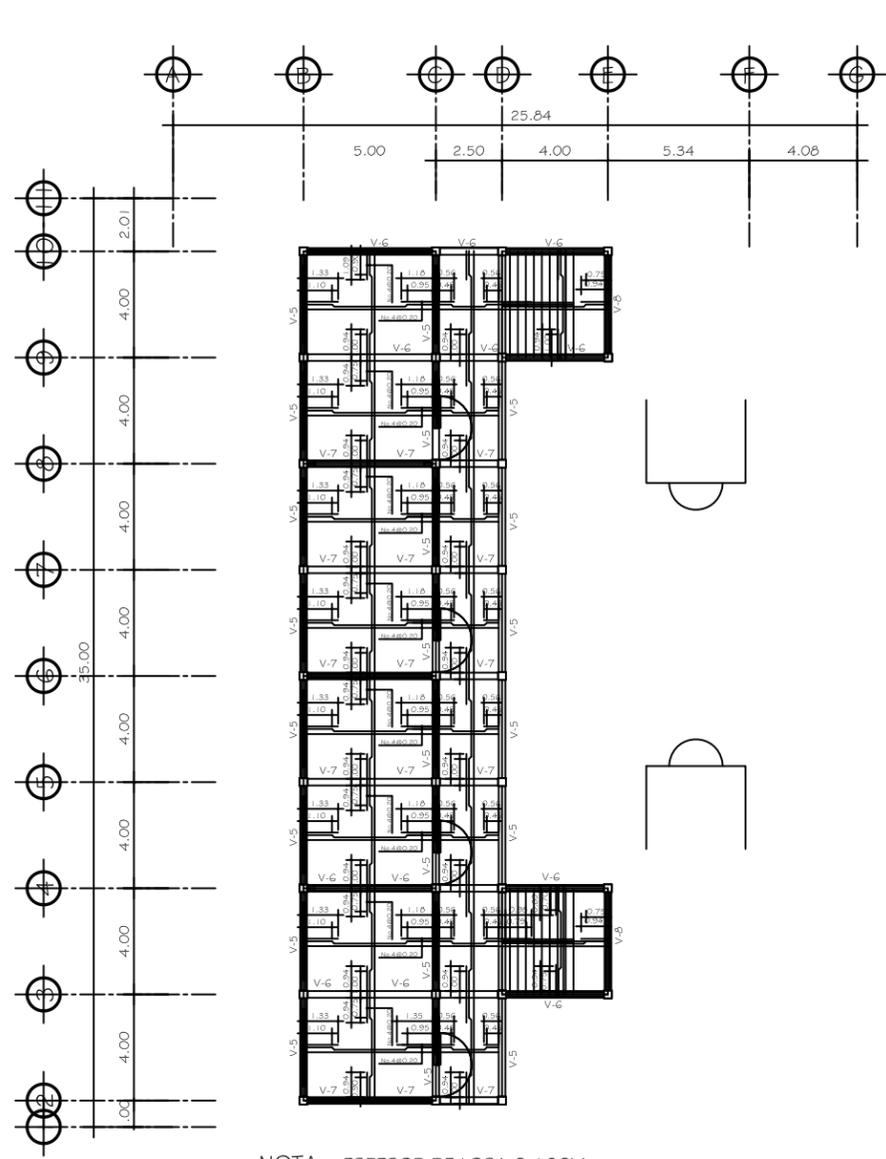
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES  
ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE QUAPÁ, SANTA ROSA

TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMERO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMERO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMERO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

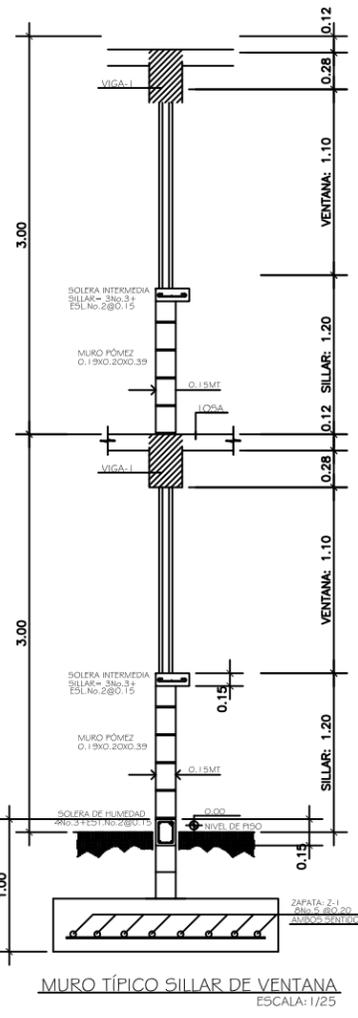
CONTIENE:  
PLANTA DE CIMENTO, ZAPATAS Y  
COLUMNAS, PRIMER NIVEL, Y  
SEGUNDO NIVEL  
HOJA:  
4  
11  
Especialista HUGO ROMERO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



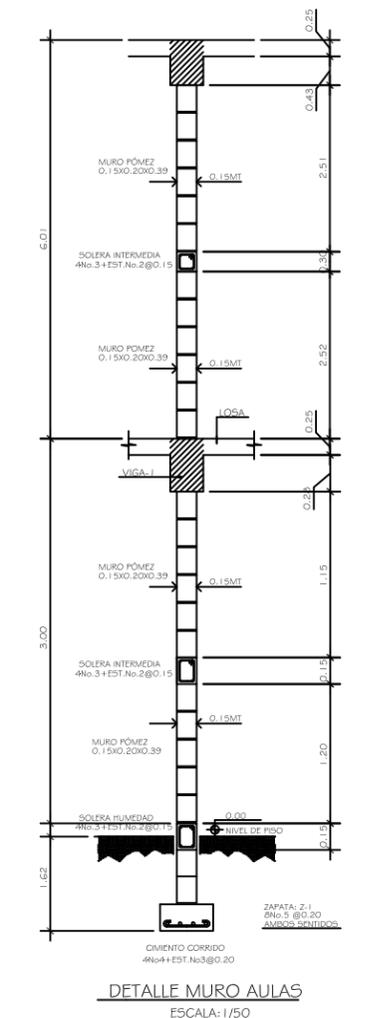
PLANTA ARMADO DE LOSA



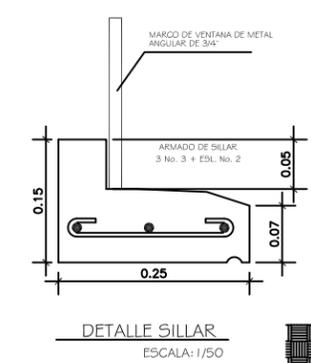
PLANTA ARMADO DE LOSA SEGUNDO NIVEL



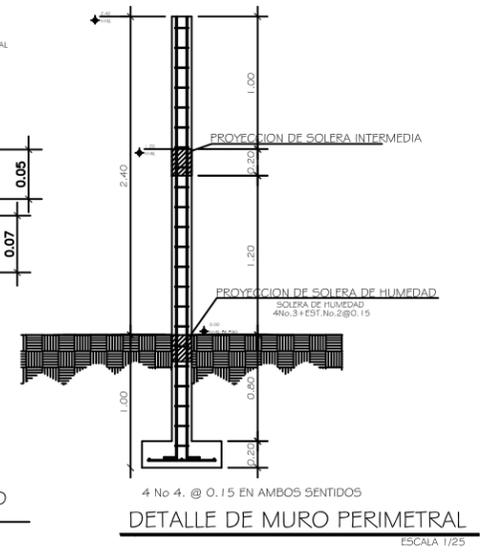
MURO TÍPICO SILLAR DE VENTANA ESCALA: 1/25



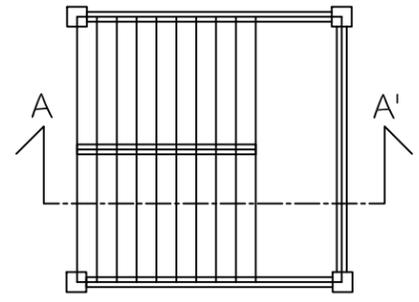
DETALLE MURO AULAS ESCALA: 1/50



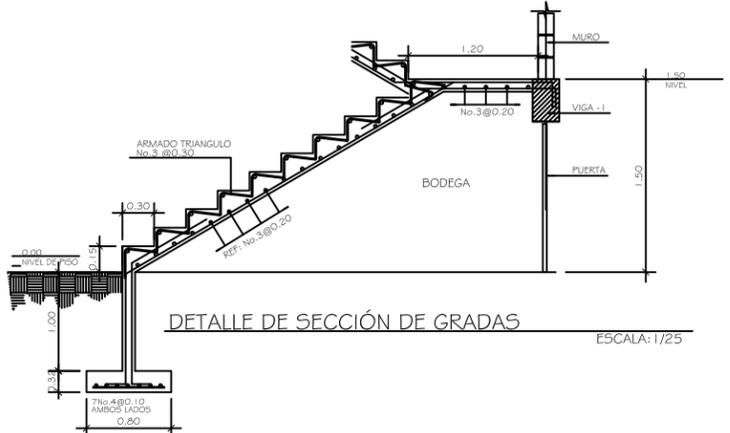
DETALLE SILLAR ESCALA: 1/50



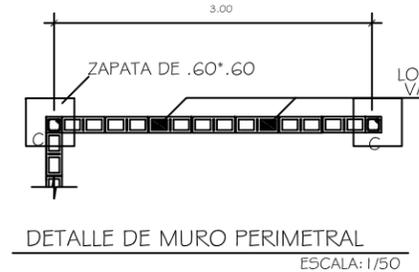
DETALLE DE MURO PERIMETRAL ESCALA: 1/25



SECCIÓN DE GRADAS ESCALA: 1/50



DETALLE DE SECCIÓN DE GRADAS ESCALA: 1/25



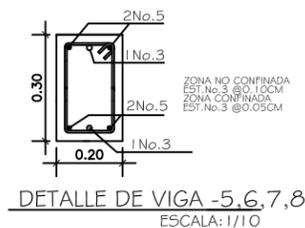
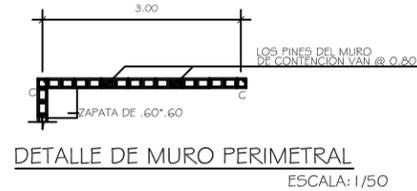
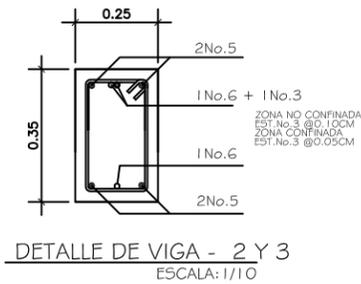
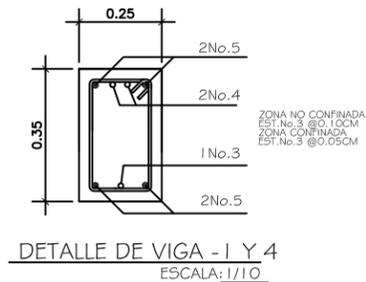
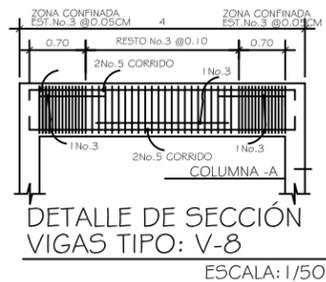
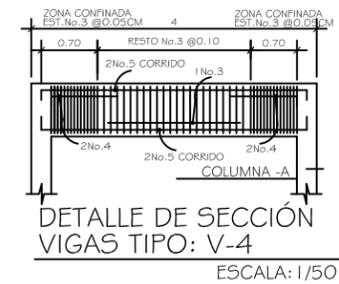
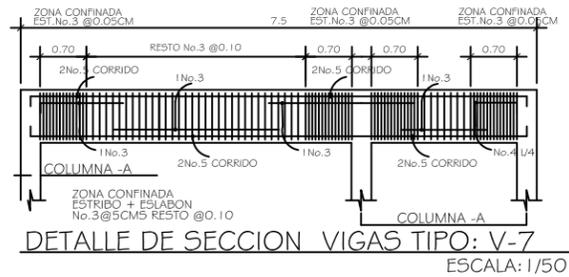
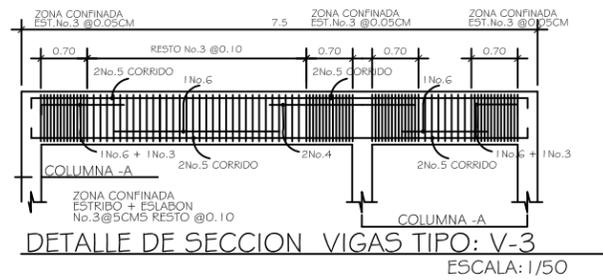
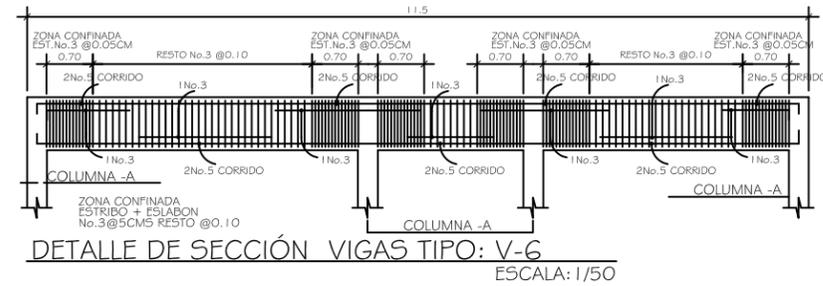
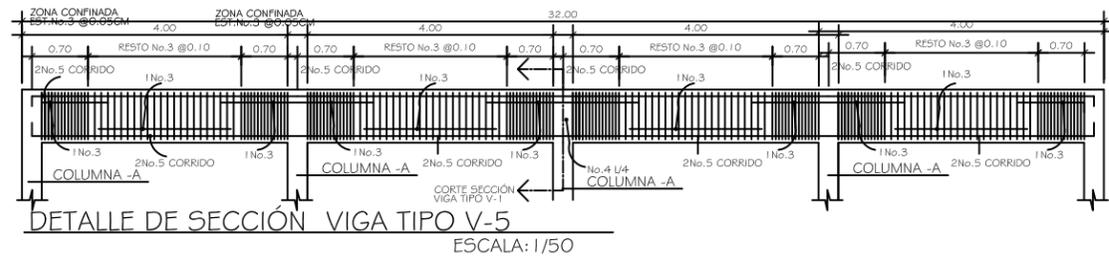
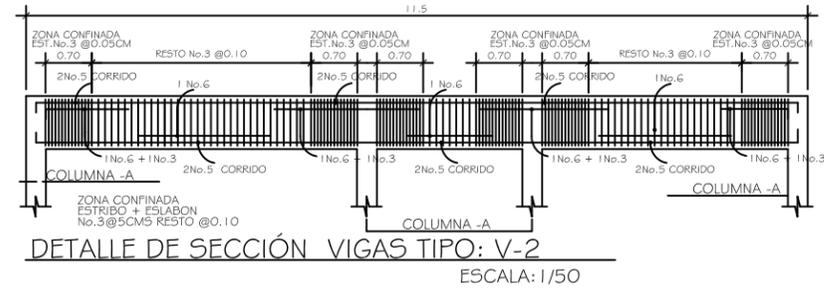
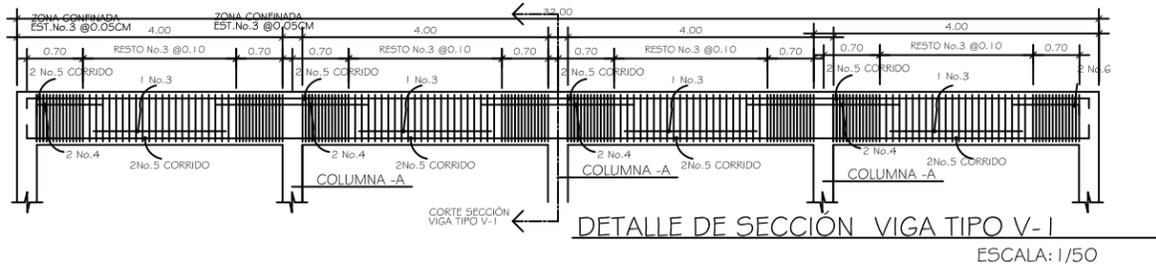
DETALLE DE MURO PERIMETRAL ESCALA: 1/50



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE CUILAPA, SANTA ROSA

TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CALCULO  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

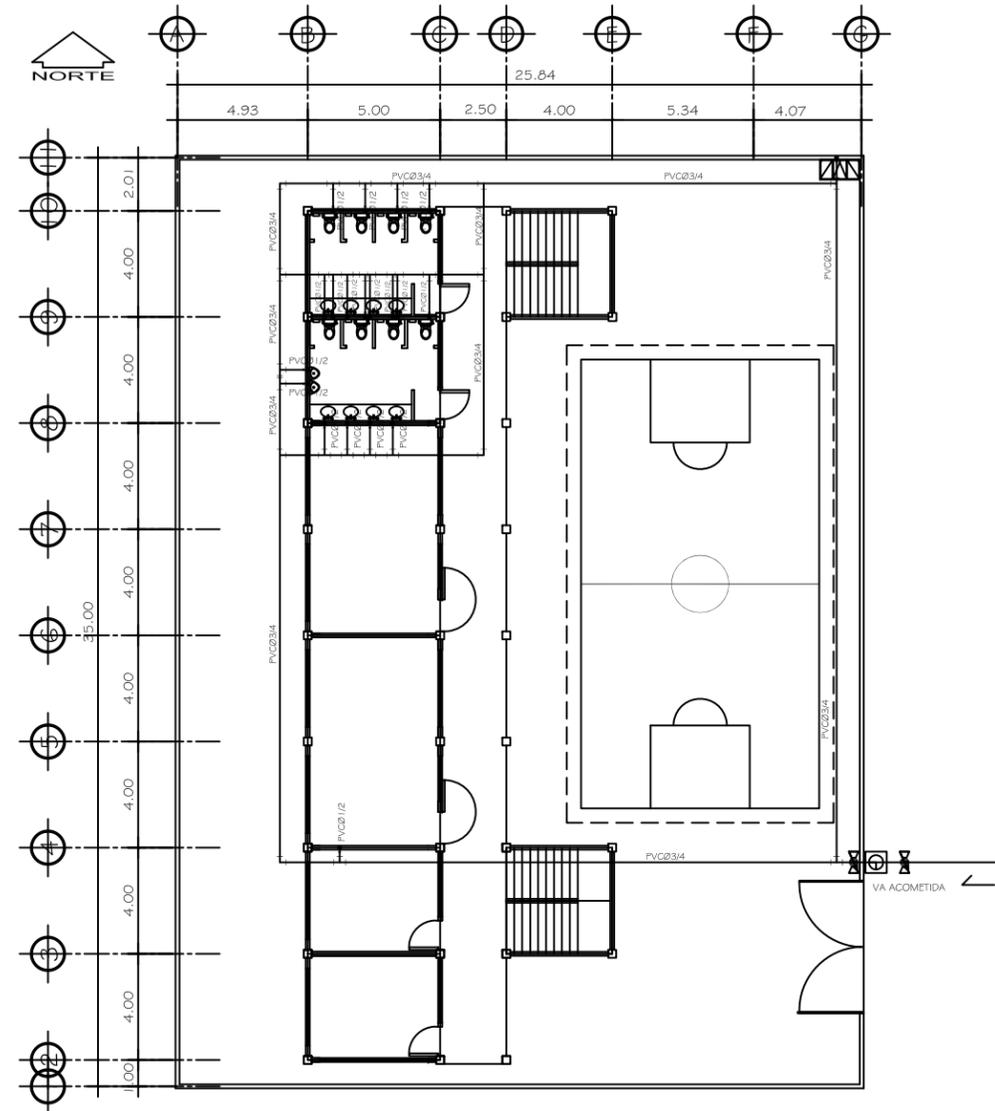
CONTIENE:  
PLANTA DE ARMADO DE LOSA PRIMER NIVEL, Y SEGUNDO NIVEL  
HOJA:  
5  
11  
Especialista HUGO ROMED BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES  
ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE CULAPA, SANTA ROSA

TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMED BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
DETALLE DE VIGAS  
PRIMER NIVEL, Y SEGUNDO NIVEL  
HOJA:  
6  
11  
Especialista HUGO ROMED BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



PLANTA DE AGUA POTABLE ESCALA: 1/1 25  
PRIMER NIVEL

SIMBOLOGÍA DE INSTALACIONES HIDRÁULICAS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	TEE DE PVC		CONTADOR DE VOLUMEN DE AGUA DE Ø 3/4" A Ø 1/2
	CODO PVC 90° PLANTA		VÁLVULA DE RETENCIÓN O CHEQUE
	CODO PVC 90° PERFIL		VÁLVULA DE GLOBO TUBO PVC Ø3/4" O INDICADO
	GRIFO		TUBO PVC Ø3/4" O INDICADO
	REDUCTOR PVC DE Ø 3/4" A Ø 1/2		
	VÁLVULA DE PASO		

LISTADO DE MATERIALES

1. 1 contador
2. 1 válvula de cheque 3/4"
3. 1 válvula de globo
4. 14 grifos 1/2"
5. 6 lavamanos
6. 1 migitorio
7. 6 retretes
8. 20 TEE PVC 3/4"
9. 15 codos PVC a 90 grados
10. 20 reductores PVC de 3/4 a 1/2 "
11. 30 tubos PVC 250 Pst Ø 3/4 "
12. 8 contrallaves

NOTA:

TODOS LOS ARTEFACTOS SANITARIOS DEBEN TENER CONTRALLAVE PARA MANTENIMIENTO Y LIMPIEZA.

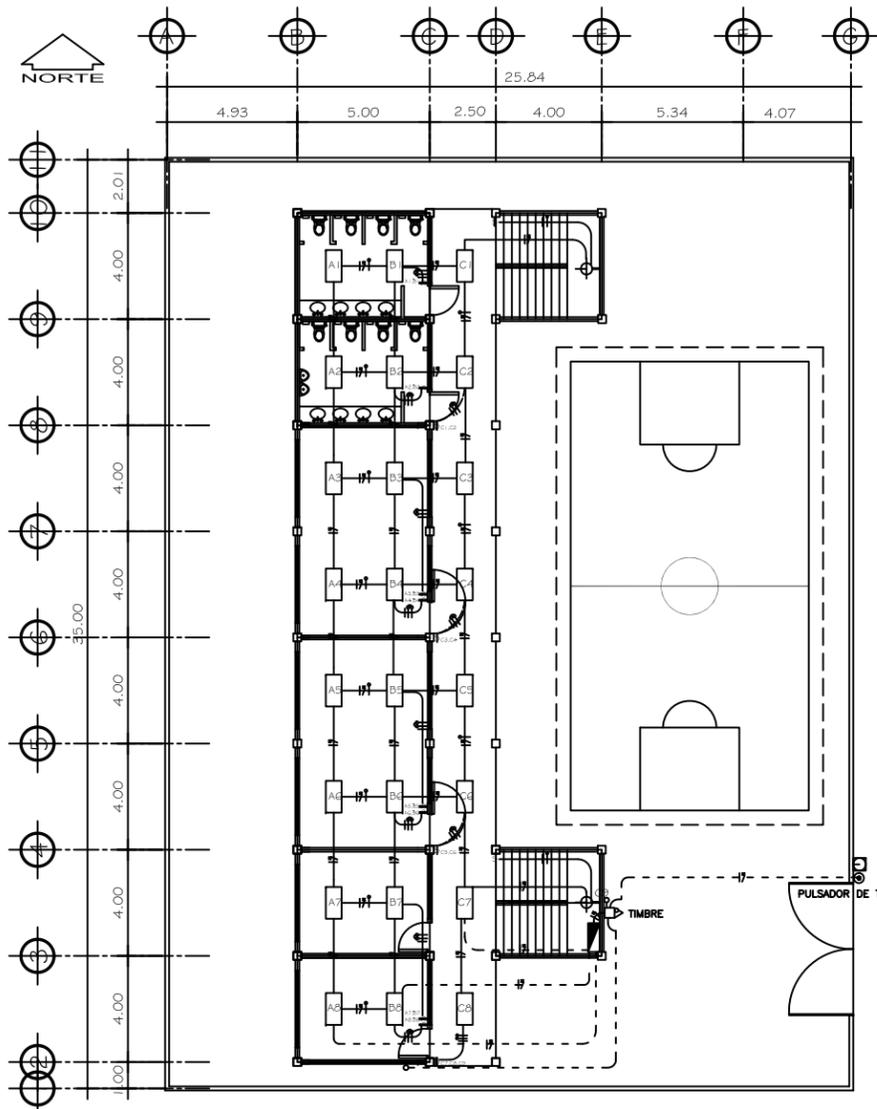


Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE CUILAPA, SANTA ROSA

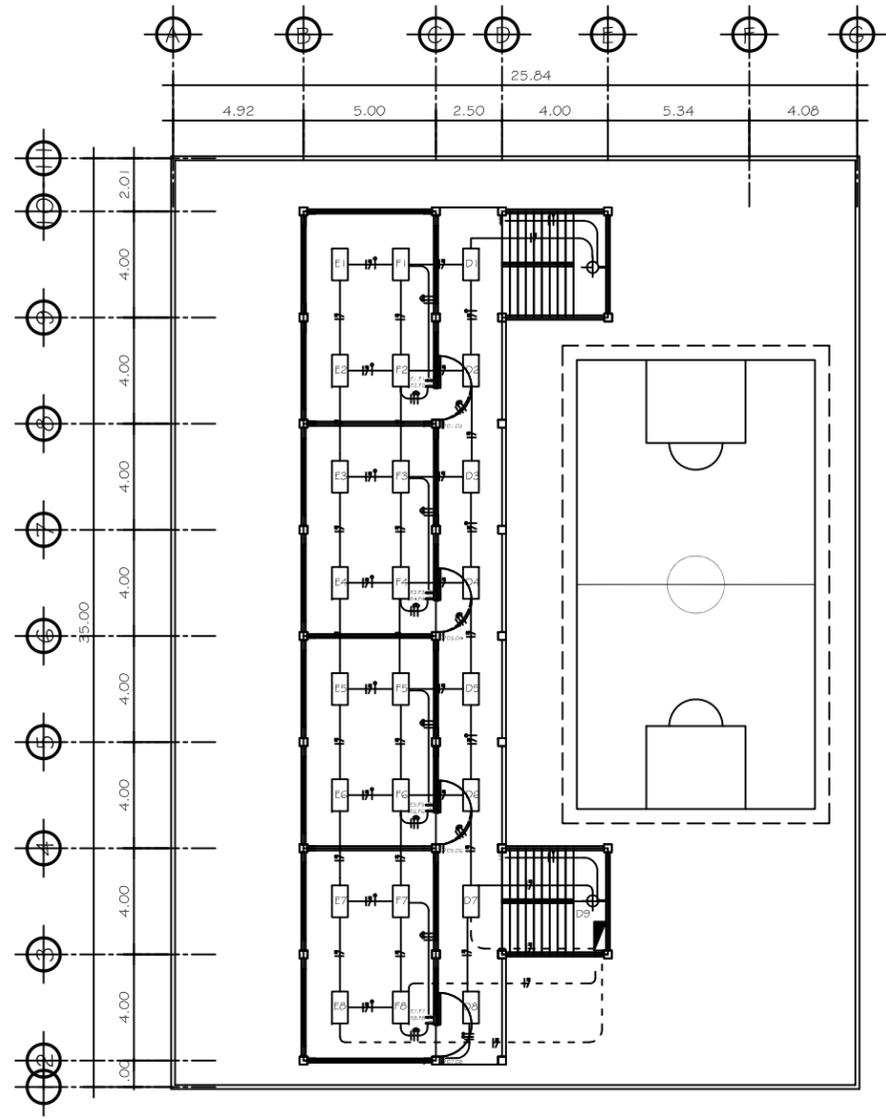
TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA DE AGUA POTABLE  
HOJA:  
7  
11  
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.





PLANTA DE ILUMINACIÓN ESCALA: 1/125  
PRIMER NIVEL



PLANTA DE ILUMINACIÓN ESCALA: 1/125  
SEGUNDO NIVEL

SIMBOLOGÍA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	LAMPARA DE SOBREPONER EN LOSA 2 x 40" SIN DIFUSOR
	INDICA PLAFONERA EN PARED
	INTERRUPTOR SIMPLE Y DOBLE
	INDICA TUBERIA EN CIELO
	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 12 TW O INDICADO
	LÍNEA DE PUENTE CALIBRE 12 TW O INDICADO
	LÍNEA VIVA CALIBRE 12 TW O INDICADO
	LÍNEA DE RETORNO CALIBRE 12 TW O INDICADO
	CONTADOR H=2.7 S.N.B.T.
	SALIDA DE INSTALACIÓN DE TIMBRE H=1.80 S.N.P.T.
	PULSOR DE TIMBRE H=1.20 S.N.B.T.
	TIERRA FISICA

LISTADO DE MATERIALES ILUMINACIÓN Y FUERZA

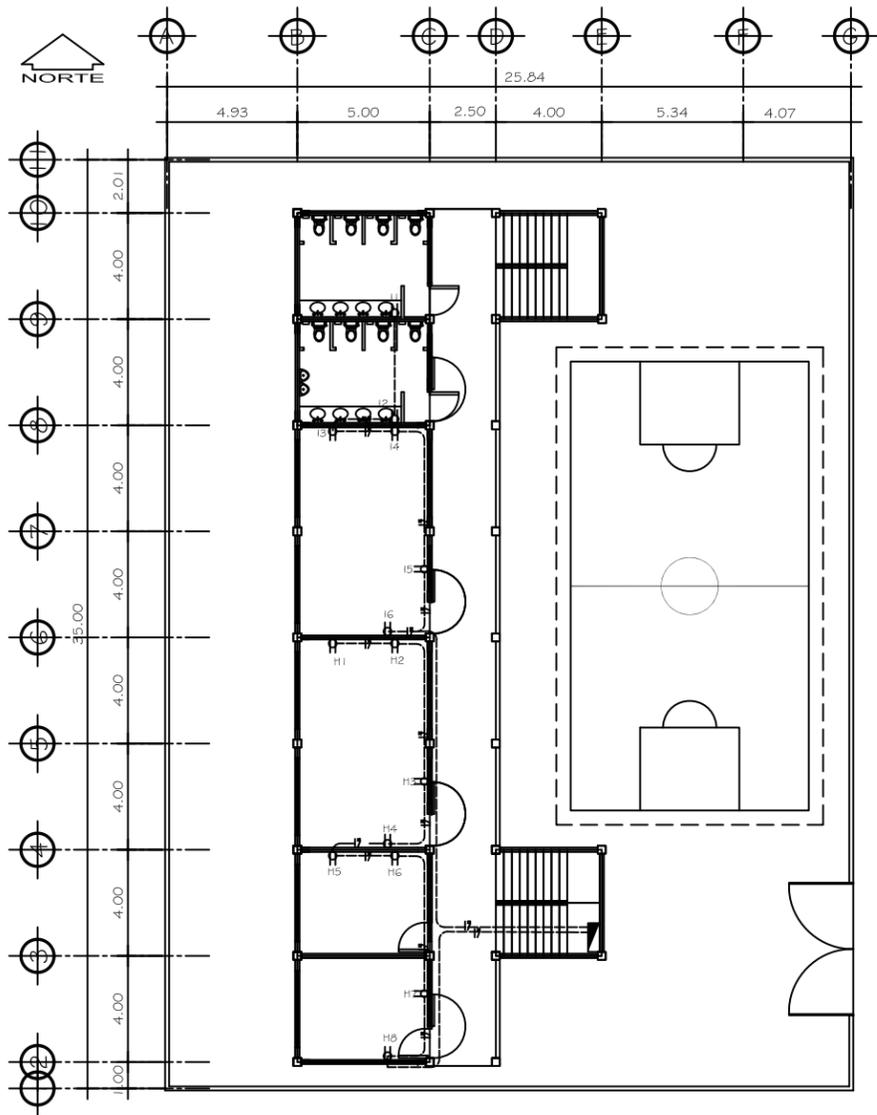
1. 46 lamparas de 2x40 Rs tipo cornilstone
2. 65 tubos PVC grís de Ø3/4
3. 28 curvas de PVC grís Ø 3/4
4. 25 copleas PVC grís Ø 3/4
5. 54 cajas octogonales Ø 3/4 + 1/2
6. 290 cajas rectangulares
7. 1 tablero 116 general
8. 1 caja socket cuadrada
9. 1 niple Hg 3m + 1 1/4
10. caja Rh 2"100
11. dados swich 3 way
12. 24 placas sendllas
13. 4 rollos de cable blanco No. 12
14. 4 rollos cable rojo No. 12
15. 3 rollos cable amarillo No. 12
16. 2 rollos cable azul No. 14
17. 1 pulsador para timbre
18. 1 timbre ding dong
19. 4 plafoneras
20. 1 filpon 2x70 amperlos
21. 6 filpones 1x20 amperlos
22. 2 rollos de cable No. 12 negro
23. 2 rollos de cable No. 12 blanco
24. 2 rollos de cable No. 12 verde
25. 2 barras de cobre con modaza
26. 41 tomacorriente polarizado de 20 amperjos con placa cromada
27. 4 rollos de cinta 33
28. 40 metros de cable No. 2 rojo
29. 20 metros de cable No. 2 blanco
30. 8 metros de cable No. 6 verde
31. 4 lamparas metalark 400 w multivoltaje
32. 1 filpon 2"30
33. 20 rollos de cable rojo No. 8
34. 1 caja de 30 \* 30



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES ALDEA LOS ESCOLAVOS, MUNICIPIO DE CUILAPA, SANTA ROSA

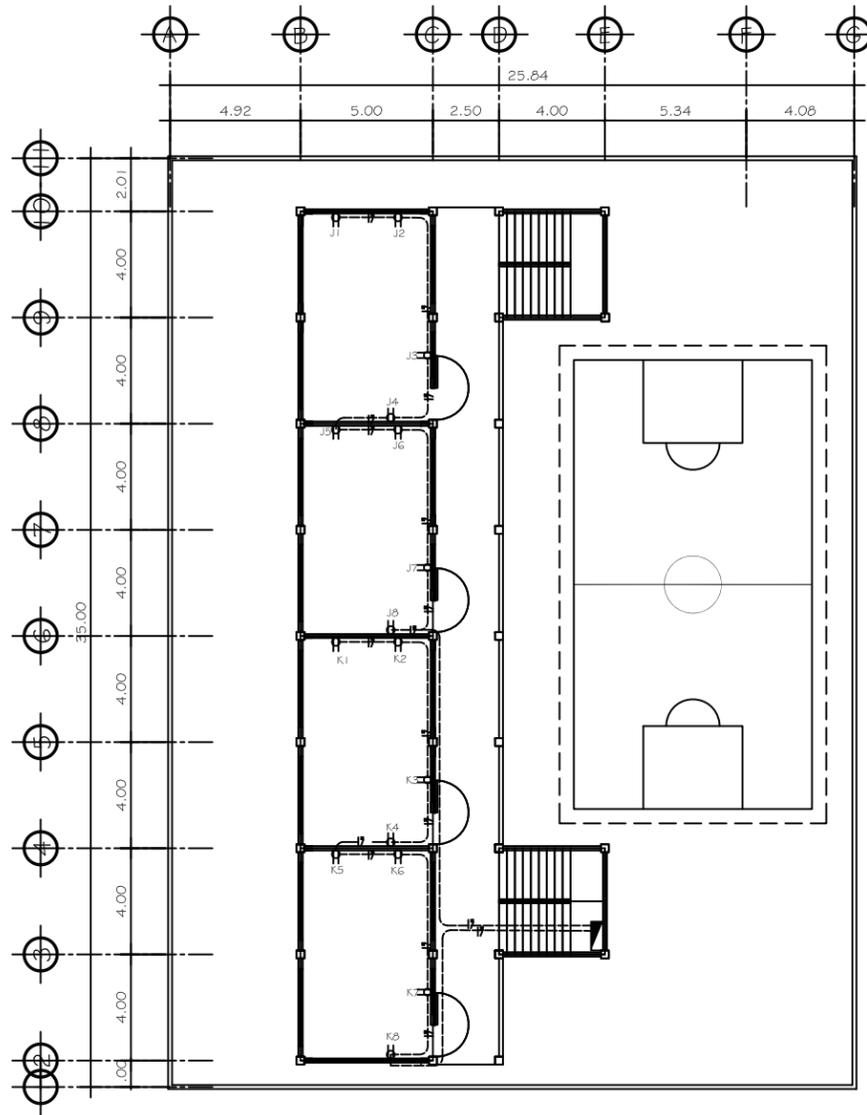
TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CALCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA DE ILUMINACIÓN  
PRIMER NIVEL, Y SEGUNDO NIVEL  
HOJA:  
9  
11  
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



PLANTA DE FUERZA  
PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/125



PLANTA DE FUERZA  
SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/125

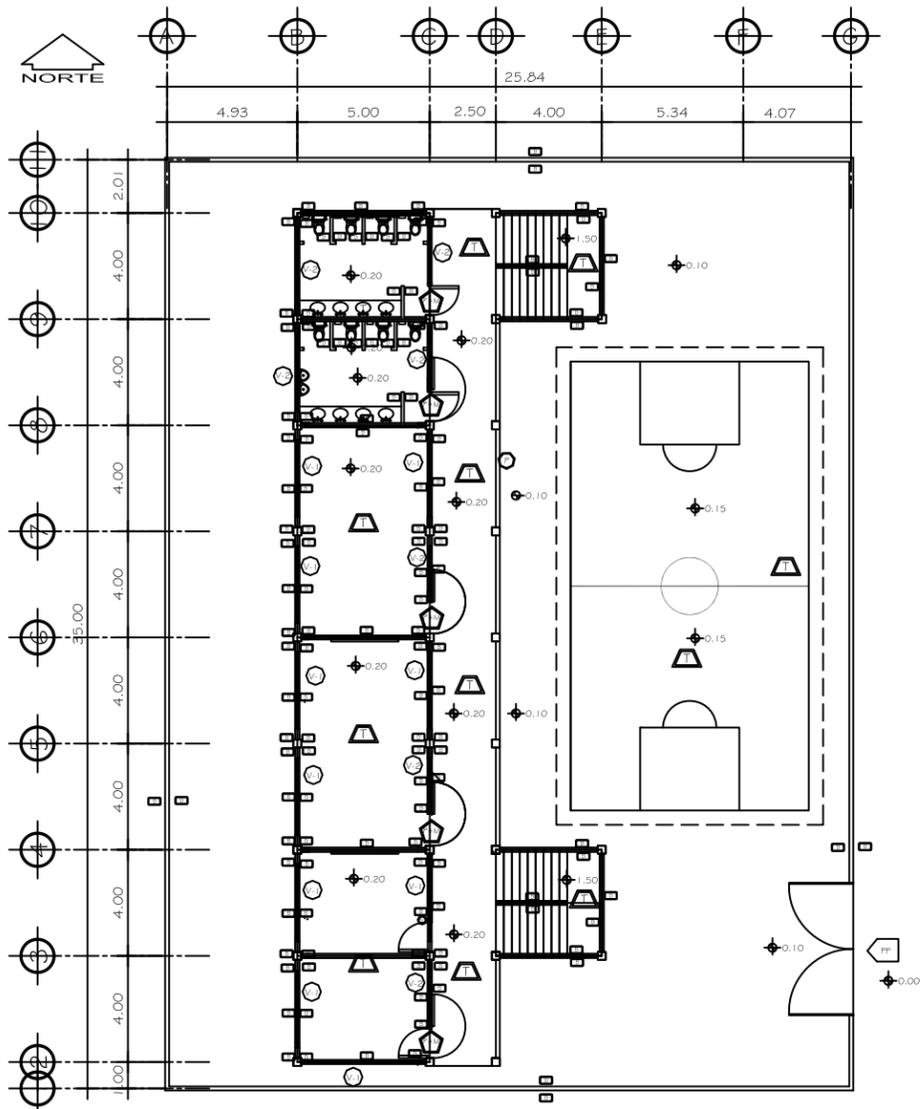
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	TOMACORRIENTE NORMAL H = 0.30 mts S.N.P.
	TUBERÍA PARA TOMACORRIENTE NORMAL SUBTERRANEA
	INDICA CONDUCTORES CARGA VIVA Y NEUTRA
	TOMACORRIENTE PARA INTEMPERIE



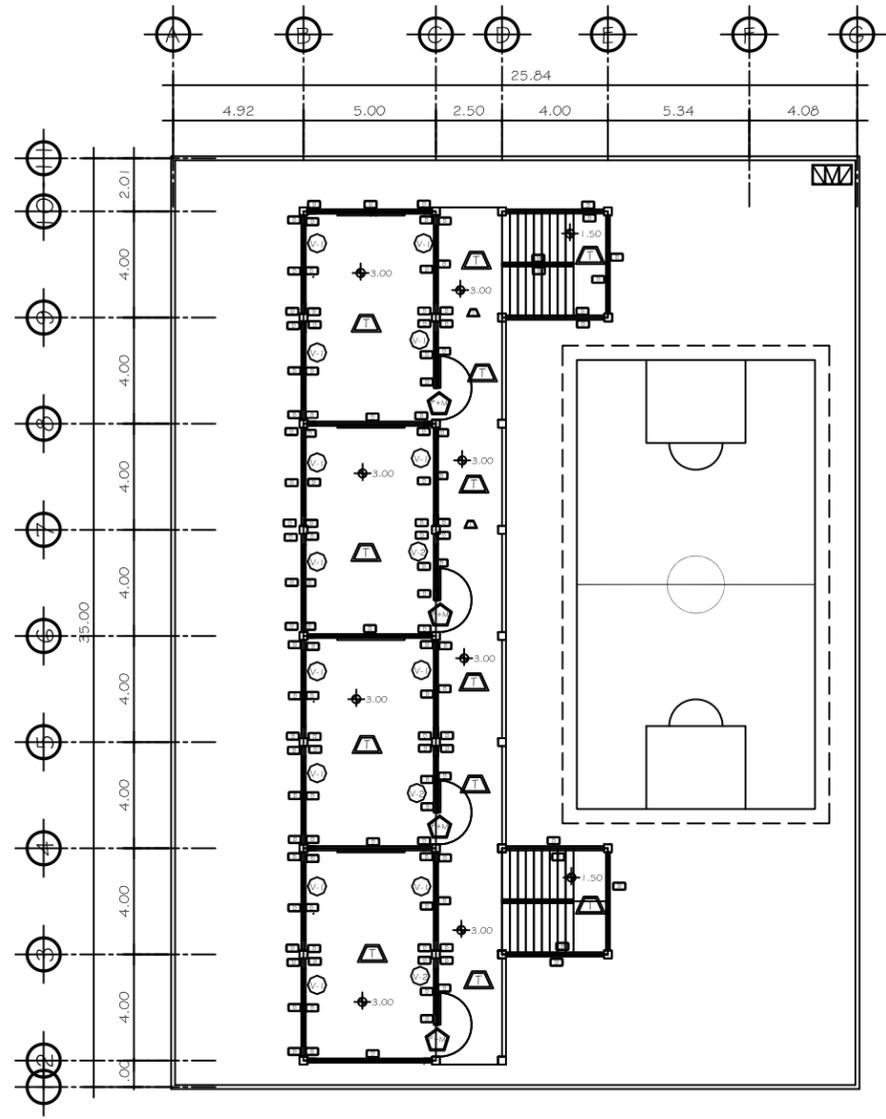
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES  
ALDEA LOS ESCLAVOS, MUNICIPIO DE CULAPA, SANTA ROSA

TOPOGRAFÍA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA DE FUERZA  
PRIMER NIVEL, Y SEGUNDO NIVEL  
HOJA:  
10  
11  
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.

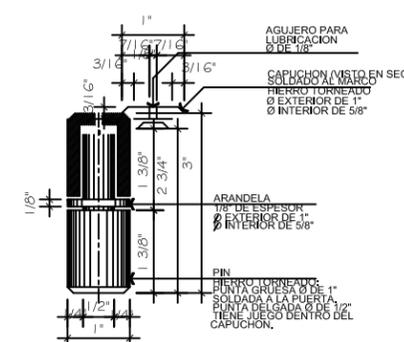
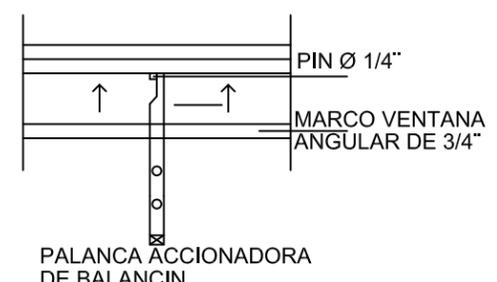
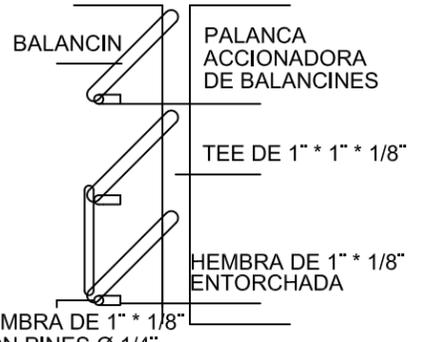
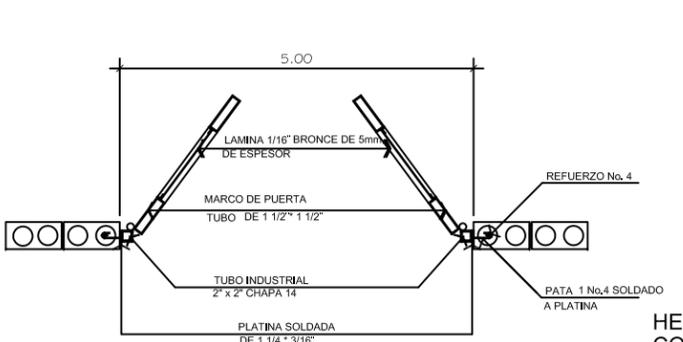
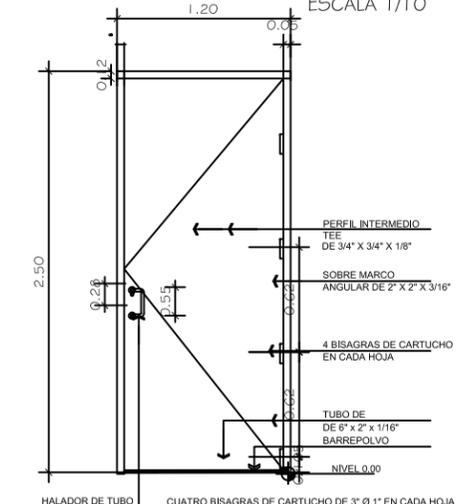
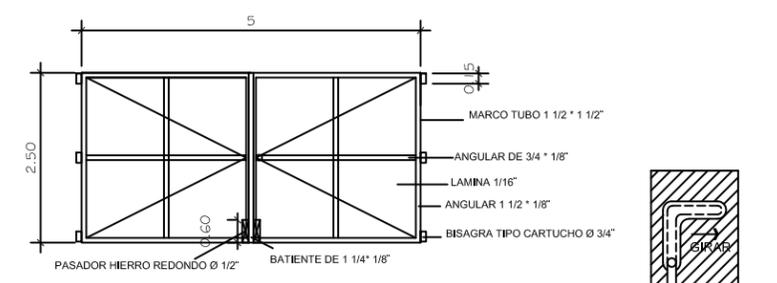
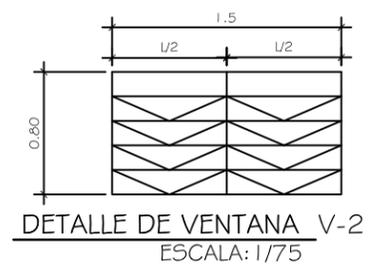
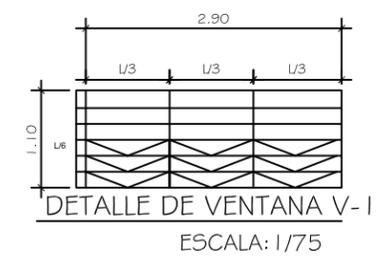


PLANTA DE ACABADOS  
PRIMER NIVEL ESCALA: 1/125



PLANTA DE ACABADOS  
SEGUNDO NIVEL ESCALA: 1/125

SIMBOLOGÍA	
[B]	BLOCK VISTO SISADO
[P]	PUERTA DE METAL CALIBRE 1/16"
[V-1]	VENTANA DE MARCO METAL V-1
[V-2]	VENTANA DE MARCO METAL V-2
[L]	LAVAMANOS TIPO STANDARD
[B]	BAÑO TIPO STANDARD
[T]	TORTA DE CEMENTO
[PP]	PUERTA PRINCIPAL DE INGRESO DE METAL CALIBRE 1/16"

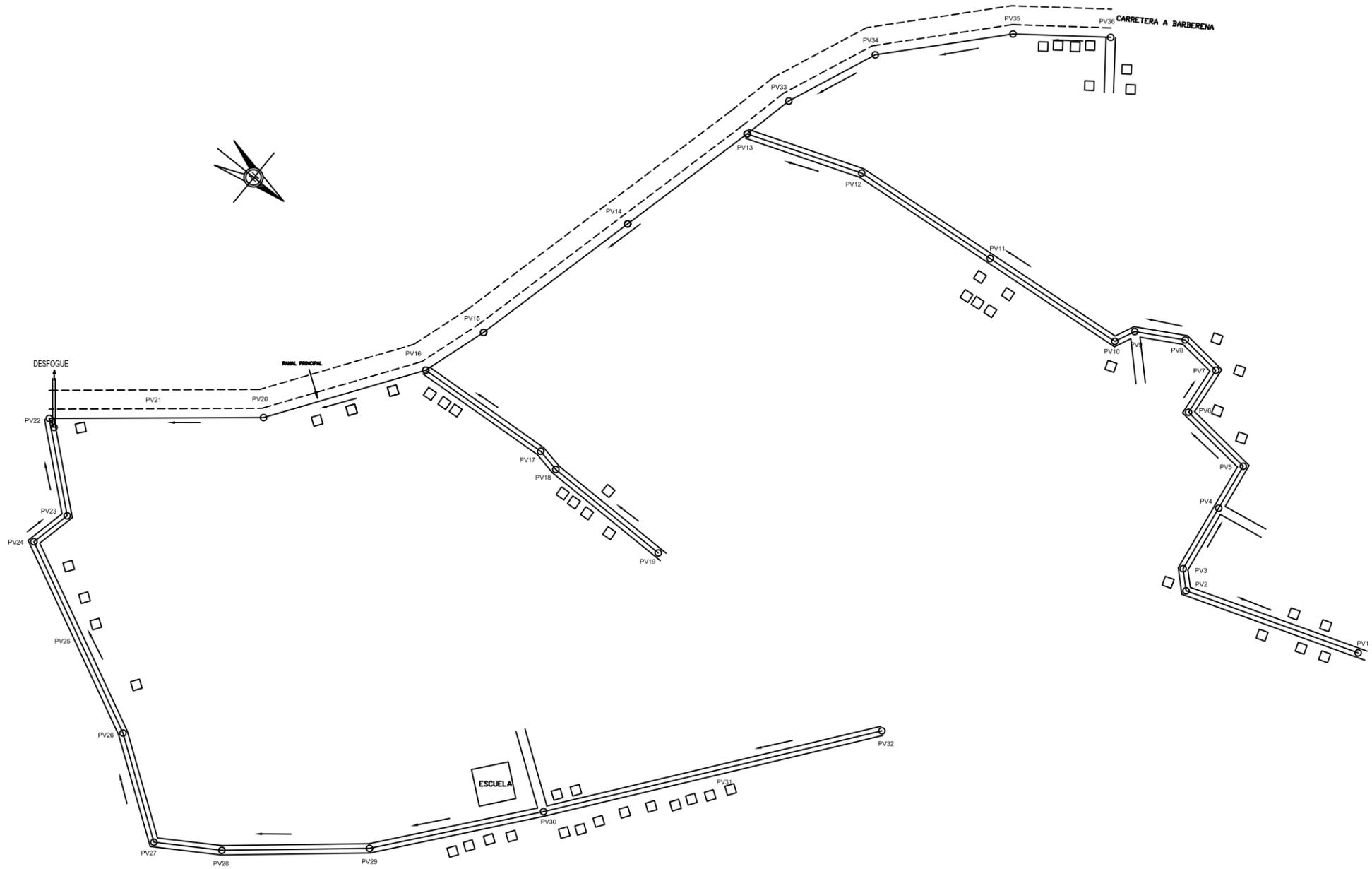


Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERIA  
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE 2 NIVELES ALDEA LOS ESCALVOS, MUNICIPIO DE CUILAPA, SANTA ROSA

TOPOGRAFIA HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS	CONTIENE: <b>PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL, Y SEGUNDO NIVEL</b>	HOJA:
DISEÑO Y CALCULO HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS		<b>11</b>
DIBUJO: HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS		<b>11</b>
FECHA: SEPTIEMBRE, 2007		
ESCALA: INDICADA		

Epelista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.

DE	A	DISTANCIA K.M.	VÍA	TIPO
GUATEMALA	SANTA ROSA	180	CA-2	ASFALTO
SANTA ROSA	CUILAPA	06	RN	ASFALTO
TOTAL		186 K.M.		



ESTACIÓN	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA	COTA
E 0	E 1	161°22'00"	97.82	100.00
E 1	E 2	223°58'00"	11.83	87.08
E 2	E 3	262°03'00"	63.46	84.99
E 3	E 4	186°07'00"	41.04	80.85
E 4	E 5	264°38'00"	26.73	71.88
E 5	E 6	186°10'00"	22.98	66.53
E 6	E 7	151°02'00"	27.42	62.45
E 7	E 8	115°29'00"	11.87	57.84
E 8	E 9	175°08'00"	162.47	56.58
E 9	E 10	160°24'00"	64.71	43.02
E 10	E 11	104°41'00"	176.33	33.20
E 11	E 12	108°32'00"	36.94	24.05
E 12	E 16	125°20'00"	90.39	22.54
E 16	E 17	141°21'00"	114.69	18.23
E 29	E 28	143°31'00"	52.31	44.39
E 28	E 27	133°01'00"	74.53	42.18
E 27	E 26	113°33'00"	52.41	37.69
E 26	E 10	103°21'00"	28.33	34.57
E 15	E 14	180°39'00"	70.63	70.80
E 14	E 13	191°51'00"	12.67	53.45
E 13	E 12	176°42'00"	75.15	48.90
E 25	E 24	128°12'00"	186.10	79.92
E 24	E 23	129°42'00"	95.10	70.17
E 23	E 22	140°50'00"	79.06	63.26
E 22	E 21	148°20'00"	35.59	54.63
E 21	E 20	215°44'00"	60.54	55.20
E 20	E 19	206°33'00"	112.61	47.96
E 19	E 18	283°44'00"	22.56	28.42
E 18	E 17	221°03'00"	52.78	23.59

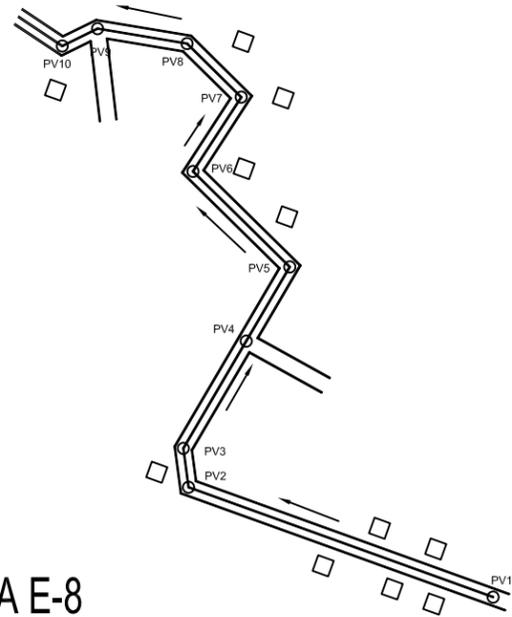
# PLANTA GENERAL SECTOR MORÁN

ESCALA 1/1250



Universidad de San Carlos de Guatemala  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
 SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
 SANTA ROSA

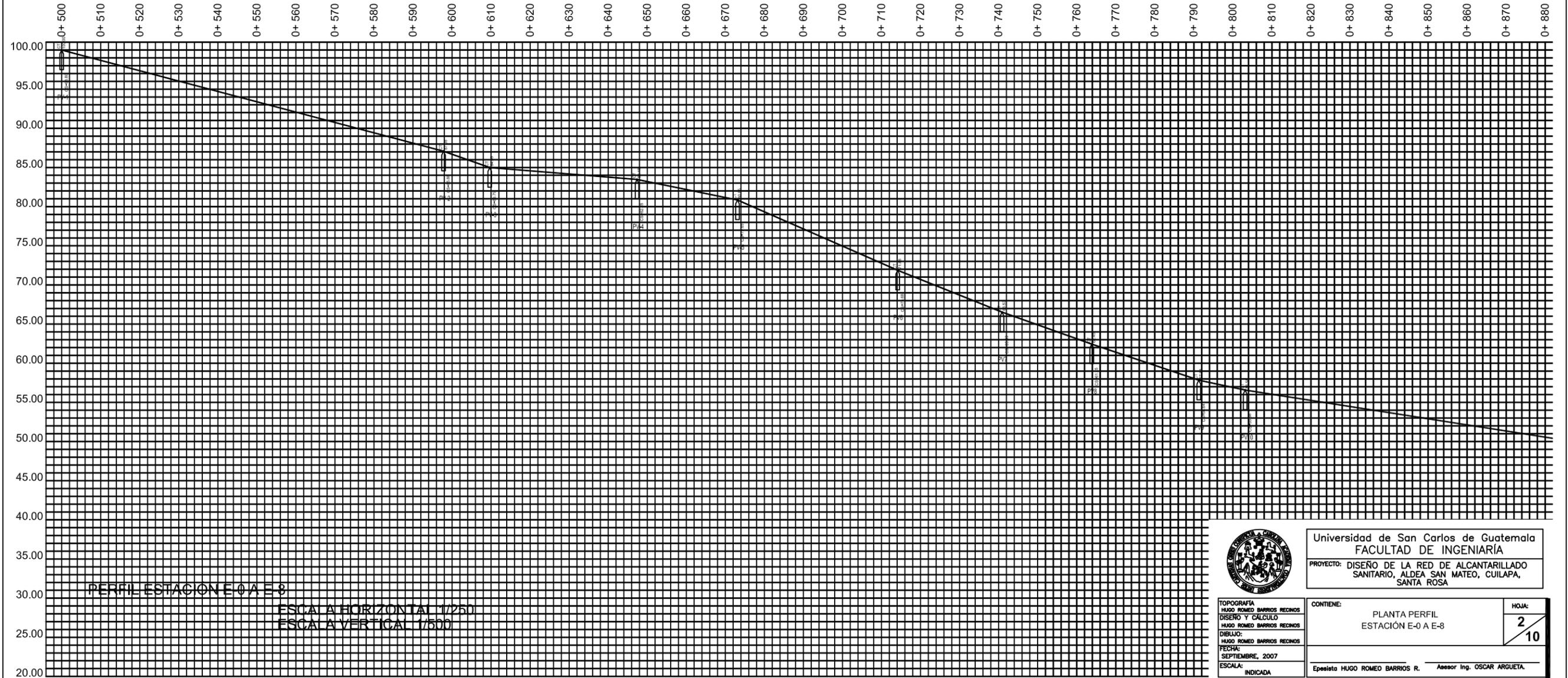
TOPOGRAFIA HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DISEÑO Y CÁLCULO HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DIBUJO: HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS FECHA: SEPTIEMBRE, 2007 ESCALA: 1/1000	CONTIENE: PLANTA GENERAL DE DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍA, POZOS DE VISITA Y COTAS DE TERRENO.	HOJA: 1 10
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R.    Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.		



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

# PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-0 A E-8

ESCALA 1/1000



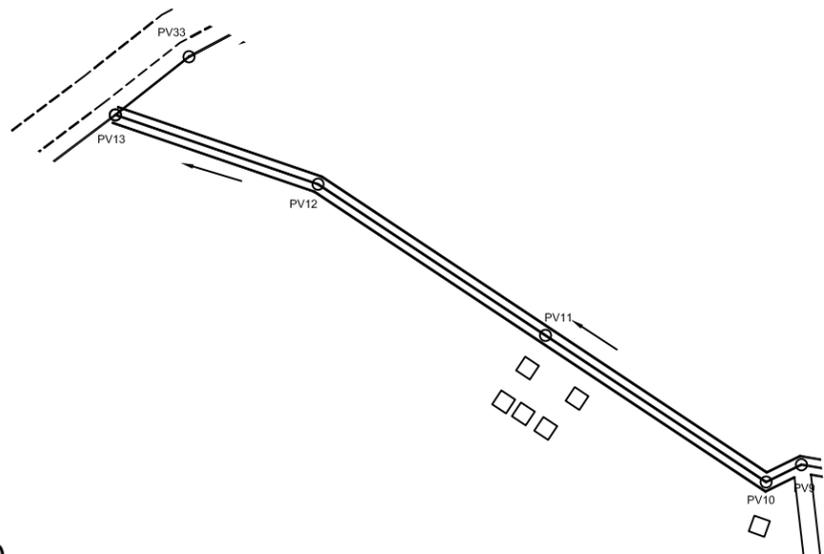
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIARÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA PERFIL  
ESTACIÓN E-0 A E-8

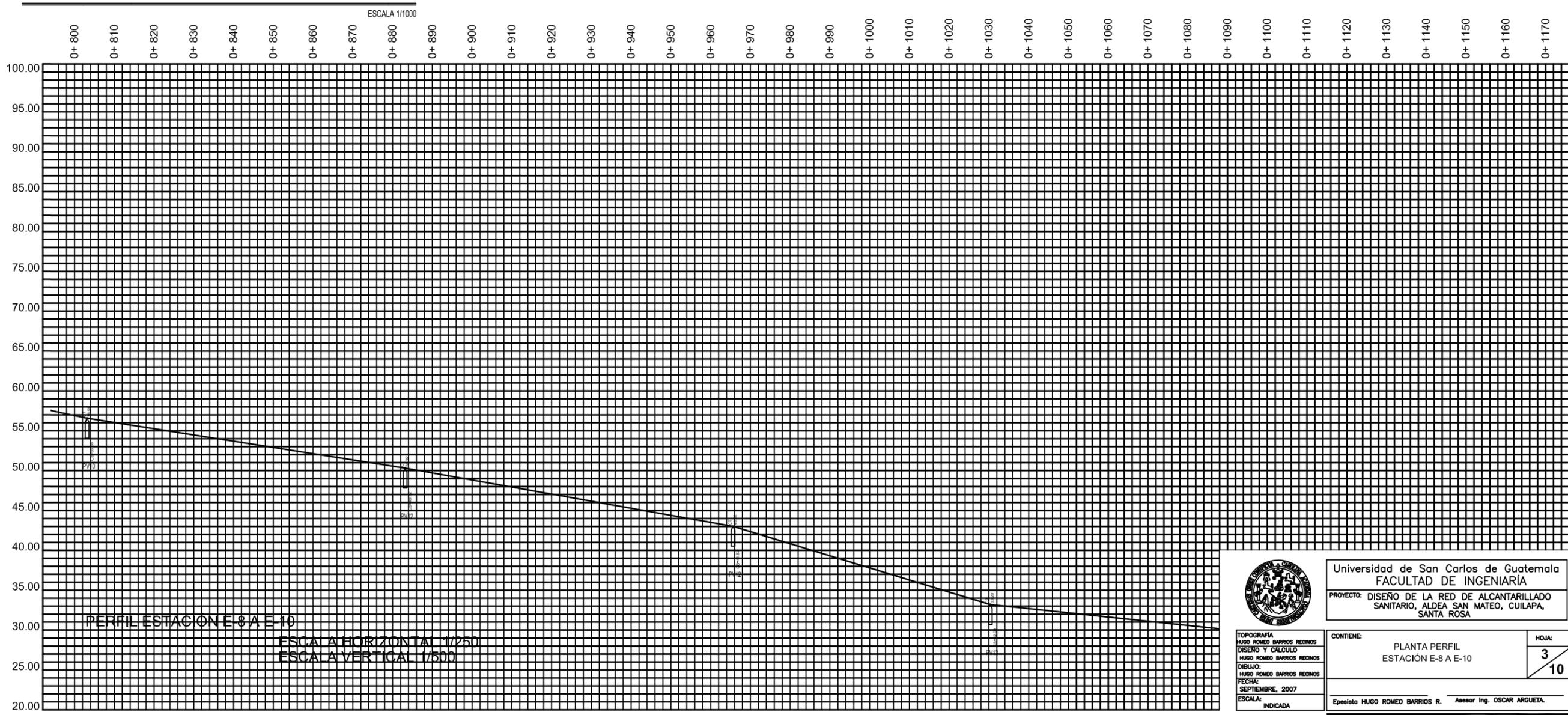
HOJA:  
2  
10

Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

### PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-8 A E-10



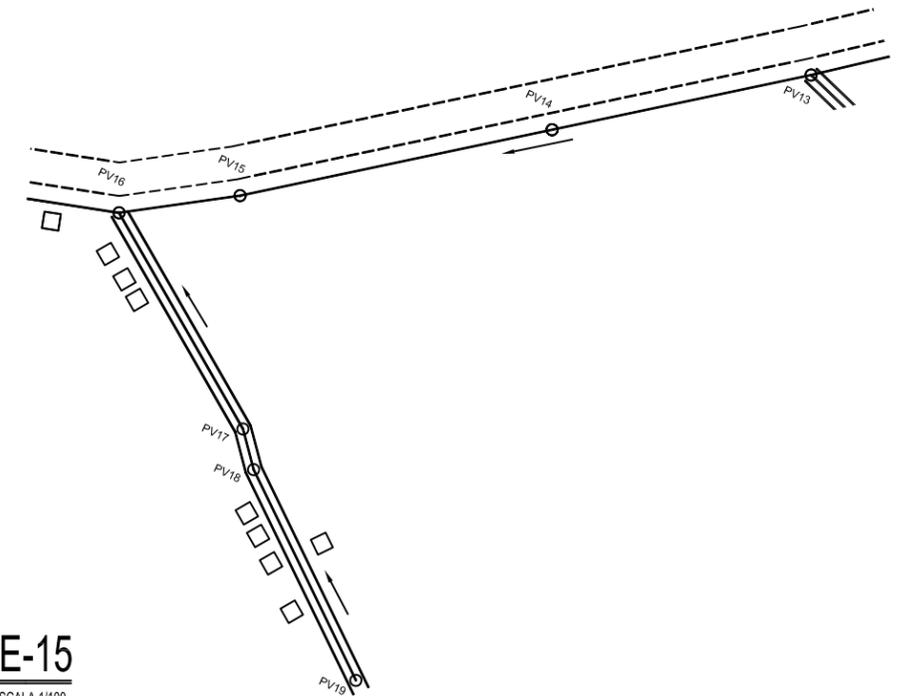
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIARÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA PERFIL  
ESTACIÓN E-8 A E-10

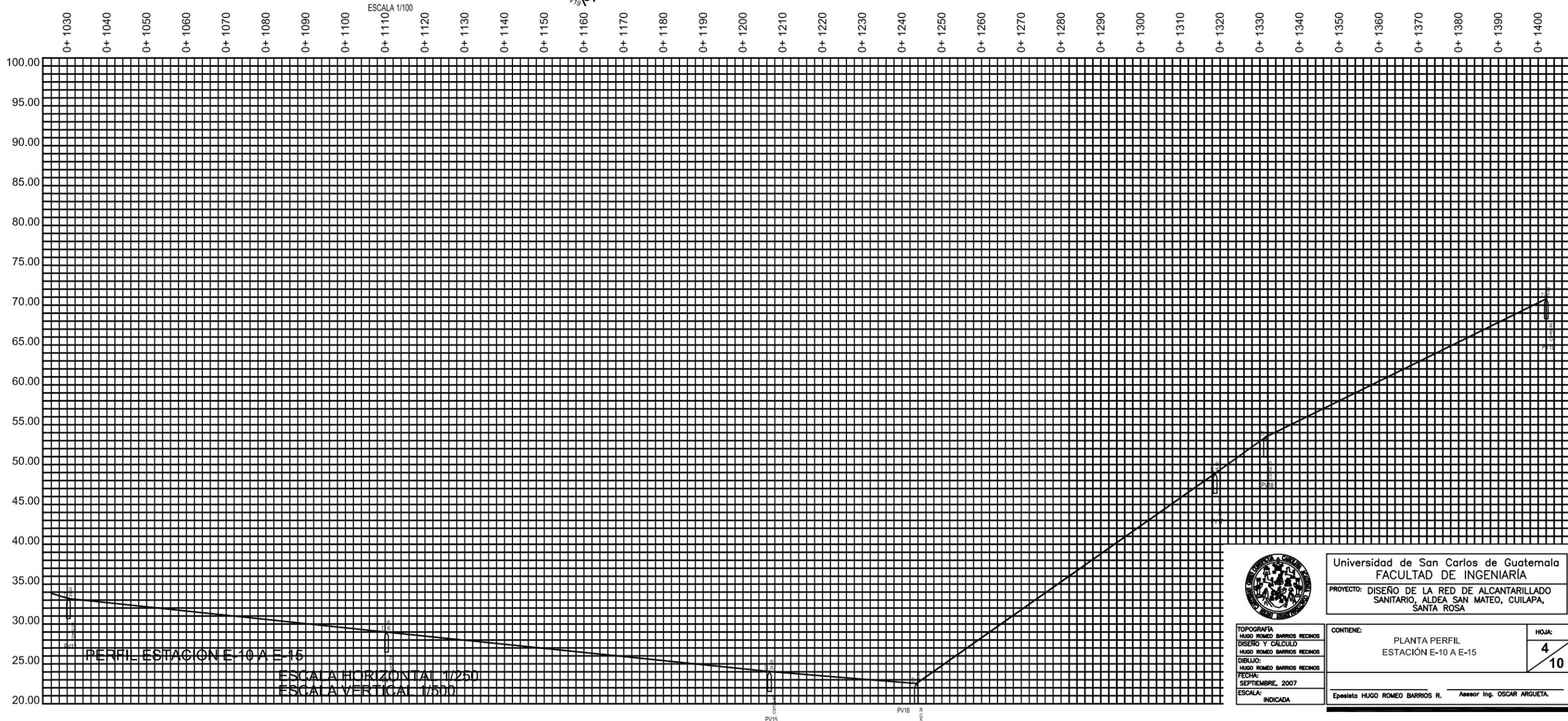
HOJA:  
3  
10

Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

### PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-10 A E-15



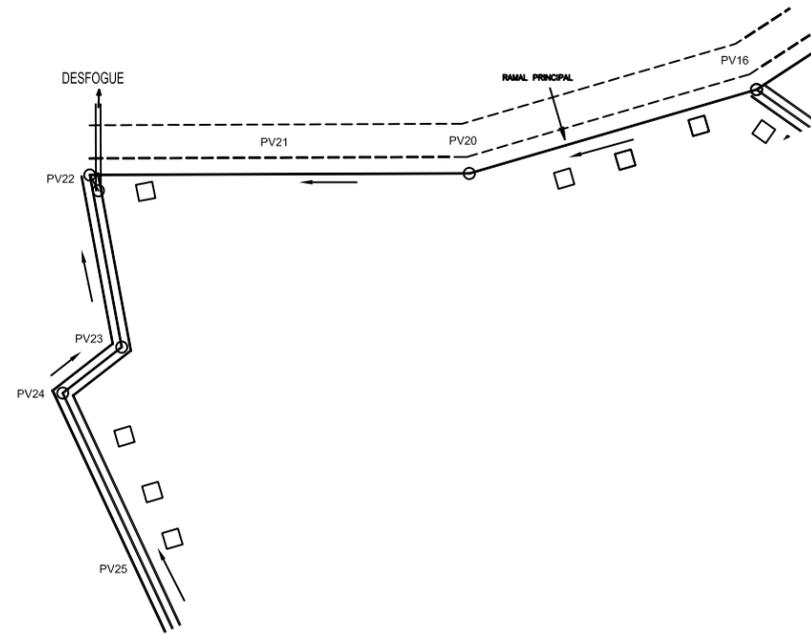
Universidad de San Carlos de Guatemala  
 FACULTAD DE INGENIARÍA  
 PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
 SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
 SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 DISEÑO Y CÁLCULO  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 DIBUJO:  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 FECHA:  
 SEPTIEMBRE, 2007  
 ESCALA:  
 INDICADA

CONTIENE:  
 PLANTA PERFIL  
 ESTACIÓN E-10 A E-15

HOJA:  
 4  
 10

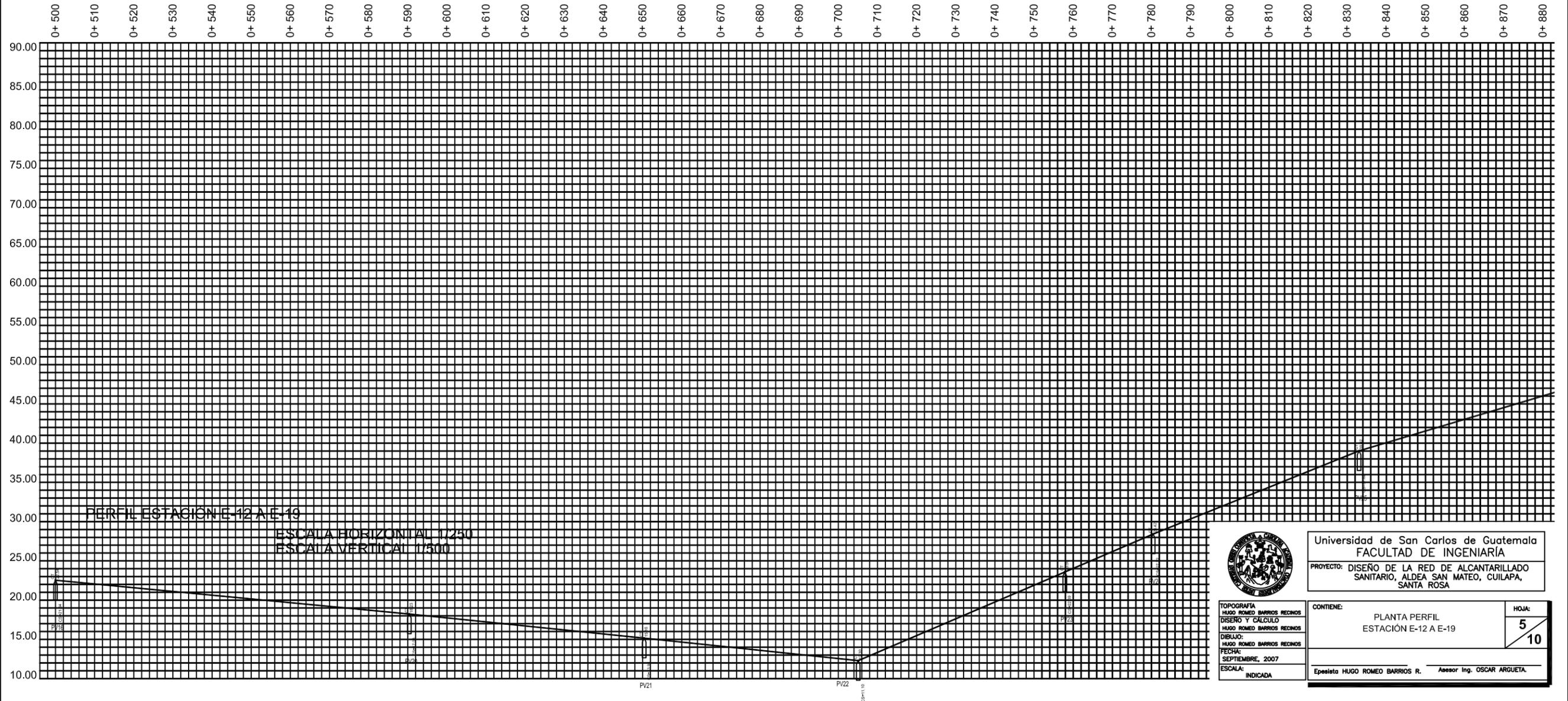
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

## PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-12 A E-19

ESCALA 1/1000



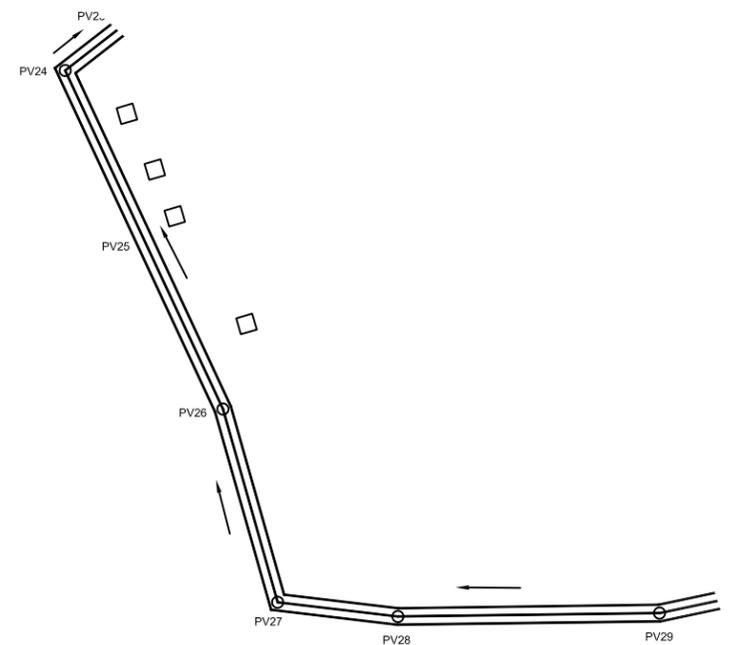
Universidad de San Carlos de Guatemala  
 FACULTAD DE INGENIARÍA  
 PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
 SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
 SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 DISEÑO Y CÁLCULO  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 DIBUJO:  
 HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
 FECHA:  
 SEPTIEMBRE, 2007  
 ESCALA:  
 INDICADA

CONTIENE:  
 PLANTA PERFIL  
 ESTACIÓN E-12 A E-19

HOJA:  
 5  
 10

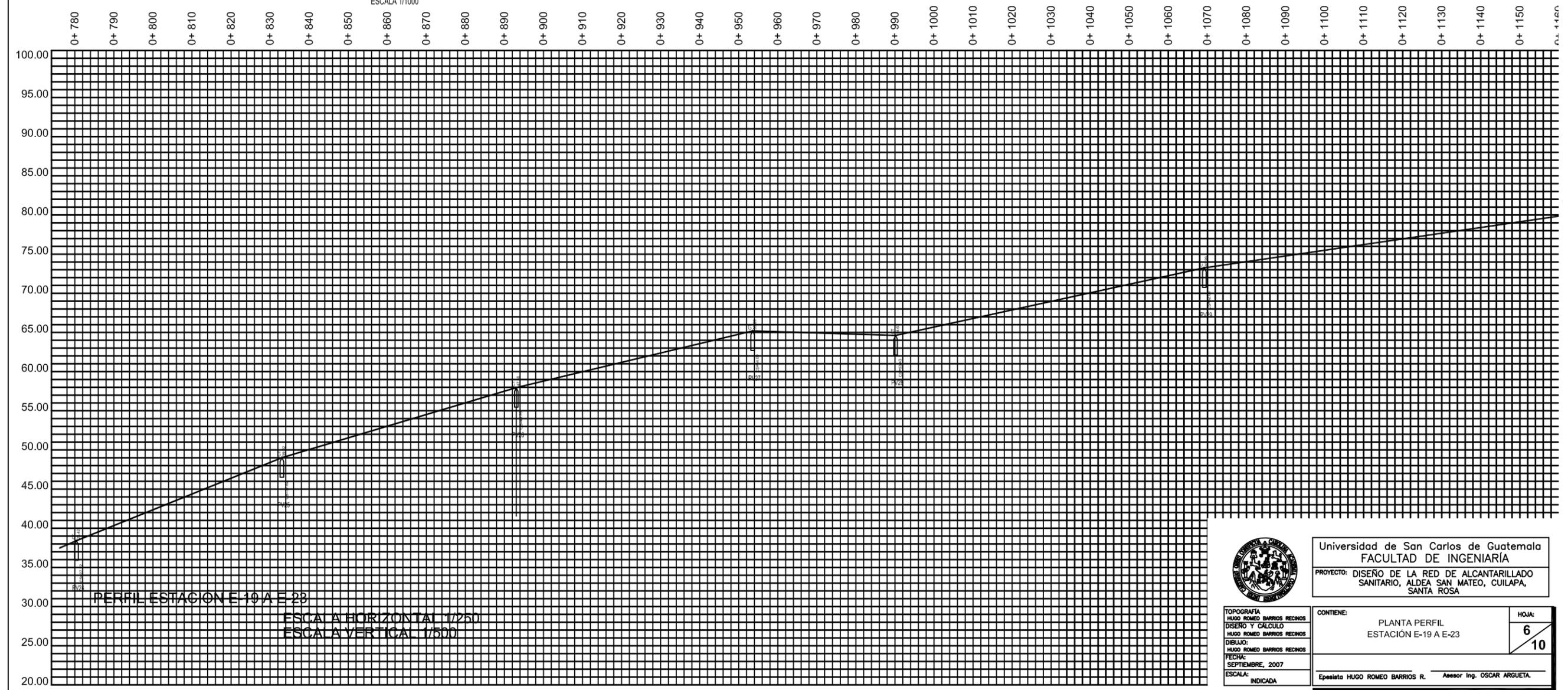
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

## PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-19 A E-23

ESCALA 1/1000



PERFIL ESTACIÓN E-19 A E-23

ESCALA HORIZONTAL 1/250  
ESCALA VERTICAL 1/500



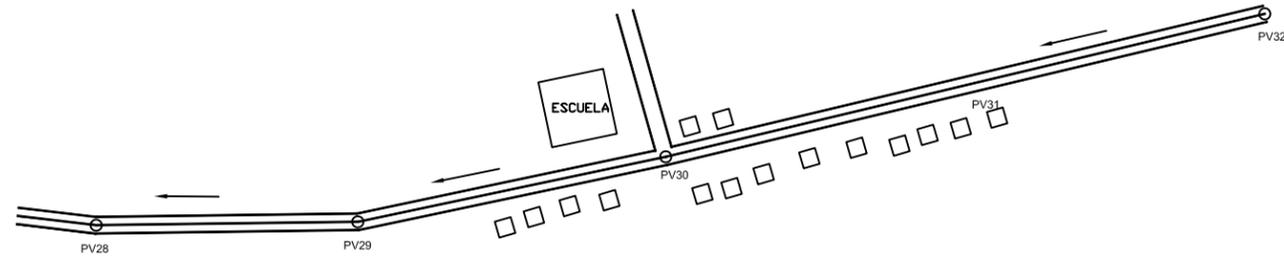
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIARÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA PERFIL  
ESTACIÓN E-19 A E-23

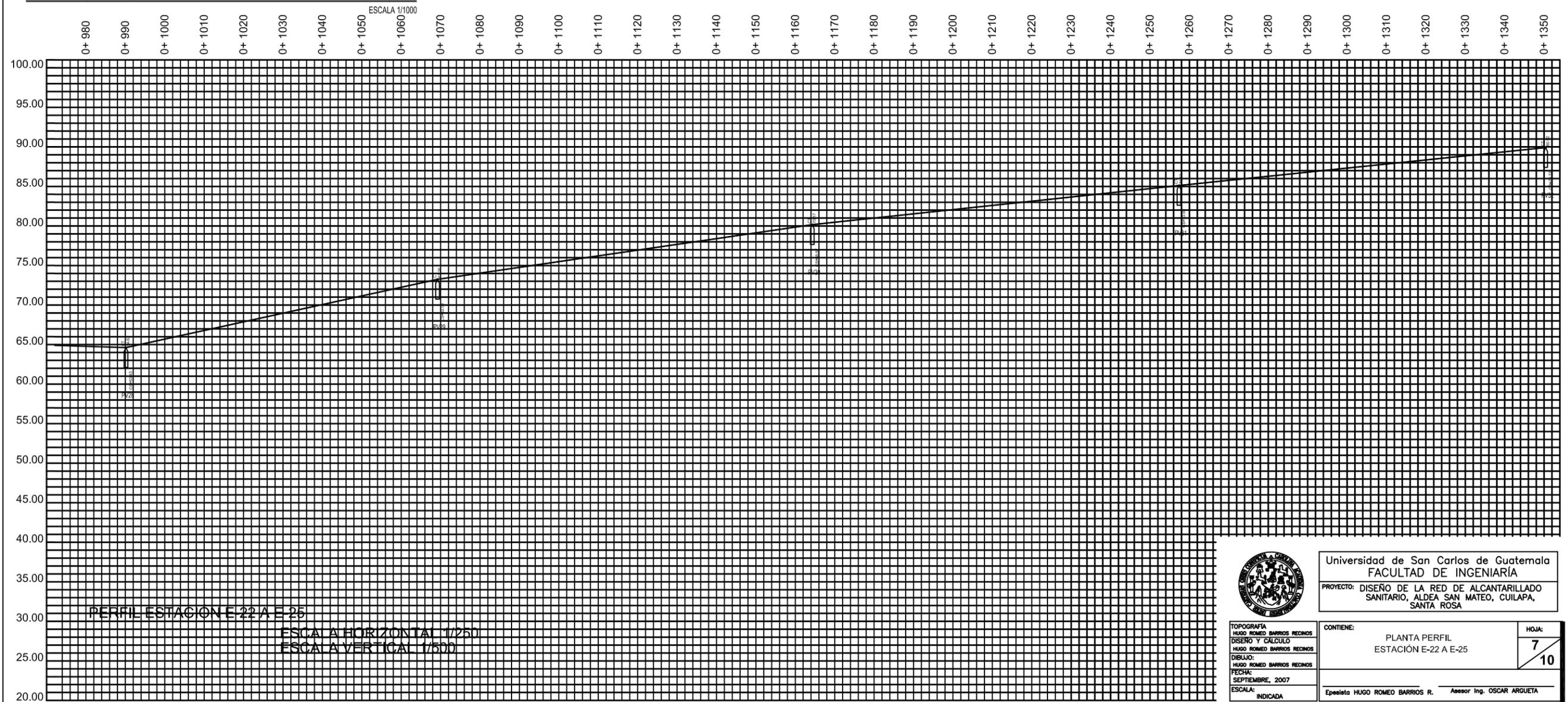
HOJA:  
6  
10

Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGÜETA.



NOMENCLATURA	
TUBERIA DE P.V.C.	
POZO DE VISITA	
SUPERFICIE COTA DE TERRENO	
COTA DE TERRENO	CT
COTA INVERT INICIO	CI
COTA INVERT FINAL	CS
ESTACION	E
LONGITUD	L
DIAMETRO	Ø
PENDIENTE	P
SENTIDO DE LA PENDIENTE	
REFERENCIA TOPOGRAFICA	
POZO DE VISITA	

## PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-22 A E-25



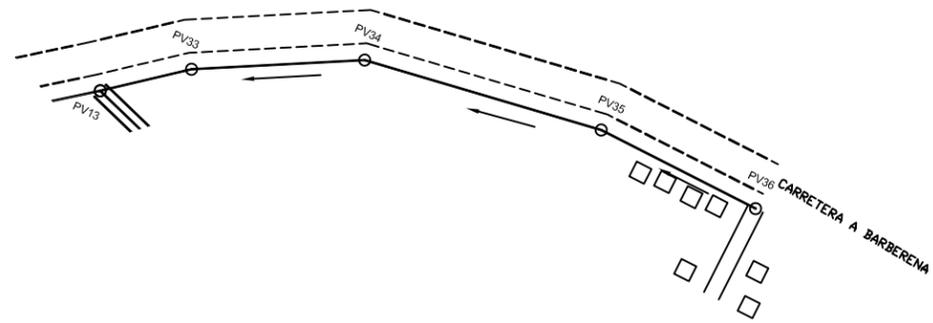
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIARÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
HUGO ROMEO BARRIOS REYNOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS REYNOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS REYNOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

CONTIENE:  
PLANTA PERFIL  
ESTACIÓN E-22 A E-25

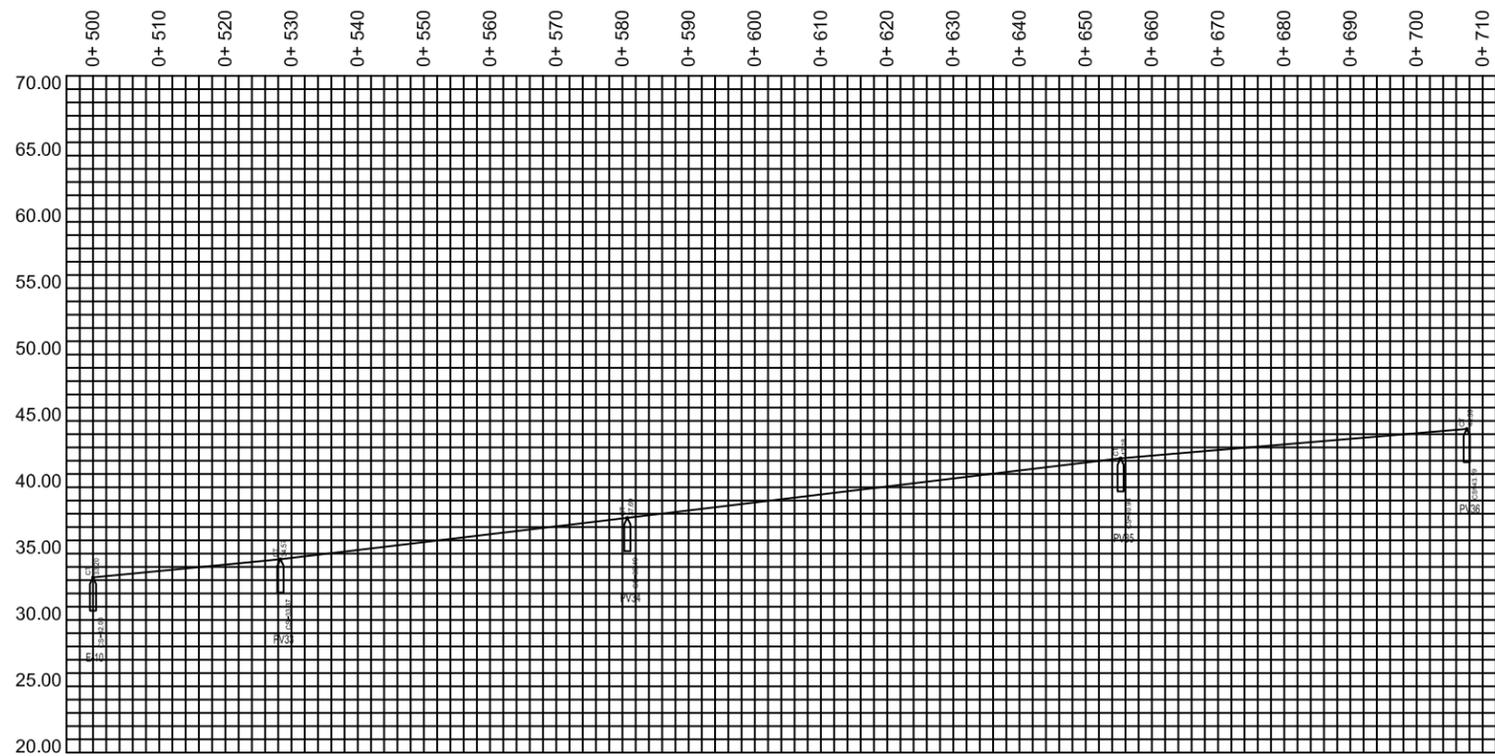
HOJA:  
7  
10

Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGÜETA



## PLANTA PERFIL ESTACIÓN E-10 A E-29

ESCALA 1/1000



PERFIL ESTACIÓN E-10 A E-29

ESCALA HORIZONTAL 1/250  
ESCALA VERTICAL 1/500



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIARÍA

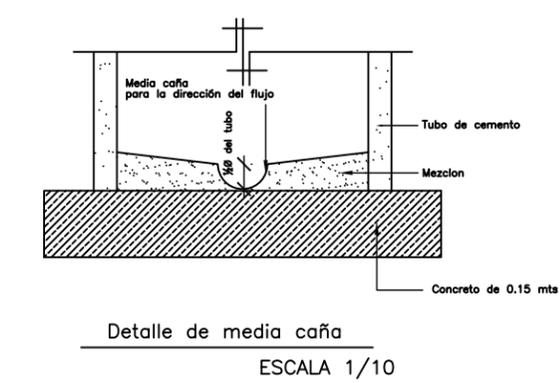
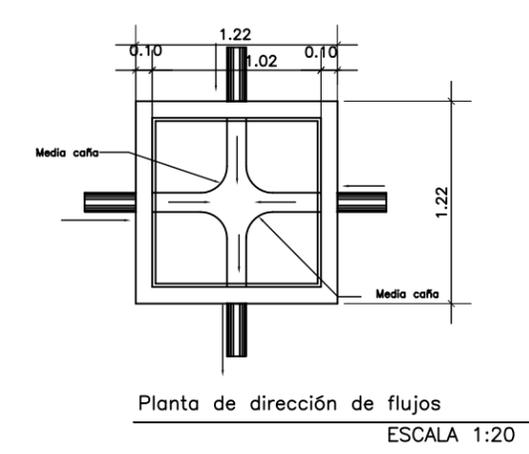
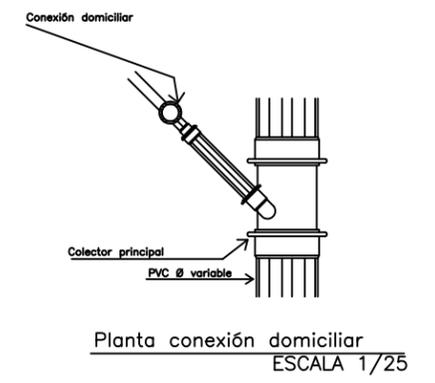
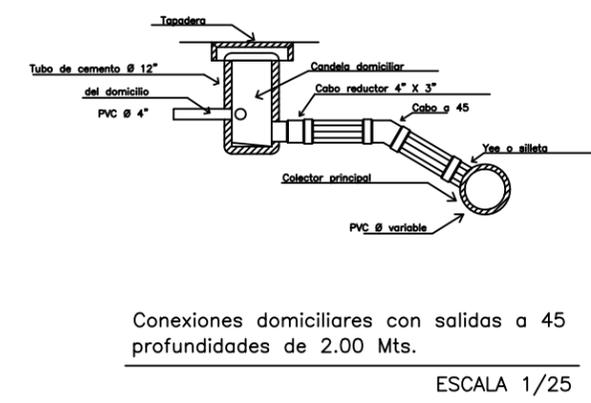
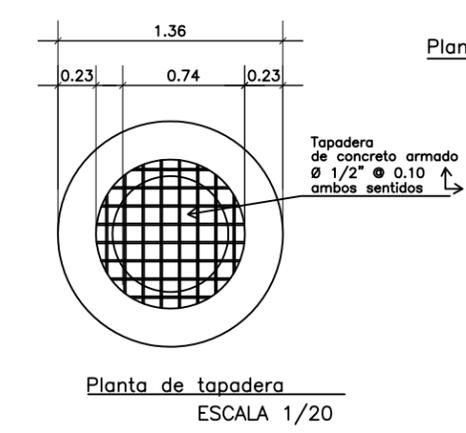
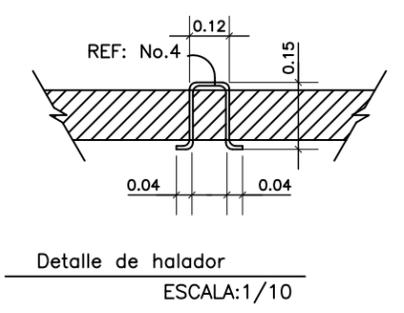
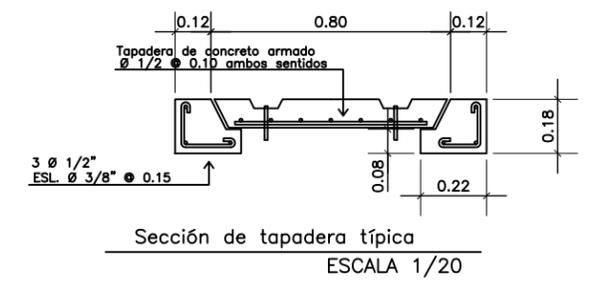
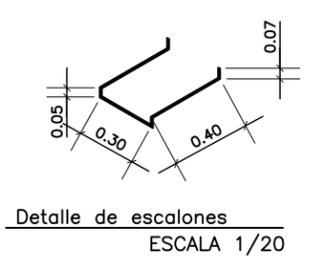
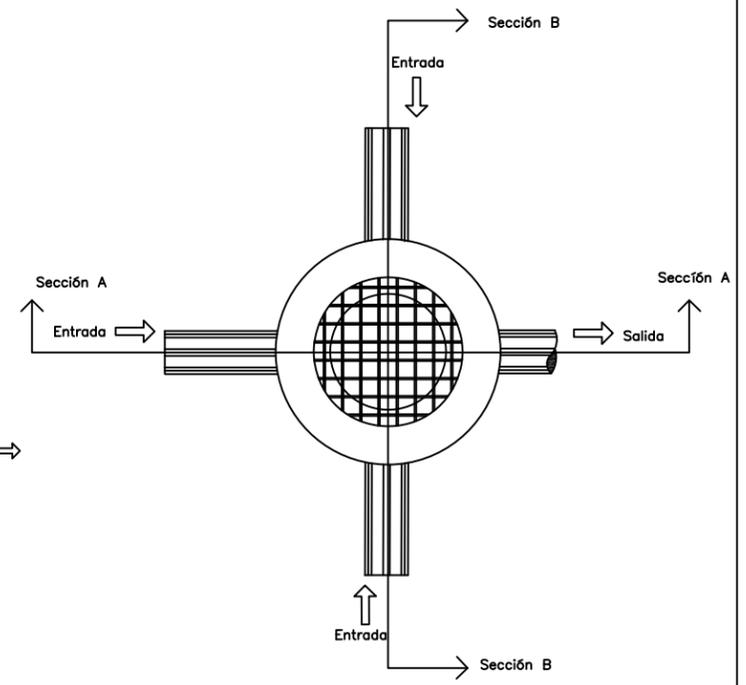
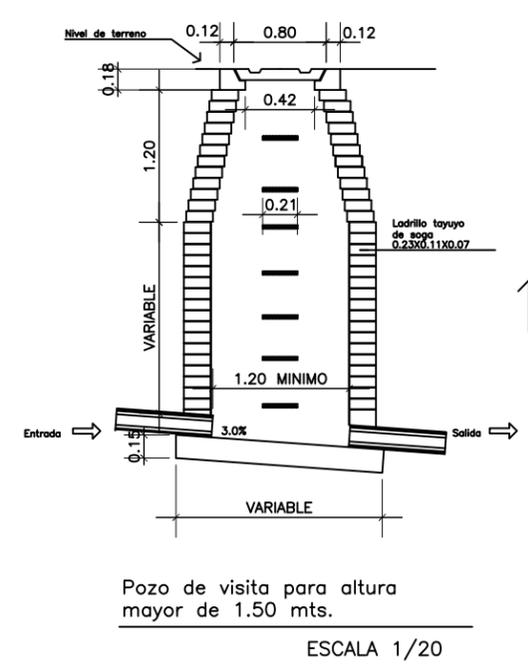
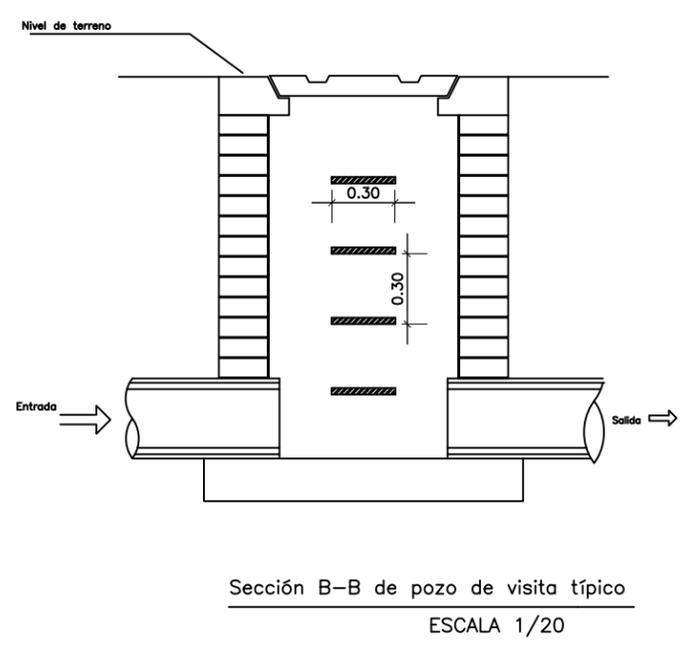
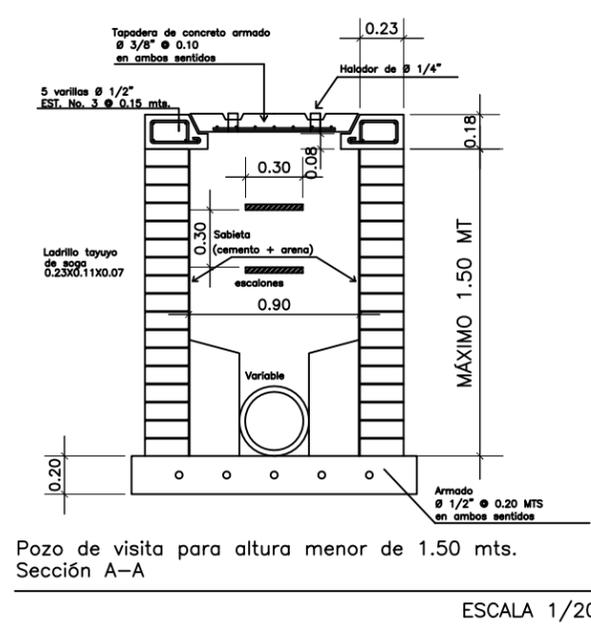
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DISEÑO Y CÁLCULO  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
DIBUJO:  
HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS  
FECHA:  
SEPTIEMBRE, 2007  
ESCALA:  
INDICADA

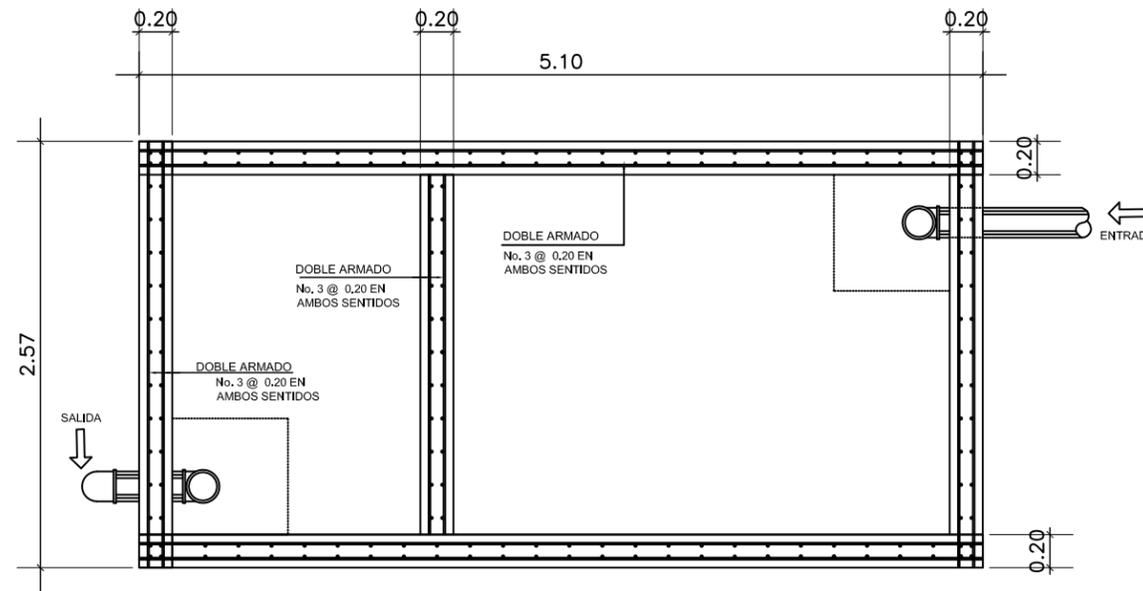
CONTIENE:  
PLANTA PERFIL  
ESTACIÓN E-10 A E-29

HOJA:  
8  
10

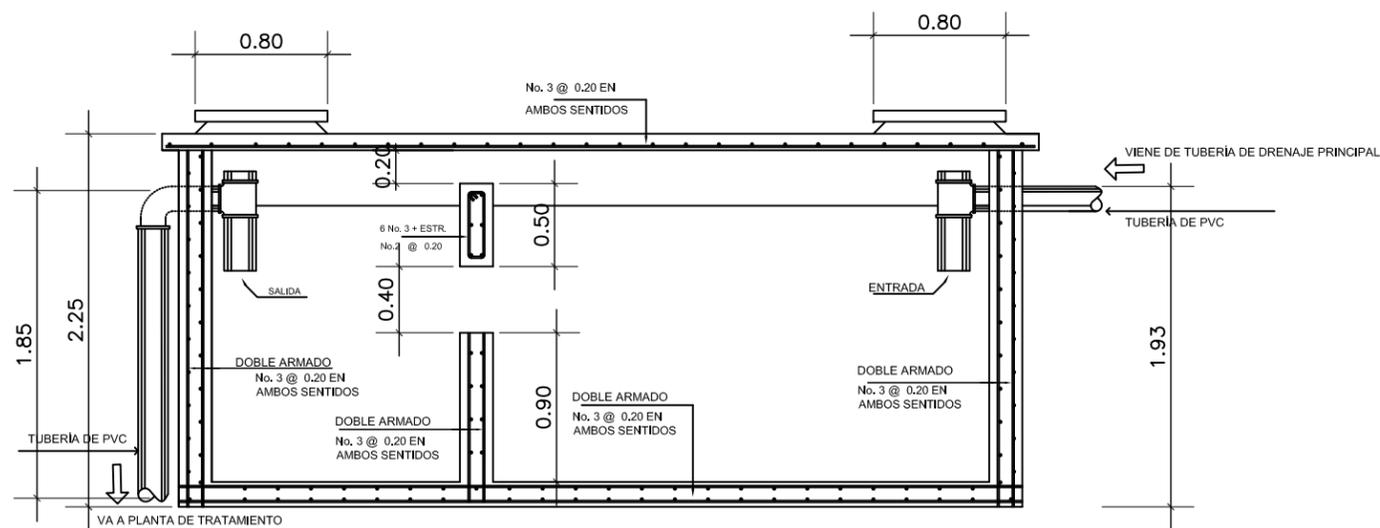
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.



		Universidad de San Carlos de Guatemala FACULTAD DE INGENIARÍA	
		PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA, SANTA ROSA.	
TOPOGRAFIA HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DISEÑO Y CALCULO HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DIBUJO: HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS FECHA: SEPTIEMBRE, 2007 ESCALA: INDICADA	CONTIENE: POZOS DE VISITA PARA ALTURAS MAYORES Y MENORES DE 1.50MT, DETALLE DE CONECCION DOMICILIAR Y ACCESORIOS	HOJA: 9 10	Espeialista HUGO ROMEO BARRIOS R.    Asesor Ing. OSCAR ARGUETA



PLANTA  
FOSA SEPTICA  
ESCALA. 1/25



SECCION 1-1  
FOSA SEPTICA  
ESCALA. 1/25

## ESPECIFICACIONES GENERALES:

1. El acero deberá tener un  $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$  grado 40
2. El concreto deberá tener un  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
3. Relación de agua / cemento máxima permisible 29.3 Lts. / saco de cemento
4. El agregado grueso, (pedrín) deberá tener diámetro mínimo de 1/2" y un máximo de 1/2"
5. Proporcionamiento por M3, de concreto = 0.44 M3 de arena de río 0.98 M3 pedrín (3000 psi)
6. El recubrimiento mínimo de la base sera de 0.07 Mts. el brocal sera de 0.03 a 0.05 Mts.
7. Proporción 1:2 ( 1 de cemento, + 2 de arena de río)
8. El agua a usarse será libre de aceites
9. El cemento a usarse será tipo portland, conforme a la norma C - 159 de la norma ASTM
10. El arena a usarse sera de río
11. La tubería de PVC será conforme a la norma ASTM 3034
12. La tubería de concreto para las candelas domiciliare deberá colocarse a plomo
13. Para la candela domiciliar se usará tubería de cemento de 16" de diámetro con tapadera y brocal de concreto, y refuerzo grado 40.
14. La tubería de empotramiento deberá de tener un diámetro mínimo de 4" con tubería PVC norma ASTM 3034 y una pendiente no menor de 2 por ciento.
15. Para realizarse conexiones deben utilizarse accesorios PVC a un ángulo de 45 grados respecto la vertical y puede usarse una yee, tee o sileta sanitaria para hacer la conexión directamente
16. Todos los accesorios utilizados deberan de llevar empaques de hule en todas sus juntas.
17. Se utilizará ladrillo tuyo de alta resistencia de 0.23x0.11x0.07



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO, ALDEA SAN MATEO, CUILAPA,  
SANTA ROSA

TOPOGRAFIA HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DISEÑO Y CÁLCULO HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS DIBUJO: HUGO ROMEO BARRIOS RECINOS FECHA: SEPTIEMBRE, 2007 ESCALA: 1/25	CONTIENE: DETALLE PROPUESTO DE UNA FOSA SEPTICA	HOJA: 10 / 10
Especialista HUGO ROMEO BARRIOS R. Asesor Ing. OSCAR ARGUETA.		