



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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES  
CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE  
DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN  
ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ.**

**Julio Antonio Rivera Recinos**  
Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, abril de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES  
CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE  
DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN  
ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JULIO ANTONIO RIVERA RECINOS**  
ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2008

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	Ing. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velázquez
EXAMINADOR	Ing. Silvio Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES  
CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE  
DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN  
ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Civil, el 19 de marzo de 2007.



Julio Antonio Rivera Recinos.



Guatemala, 24 de enero de 2008

Ref. EPS. D. 49.01.08

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor – Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **JULIO ANTONIO RIVERA RECINOS**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES EN CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ”**.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **Zunilito**.

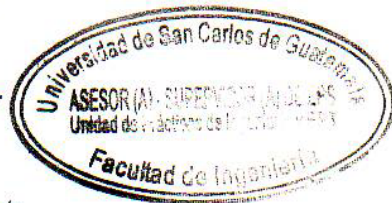
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“D y Enseñad a Todos”*

Ing. Angel Roberto Sic García  
Asesor – Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



ARSG /jm





Guatemala,  
5 de marzo de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

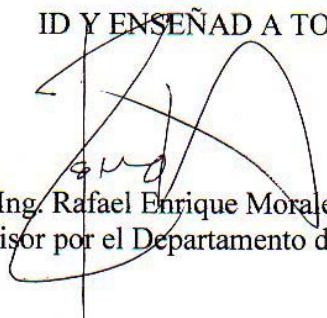
Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES EN CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Antonio Rivera Recinos, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



Guatemala,  
5 de marzo de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES EN CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Antonio Rivera Recinos, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabreza  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 24 de enero de 2008  
Ref. EPS. D. 49.01.08

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES EN CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JULIO ANTONIO RIVERA RECINOS**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Angel Roberto Sic García.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"D y Enseñad a Todos"

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena  
Directora Unidad de EPS

NISZ/jm





FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Julio Antonio Rivera Recinos, titulado DISEÑO Y PLANIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES CANTÓN MI TIERRA Y DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DE LA CABECERA MUNICIPAL, CANTÓN SAN ANTONIO Y CANTÓN MI TIERRA, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez



Guatemala, abril 2008.

/bbdeb.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

### **DIOS**

Porque un hombre sin fe no tiene motivo de existencia.

### **ASESOR**

Ing. Ángel Roberto Sic García, por su asesoría y colaboración en este informe.

## **DEDICATORIA**

### **MIS PADRES**

Hector Hugo Rivera Villatoro y Aura Matilde Recinos Castañeda, por el apoyo brindado en el transcurso de mi carrera.

### **MI FAMILIA**

Por la ayuda brindada en el proceso de graduación, muchas gracias.

### **MIS AMIGOS**

Gracias por todo.

## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>XI</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>XV</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>XIX</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>XXI</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>XXII</b>

### **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

<b>1.1. Monografía de los cantones Mi Tierra, San Antonio y la cabecera municipal</b>	<b>1</b>
1.1.1. Descripción del lugar	1
1.1.2. Ubicación y localización	1
1.1.3. Vías de acceso	2
1.1.4. Suelo y topografía	2
1.1.5. Población e idioma	2
1.1.6. Actividad económica	3
<b>1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de los lugares en estudio</b>	<b>3</b>
1.2.1. Descripción de las necesidades	3
1.2.2. Priorización de las necesidades	4

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

<b>2.1. Diseño y planificación de edificación escolar de dos niveles del cantón Mi Tierra</b>	<b>5</b>
<b>2.1.1. Investigación preliminar</b>	<b>5</b>
2.1.1.1. Reconocimiento del terreno	5
2.1.1.2. Descripción del espacio disponible	5

2.1.1.2.1. Localización y ubicación del terreno	5
2.1.1.2.2. Topografía del terreno	6
2.1.1.2.3. Estudio de suelos	7
<b>2.1.2. Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos</b>	9
2.1.2.1. Capacidad del área por alumno	9
2.1.2.1.1. Aula teórica de espacios educativos	9
2.1.2.2. Iluminación	10
2.1.2.3. Ventilación	11
<b>2.1.3. Distribución arquitectónica</b>	11
2.1.3.1. Predimensionamiento arquitectónico del edificio	11
2.1.3.1.1. Distribución de ambientes	11
2.1.3.1.2. Altura del edificio	12
2.1.3.2. Descripción del sistema estructura a utilizar	12
<b>2.1.4. Predimensionamiento de los elementos estructurales</b>	12
2.1.4.1. Losas	12
2.1.4.2. Vigas	13
2.1.4.3. Columnas	13
<b>2.1.5. Cargas aplicadas a marcos rígidos</b>	14
2.1.5.1. Cargas verticales	15
2.1.5.1.1. Cargas vivas	15
2.1.5.1.2. Cargas muertas	15
2.1.5.2. Cargas horizontales	15
2.1.5.2.1. Carga sísmica	16
<b>2.1.6. Integración de cargas</b>	16
2.1.6.1. Integración de cargas verticales	16
2.1.6.1.1. Método de áreas tributarias	17
2.1.6.2. Integración de carga lateral	18
2.1.6.2.1. Método estático equivalente o corte basal	20



2.1.6.2.1.1.	Fuerzas por nivel	22
2.1.6.2.1.2.	Fuerzas por marco	24
2.1.6.2.1.3.	Fuerzas del marco por torsión	25
<b>2.1.7.</b>	<b>Análisis estructural</b>	<b>25</b>
2.1.7.1.	Análisis por ETABS	25
2.1.7.1.1.	Resultados de análisis estructural marco crítico eje Y, eje X	27
2.1.7.1.1.1.	Debido a carga muerta	27
2.1.7.1.1.2.	Debido a carga viva	28
2.1.7.1.1.3.	Debido a carga sísmica	29
<b>2.1.8.</b>	<b>Envolvente de momentos</b>	<b>30</b>
2.1.8.1.	Envolvente de momentos	31
2.1.8.2.	Resultados del balance de momentos marco crítico del eje Y, eje X	31
2.1.8.3.	Cálculo de momentos positivos en los marcos	31
2.1.8.4.	Cálculo de fuerzas de corte	32
2.1.8.5.	Diagrama de fuerza de corte marcos críticos eje Y, eje X	32
<b>2.1.9.</b>	<b>Diseño estructural</b>	<b>35</b>
2.1.9.1.	Diseño de losas	35
2.1.9.2.	Diseño de vigas	43
2.1.9.3.	Diseño de columnas	50
2.1.9.4.	Diseño de zapatas	60
2.1.9.5.	Diseño de escalera	66
<b>2.1.10.</b>	<b>Elaboración de presupuesto por renglones</b>	<b>71</b>
<b>2.1.11.</b>	<b>Cronograma de ejecución del proyecto edificación escolar</b>	<b>72</b>

<b>2.2. Diseño y planificación de sistema de alcantarillado sanitario de la cabecera municipal de Zunilito y los cantones Mi Tierra y San Antonio</b>	73
<b>2.2.1. Descripción del proyecto</b>	73
<b>2.2.2. Levantamiento topográfico</b>	73
2.2.2.1. Planimetría	73
2.2.2.2. Altimetría	74
<b>2.2.3. Descripción del sistema a usar</b>	74
<b>2.2.4. Trazo de la red</b>	75
<b>2.2.5. Período de diseño</b>	75
<b>2.2.6. Parámetros de diseño del sistema</b>	76
2.2.6.1. Población futura	76
2.2.6.1.1. Método geométrico de población	76
2.2.6.2. Factor de retorno	77
2.2.6.3. Consumo de agua (dotación)	77
2.2.6.4. Caudal sanitario	77
2.2.6.4.1. Caudal doméstico	78
2.2.6.4.2. Caudal de infiltración	78
2.2.6.4.3. Caudal de conexiones ilícitas	79
2.2.6.5. Caudal de diseño	80
2.2.6.5.1. Factor de caudal medio	81
2.2.6.5.2. Factor de flujo instantáneo	81
2.2.6.6. Diámetros mínimos	82
2.2.6.7. Velocidades máximas y mínimas	82
2.2.6.8. Relaciones hidráulicas	83
2.2.6.9. Profundidades mínimas de tubería	83
2.2.6.10. Cotas invert	83
2.2.6.11. Obras básicas	84
2.2.6.11.1. Colectores	84

2.2.6.11.2.	Pozos de visita	84
2.2.6.11.3.	Conexiones domiciliarias	85
<b>2.2.7.</b>	<b>Localización de la descarga</b>	<b>86</b>
2.2.7.1.	Ubicación	86
2.2.7.2.	Tipo de desfogue	86
<b>2.2.8.</b>	<b>Diseño de la red de alcantarillado</b>	<b>86</b>
<b>2.2.9.</b>	<b>Evaluación de impacto ambiental</b>	<b>90</b>
<b>2.2.10.</b>	<b>Evaluación socio-económica</b>	<b>91</b>
2.2.10.1.	Valor presente neto	91
2.2.10.2.	Tasa interna de retorno	92
<b>2.2.11.</b>	<b>Manual de ejecución y mantenimiento del sistema</b>	<b>92</b>
<b>2.2.12.</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>93</b>
<b>2.2.13.</b>	<b>Cronograma de ejecución</b>	<b>94</b>
<b>CONCLUSIONES</b>		<b>95</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>		<b>97</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>99</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>101</b>





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Localización del terreno	6
2. Planta típica edificación escolar	17
3. Fuerza por nivel en y 2do piso	22
4. Fuerza por nivel en y 1er piso	22
5. Fuerza por nivel en x 2do piso	23
6. Fuerza por nivel en x 1er piso	23
7. Fuerza por marco eje 2	24
8. Fuerza por marco eje E	24
9. Momentos flexionantes (kg-m), sentido X, debido a carga muerta	27
10. Momentos flexionantes (kg m), sentido X, debido a carga viva	28
11. Momentos flexionantes (kg-m), sentido X, debido a carga sísmica	29
12. Diagrama de momentos últimos (kg-m), sentido X	30
13. Diagrama de fuerza de corte crítica	32
14. Diagrama de momentos últimos (kg-m), sentido Y	33
15. Diagrama de corte último (kg-m), sentido Y	34
16. Planta de distribución de losas, nivel 1	36
17. Momentos actuantes en losas, nivel 1	38
18. Momentos balanceados en losas, nivel 1	40
19. Momentos actuantes a ejes y a rostro marco crítico	43
20. Esfuerzos de corte actuantes a ejes y a rostro sentido Y	47
21. Armado final, viga tipo 1	49
22. Sección de columna tipo 1	56
23. Distancia donde ocurre el corte simple, zapata tipo 1	63
24. Área de punzonamiento, zapata tipo 1	64
25. Armado final de zapata tipo 1	65
26. Tipos de escaleras, con y sin pestaña	67
27. Cronograma de ejecución del proyecto edificación escolar	72

28. Cronograma de ejecución del proyecto introducción de alcantarillado sanitario	94
29. Diagrama de iteración para columnas rectangulares	101
30. Gráfica del ensayo de suelos para la edificación escolar	102
31. Planta amueblada	107
32. Planta acotada	108
33. Fachadas y cortes	109
34. Planta de Cimentación	110
35. Planta de acabados	111
36. Planta de armado de losa	112
37. Detalles de vigas columnas y zapatas	113
38. Detalles estructurales	114
39. Planta de iluminación	115
40. Planta de fuerza	116
41. Planta de drenajes	117
42. Planta de instalación hidráulica	118
43. planta genera	119
44. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 1	120
45. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 2	121
46. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 3 y 4	122
47. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 5 y 6	123
48. Detalles de pozo de visita	124

## TABLAS

I.	Necesidades de la cabecera municipal, cantón Mi Tierra y cantón San Antonio	3
II.	Priorización de necesidades de la cabecera municipal cantón Mi Tierra y cantón San Antonio	4
III.	Momentos en el sentido X, mayores al $MR_{Asmín}$	42
IV.	Presupuesto por renglones de edificación escolar	71
V.	Presupuesto de ejecución del proyecto de alcantarillado sanitario	93
VI.	Diseño de alcantarillado sanitario	104
VII.	Continuación de diseño de alcantarillado sanitario	105
VIII.	Continuación dos de diseño de alcantarillado sanitario	106





## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>A</b>	Área
<b>ACH</b>	Área chica, área del núcleo de la sección tomada a ejes del refuerzo longitudinal exterior
<b>Ag</b>	Área gruesa, área total de la sección
<b>Ap</b>	Área de punzonamiento
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>Asmáx</b>	Área de acero máximo permitido
<b>Asmin</b>	Área de acero mínimo permitido
<b>Astemp</b>	Área de acero por temperatura
<b>At</b>	Área tributaria
<b>b</b>	Ancho del elemento en sección
<b>C</b>	Coefficiente de cohesión del suelo
<b>CG</b>	Centro de gravedad
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CMu</b>	Carga muerta última
<b>Cm</b>	Centro de masa
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>CVu</b>	Carga viva última

<b>DH</b>	Distancia horizontal
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento en sección
<b>D</b>	Desplante del cimiento
<b>E</b>	Esbeltez de la columna
<b>e</b>	Excentricidad
<b>Est</b>	Estación
<b>ex</b>	Excentricidad en el sentido X
<b>ey</b>	Excentricidad en el sentido Y
<b>f'c</b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b>Fy</b>	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
<b>Fcu</b>	Factor de carga última
<b>Fni</b>	Fuerza por nivel, en el nivel i
<b>HI</b>	Altura del instrumento
<b>h</b>	Peralte total del elemento en sección
<b>I o Ig</b>	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
<b>K'x</b>	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
<b>K'y</b>	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
<b>L</b>	Longitud del elemento
<b>Lo</b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>Lu</b>	Longitud libre de pandeo de la columna
<b>M</b>	Momento
<b>m</b>	Relación entre los claros de la losa
<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>M(-)</b>	Momento negativo
<b>MCM</b>	Momento inducido por la carga muerta
<b>MCV</b>	Momento inducido por la carga viva
<b>MS</b>	Momento inducido por la fuerza sísmica

<b>Mb</b>	Momento balanceado
<b>Mx</b>	Momento último actuando en el sentido X
<b>My</b>	Momento último actuando en el sentido Y
<b>Md</b>	Momento de diseño (magnificado)
<b>Mdx</b>	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido X
<b>Mdy</b>	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido Y
<b>Nc</b>	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
<b>Nq</b>	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
<b>Ny</b>	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
<b>P</b>	Carga aplicada a la columna
<b>Pu</b>	Carga última
<b>P'</b>	Carga de trabajo actuando en la columna
<b>PV</b>	Punto de vuelta (en topografía)
<b>pv</b>	Pozo de visita
<b>PCR</b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>P'u</b>	Carga de resistencia de la columna
<b>P'ux</b>	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex
<b>P'uy</b>	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey
<b>P'o</b>	Carga axial de resistencia de la column
<b>Q</b>	Caudal
<b>Qdis</b>	Caudal de diseño
<b>Qinf</b>	Caudal de infiltración
<b>Qci</b>	Caudal de conexiones ilícitas
<b>Qcom</b>	Caudal comercial
<b>q</b>	Presión sobre el suelo
<b>q<sub>máx</sub></b>	Presión máxima sobre el suelo
<b>q<sub>min</sub></b>	Presión mínima sobre el suelo
<b>qu</b>	Presión última sobre el suelo

<b>R</b>	Rigidez de un elemento
<b>R<sub>i</sub></b>	Rigidez total del marco rígido i
<b>S</b>	Espaciamiento del acero de refuerzo
<b>S<sub>i</sub></b>	Espaciamiento del acero de refuerzo en la longitud confinada
<b>S<sub>x</sub></b>	Módulo de sección en el sentido X
<b>S<sub>y</sub></b>	Módulo de sección en el sentido Y
<b>Ton</b>	Toneladas
<b>V<sub>máx</sub></b>	Corte máximo actuante
<b>VR</b>	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
<b>V<sub>s</sub></b>	Valor soporte del suelo
<b>W<sub>c</sub></b>	Peso volumétrico del concreto
<b>W<sub>s</sub></b>	Peso volumétrico del suelo
$\delta$	Magnificador de momentos
<b>d</b>	Factor de flujo plástico del concret
$\rho$ <b>bal</b>	Porcentaje de acero en la falla balancead
$\rho$ <b>máx</b>	Porcentaje de acero máximo permitido en un element
$\rho$ <b>min</b>	Porcentaje de acero mínimo permitido en un element
$\rho$ <b>s</b>	Relación volumétrica del volumen de espiral al volumen total del núcleo de la column
$\rho$ <b>tu</b>	Valor de la curva en el diagrama de iteración
<b>A</b>	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
<b>P</b>	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
$\gamma$	Valor del diagrama de interacción
$\Phi$	Angulo de fricción interna
$\gamma_s$	Peso específico del suelo

## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia de acero, necesario para evitar grietas por los cambios de temperatura.
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que enseña medir las alturas.
<b>Banco de marca</b>	Es el lugar que tiene un punto fijo cuya elevación se toma como referencia para determinar la altura de otros puntos.
<b>Caudal</b>	Es la cantidad de agua que pasa por la alcantarilla por unidad de tiempo.
<b>Caudal de diseño</b>	Caudal con el cual se diseña cada tramo del drenaje pluvial, el cual está integrado por el coeficiente de escorrentía, intensidad de lluvia y el área a drenar.
<b>Corte basal</b>	Fuerza aplicada a la base de una edificación producto del sismo.

<b>Cota</b>	Altura de un punto sobre el nivel del mar u otro plano de nivel.
<b>Esfuerzo</b>	Intensidad de fuerza por unidad de área.
<b>Estribos</b>	elemento de una estructura, elaborado de acero y su función es resistir el esfuerzo cortante.
<b>Excentricidad</b>	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez.
<b>Momento</b>	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a "x" distancia de su centro de masa.
<b>Pendiente</b>	Inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad.

**Planimetría**

Proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie medida de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación.

**Pozo de visita**

Estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.

**Relaciones Hidráulicas**

Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.

**Rigidez**

Resistencia de un elemento estructural a la deformación.

**SEAOC**

Structural engineers association of California. (Asociación de ingenieros estructurales de California).

**Sismo**

Es una aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de las placas, a una cierta profundidad, partiendo de un epicentro.

**Solera**

Elemento estructural horizontal de los muros de mampostería reforzada, el cual tiene la función de resistir esfuerzos de corte

**Topografía**

Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.



## RESUMEN

El presente trabajo de graduación presenta una propuesta de diseño de un edificio escolar de dos niveles y el drenaje pluvial para un sector de la cabecera municipal de Zunilito Suchitepéquez este trabajo está conformado por dos capítulos.

En el capítulo uno se presenta una investigación sobre la infraestructura escolar del lugar y los efectos en el medio ambiente por falta de drenaje pluvial, asimismo un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos de infraestructura.

El capítulo dos presenta la fase de Servicio Técnico Profesional, en la que se desarrolla el diseño del edificio escolar de dos niveles y el drenaje pluvial. En el diseño del edificio escolar se describe: investigación preliminar, descripción del espacio disponible, criterios que se usaron en el diseño de edificios educativos, diseño arquitectónico, diseño estructural y la integración del presupuesto. El diseño del drenaje pluvial contiene la descripción del proyecto, levantamiento topográfico, cálculo de caudales, pendientes y velocidades de diseño; factores de rugosidad, área, escorrentía, e intensidad de lluvia, cálculo de cotas invert, diámetro de tuberías, pozos de visita, normas y recomendaciones para la construcción del drenaje pluvial y la integración del presupuesto.

Por último, se presentan las conclusiones, recomendaciones y los anexos. El apéndice contienen el diseño hidráulico y los planos de los proyectos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la cabecera municipal de Zunilito y los Cantones Mi Tierra y San Antonio y una edificación escolar de dos niveles, para el cantón Mi Tierra, municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y diagnosticar, sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura para la cabecera municipal de Zunilito los cantones Mi Tierra y San Antonio, Zunilito, Suchitepéquez.
2. Capacitar a los miembros del comité de la cabecera municipal y cantón San Antonio y Mi Tierra, sobre mantenimiento de alcantarillados sanitarios como también de edificios escolares.



## INTRODUCCIÓN

La cabecera municipal y los cantones Mi Tierra y San Antonio, son unas de las tantas comunidades en vías de desarrollo, debido a que no tienen acceso a la educación; también los poblados carecen total o parcial de infraestructura y de servicios básicos, independientemente de las causas que la originan, la realidad latente es que estas comunidades no han podido mejorar sus condiciones de vida.

Es por esta razón que, el presente trabajo de graduación está orientado a plantear soluciones factibles a problemas de servicios básicos e infraestructura del municipio de Zunilito Suchitepéquez, como son: el diseño del alcantarillado sanitario para la cabecera municipal y los cantones Mi Tierra y San Antonio y la edificación escolar para el cantón Mi Tierra, proyectos que son de vital importancia para estas comunidades. Teniendo presente que para el sistema de alcantarillado sanitario es necesario proponer un tratamiento para las aguas residuales, de manera que no se dañe o afecte al ambiente; para luego desfogar el efluente directamente a un cuerpo receptor.

## **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1. Monografía de los cantones Mi Tierra, San Antonio y la cabecera municipal**

#### **1.2.1. Descripción del lugar**

Zunilito es el municipio más pequeño del departamento de Suchitepéquez, El nombre Zunilito es diminutivo de Zunil, este nombre se origina de los primeros pobladores que llegaron de Zunil, Xelajuj Noj. Antiguamente era un paraje perteneciente a Quetzaltenango. Entre los primeros pobladores, que habitaron este paraje se puede mencionar a: Francisco Ixquiactap, Domingo Cop, Francisco Sop, Ángel Ordóñez, Ángela González, Isabel Ordóñez, Domingo Pantuj, Antonio Chay, José Maria Quixtan, etc.

#### **1.2.2. Ubicación y localización**

El municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez, se encuentra situado en norte del departamento de Suchitepéquez. Limita al norte con el municipio de Zunil, Quetzaltenango; al sur con el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez; al este con Santa Catarina Ixtahuacán, Sololá y al oeste con Pueblo Nuevo y San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez.

### **1.2.3. Vías de acceso**

El municipio de Zunilito, Suchitepéquez tiene una distancia de doce (12) kilómetros, hacia la cabecera departamental de Mazatenango al sur, con carretera asfaltada, pasando por el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez. Y ciento setenta y dos (172) kilómetros hacia la capital de Guatemala. Se encuentra a una altura de 775 metros sobre el nivel del mar, El municipio tiene una extensión territorial de cincuenta y nueve (59) kilómetros cuadrados.

### **1.2.4. Suelo y topografía**

El suelo de Zunilito es una mezcla de arcilla limo arena y grava, según el ensayo de suelos. La topografía de la cabecera municipal los cantones Mi Tierra y San Antonio del municipio están en pendiente hacia el sur, ya que el municipio se encuentra en las faldas del volcán Zunil.

### **1.2.5. Población e idioma**

El municipio en general, tiene una población de 8,750 habitantes. La cabecera municipal tiene una población de 1,722 habitantes, el catón Mi Tierra tiene una población de 2,029 habitantes y el cantón San Antonio tiene una población de 986 habitantes. El idioma hablado actualmente es el español hay cantones en los que todavía hay personas que hablan algún dialecto maya, pero es mínimo.

### 1.2.6. Actividad económica

El municipio de Zunilito Suchitepéquez es eminentemente agrícola de ahí depende el progreso de sus habitantes, entre sus cultivos principales esta el café, banano, plátano y maíz y otros de menos cultivo son la naranja y el limón, el municipio cuenta con 27 tiendas y 11 molinos que forman parte de la economía del municipio.

## 1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de los lugares en estudio

### 1.2.1. Descripción de las necesidades

Por medio de los consejos comunitarios de desarrollo (COCODES) los pobladores pueden plantear sus necesidades para una mejor calidad de vida, la cabecera municipal, el cantón Mi tierra y el cantón San Antonio tienen la siguiente información de las necesidades y su clasificación como podemos ver a continuación en la tabla I.

<b>Tabla I. Necesidades de la cabecera municipal, cantón Mi Tierra y cantón San Antonio</b>			
<b>No.</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Tipo de necesidad</b>	<b>Clasificación</b>
1	Cabecera municipal cantón Mi Tierra y cantón San Antonio	Alcantarillado sanitario	Salud
2	Cabecera municipal	Construcción campo de fútbol	Recreación
3	Cantón Mi Tierra	Mejoramiento de vivienda	Vivienda
4	Cantón Mi Tierra	Edificación de Escuela de 2 niveles	Educación
5	Cantón San Antonio	Cancha polideportiva	Recreación



### 1.2.2. Priorización de las necesidades

**Tabla II. Priorización de necesidades de la cabecera municipal cantón Mi Tierra y cantón San Antonio**

No.	Ubicación	Tipo de necesidad	Priorización
1	Cabecera municipal cantón Mi Tierra y cantón San Antonio	Alcantarillado sanitario	Primera
2	Cantón Mi Tierra	Edificación de Escuela de 2 niveles	Segunda
3	Cantón Mi Tierra	Mejoramiento de vivienda	Tercera
4	Cabecera municipal	Construcción campo de fútbol	Cuarta
5	Cantón San Antonio	Cancha polideportiva	Quinta

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

### **2.1. Diseño y planificación de edificación escolar de dos niveles del cantón Mi Tierra.**

#### **2.1.1. Investigación preliminar**

Se hizo una visita al lugar donde se ubicará el edificio, comprobando que el terreno baldío esta relativamente plano y se comprobó que hay suficiente espacio para construir la edificación de dos niveles.

##### **2.1.1.1. Reconocimiento del terreno**

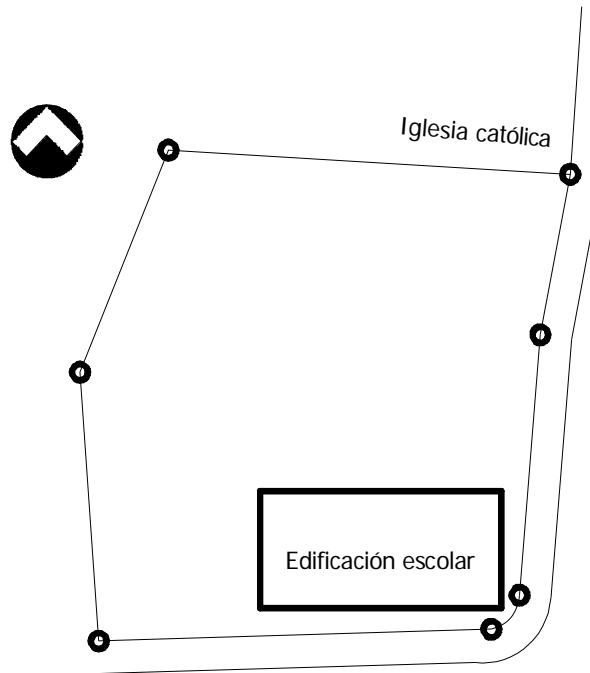
Se hizo una visita al lugar donde se ubicará el edificio, comprobando que el terreno baldío esta relativamente plano y se comprobó que hay suficiente espacio para construir la edificación de dos niveles

##### **2.1.1.2. Descripción de espacio disponible**

###### **2.1.1.2.1. Localización ubicación del terreno**

El lugar disponible para la construcción del edificio escolar, se encuentra ubicada en la entrada al cantón Mi Tierra en lo que ahora es un campo de fútbol con superficie de tierra, y continuamente esta la iglesia católica como lo muestra la figura 1.

**Figura 1. Localización del terreno**



#### **2.1.1.2.2. Topografía del terreno**

La superficie del terreno puede considerarse plana, por lo que no hubo necesidad de hacer el levantamiento altimétrico; el terreno tiene la forma aproximada de un cuadrado con una esquina en curva por donde pasa la carretera y tiene un área aproximadamente de 3,200 metros cuadrados por lo que no se usará toda superficie.

### 2.1.1.2.3. Estudio de suelos

Para poder apreciar las características del suelo donde se construirá la edificación, como también para conocer el valor soporte del suelo, se realizó el ensayo de compresión triaxial, obteniendo el resultado que se muestra en la figura xx y por medio de éstos determinar el valor soporte del suelo mediante el método propuesto por el Dr. Terzaghi.

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adoptar a la Mecánica de suelos. Terzaghi propuso el mecanismo de falla para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano del papel, después de todo el análisis que el doctor Terzaghi realizó, llegó a la siguiente ecuación.

$$q_o = (0.4 \times \gamma_s \times B \times N_\gamma) + (1.3 \times C \times N_c) + (\gamma_s \times D \times N_q)$$

Donde:

$q_o$  = Valor de esfuerzo límite.

$C$  = Coeficiente de cohesión del suelo.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

$N_c$  = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

$\gamma_s$  = Peso específico del suelo.

$D$  = Desplante del cimiento

$N_q$  = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.

$B$  = Base de la zapata.

$N_\gamma$  = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

$F_s$  = Factor de seguridad

Datos:

$$C = 2.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$\gamma_s = 1.58 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 1.00\text{m}$$

$$B = 1.80$$

$$F_s = 2.00$$

$$\phi_{rad} = \frac{\phi \times \pi}{180} = \frac{18 \times \pi}{180} = 0.31\text{rad}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \times \pi - \Phi_{rad}\right) \times \tan \Phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \times \pi - 0.31\text{rad}\right) \times \tan 18}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{18}{2}\right)} = 6.04$$

$$N_c = \cot \Phi \times (N_q - 1) = \cot 18 \times (6.04 - 1) = 15.52$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi = 2(6.04 + 1) \tan 18 = 4.58$$

Entonces:

$$q_o = 0.40 \times \gamma_s \times B \times N_\gamma + 1.30 \times C \times N_c + \gamma_s \times D \times N_q$$

$$q_o = 0.40 \times 1.58 \times 1.80 \times 4.58 + 1.30 \times 2.20 \times 15.52 + 1.58 \times 1.00 \times 6.04 = 59.13$$

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

$$V_s = \frac{q_o}{F_s} = \frac{59.13}{2} = 29.56 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Por seguridad se adoptará  $25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

## **2.1.2. Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos**

### **2.1.2.1. Capacidad de área por alumno**

Las aulas se diseñaron con capacidad para 40 alumnos, necesitando un área por alumno de 1.30 m<sup>2</sup> que es la norma para área rural, según el Ministerio de Educación.

#### **2.1.2.1.1. Aula teórica de espacios educativos**

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. Las recomendaciones para el diseño de un aula teórica aquí se generalizan, ya que en los niveles primario, básico y diversificado son similares. Dichas recomendaciones generalizadas son las siguientes.

- 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 1.50m<sup>2</sup>, pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30m<sup>2</sup>
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos. Pero podrá ser diseñada de acuerdo a los requerimientos existentes.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor
- Tendrá instalaciones de energía eléctrica, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además los tomacorrientes tendrán una altura de 0.40m sobre el nivel del piso.

### **2.1.2.2. Iluminación**

Generalidades de la iluminación en el edificio: La iluminación debe de ser abundante y uniformemente distribuida, enviando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben 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 como resultado, una mejor iluminación.

### **2.1.2.3. Ventilación**

La ventilación debe ser alta, constante, cruzada y sin corrientes de aire. La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación.

### **2.1.3. Distribución arquitectónica**

La distribución arquitectónica se refiere a darle forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios tales como: número aproximado de personas que utilizarán la edificación, crecimiento poblacional, dimensiones del terreno y financiamiento para la construcción.

#### **2.1.3.1. Pre-dimensionamiento arquitectónico del edificio**

El pre-dimensionamiento del edificio es el proceso mediante el cual se le dan medidas parciales a los elementos estructurales, y si cumplen con el análisis estructural se queda fija la medida de lo contrario se redimensionan.

##### **2.1.3.1.1. 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.



#### **2.1.3.1.2. Altura del edificio**

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 3.00m en todos los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

#### **2.1.3.2. Descripción del sistema estructural a utilizar**

Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de espacios por aula, se hace necesaria la construcción de un edificio de dos niveles, para este caso, se ha elegido el sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, muros de mampostería y losas planas de concreto reforzado.

#### **2.1.4. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales**

Pre-dimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas, realizaremos paso a paso todos los cálculos necesarios para el diseño. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos los que se describen a continuación:

##### **2.1.4.1. Losas**

Aquí el peralte o la losa. El método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en los cuatro lados, aunque se tiene cuatro medidas de losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

$$t_{losa} = \frac{P}{180}$$

Donde:

P= perímetro de losa

$$t_{losa} = \frac{(3.80 \times 2.00 + 7.50 + 2.00)}{180} = 0.13m$$

#### **2.1.4.2. Vigas**

Para pre-dimensionar las vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubre, la base que a criterio del diseñador en este caso se tomará como base el ancho de la columna. Según el código ACI, el espesor mínimo de viga no pre-tensada con un extremo continuo es  $L/24$ , donde L es la luz máxima, ahora bien se tomará el criterio de ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir  $0.08 \times 7.50 = 0.60$  metros.

Si se propone una base de viga de 0.25m se tiene  $7.5 - 0.30 = 7.20$   
 $7.20/24 = 0.30$ , Se opta 0.50m: Se propone una base de la viga de 0.25m y una altura de 0.50m

#### **2.1.4.3. Columnas**

El método que se utiliza para pre-dimensionar las columnas determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en las dimensiones de la columna, por tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

El área de acero ( $A_s$ ) oscilará entre el  $1\%A_g \leq A_s \leq 8\%A_g$  del área gruesa de la columna y  $P$  se calculará según el área tributaria.

Fórmula:  $P = 0.80 \times (0.225 \times f'_c \times A_g + F_y \times A_s)$

$P$  = carga axial = 53,591.60kg (se obtuvo por áreas tributarias)

$$f'_c = 281.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_g$  = área de sección gruesa

$A_s$  = área de acero  $1\%(A_g) \leq A_s \leq 6\% A_g$

$$53,591.60 = 0.80 \times (0.225 \times 281 \times A_g + 2810 \times 0.03 \times A_s)$$

Entonces  $53,591.60 = 0.80 \times (0.225 \times 281 \times A_g + 2810 \times 0.03 \times A_g)$

$A_g = 454.09 \text{ cm}^2$ ; Según el ACI la sección mínima es  $20 \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$

Pero por seguridad se propone una columna de  $0.30 \times 0.30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$

### 2.1.5. Cargas aplicadas a marcos rígidos

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios métodos, aquí se hace una distinción de acuerdo a la dirección de su aplicación.

### **2.1.5.1. Cargas verticales**

También llamadas cargas por gravedad, se dividen en carga viva y carga muerta. Las cargas vivas son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, mobiliario, equipo, maquinaria, etc., la carga muerta es aquella que permanece constante, inamovible dentro de la estructura, generalmente están constituidas por el peso propio de los elementos que integra la estructura.

#### **2.1.5.1.1. Cargas vivas**

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación.

#### **2.1.5.1.2. Cargas muertas**

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente, la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

### **2.1.5.2. Cargas horizontales**

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Éstas son producidas por sismo, viento o impacto, siendo puramente dinámicas, mientras que las cargas verticales son estáticas. Regularmente solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

### **2.1.5.2.1. Carga sísmica**

Este tipo de carga horizontal es el que se utiliza en Guatemala, ya que se caracteriza como una zona sísmica, por tal razón, se diseñan los edificios tomando en cuenta éste fenómeno. Para este caso se utiliza el método SEACC para encontrar las fuerzas producidas por el sismo

### **2.1.6. Integración de cargas**

La integración de cargas es el procedimiento para determinar las cargas que se aplicarán a la estructura y de que forma.

#### **2.1.6.1. Integración de cargas verticales**

##### **Cargas vivas**

##### **Carga viva (CV)**

$$\text{En techo} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{En pasillo} = 500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{En aulas} = 300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

## Cargas muertas

### Carga muerta (CM)

$$\text{Peso del concreto} = 2,400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

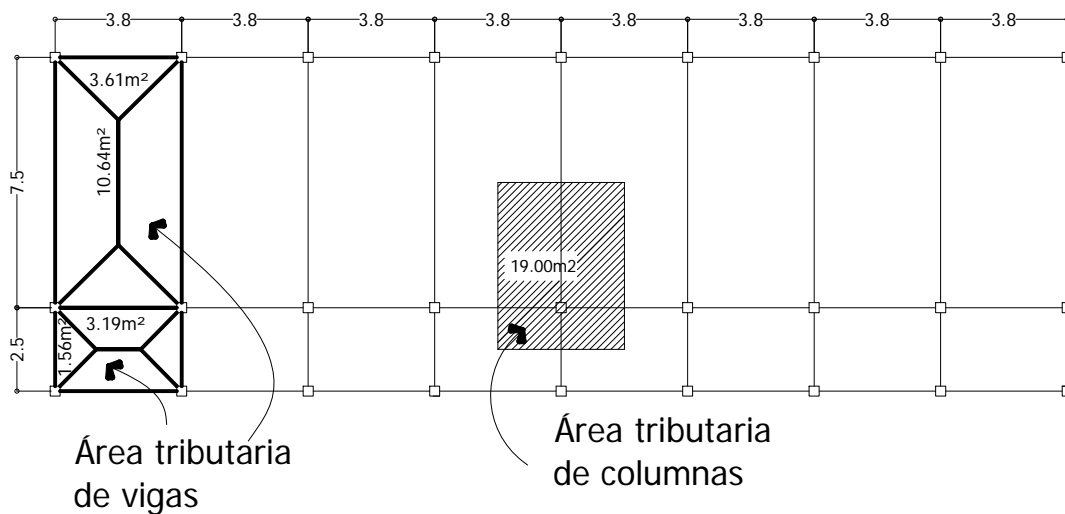
$$\text{Peso de acabados} = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso de muros} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 2.1.6.1.1. Método de áreas tributarias

El método de áreas tributarias es la forma para calcular en donde serán aplicadas las cargas vivas y muerta a continuación se muestran unas de ellas en la figura 2.

**Figura 2. Planta típica edificación escolar.**



## 2.1.6.2. Integración de carga lateral

### a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{losa} = \left( \left( 30.40m \times 10.00m \times 0.13m \times 2,400 \frac{kg}{m^3} \right) + \left( 30.40m \times 10.00m \times 144 \frac{kg}{m^3} \right) \right)$$

$$W_{losa} = 138,624.00kg$$

$$W_{vigas} = 56,145.60kg$$

$$W_{columnas} = \left( 0.30m \times 0.30m \times 1.50m \times 2,400 \frac{kg}{m^3} \times 27 \right) = 8,748.00kg$$

$$W_{acabados} = \left( 30.40m \times 10.00m \times 60 \frac{kg}{m^2} \right) = 18,240.00kg$$

*Total de la carga muerta = 221,757.60kg*

Carga viva

$$CV = \left( 30.40m \times 10.00m \times 100 \frac{kg}{m^2} \right) = 30,400kg$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 221,757.60kg + 0.25 \times 30,400kg = 229,357.60kg$$

b. Primer nivel

$$\text{Peso del piso} = 144 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de muros} = 250 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{losa} = \left( (0.13m \times 2,400 \frac{kg}{m^3} \times 144 \frac{kg}{m^2} + 250 \frac{kg}{m^2}) \times (30.40m \times 10.00m) \right)$$

$$W_{losa} = 214,624.00kg$$

$$W_{vigas} = 56,145.60kg$$

$$W_{columnas} = \left( 0.30m \times 0.30m \times 5.50m \times 2,400 \frac{kg}{m^3} \times 27 \right) = 32,076.00kg$$

$$W_{acabados} = 18,240.00kg$$

Total de la carga muerta = 321,085.60kg

Carga viva

$$CV \left( 300 \frac{kg}{m^2} \times 30.40m \times 7.50 \right) + \left( 500 \frac{kg}{m^2} \times 2.50m \times 30.40m \right) = 106,400.00kg$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 321,085.60kg + 0.25 \times 106,400kg = 347,685.60kg$$

Resumen

W del primer nivel = 347,685.60 kg

W del segundo nivel = 229,357.60kg

Peso total = 577,043.20 kg



### 2.1.6.2.1. Método estático equivalente o corte basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base.

Para obtener su valor se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

Z = coeficiente que depende de la zona

I = coeficiente de importancia de la obra

C = coeficiente que depende del período natural de vibración

S = coeficiente que depende del tipo de suelo

K = coeficiente dependiente del sistema estructural usado

W = peso propio de la estructura más el 25% de las cargas vivas

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio. Por tal razón, se necesita el corte basal en las direcciones XY con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

En el sentido x del caso estudiado:

Z = 4 por ser Guatemala un país con alto riesgo sísmico

I = 1.30 para edificios de instituciones educativas

K = 0.67 para marcos dúctiles

$C = \frac{1}{15 \times \sqrt{T}}$  donde c no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12 y

$$T = 0.0906 \frac{H}{\sqrt{B}}$$

H = altura del edificio en metros

B = base del edificio en metros

Entonces:

$$T = 0.0906 \times \frac{7}{\sqrt{30.70}} = 11s$$

$$C = \frac{1}{15 \times \sqrt{0.11}} = 0.20 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

S = Usaremos 1.50, ya que el valor soporte del suelo es relativamente bajo. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede el valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS

$$CS = (0.12 \times 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

$$V = (1.00 \times 1.30 \times 0.67 \times 0.14 \times 557,043.20kg) = 70,364.65kg$$

En el otro sentido el valor que podría variar es C por lo que se calcula:

$$T = 0.0906 \times \frac{7}{\sqrt{9.50}} = 0.21s$$

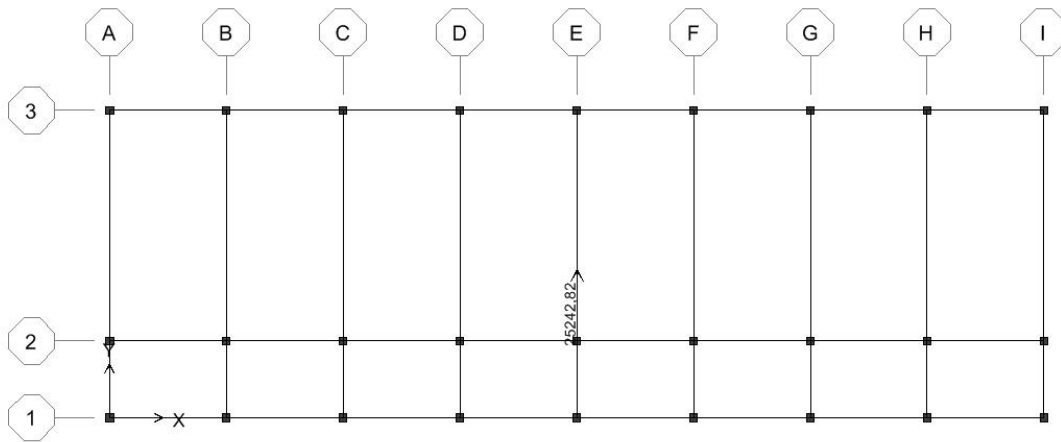
$$C = \frac{1}{15 \times \sqrt{0.21}} = 0.145 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

Debido a que estos valores no varían con respecto al sentido x, el corte basal es el mismo para ambas direcciones.

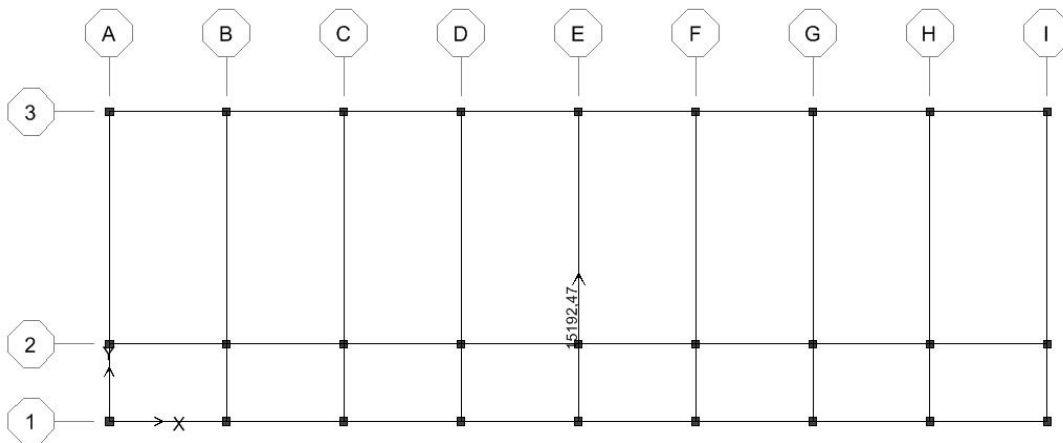
### 2.1.6.2.1.1. Fuerzas por nivel

Las fuerzas por nivel son calculadas automáticamente por el programa de análisis, aplicando normas del código UBC 97, a continuación se muestran las gráficas de las fuerzas por nivel del edificio.

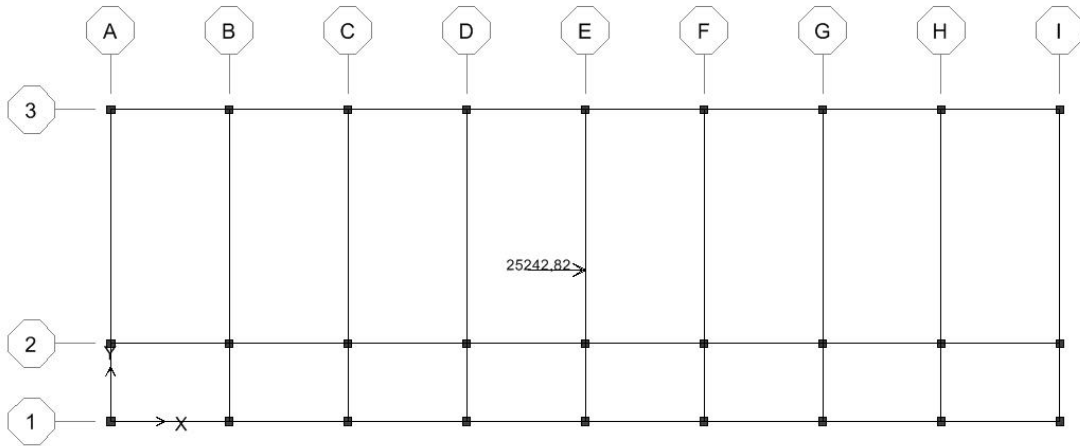
**Figura 3. Fuerza por nivel en Y 2do piso 25,242.82kg**



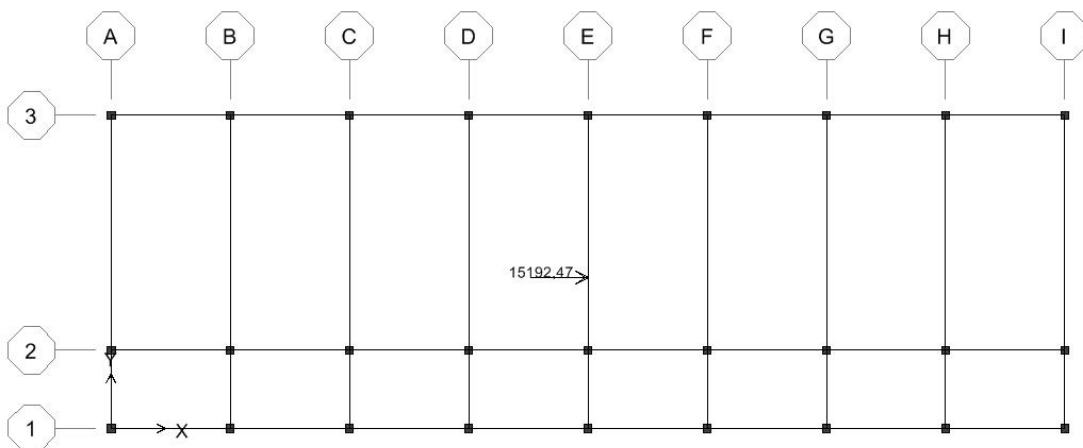
**Figura 4. Fuerza por nivel en Y 1er piso 15,192.47kg**



**Figura 5. Fuerza por nivel en x 2do piso 25,242.82kg**



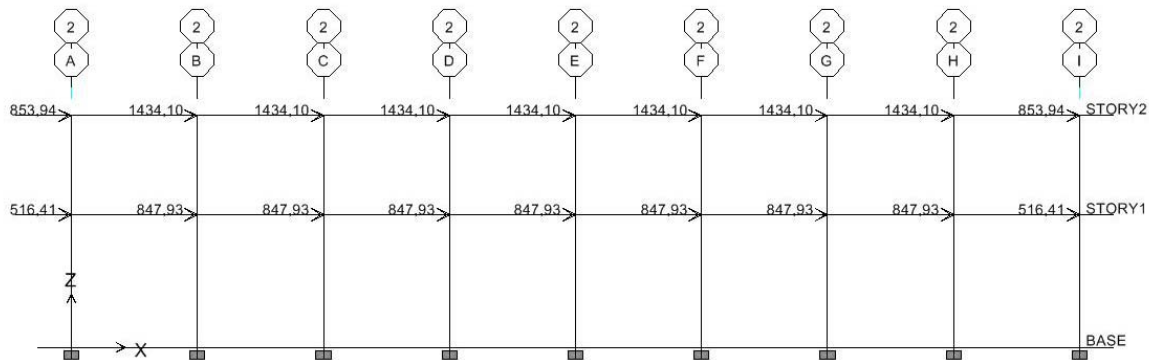
**Figura 5. Fuerza por nivel en x 1er piso 15,192.47kg**



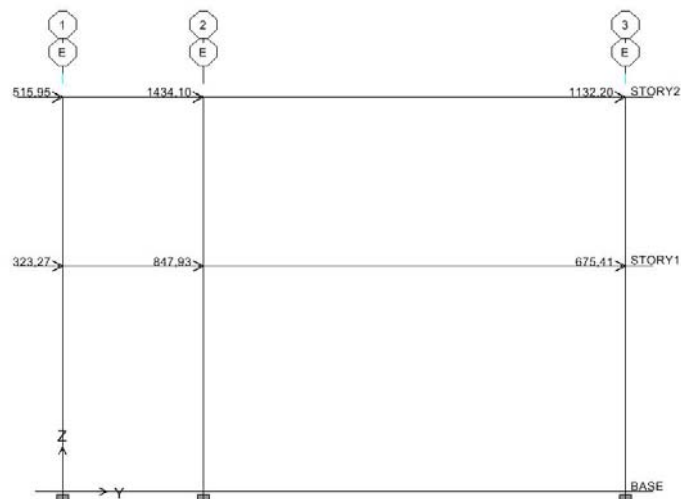
### 2.1.6.2.1.2. Fuerzas por marco

Las fuerzas por marco son calculadas automáticamente por el programa de análisis, aplicando normas del código UBC 97, a continuación se muestran las gráficas de las fuerzas por marco de los marcos críticos del modelo.

**Figura 7. Fuerzas por marco eje 2.**



**Figura 8. Fuerzas por marco eje E.**



### **2.1.6.2.1.3. Fuerzas por marco de torsión**

Las fuerzas por marco de torsión serán calculadas automáticamente por el programa de análisis, aplicando normas del código UBC 97.

## **2.1.7. Análisis estructural**

### **2.1.7.1. Análisis de ETABS**

Luego de la integración total de cargas, se procede al análisis estructural para la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presenta en una estructura a través del programa ETABS 8 nonlinear.

ETABS 8 nonlinear es un programa completamente integrado que permite la creación de modelos, la modificación, la ejecución del análisis, la optimización del diseño, y la revisión de los resultados. El programa permite ver los resultados gráficamente incluso cuenta con una ventana gráfica en tres dimensiones.

El programa tiene integradas 10 combinaciones que establece el ACI para determinar la carga de diseño crítica y se presentan a continuación.

$$C1 = 1.4CM$$

$$C2 = 1.4CM+1.7CV$$

$$C3 = 1.05CM+1.275CV+1.4025SISMOX$$

$$C4 = 1.05CM+1.275CV-1.4025SISMOY$$

$$C5 = 1.05CM+1.275CV+1.4025SISMOX$$

$$C6 = 1.05CM+1.275CV-1.4025SISMOY$$

$$C7 = 0.9CM+1.43SISMOX$$

$$C8 = 0.9CM-1.43SISMOX$$

$$C9 = 0.9CM+1.43SISMOY$$

$$C10 = 0.9CM-1.43SISMOY$$

Donde:

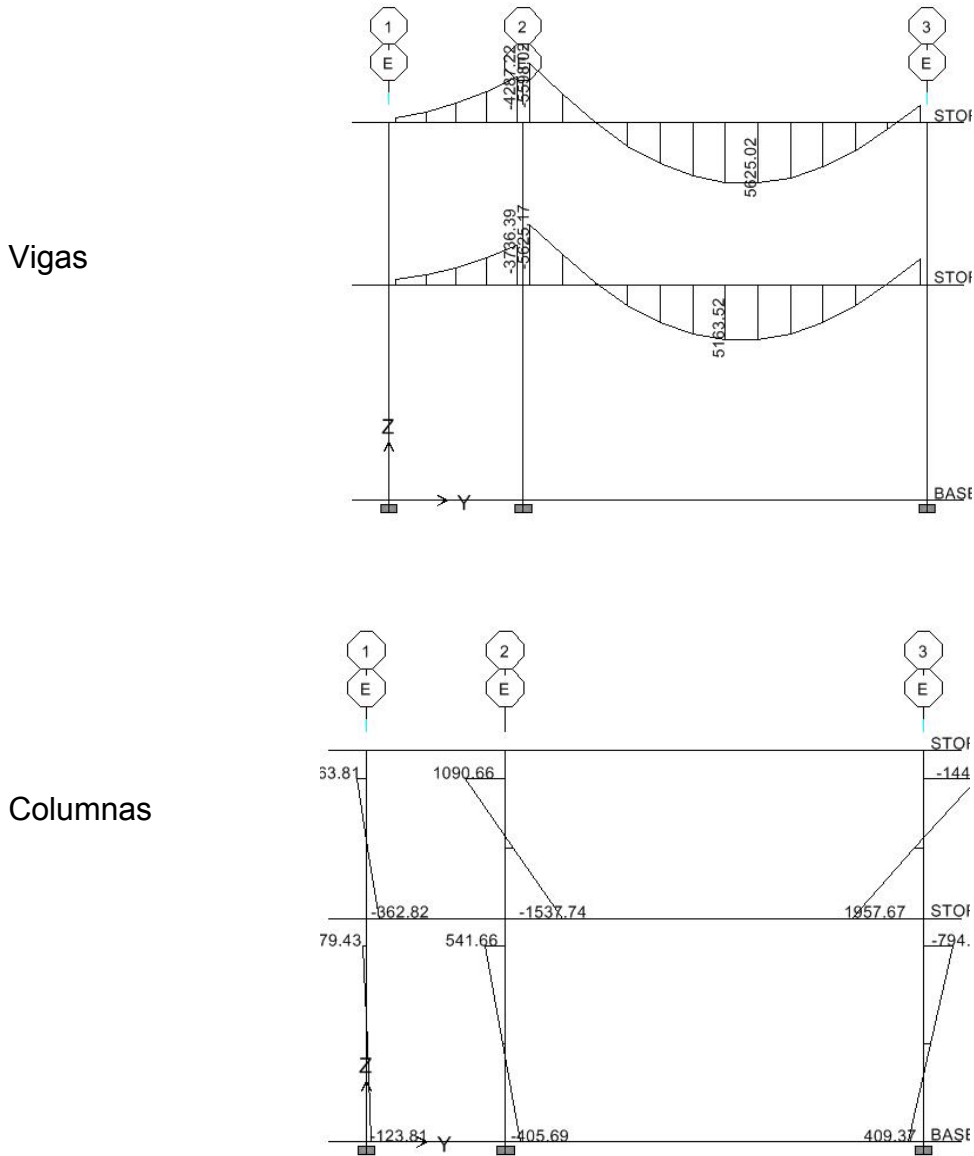
CS = carga de sismo

Luego de definir el modelo del edificio aplicando las cargas muertas y vivas se corre el programa y analiza el edificio, obteniendo los resultados que se muestran en las figuras siguientes.

2.1.7.1.1. Resultados de análisis estructural marco crítico  
eje Y, eje X

2.1.7.1.1.1. Debido a carga muerta

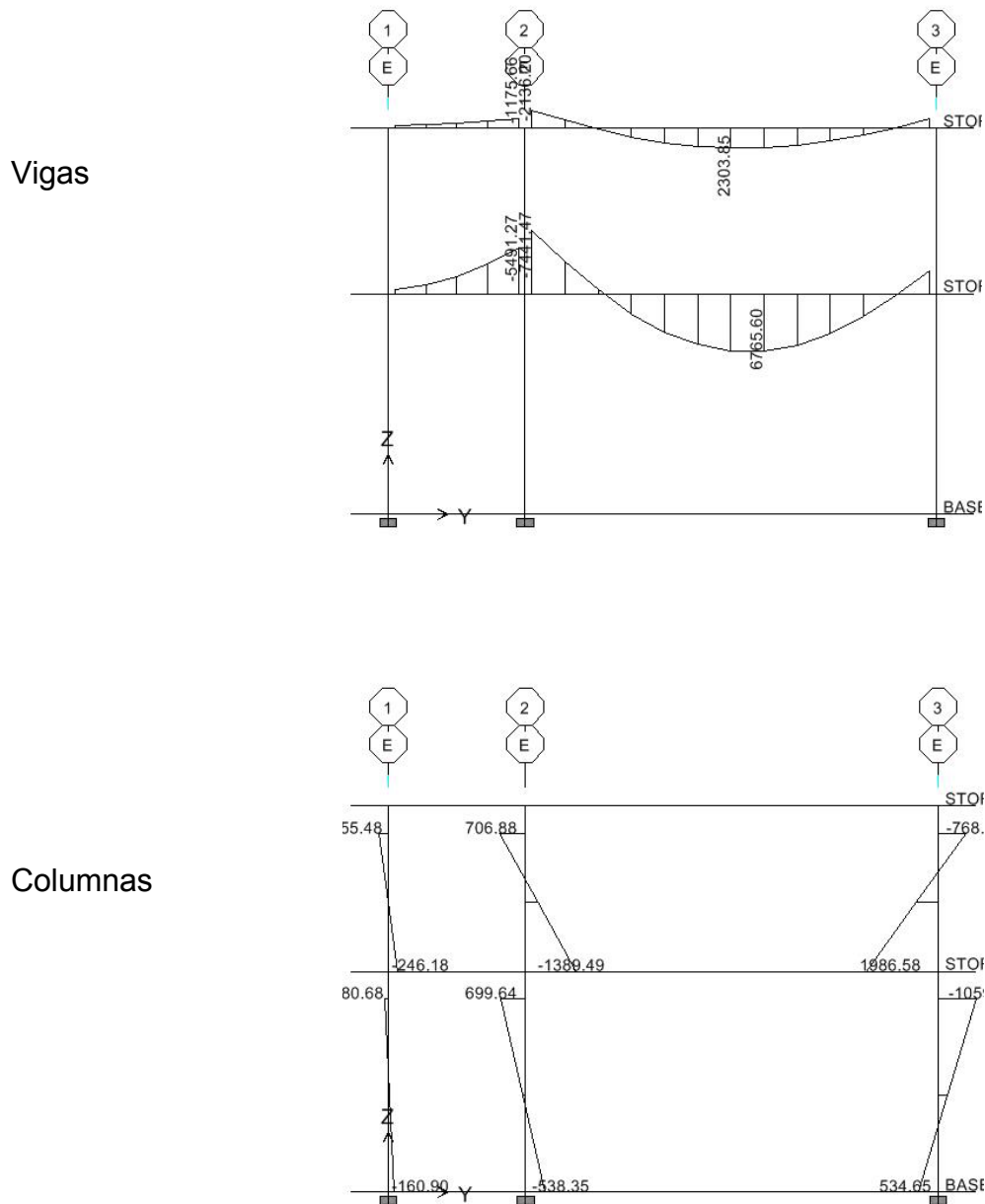
Figura 9. Momentos flexionantes, (kg-m), sentido X, debido a carga muerta.





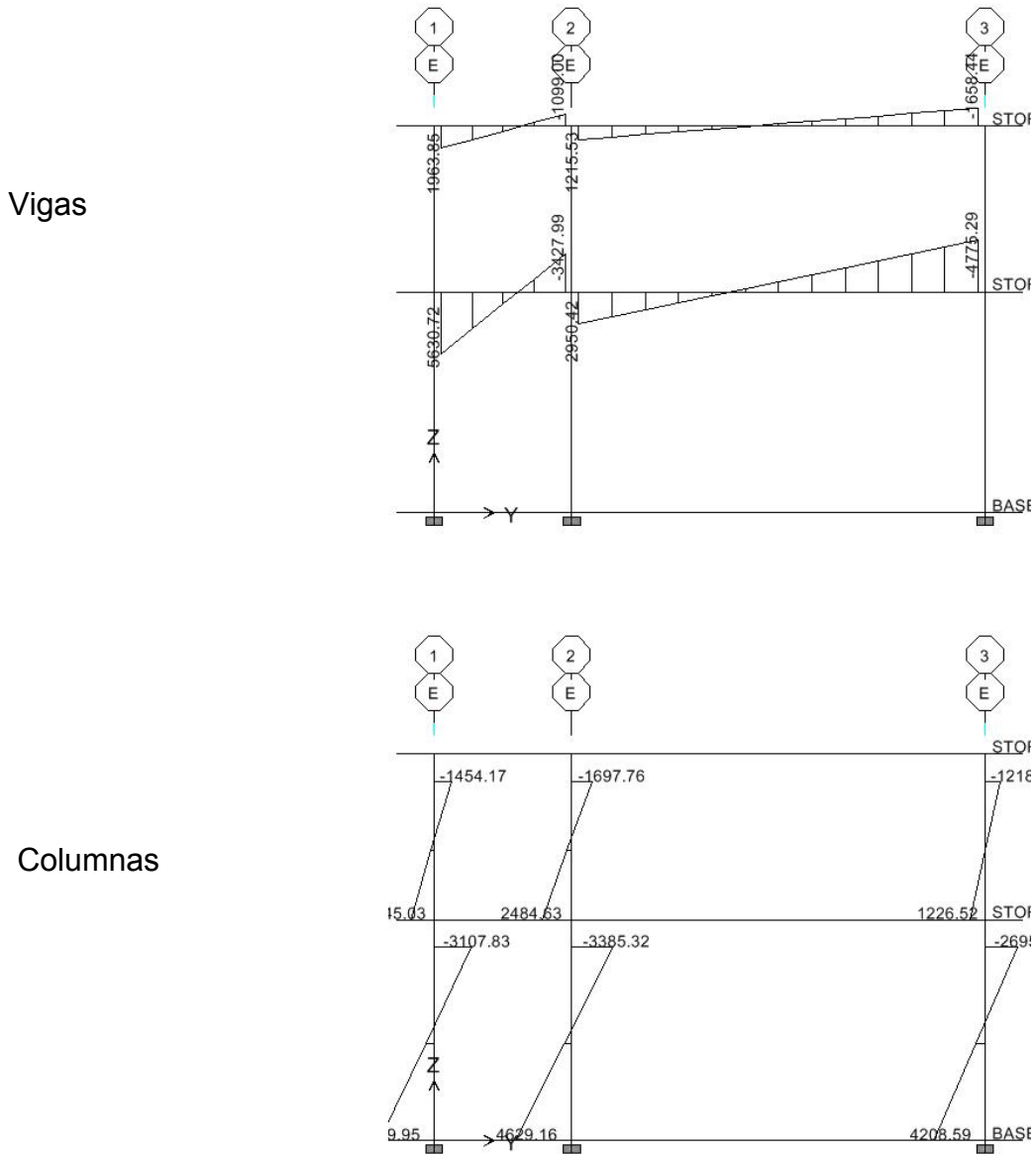
### 2.1.7.1.2. Debido a carga viva

Figura 10. Momentos flexionantes (kg-cm), sentido X, debido a carga viva.



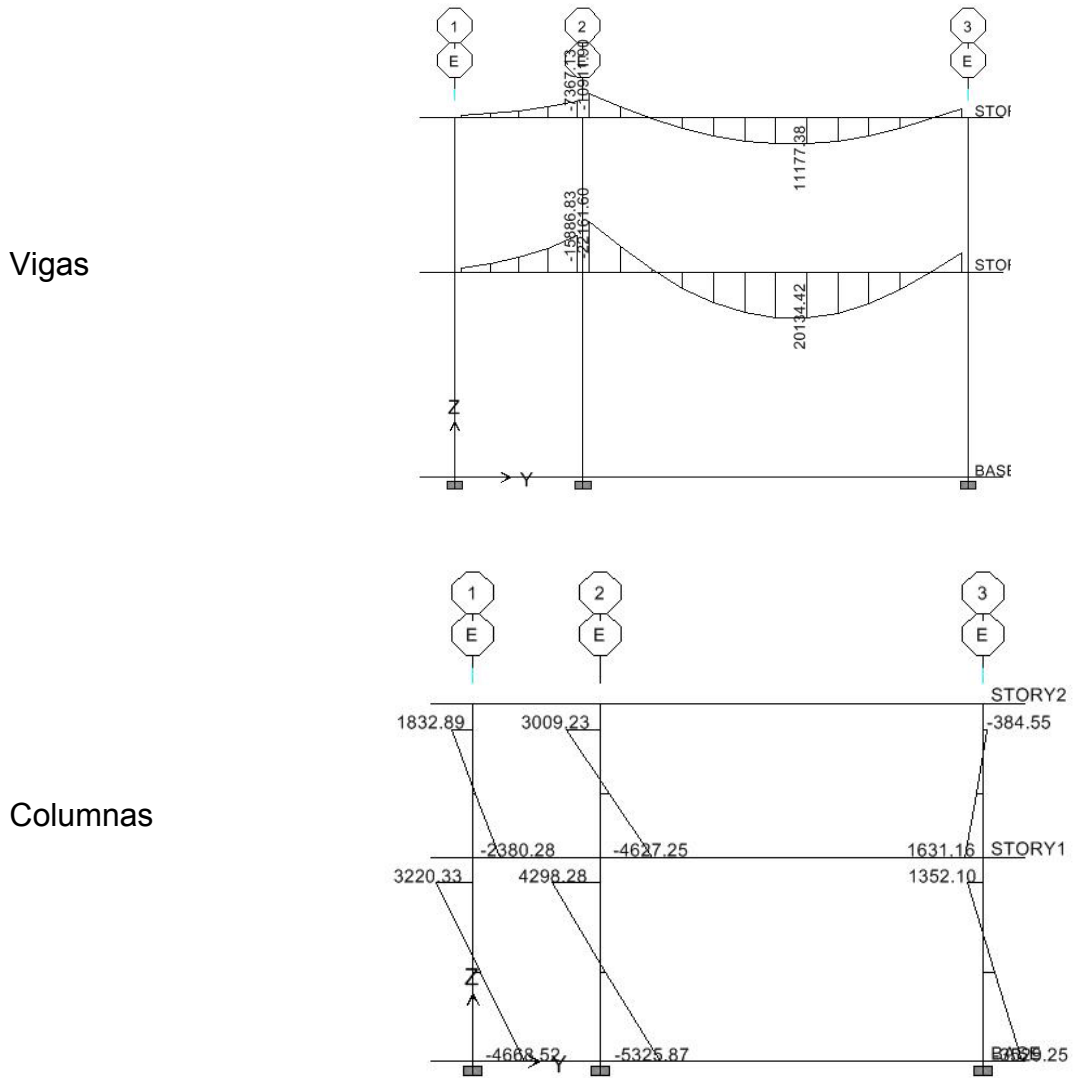
### 2.1.7.1.3. Debido a carga sísmica

Figura 11. Momentos flexionantes (kg-cm), sentido X, debido a carga sísmica.



### 2.1.8. Envoltente de momentos

Figura 12. Diagrama de momentos últimos (kg-cm), sentido X



### **2.1.8.1. Envolvente de momentos**

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, carga viva y la fuerza sísmica, según combinaciones propuestas por el ACI y presentadas anteriormente. Los momentos últimos de este análisis serán los más críticos.

### **2.1.8.2. Resultados del balance de momentos marco crítico del eje Y, eje X**

El resultado lo podemos ver en la figura 6.

### **2.1.8.3. Cálculo de momentos positivos en los marcos**

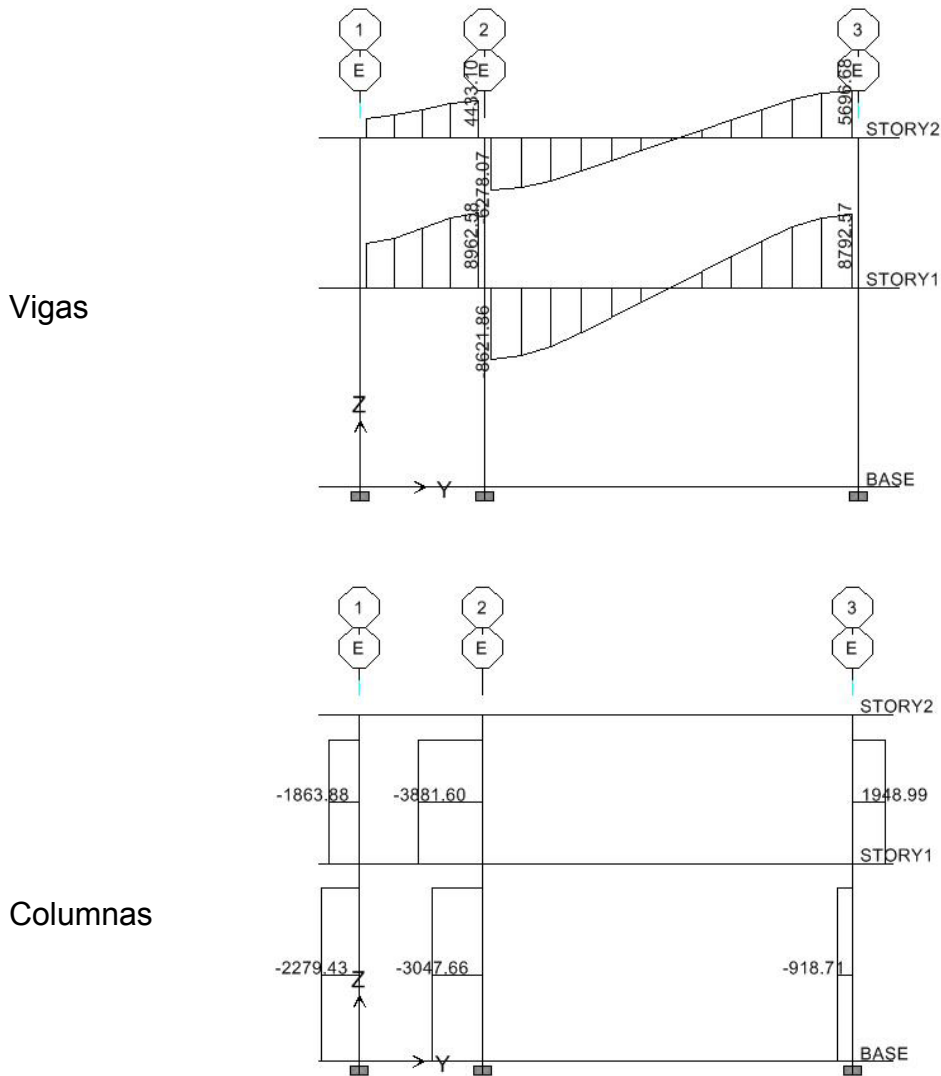
En la envolvente de momentos se calcula el momento positivo, de las vigas pero en nuestro caso no es necesario, ya que el programa ETABS lo calcula y nos muestra gráficamente los resultados de la envolvente de momentos o momentos últimos.

#### 2.1.8.4. Cálculo de fuerzas de corte

El cálculo de cortes en vigas es ejecutado por el programa de análisis ETABS por lo que sólo se muestra la gráfica con los resultados finales.

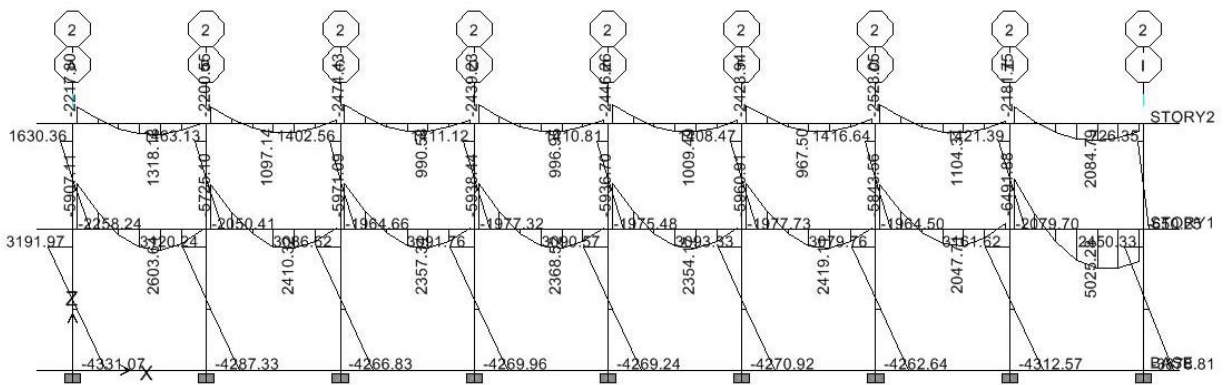
#### 2.1.8.5. Diagrama de fuerza de corte marcos críticos eje Y, eje X

Figura 13. Diagrama de fuerza de corte crítica

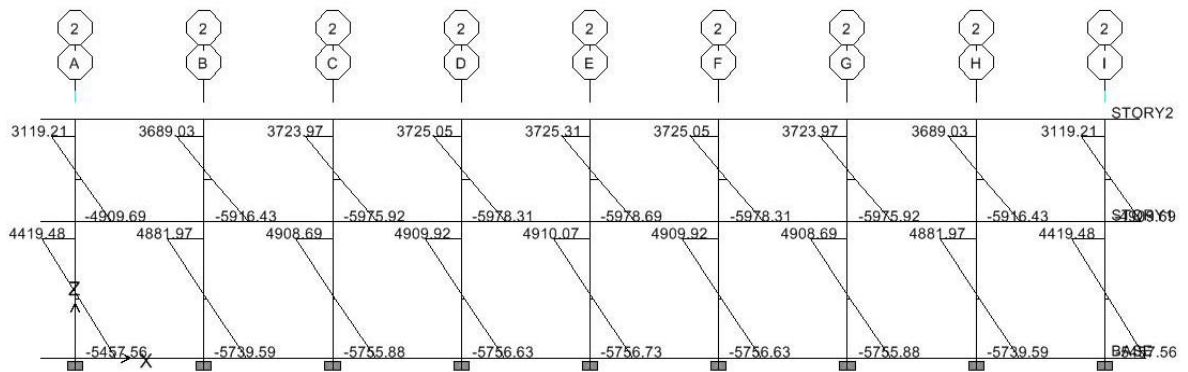


**Figura 14. Diagrama de momentos últimos (kg-m), sentido Y**

**Vigas**

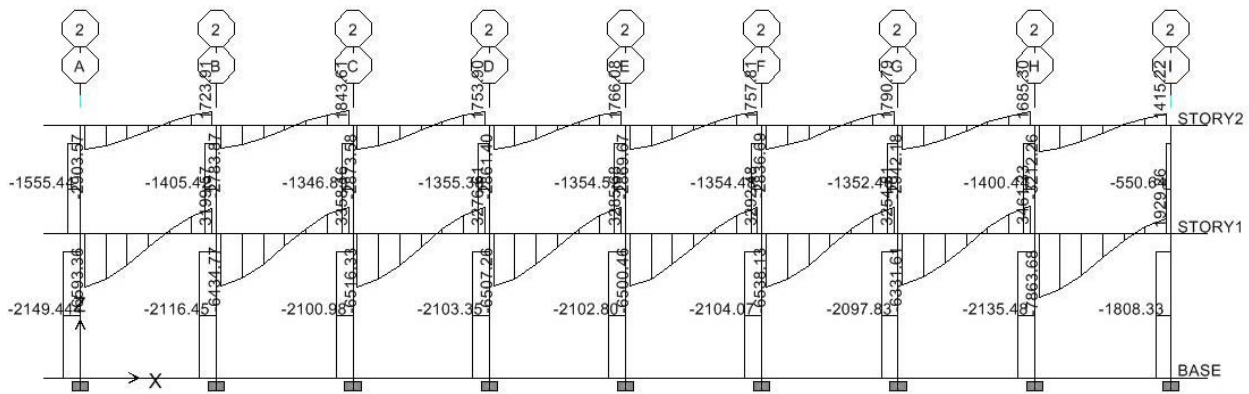


**Columnas**

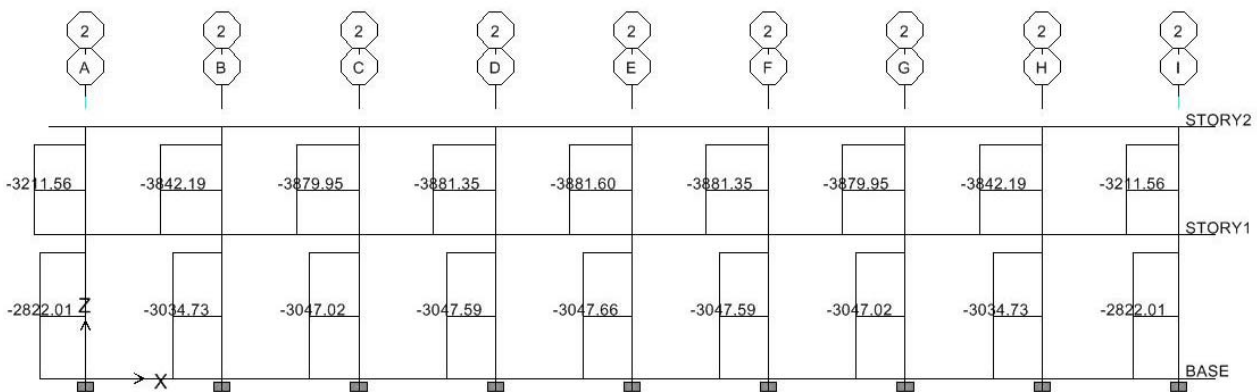


**Figura 15. Diagrama corte último (kg-m), sentido Y**

Vigas



Columns



## 2.1.9. Diseño estructural

### 2.1.9.1. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie. Como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales.

Para el diseño de losa se usó el método 3 del ACI, el cálculo del espesor de la losa se presenta en el pre-dimensionamiento anteriormente.

La figura 16 muestra una parte de la planta típica de distribución de losas del nivel 1, los datos de cargas viva y muerta se usaron de los valores del diagrama de momentos últimos.

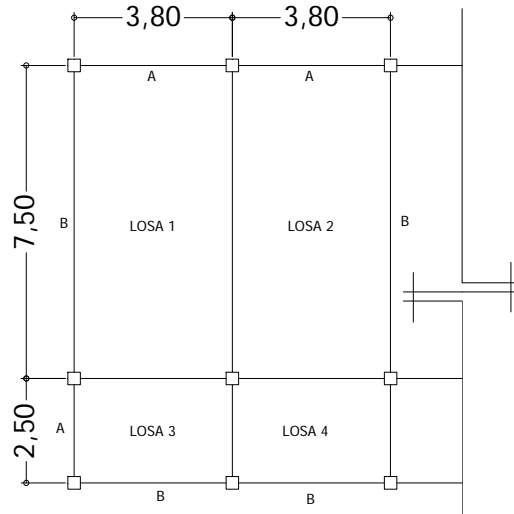
La relación  $m = A/B$ , define si la losa trabaja en uno o dos sentidos, si  $m \geq 0.50$  trabaja en dos sentidos. Si  $m \leq 0.50$  trabaja en un sentido. A lado menor de losa y B lado mayor.

$$m1 = m2 = \frac{3.8}{7.5} = 0.51; \text{ trabaja en dos sentidos}$$

$$m3 = m4 = \frac{2.5}{3.8} = 0.66; \text{ trabaja en dos sentidos}$$



**Figura 16. Planta de distribución de losas, nivel 1**



Ahora Se procede a calcular la carga última (CU) que está dada por la fórmula siguiente:

$$CU = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$$

$$CM = (Yc \times \text{espesor.de.losa}) + \text{acabaedos} + \text{sobrecarga}$$

$$CM = \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.13\text{m} \right) + 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad CM = 522 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CV = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CMU = \text{carga.muerta.última} = 1.4 \times 522 = 730.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CVU = \text{carga.viva.última} = 1.7 \times 300 = 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CU = 730.80 + 510 = 1,240.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para calcular los momentos de diseño se toma una franja unitaria de 1 de ancho, entonces:

$$CU = 1,240.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.00\text{m} = 1,240.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Fórmula para calcular los momentos actuantes:

$$M(-) = \text{momento negativo} = C \times CU \times A$$

$$M(+) = \text{momento positivo} = (C \times CMU \times A2) + (C \times CVU \times A2)$$

Donde:

C = coeficientes de tablas ACI

A = dimensión del lado considerado de la losa

Para losa 1:

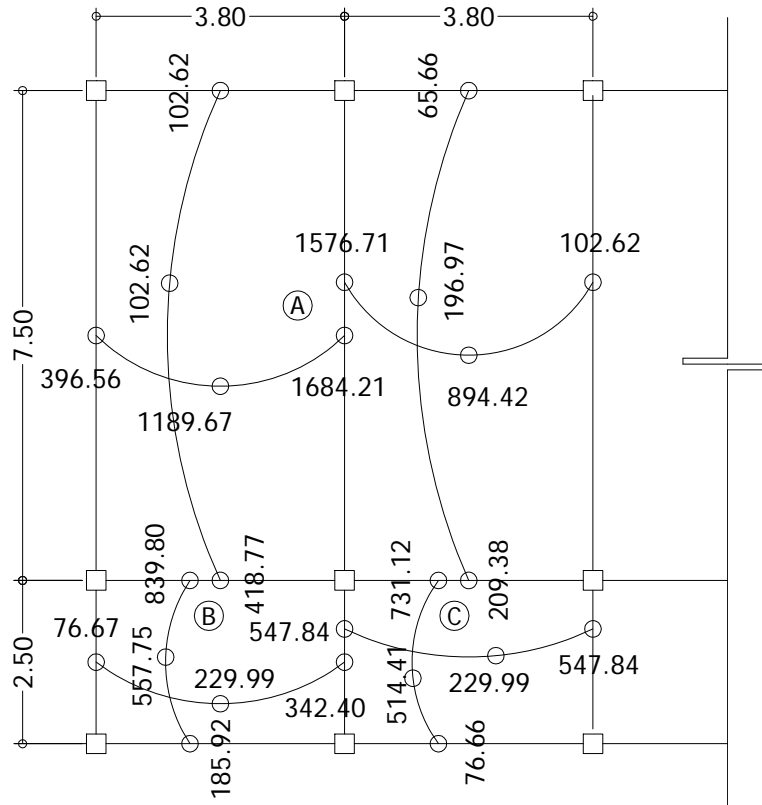
$$M_{(-)X} = 0.094 \times (1,240.80) \times (3.80)^2 = 1,684.21 \text{kg} - m$$

$$M_{(-)Y} = 0.006 \times (1,240.80) \times (7.50)^2 = 418.77 \text{kg} - m$$

$$M_{(+)X} = 0.059 \times (730.80) \times (3.80)^2 + 0.077 \times (510.00) \times (3.80)^2 = 1,189.67 \text{kg} - m$$

$$M_{(+)Y} = 0.004 \times (730.80) \times (7.50)^2 + 0.005 \times (510.00) \times (7.50)^2 = 307.87 \text{kg} - m$$

**Figura 17. Momentos actuantes en losas, nivel 1**



En la unión de dos losas, como en los puntos A, B y C de la figura 17, se puede notar que los momentos actuantes son diferentes, por lo que hay necesidad de balancear dichos momentos antes de calcular el refuerzo. En este caso se balancean los momentos en el punto B.

Sea  $M1$  es el momento menor y  $M2$  el mayor. Si  $M1 > (0.8 \times M2)$  entonces el momento balanceado ( $MB$ ) es:  $MB = \frac{(M1 + M2)}{2}$ , de lo contrario hay que balancear los momentos por el método de rigideces.

Para el punto B:

$(0.8 \times M_2) = (0.8 \times 839.80) = 671.81$ , entonces  $M_1 = 418.77$  no es mayor que 671.81, por lo que se procede a balancear los momentos por el método de rigídecas.

$$K_1 = \text{rigidez 1} = 1 / 2.5 = 0.40 ; \quad K_2 = \text{rigidez 2} = 1 / 7.50 = 0.13$$

$$D_1 = \text{factor de distribución 1} = K_1 / (k_1 + k_2) = 0.40 / (0.40 + 0.13) = 0.76$$

$$D_2 = \text{factor de distribución 2} = K_2 / (k_1 + k_2) = 0.13 / (0.40 + 0.13) = 0.24$$

El momento balanceado se halla por medio de la siguiente fórmula:

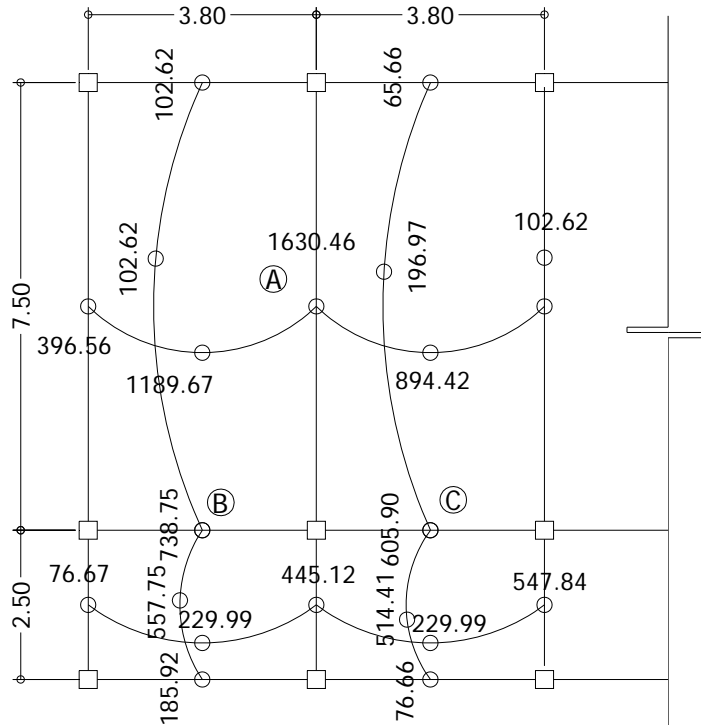
$$M_B = M_1 + [(M_2 - M_1) \times D_1] = M_2 - [(M_2 - M_1) \times D_2]$$

$$M_B = 418.77 + [(839.80 - 418.77) \times 0.76] = 839.80 - [(839.80 - 418.77) \times 0.24]$$

$$M_B = 738.75 = 738.75$$

Los resultados del balanceo de momentos en los puntos A y C se muestran en la siguiente figura.

**Figura 18. Momentos balanceados en losas, nivel 1**



Con los momentos balanceados de la figura anterior, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

El peralte ( $d$ ) se calcula de la siguiente manera:

$$d = \text{espesor de losa} - \text{recubrimiento} \quad d = 13 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 10.5 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo ( $A_{smín}$ ) en una losa, se calcula como el 40% del área de acero mínimo de una viga, usando un ancho unitario de 1.00 m.

$$A_{s\text{mín}} = 40\% \times (14.1 / f_y) \times b \times d = 0.40 \times (14.1 / 2,810) \times 100 \times 10.5 = 2.11 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S), usando una varilla No. 3 que tiene un área de 0.71 cm<sup>2</sup>. El espaciamiento se calcula por medio de una regla de 3:

$$\left. \begin{array}{l} 2.11 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad S \end{array} \right\} S = 33.65 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo (S<sub>máx</sub>) en una losa está dado por:

$$S_{\text{máx}} = 3 \times \text{espesor de losa} = 3 \times 13 = 39 \text{ cm}$$

El  $S_{\text{máx}} \geq S$ , por lo que se procede a encontrar un área de acero mínimo para el espaciamiento máximo por medio de una regla de 3.

$$\left. \begin{array}{l} A_{s\text{mín}} \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 36 \text{ cm} \end{array} \right\} A_{s\text{mín}} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$M_r A_{s\text{mín}} = 0.9 \times A_{s\text{mín}} \times F_y \times \left[ d - \frac{A_{s\text{mín}} \times F_y}{1.7 \times f'c \times b} \right]$$

$$M_r A_{s\text{mín}} = 0.9 \times 2.11 \times 2,810 \times \left[ 10.50 - \frac{2.11 \times 2,810}{1.7 \times 281 \times 100} \right]$$

$$M_r A_{s\text{mín}} = 55,367.68 \text{ kg} - \text{cm} = 553.68 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento que resiste el área de acero mínimo (553.68Kg-m), no cubre todos los momentos de la figura 18, por lo que los momentos mayores a 553.68 Kg-m se presentan en las tablas siguientes con el área de acero requerido y el espaciamiento necesario.

<b>Tavla III. Momentos en el sentido X, mayores al <math>M_{r_{Asmín}}</math></b>			
Momento	Área de acero	Área de varilla	S
Kg-m	cm <sup>2</sup>	(No4) cm <sup>2</sup>	Cm
1,189.67	4.60	1.27	27.61
1,630.40	6.37	1.27	19.94

En la tabla III se puede observar que el espaciamiento más pequeño es de 20 cm, por lo que el armado de losas será con varillas No. 4 a cada 20 cm. en el sentido X. En el sentido Y, el armado será con varillas No. 3 a cada 22 cm.

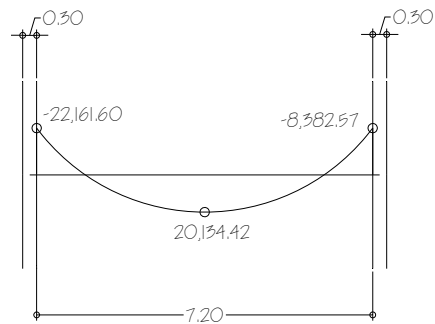
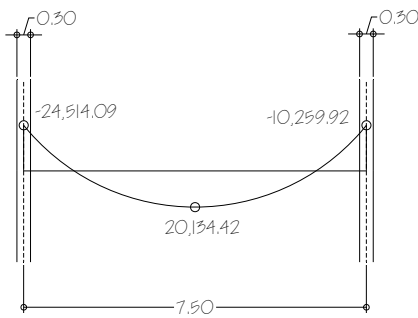
Para el diseño de losas del nivel 2, se usó el mismo procedimiento aplicado al nivel 1, los resultados se muestran en la planta de losas nivel 1 y 2 que se encuentran en el anexo 2.

### 2.1.9.2. Diseño de vigas

La viga es un elemento estructural horizontal, que está sometido a esfuerzos de compresión, tensión y corte.

La figura 19, muestra los momentos actuantes a ejes y a rostro del elemento. Dichos momentos son resultados del análisis estructural que se muestra en la figura 12, página 27 y que sirve como dato para el diseño de vigas.

**Figura 19. momentos actuantes a ejes y a rostro marco crítico**



Momentos a ejes

Sección de viga:  $0.25 \times 0.50$

$d$  = Peralte efectivo = 0.46m

Momentos a rostro



Los momentos a rostro se obtuvieron a través del programa usado para el análisis estructural, que permite desplazarse a lo largo de la viga y así obtener el momento en cualquier punto de la misma.

Para el diseño de una viga debe calcularse los límites de acero, es decir encontrar el área de acero mínimo y máximo que necesita el elemento.

$$A_{smín} = \frac{14.10}{F_y} \times b \times d$$

$$A_{smín} = \frac{14.10}{2,810} \times 25 \times 46 = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = \rho_{\text{max}} \times b \times d$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 \times \rho_{\text{bal}}(\text{en.zona.sísmica})$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \times \rho_{\text{bal}}(\text{en.zona.no.sísmica})$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 \left( \frac{0.003 \times 2.10 \times 10^6 \times 0.85^2 \times 281}{(2,810 + 0.003 \times 2.10 \times 10^6) \times 2,810} \right)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.025$$

$$A_{smáx} = 0.025 \times 25 \times 46 = 28.75 \text{ cm}^2$$

Encontrado los límites de acero, se procede a encontrar el área de acero longitudinal requerido a través de la fórmula siguiente:

$$A_{s(-)} = \left( b \times d - \left( (b \times d)^2 - \left( \frac{M \times b}{0.003825 \times f'c} \right) \right)^{\frac{1}{2}} \right) \times \left( 0.85 \times \frac{f'c}{F_y} \right)$$

En este caso se toma el mayor de los dos momentos negativos.

Entonces:

$$A_{s(-)} = \left( 25 \times 46 - \left( (25 \times 46)^2 - \left( \frac{22,161.60 \times 25}{0.003825 \times 281} \right) \right)^{\frac{1}{2}} \right) \times \left( 0.85 \times \frac{281}{2,810} \right)$$

$$A_{s(-)} = 21.39 \text{ cm}^2$$

Usando la fórmula anterior, se necesita un área de acero  $A_{s(+)} = 19.19 \text{ cm}^2$  para cubrir el momento positivo.

Después de calcular el área de acero para los momentos positivo y negativo, debe considerarse los siguientes requisitos sísmicos:

Para la cama superior: se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores: a)  $A_{smín}$ , b) 33% del área de acero calculada para el momento negativo.

Para la cama inferior: se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores: a)  $A_{smín}$ , b) 50% del área de acero calculada para el momento negativo, c) 50% del área de acero calculada para el momento positivo.

Para la cama superior al centro: usar área de acero mínimo

$$a) A_{s_{\min}} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$b) 33\% A_{s_{M(-)}} = 0.33 \times (21.39 \text{ cm}^2) = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar} = 7.06 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No } 8 = 10.13 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

Para la cama inferior en apoyos:

$$a) A_{s_{\min}} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$b) 50\% A_{s_{M(-)}} = 0.50 \times (21.39 \text{ cm}^2) = 10.70 \text{ cm}^2$$

$$c) 50\% A_{s_{M(+)}} = 0.50 \times (19.19 \text{ cm}^2) = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } A_s = 10.70 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No } 8 + 1 \text{ No } 4 = 11.45 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

El área de acero faltante en la cama superior e inferior, se coloca como bastón, se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$A_{s(\text{bastón})} = A_s \text{ requerido} - A_{s_{\min}} \text{ corrido}$$

En este caso, el área de acero del bastón para cubrir el momento negativo en la cama superior es:

$$A_{s(\text{bastón})} = 21.39 - 10.13 = 11.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{bastón})} = 2 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 4 = 11.45 \text{ cm}^2$$

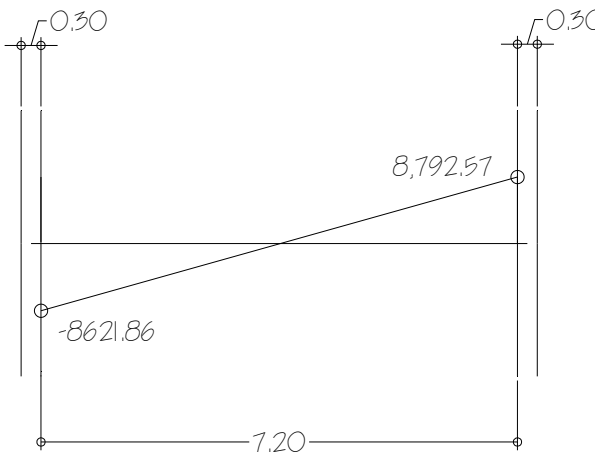
El área de acero del bastón para cubrir el momento positivo en la cama inferior es:

$$A_{s(\text{bastón})} = 19.19 - 11.45 = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{bastón})} = 2 \text{ No. } 8 = 10.13 \text{ cm}^2$$

Después de calcular el área de acero longitudinal se procede a calcular el área de acero transversal (estribos). El objetivo de colocar estribos es para contrarrestar los esfuerzos de corte, y en algunas ocasiones se usan por requisito de armado manteniendo el refuerzo longitudinal en la posición deseada.

**Figura 20. Esfuerzos de corte actuantes a ejes y a rostro sentido Y.**



**Esfuerzos de corte a rostro**

El corte que resiste el concreto (VR) está dado por:

$$VR = 0.85 \times 0.53 \times (f'c)^{1/2} \times b \times d$$

$$VR = 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 25 \times 50 = 9439.70 \text{ kg}$$

El corte actuante mayor (Va) en el elemento analizado es: 8,792.57 kg

Puede observarse que  $VR > Va$ , por lo tanto, se usan estribos No. 3 solo por requisito de armado. Sin embargo, por requisitos sísmicos se debe confinar los estribos en los extremos de la viga con el propósito de lograr una mayor ductilidad en los nodos.

Para la longitud de confinamiento ( $Lo$ ), los estribos deben proporcionarse en una distancia de por lo menos el doble del peralte efectivo  $d$  de la viga, a partir de la cara de la columna.

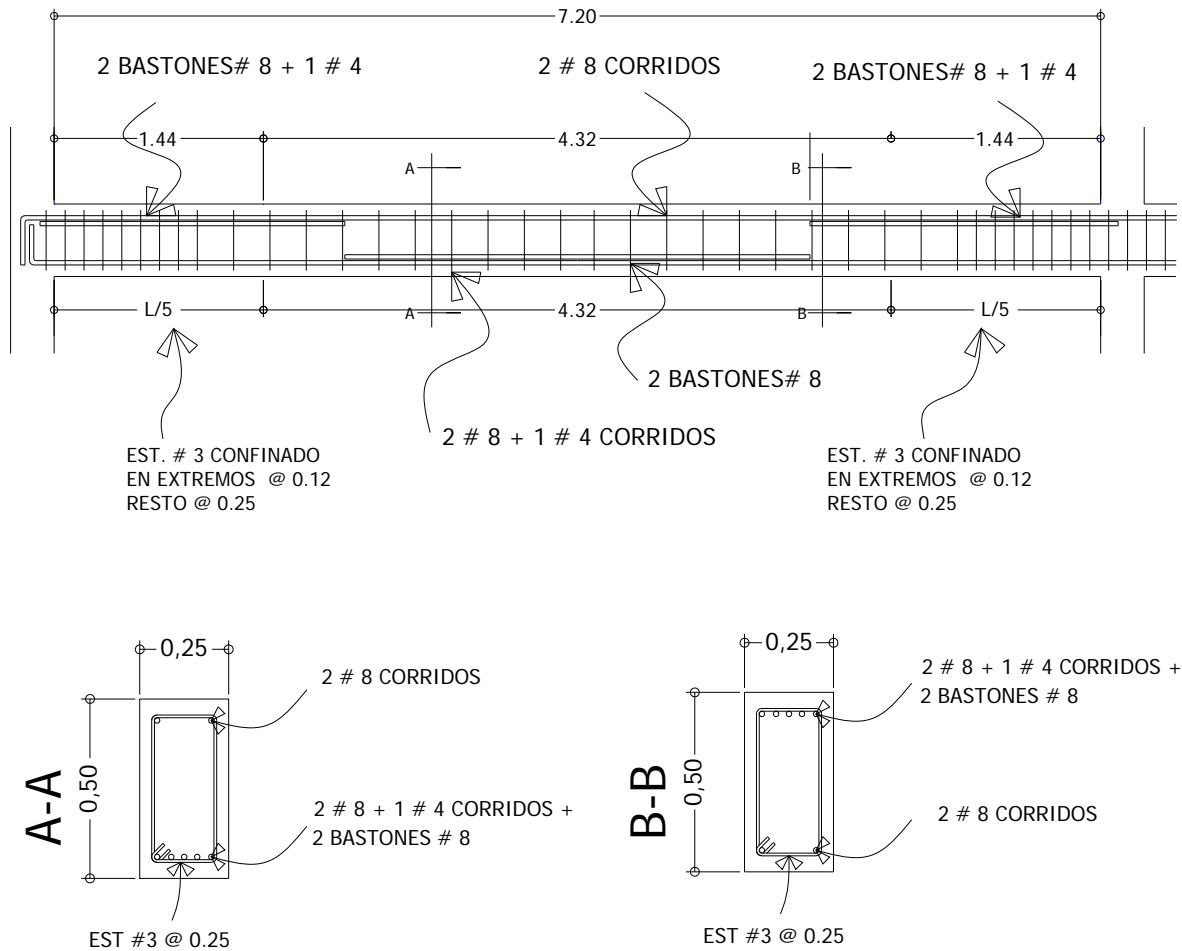
$$\text{Para este caso, } Lo = 2d = 2(0.50) = 1.00 \text{ m}$$

Se usarán estribos No. 3 con una separación máxima ( $S_{max}$ ) =  $d/2$  en la parte central y  $d/4$  en los extremos de la viga.

$$\frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25cm;$$

$$\frac{d}{4} = \frac{50}{4} \approx 12cm;$$

**Figura 21. Armado final, viga tipo 1**



La figura 21, muestra el refuerzo longitudinal en la cama superior e inferior, la longitud de confinamiento y el respectivo espaciamiento del refuerzo transversal del elemento del marco típico sentido Y.

### 2.1.9.3. Diseño de columnas

Las columnas se definen como elementos estructurales que están sometidos a esfuerzos de compresión y momentos flexionantes.

Los datos que se necesitan para el diseño de columnas son: a) momentos flexionantes, resultados del análisis estructural y b) carga axial, se obtiene por áreas tributarias.

Para este proyecto sólo se ilustra el diseño de la columna tipo B, que corresponde al elemento del nivel 2 que tiene mayor esfuerzo (figura 11). Para el diseño de la columna crítica del nivel 1, se aplicó el mismo procedimiento usado para la columna tipo B.

Los datos que se usaron para el diseño de columnas tipo B' son los siguientes:

Sección =  $0.30 \times 0.30$  m;

$M_x$  = momento crítico en el sentido X = 4,627.25 kg-m

$M_y$  = momento crítico en el sentido Y = 5978.31 kg-m

$V_a$  = corte actuante crítico = 3,881.60 kg

Longitud efectiva ( $L_u$ ) = 2.50 m

La carga axial ( $P_u$ ) se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$P_u = (A_{\text{losas}} \times CU) + (P_{\text{vigas}} \times FCU)$$

Donde:

$$A_{\text{losas}} = \text{Área de losa tributaria} = 19.00 \text{ m}^2 \text{ (ver figura 1)}$$

$$CU = \text{Carga última} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$CU = 1.40 (0.13 \times 2,400 + 60) + 1.7 (100) = 690.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{vigas}} = \text{Carga de vigas} = 0.25 \times 0.50 \times 2400 \times 8.8 = 2,640 \text{ kg}$$

$$FCU = \text{factor de carga última} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{690.80}{372 + 100} = 1.46$$

Entonces:

$$P_u = (19 \times 690.80) + 2640 \times 1.48 = 17,032.40 \text{ kg}$$

Según ACI, las columnas se clasifican por su relación de esbeltez ( $E$ ) en:

- |                |                         |
|----------------|-------------------------|
| a) Cortas      | Si $E < 21$             |
| b) Intermedias | Si $21 \leq E \leq 100$ |
| c) largas      | Si $E > 100$            |



Si las columnas son cortas ACI recomienda que se diseñe con los momentos últimos; si son intermedias se deben magnificar los momentos últimos, y si son largas no se deben construir porque pueden fallar por pandeo.

La esbeltez está dada por la siguiente relación:

$$E = \frac{(K \times Lu)}{r}$$

Donde:

E = Esbeltez

Lu = longitud entre apoyos = 2.50 m

K = factor de pandeo

r = radio de giro = 0.3 × lado menor

$$K = \frac{20 - \text{promedio}}{20} \times (1 + \text{promedio})^{\frac{1}{2}} \quad \text{para promedio} < 2$$

$$K = 0.90 \times (1 + \text{promedio})^{\frac{1}{2}} \quad \text{para promedio} \geq 2$$

El factor K, se determina por medio de la fórmula de Jackson, basándose en la relación de rigidez ( $\psi$ ), donde:

$$\psi = \frac{\sum \text{rigideces} \cdot \text{de} \cdot \text{columnas} \cdot \text{que} \cdot \text{se} \cdot \text{unen} \cdot \text{en} \cdot \text{el} \cdot \text{nodo} \cdot \text{considerado}}{\sum \text{rigideces} \cdot \text{de} \cdot \text{vigas} \cdot \text{que} \cdot \text{se} \cdot \text{unen} \cdot \text{en} \cdot \text{el} \cdot \text{nodo} \cdot \text{considerado}}$$

$$\text{Inercia de vigas} = (1/12)(25)(50)^3 = 260,416.66 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de columnas} = (1/12)(30)(30)^3 = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{67,500}{250}}{\frac{260,416.67}{220} + \frac{260,416.67}{720}} = 0.18$$

$$\psi_A = \frac{\frac{67,500}{250} + \frac{67,500}{350}}{\frac{260,416.67}{220} + \frac{260,416.67}{720}} = 0.30$$

$$\text{Promedio} = \frac{0.18 + 0.30}{2} = 0.24$$

Como promedio < 2

Entonces:

$$K = \frac{20 - 0.24}{20} \times (1 + 0.24)^{\frac{1}{2}} = 1.10$$

Entonces:

$$E = \frac{1.10 \times 2.50}{0.30 \times 0.30} = 30.55 > 21$$

De acuerdo con los valores de esbeltez obtenidos en el sentido X y en el sentido Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por lo que se debe de magnificar los momentos actuantes.

El magnificador de momentos (c) es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas para evitar el pandeo.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi \times Pcr}} \geq 1$$

Donde:

Pu = Carga última

Pcr = Carga crítica

$\phi = 0.70$  si se usan estribos

$\phi = 0.75$  si se usan zunchos

$$Pcr = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times Lu)^2}$$

$$EI = \frac{\frac{Ec \times Ic}{2.50}}{1 - \beta d}$$

$$\beta d = \frac{\text{momento} \cdot \text{máximo} \cdot \text{de} \cdot \text{la} \cdot \text{carga} \cdot \text{muerta}}{\text{momento} \cdot \text{máximo} \cdot \text{último}}$$

Donde:

E = módulo de young

$E_c = \text{módulo de elasticidad del concreto} = 15,100(f'c)^{1/2}$

I = momento de inercia de la sección

$\beta d$  = factor de flujo plástico

Cálculo del magnificador de momentos en el sentido X:

$$E_c = 15,100(281)^{1/2} = 253,122.12 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\beta d = 1,537.74 \text{ kg - m} / 5,978.31 \text{ kg - m} = 0.26$$

$$EI = \frac{253,122.12 \times 67,500}{1 + 0.26} = 5.42 \times 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi \times 5.38 \times 10^9}{(1.10 \times 250)^2} = 707,876.80 \text{ kg}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{17,032.40}{0.70 \times 707,876.80}} = 1.04$$

$M_{dx}$  = momento de diseño en X

$$M_{dx} = \delta \times M_x = 1.04 \times 4,627.25 = 4,812.34 \text{ kg} - \text{m}$$

$M_{dy}$  = momento de diseño en Y

$$M_{dy} = \delta \times M_y = 1.04 \times 5,978.31 = 6,217.44 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal: existen varios métodos para calcular el acero longitudinal en columnas. En este caso se utilizará el método de carga inversa, que es un método simple y aproximado desarrollado por Bresler. Este método sencillo fué comprobado satisfactoriamente mediante comparación de resultados en gran cantidad de ensayos y cálculos precisos.

La ecuación de carga inversa se define como:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

$P'u$  = valor aproximado de la carga última en flexión que resiste la columna a una excentricidad "e".

$P'_x = (K'_x) \times (f'_c) \times \text{sección del elemento} = \text{carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad "e}_y", (e_x = 0).$

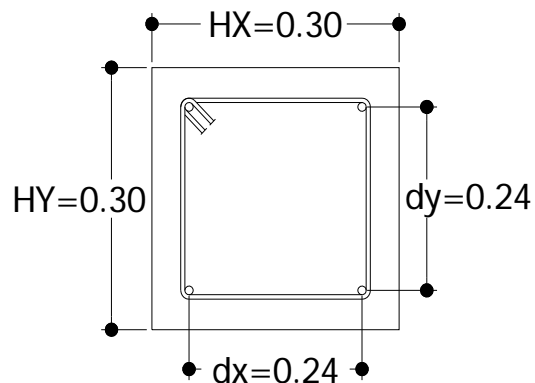
$P'_y = (K'_y) \times (f'_c) \times \text{sección del elemento} = \text{carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente la excentricidad "e}_x", (e_y = 0).$

$P'_o = 0.70 [(0.85 \times f'_c \times \text{área gruesa}) + \text{área de acero} \times f_y] = \text{carga última axial que resiste la columna ó la carga concéntrica que resiste la misma, } (e_x = 0, e_y = 0).$

$K_x$  y  $K_y$  son coeficientes que se obtienen del diagrama de interacción para diseño de columnas.

Si  $P'_u > P_u$ , entonces el armado propuesto es correcto, de lo contrario, se aumenta el área de acero.

**Figura 22. Sección de columna tipo 1**



Datos:

- Área de acero propuesto
- No 8 =  $4(5.07) = 20.27 \text{cm}^2$
- $P_u = 17,032.40 \text{kg}$
- $M_{dx} = 4,812.37 \text{kg-m}$
- $M_{dy} = 6,217.44 \text{kg-m}$
- $f'_c = 281 \text{kg/cm}^2$
- $F_y = 2,810 \text{kg/cm}^2$
- Recubrimiento 3cm

Según el ACI, el área de acero ( $A_s$ ) en una columna debe estar dentro de los siguientes límites:  $1\%$  del área gruesa ( $A_g$ )  $\leq A_s \leq 6\% A_g$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 \times (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.06(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$$

En este caso se proponen 4 varillas No. 8 =  $20.27 \text{ cm}^2$

Para el diseño de columnas, el método de Bresler utiliza los diagramas de interacción. Los valores a utilizar en los diagramas son:

a) Valor de la gráfica:

$$x = \frac{dx}{hx} = \frac{24}{30} = 0.80$$

$$y = \frac{dy}{hy} = \frac{24}{30} = 0.80$$

b) Valor de la curva:

$$\mu = \frac{A_s \times F_y}{A_g \times 0.85 \times f'_c}$$

$$\mu = \frac{20.27 \times 2,810}{30 \times 30 \times 0.85 \times 281} = 0.26$$

c) Excentricidades:

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{4,812.37}{17,032.40} = 0.28$$

$$e_y = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{6,217.44}{17,032.40} = 0.36$$

d) Valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{hx} = \frac{0.28}{0.30} = 0.94$$

$$\frac{e_y}{hy} = \frac{0.36}{0.30} = 1.22$$

Con los datos obtenidos en los incisos a), b) y d), se buscan los valores en el diagrama de interacción, encontrando que:  $K_x = 0.25$  y  $K_y = 0.17$

Cálculo de cargas:

$$P'_x = 0.25 \times 281 \times 30 \times 30 = 63,225kg$$

$$P'_y = 0.17 \times 281 \times 30 \times 30 = 42,993kg$$

$$P'_o = 0.70((0.85 \times 281 \times 30 \times 30) + (20.27 \times 4,200)) = 190,346.59kg$$

Cálculo de  $P'u$ :

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{63,225} + \frac{1}{63,225} - \frac{1}{190,346.59}$$

Como  $P'u > P_u$ , el área de acero que se propuso, sí soporta los esfuerzos a los que está sometido el elemento, en caso contrario, se debe aumentar el área de acero.

### **Cálculo del acero transversal (estribos):**

El objetivo del refuerzo transversal es para resistir los esfuerzos de corte, y en algunos casos solo por armado. Por requisitos sísmicos las columnas deben confinarse para aumentar la capacidad de carga axial, de corte y la ductilidad, debe ser en forma de anillos (estribos) o de refuerzo en espiral continua (zunchos).

Se usó el siguiente procedimiento para calcular el refuerzo transversal:

#### **a) Se calcula el corte resistente**

$$VR = 0.85 \times 0.53 \times (f'c)^{1/2} \times b \times d$$

$$VR = 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 30 \times 27 = 6,116.92 \text{ kg.}$$

Como  $VR > Va$  ( $6,116.92 > 3881.60$ ), entonces se colocan estribos con un espaciamiento  $S = d / 2 = 27 / 2 = 13.5 \text{ cm}$ , en caso contrario se diseñan los estribos por corte.

#### **b) Confinamiento:**

Para la longitud de confinamiento ( $Lo$ ), debe tomarse el mayor de los siguientes criterios:

$$L / 6 = 2.50 / 6 = 0.42 \text{ m}$$

$$Lo = \text{Lado mayor de columna} = 0.30 \text{ m};$$

$$\text{usar } Lo = 0.45 \text{ m}$$

El espaciamiento de los estribos ( $S1$ ) en zonas confinadas de las columnas debe encontrarse entre  $3 \text{ cm} < S1 < 10 \text{ cm}$ .



Para estribos usar como mínimo varillas No. 3 (área varilla ( $A_v$ ) No. 3 = 0.71  $cm^2$ ).

**c) cálculo de la relación volumétrica:**

$$s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \left( 0.85 \times \frac{f'_c}{F_y} \right) \times A_{ch} = dx \times dy = 24 \times 24 = 576 cm^2$$

$$s = 0.45 \left( \frac{30 \times 30}{576} - 1 \right) \times \left( 0.85 \times \frac{281}{4,200} \right) = 0.014$$

**d) cálculo de espaciamiento de estribos en zona confinada:**

$$S_1 = \frac{2 \times A_v}{s \times L_e}; \quad L_e = dx \text{ ó } dy, \text{ tomar el mayor}$$

$$S_1 = \frac{2 \times 0.71}{0.014 \times 24} = 4 cm$$

**2.1.9.4. Diseño de zapatas**

En este caso las zapatas tipo 1, son zapatas aisladas concéntricas, que normalmente se obtienen cuando la columna se encuentra en el centro de la zapata.

Los datos que se usaron para el diseño de zapatas son los siguientes:

Momento en X =  $M_x = 5,325.87 \text{ kg-m}$ ;

Recubrimiento = 0.075 m Momento en Y =  $M_y = 5,756.73 \text{ kg-m}$ ;

Espesor zapata = 0.40 m

Carga última =  $P_u = 53,591.60 \text{ kg}$ ;

Cota de cimentación =  $1.0 \text{ m}$

Resistencia del concreto =  $f'c = 281 \text{ kg / cm}^2$

Resistencia a la fluencia del acero =  $F_y = 2810 \text{ kg / cm}^2$

Valor soporte del suelo =  $V_s = 25,000 \text{ kg / cm}^2$

Peso específico del concreto =  $c = 2400 \text{ kg / m}^3$

Peso específico del suelo =  $s = 1,400 \text{ kg / m}^3$

**1. Factor de carga última =  $F_{cu} = 1.46$**

**2. Cargas de trabajo:**

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{53,591.60}{1.46} = 36,706.57 \text{ kg}$$

$$M'_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{5,325.87}{1.46} = 3,647.86 \text{ kg}$$

$$M'_y = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{5,756.73}{1.46} = 3,942.97 \text{ kg}$$

**3. Pre-dimensionamiento del área de zapata**

$$A_z = \frac{1.50 \times P'}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1.50 \times 36,706.57}{20,000} = 2.75 \text{ m}^2$$

Se propone usar las dimensiones siguientes

$$A_z = 1.80 \text{ m} \times 1.80 \text{ m} = 3.24 \text{ m}^2$$

#### 4. Chequeo de presión sobre el suelo (q):

La presión que ejerce la zapata sobre el suelo está dado por medio de la fórmula siguiente:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'x}{S_x} \pm \frac{M'y}{S_y}$$

Donde S = módulo de sección =  $(1/6) b \times h^2$ ;

$$S_x = S_y = (1/6) \times 1.8 \times (1.8)^2 = 0.97$$

$$P = P' + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P = 36,706.57 + (0.30 \times 0.30 \times 7.00 \times 2,400) + (3.24 \times 1.00 \times 1,400) + (3.24 \times 0.40 \times 2,400)$$

$$P = 45,865 \text{ kg}$$

$$q = \frac{45,865}{3.24} \pm \frac{3,647.86}{0.97} \pm \frac{3,942.97}{0.97}$$

$$q \text{ máxima} = 21,965.00 \text{ kg / m}^2$$

cumple, menor que Vs

$$q \text{ mínima} = 6,346.00 \text{ kg / m}^2$$

no cumple > no existe presiones de tensión en el suelo.

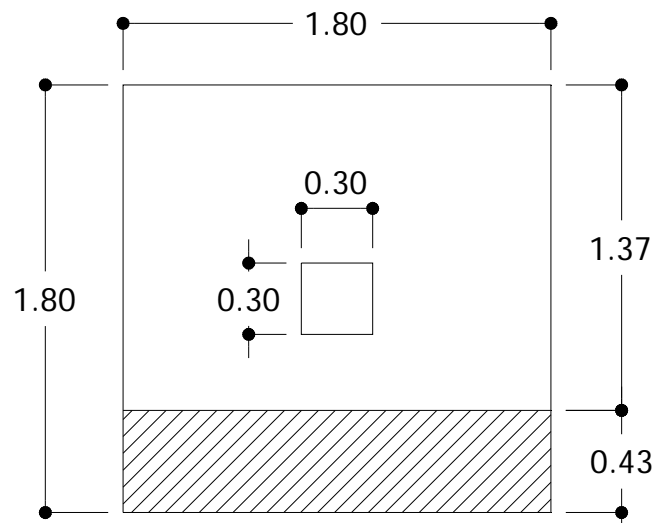
#### 5. Presión última:

$$q_u = q_{\text{máx}} \times F_{cu} = 21,965 \times 1.46 = 32,069 \text{ kg/cm}^2$$

## 6. Chequeo por corte simple:

La sección crítica de cortante en las zapatas ocurre a una distancia  $d$  (peralte efectivo), medido del rostro de la columna, por lo que se necesita analizar si el espesor de zapata asumido es capaz de resistir el corte actuante.

Figura 23. Distancia donde ocurre el corte simple, zapata tipo 1



$d = \text{espesor} - \text{recubrimiento} - (\text{diámetro varilla}/2)$

$$d = 40 - 7.5 - (1.905 / 2) = 31.54 \text{ cm.}$$

$V_a = \text{corte actuante} = A \times q_u$

$$V_a = (1.80 \times 0.43) \times 32,069.00 = 25,084.00 \text{ kg}$$

$V_r = \text{corte que resiste el concreto}$

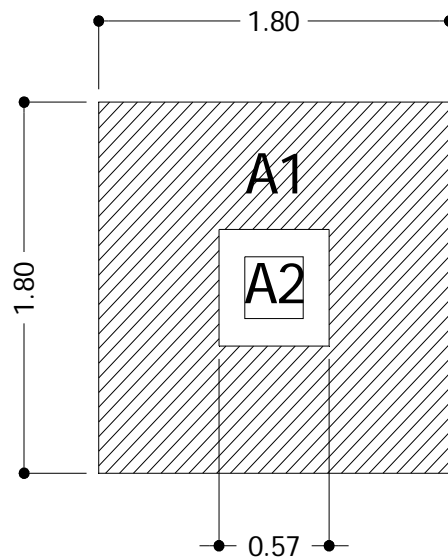
$$V_r = 0.85 \times 0.53 \times (f'c)^{1/2} \times b \times d$$

$$V_r = 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 180 \times 31.54 = 42,880.00 \text{ kg}$$

Como  $V_a < V_r$ , entonces si chequea por corte

7. **Chequeo por corte punzonante:** este corte es producto del efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte siempre se presenta a una distancia  $d/2$  a partir del rostro de la columna.

**Figura 24. Área de punzonamiento, zapata tipo 1**



$$30 + d = 30 + 31.54 = 61.54 \text{ cm}$$

$$V_a = \text{corte actuante} = (A_1 - A_2) \times q_u$$

$$V_a = (1.80^2 - 0.61^2) \times 32,069.00 = 91,758.00 \text{ kg}$$

$$V_r = \text{corte que resiste el concreto}$$

$$V_r = 0.85 \times 1.06 \times (f'c)^{1/2} \times b_o \times d$$

$$V_r = 0.85 \times 1.06 \times (281)^{1/2} \times (4 \times 61.54) \times 31.54 = 17,290.00 \text{ kg}$$

Como  $V_a < V_r$ , entonces si chequea por corte punzonante.

## 8. Diseño del refuerzo por flexión:

El refuerzo se calcula para cubrir el momento flector ( $M_u$ ) en la zapata, como producto del empuje hacia arriba del suelo. El momento se calcula como para una losa en voladizo y está dado por:  $M_u = q_u \times L^2 / 2$ , donde  $L$  es la distancia medida desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

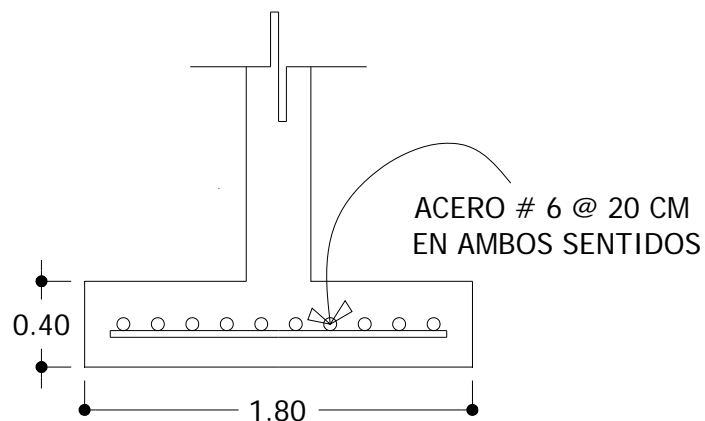
$$M_u = 32,069.00 \times (0.75)^2 / 2 = 9,019.41 \text{ kg-m.}$$

### Diseño de refuerzo

$M_u = 9,019.41 \text{ kg-m}$	}	$A_s = \text{área de acero requerido} = 11.55 \text{ cm}^2$
$F_y = 2810 \text{ kg / cm}^2$		$A_{s_{\min}} = (14.1/f_y)b \times d = 6.31 \text{ cm}^2$
$f'c = 281 \text{ Kg / cm}^2$		$A_v = \text{área varilla, (No.6} = 2.85 \text{ cm}^2)$
$b = 100 \text{ cm}$		$S = \text{espaciamiento entre varillas}$
$d = 31.54 \text{ cm}$		$S = A_v / A_s = 2.85/11.55 = 0.246 \text{ m}$

Colocar varillas No.6 @ 0.20m en ambos sentidos.

Figura 25. Armado final de zapata tipo 1



### 2.1.9.5. Diseño de escalera

El ritmo general de vida exige que las escaleras puedan ser recorridas de modo rápido y seguro con el menor gasto de energía posible. Para su ubicación se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no sea problemática, además debe tener iluminación y ventilación aceptable.

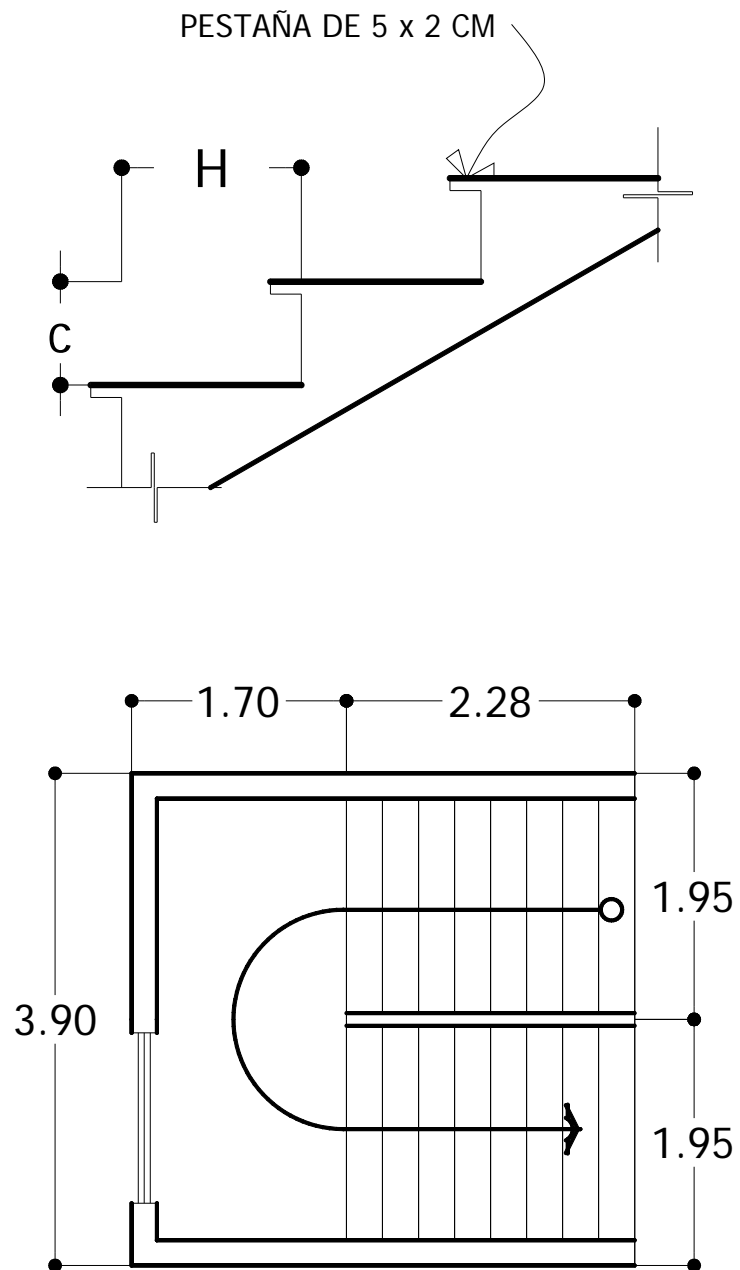
La forma y disposición que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue y finalmente del material y tipo de construcción escogida.

Cuanto más se reduzca el espacio de la escalera más costosa será su construcción, por lo cual, muchas veces, la comparación y estudio de lo que representa la economía del sitio y el costo de su construcción será lo que puede decidir un determinado sistema para la misma.

El que una 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 nos pueden garantizar la comodidad de una escalera:

- $c \leq 20$  cm                      donde c = contrahuella y H = huella
- $H > c$
- $2c + H \leq 64$  cm (valor cercano)
- $c + H = 45$  a  $48$  cm
- $c \times H = 480$  a  $500$  cm<sup>2</sup>

Figura 26. Tipos de escaleras, con y sin pestaña





Procedimiento para el diseño de la escalera:

Datos:

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$f'c = 281 \text{ kg/m}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Número de escalones mínimo} = \frac{h}{C_{\text{max}}} = \frac{3.00}{0.20} = 15$$

Dejaremos 9 escalones en subida (contrahuellas)

Número de huellas = Número de contrahuellas - 1 = 9 - 1 = 8 huellas. Se optó por una contra huella de 17cm por la altura del primer nivel.

Chuequeando las relaciones de comodidad

$$C = 17 \text{ cm} < 20 \text{ cm ok}$$

$$H = 29 \text{ cm} > 17 \text{ cm ok}$$

$$2C + H = 2 \times 17 + 29 = 63 \leq 64 \text{ cm ok}$$

$$C + H = 17 + 29 = 46 \text{ cm ok}$$

$$C \times H = 17 \times 29 = 493 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Por lo tanto se obtiene:

9 contrahuellas de 17cm

8 huellas de 29cm

## Integración de cargas

Carga muerta

Peso propio de la escalera

$$1.4 \times W_c \times \left( t + \frac{c}{2} \right) = 1.4 \times 2400 \times \left( 0.10 + \frac{0.17}{2} \right) = 621.60 \frac{kg}{cm^2}$$

Carga viva

$$\text{Edificación escolar} = 1.7 \times 500 = 850 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga total} = 622 + 850 = 1472 \text{ kg/cm}^2$$

## Cálculo de momentos

$$M(+) = \frac{W_u \times l^2}{9} = \frac{1,472 \times 4.43^2}{9} = 3,209.76 \text{ kg} - m$$

$$M(-) = \frac{W_u \times l^2}{14} = \frac{1,472 \times 4.43^2}{14} = 2,063.42 \text{ kg} - m$$

## Cálculo de refuerzo

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 11.50 \text{ cm}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Para momento (+) = 3,209.76 kg-m

$$A_s(+) = \left[ 100 \times 11.50 - \sqrt{(100 \times 11.50)^2 - \frac{3,209.76 \times 100}{0.003825 \times 281}} \right] \times \frac{0.85 \times 281}{2810} = 11.74 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No 5 @ 0.15

Para momento (-) = 2,063.42 kg-m

$$A_s(+)=\left[100\times 11.50-\sqrt{(100\times 11.50)^2-\frac{2,063.42\times 100}{0.003825\times 281}}\right]\times\frac{0.85\times 281}{2810}=7.37\text{cm}^2$$

Colocar varillas No 5 @ 0.25 m

Límites de acero

$$A_{s\text{mín}(-)}=\frac{14.1}{F_y}\times b\times d=\frac{14.1}{2,81}\times 100\times 11.50=5.77\text{cm}^2$$

$$\rho_{bal}=0.85\left[\frac{281}{2,810}\times\frac{6,090}{2,810+6,090}\right]\times 0.85=0.0369$$

$$\rho_{\text{máx}}=0.50\times 0.0369=0.01845$$

$$A_{\text{máx}}=0.01845\times 100\times 11.50=21.22\text{cm}^2$$

Acero por temperatura

- Colocando el acero  $A_s=0.002\times bt=0.002\times 100\times 14=2.80\text{cm}^2$
- Espaciamiento máximo  $3\times t \text{ ó } 0.30=3\times 14=42\text{ cm}$ , por lo tanto se refuerza con varillas No 3 @ 0.30

El acero por temperatura debe colocarse en el otro sentido, tomando en consideración lo siguiente:

- Se debe alternar cuando exista cama doble de refuerzo principal.
- Se debe colocar en el espacio formado por la cama superior e inferior del refuerzo principal.

## 2.1.10. Elaboración de presupuesto por renglones

**Tabla IV. Presupuesto por renglones de edificación escolar**

Edificación escolar de dos niveles den cantón Mi Tierra, Zunilito, Suchitepéquez.

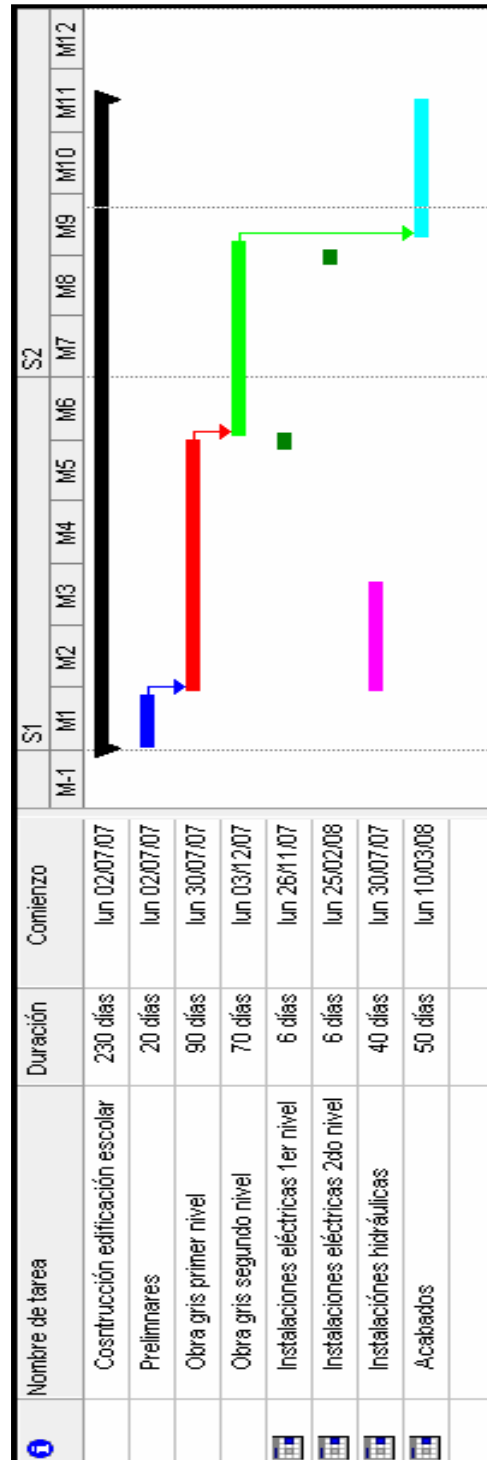
Epesista: Juio Antonio Rivera Recinos

Fecha: Octubre 2007

Resumen presupuesto edificación escolar				
Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
<b>Edificación escolar</b>				
Trazo	ml	160.00	13.75	2,200.64
Nivelación	M <sup>2</sup>	331.73	5.00	1,658.65
Zapatas tipo1	Unidad	27.00	3,297.12	89,022.31
Cimiento corrido	ml	98.90	192.10	18,998.54
Columnas tipo 1	Unidad	27.00	2,006.32	54,170.70
Levantado de muro	m <sup>2</sup>	300.00	219.55	65,863.88
Solera de humedad	ml	150.00	111.92	16,787.81
Solera intermedia	ml	240.00	111.92	26,860.50
Solera de corona	ml	300.00	111.92	33,575.63
Vigas	ml	370.00	308.94	114,307.45
Losa de entrepiso	m <sup>2</sup>	320.00	252.00	80,639.90
Losa de techo	m <sup>2</sup>	320.00	252.00	80,639.90
Repello + cernido	m <sup>2</sup>	300.00	107.06	32,118.75
Piso de concreto	m <sup>2</sup>	320.00	379.30	121,376.00
Azulejo	m <sup>2</sup>	50.00	191.56	9,578.00
Ventanas de metal + vidrio	m <sup>2</sup>	130.00	412.00	53,560.00
Puertas de metal tipo1	Unidad	9.00	1,600.00	14,400.00
Puertas de metal tipo2	Unidad	12.00	1,000.00	12,000.00
Artefactos sanitarios	Global	1.00	37,134.70	37,134.70
Agua potable	Global	1.00	8,000.00	8,000.00
Drenaje	Global	1.00	9,000.00	9,000.00
Luz eléctrica	Global	1.00	70,000.00	70,000.00
<b>Total</b>				<b>951,893.35</b>
<b>Modulo de gradas</b>				
Zapatas	Unidad	4.00	1,607.90	
Columna tipo 2	ml	5.00	914.79	
Solera hidrofuga	ml	15.00	111.92	
Solera intermedia	ml	15.00	111.92	
Solera final	ml	15.00	111.92	
Levantado de block	m <sup>2</sup>	75.00	219.55	
Escalera	Unidad	1.00	10,000.00	
Losa	m <sup>2</sup>	18.00	252.00	
Repello + cernido	m <sup>2</sup>	75.00	107.06	13,437.05
<b>Total</b>				<b>13,437.05</b>
Costos directos del proyecto				965,330.40
Costos indirectos del proyecto				337,865.64
<b>COSTO TOTAL DEL RPROYECTO</b>				<b>1,303,196.04</b>

### 2.1.11. Cronograma de ejecución del proyecto edificación escolar

Figura 27. Cronograma de ejecución del proyecto edificación escolar



## **2.2. Diseño y planificación de sistema de alcantarillado sanitario de la cabecera municipal de Zunilito y los cantones Mi Tierra y San Antonio**

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño y planificación del alcantarillado sanitario de la cabecera municipal y los cantones Mi Tierra y San Antonio, del municipio de Zunilito, del departamento de Suchitepéquez. Para la realización se hizo, en primer lugar una visita de campo y posteriormente un levantamiento topográfico, en lo que se refiere a altimetría y planimetría. La suma de todos los tramos hacen un total de ochocientos metros de longitud, en los que se diseñaron treinta y un pozos de visita, los que se construirán según especificaciones del INFOM (Instituto de Fomento Municipal), como alturas mínimas, diámetros, cotas invert, etc. La tubería a utilizar será de concreto y tendrán diámetro de 21 “ y 30”. Las pendientes en la tubería están en función de la pendiente del terreno, siempre y cuando ésta no provoque que la velocidad y el caudal dentro de la alcantarilla estén fuera de los límites permitidos.

### **2.2.2. Levantamiento topográfico**

#### **2.2.2.1. Planimetría**

El método que se utilizó para la planimetría fue el de conservación de azimut con vuelta de campana.

Se utilizó el siguiente equipo:

- Un teodolito electrónico marca Nokia DT-6
- Un estadal
- Una cinta métrica de 100 metros
- Una plomada
- Pintura
- Estacas
- Una brújula

#### **2.2.2.2. Altimetría**

Para la altimetría de este proyecto se utilizó el método de nivelación compuesta, partiendo de un banco de marca sobre el eje de las calles.

Para la nivelación se utilizó el siguiente equipo:

- Un nivel de precisión marca Sokkia C-40
- Un estadal
- Una cinta métrica de 100 metros
- Estacas

Los resultados de la planimetría y altimetría se presentan en los planos en el anexo 2.

#### **2.2.3. Descripción del sistema a usar**

El sistema de topografía a usar es considerado tipo A, ya que será ejecutada a través de un teodolito para la planimetría y un nivel para la altimetría.

#### **2.2.4. Trazo de la red**

Al realizar la selección de la ruta que se seguirá el agua se deben considerar los siguientes aspectos.

Iniciar el recorrido de los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.

Para el diseño, se deben seguir la pendiente del terreno, con esto se evitará una excavación profunda y disminuir así costos de excavación.

Acumular los caudales mayores en tramos en los cuales la pendiente del terreno es pequeña y evitar de esta manera que la tubería se le dé otra pendiente ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.

Evitar dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

#### **2.2.5. Período de diseño**

El período de diseño adoptado para todos los componentes del sistema de este proyecto es de 20 años, se consideró 1 año adicional de gestión para obtener el financiamiento y para la construcción del mismo, por lo que el período de diseño es de 21 años.



## **2.2.6. Parámetros de diseño del sistema**

### **2.2.6.1. Población futura**

Para calcular la población futura o la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio al final del período de diseño, se aplicó el incremento geométrico, por ser el método que más se adapta al crecimiento real de la población en el medio. Para el cálculo de la población futura se tomó una tasa de crecimiento del 3.00 %, tomando en consideración que los cantones cuentan con suficiente área para poder expandirse.

#### **2.2.6.1.1. Método geométrico de población**

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

En donde:

Pf = Población futura para determinado período de diseño.

Po = Población del último censo o actual (660 habitantes).

R = Tasa de crecimiento poblacional (r = 3%)

N = Período de diseño (n = 21 años)

$$Pf = Po(1+r)^n = 4737(1+0.03)^{21} = 8,812 \text{ habitantes}$$

#### **2.2.6.2. Factor de retorno**

El factor de retorno es el porcentaje de agua que después de ser utilizada, vuelve al drenaje. El valor puede oscilar entre 0.70 a 0.90. La decisión de tomar cualquiera de estos valores influirá mucho en los costos que el proyecto va a representar. Un valor mayor de este factor, dará como resultado, caudales grandes, diámetros de tuberías grandes, lo que implicaría altos costos, por lo contrario, un valor pequeño de este factor, dará caudales pequeños y por consiguiente, diámetros de tuberías pequeños y se reducirían los costos. Por carecer de datos estadísticos se deberá tomar un valor promedio del factor de 0.80.

#### **2.2.6.3. Consumo de agua (dotación)**

La dotación que tiene asignada la municipalidad de Zunilito es de aproximadamente 100 lt/hab/día.

#### **2.2.6.4. Caudal sanitario**

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, la pendiente y la velocidad que puede llegar a tener el flujo dentro de la tubería. El principio fundamental para el diseño de alcantarillados es: el drenaje funciona como un canal abierto, es decir que, la tubería no funciona a presión.

#### 2.2.6.4.1. Caudal doméstico

Es la cantidad de agua que se evacúa hacia el alcantarillado luego de ser utilizada en las viviendas. Este desecho doméstico está relacionado íntimamente con la dotación y el suministro de agua potable. Para el cantones y la cabecera municipal, la municipalidad tiene asignada una dotación promedio de 100 lt/hab/día; que también debe ser afectado por el factor de retorno al calcularlo.

$$Q_{\text{dom}} = (\text{Dot} \times \text{No.Hab} \times \text{FR}) / 86400 = (100 \times 8,812 \times 0.80) / 86,400 = 8.16 \text{lt/s}$$

En donde:

Dot = Dotación (lt/hab/día)

Num.Hab = Número de habitantes futuros o población futura.

Qdom = Caudal domiciliar (lt/s)

FR = Factor de retorno.

#### 2.2.6.4.2. Caudal de infiltración

Es considerado como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, depende de: la permeabilidad del suelo, longitud de la tubería y de la profundidad a la que se coloca. Como depende de muchos factores externos, se calcula en función de la longitud de la tubería y del tiempo, generalmente se expresa en litros por kilómetro por día, su valor puede variar entre 12,000 y 18,000 Lt/km/día

$$Q_{\text{inf}} = (\text{Finf}(\text{Ltubería} + \text{num.Casas} \times 6\text{m})) / 86,400$$

Donde:

$F_{inf}$  = Factor de infiltración y que varía entre  $12000 < F_{inf} < 18000 \text{ lt/km/día}$

$L_{tubería}$  = Longitud total de la tubería

Para este caso, no existe caudal de infiltración por utilizar tubería de P.V.C.

#### **2.2.6.4.3. Caudal de conexiones ilícitas**

Corresponde básicamente a la incorporación de las aguas pluviales (de los techos y patios) a la red sanitaria; se deben evaluar los caudales y adicionarlos al caudal de diseño. Para su estimación se recomienda calcularlo como un porcentaje del total de las conexiones domiciliarias y que puede variar entre 0.5 a 2.5% o tener en cuenta el criterio que algunas instituciones ya han establecido, siendo estas

- El INFOM, toma la conexión ilícita como el 10% del caudal doméstico.
- Otros autores, determinan la conexión ilícita en 150 lt/hab/día.
- La municipalidad de Guatemala calcula la conexión ilícita en 100lt/hab/día.
- La Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, indica que se puede asumir un caudal de 50 lt/hab/día.
- El método racional (se utiliza cuando se tiene la información suficiente)

$$Q_{ci} = (((C \times I \times A) / 360) \times 1000) \% \text{viviendas}$$

Donde:

$Q_{ci}$  = caudal de conexión ilícita ( $m^3/s$ )

$C$  = coeficiente de escorrentía, el que depende de la superficie.

$A$  = área en hectáreas

$I$  = intensidad de lluvia en el área ( $mm/h$ )

$\%$  = porcentaje de viviendas con conexiones ilícitas

Para el presente proyecto el método que será utilizado es el del Instituto de Fomento Municipal (INFOM)

Toma para conexiones ilícitas un 10% del caudal domiciliar.

$Q = 10\%$  (Caudal domiciliar)

$Q_{ci} = Q_{dom} \times 0.10$

$Q_{ci} = 8.16 \text{lt/s} \times 0.10 = 0.82 \text{lt/s}$

#### **2.2.6.5. Caudal de diseño**

Es el caudal para el cual se diseña un tramo del sistema de alcantarillado o drenaje, cumpliendo con los requerimientos de velocidad y tirante hidráulico.

$$Q_{dis} = N_{ova} \times F_{QM} \times F_H$$

Donde:

$F_{QM}$  = factor de caudal medio

$F_H$  = factor de flujo instantáneo ó factor de harmond

### 2.2.6.5.1. Factor de caudal medio

Se considera como la suma de todos los caudales anteriormente descritos, dividido por el número de habitantes a servir, de acuerdo con las normas vigentes en el país.

Este factor debe ser mayor a 0.0020 y menor que 0.0050, si por alguna razón el valor calculado estuviera debajo de 0.0020 se adoptará éste; y si por el contrario el valor calculado estuviera arriba de 0.0050 se tomará como valor para el diseño 0.0050; considerando siempre que los valores no se alejen demasiado de los límites, ya que se podría caer en un sobre diseño o sub-diseño, según sea el caso.

$$FQM = Qs/No.Hab.futuro;$$

Donde:

$$Qs = \sum(Qd+Qind+Qcom+Qci+Qinf)$$

$$FQM = (8.16+0.82)/8,812 = 0.0010 \text{ (se opta por tomar 0.002)}$$

### 2.2.6.5.2. Factor de flujo instantáneo

El factor de flujo instantáneo o factor de Harmond, es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado. Este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir, en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje. Se debe calcular para cada tramo de la red. Su fórmula es:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

$$P=(\text{población futura})/1,000$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{8.81}}{4 + \sqrt{8.81}} = 3.00$$

#### **2.2.6.6. Diámetros mínimos**

En el diseño de alcantarillados es uno de los elementos que hay que calcular, para lo cual se deben seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Según las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal, se debe utilizar para sistemas de drenaje sanitario un diámetro mínimo de 8" cuando se utilice tubería de concreto y de 6" cuando se utilice tubería de PVC, para las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo con tubería de concreto es de 6" y de 4" para PVC.

#### **2.2.6.7. Velocidades máximas y mínimas**

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, diámetro y el tipo de tubería a utilizar (T.C. o PVC). La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de  $v/V$ , en donde  $v$  es la velocidad real del flujo y  $V$  es la velocidad a sección llena; la norma ASTM 3034 recomienda que la velocidad del flujo en líneas de alcantarillados no sea menor de 0.40 m/s para proporcionar una acción de auto limpieza, es decir, capacidad de arrastre de partículas; y la máxima recomendable es de 5.00 m/s.

Para velocidades mayores se deben tomar en cuenta ciertas consideraciones especiales para la disipación de energía, evitando la erosión de los pozos de visita o de cualquier estructura de concreto, estos parámetros son válidos sólo cuando se opte por utilizar tubería de PVC. Si se opta por utilizar tubería de concreto (T.C.), las velocidades se restringen, debe ser mayor que 0.60 m/s y menor que 3.00 m/s.

#### **2.2.6.8. Relaciones hidráulicas**

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad y caudal, se relacionan los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcial. Se deberán determinar los valores de la velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas, se procederá a obtener la relación de caudales ( $q/Q$ ), donde  $q$  es el caudal de diseño entre el caudal a sección llena ( $Q$ ); el resultado obtenido se busca en las tablas de relaciones hidráulicas, donde también se podrá encontrar las relaciones ( $v/V$ ) y ( $d/D$ ).

#### **2.2.6.9. Profundidades mínimas de tubería**

La profundidad de la parte superior de la tubería, con respecto al nivel de la superficie, es normalmente de 1.20m, salvo en climas extremadamente fríos donde se dan temperaturas inferiores a 0°C y la penetración de heladas es profunda, es necesario disponer la tubería a mayor profundidad.

#### **2.2.6.10. Cotas Invert**

Se denomina cota Invert, a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, debe verificarse que la cota Invert sea



al menos igual a la que asegure el recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Para calcularlas, se toma como base la pendiente del terreno y la distancia entre pozos, deben seguirse las siguientes reglas para el cálculo de las cotas Invert.

- La cota Invert de salida de un pozo se coloca tres centímetros debajo de la cota Invert de la tubería que entra al pozo.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra a un pozo es menor que el diámetro de la tubería que sale, la cota Invert de salida estará al menos a una altura igual a la diferencia de los diámetros, más baja que la cota Invert de entrada.

#### **2.2.6.11. Obras básicas**

##### **2.2.6.11.1. Colectores**

Es el medio por el cual se evacuan y transportan las aguas residuales y desechos generados por el hombre, lejos de donde se producen, este medio puede ser a través de tubería subterránea, estas tuberías deben actuar hidráulicamente como canales abiertos.

##### **2.2.6.11.2. Pozos de visita**

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un sistema de alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza.

La forma constructiva de los pozos de visita se ha normalizado considerablemente y se han establecido diseños que se adoptan de un modo general. Están contruidos de ladrillos y concreto reforzado, de forma cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma de cono truncado y con tapa removible, la cual se construye con el objeto de permitir el acceso y mantenimiento de la estructura. Las paredes del pozo deben estar impermeabilizadas con repello más un cernido liso, el fondo está conformado de concreto; para realizar la inspección o limpieza los pozos profundos deben dejar escalones, los cuales serán de hierro y estarán empotrados a las paredes del pozo. La profundidad que poseen estos pozos es variable (ver apéndice 2).

#### **2.2.6.12. Conexiones domiciliars**

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a un colector principal.

Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, es costumbre establecer y dejar previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es conveniente una conexión en Y que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T. Sin embargo, las conexiones en T son más fáciles de instalar. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

## **2.2.7. Localización de la descarga**

Después de realizar una visita al lugar donde se ejecutara el proyecto se constató que existe un río que transporta aguas negras en cual podría desfogar el efluente del sistema, pasando por un tratamiento previo.

### **2.2.7.1. Ubicación**

La ubicación del desfogue será indicado en los planos del proyecto que veremos adelante.

### **2.2.7.2. Tipo de desfogue**

Después de realizar una visita al donde se ejecutará el proyecto se constató que existe un río que transporta aguas negras el cual podría desfogar el efluente del sistema, pasando por un tratamiento previo.

## **2.2.8. Diseño de la red de alcantarillado**

A continuación se presenta un ejemplo para el diseño del tramo PV-26 al PV-25

Datos :

Período de diseño	21años
Dotación de agua potable	100lt/hab/día
Factor de retorno	0.85
Longitud del tramo	8.73m
Población actual acumulada	10
Población futura acumulada	19
Tasa de crecimiento	3.00%

Caudal domiciliar

$$Q_{dom} = \frac{Dot \times NoHab \times FR}{86,400} = \frac{100 \times 22 \times 0.80}{86,400} = 0.020 \frac{lt}{seg}$$

Conexiones ilícitas

$$Q_{ci} = Q_{dom} \times 10\% = 0.020 \times 0.10 = 0.002 \frac{lt}{seg}$$

Para el diseño de la red no se tomó en cuenta el caudal comercial por no existir comercios en los cantones y en la cabecera municipal y el caudal de infiltración por haber utilizado tubería P.V.C.

Factor de caudal medio

$$FQM = \frac{Q_s}{NoHabFut} = \frac{0.020 + 0.002}{22} = 0.001$$

Como  $0.001 < 0.002$ , entonces se toma como  $FQM = 0.002$

Las cotas del terreno para los respectivos pozos de visita son las siguientes:

PV – 26 cota del terreno inicial: 190.38 m

PV – 25 cota de terreno fina: 189.85 m

Longitud el tramo: 8.73 m

Pendiente del terreno

$$S = \frac{Cota \cdot inicial - Cota \cdot Final}{Longitud \cdot tramo} \times 100 = \frac{190.38 - 189.85}{8.73} \times 100 = 6.07\%$$

Cálculo del factor de Harmond

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{0.019}}{4 + \sqrt{0.019}} = 4.38$$

Para el caudal de diseño

$$Q_{dis} = N_{ohab} \times F_{QM} \times FH = 19 \times 0.002 \times 4.38 = 0.17 \text{ lt/s}$$

Diseño hidráulico

Cálculo de la velocidad y caudal a sección llena, tomando  $d = 6$  plg

$$V = \frac{0.03429}{n} \times D^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} = \frac{0.03429}{0.010} \times 6^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{6}{100}\right)^{\frac{1}{2}} = 2.77 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

$$Q = V \times A = 5.067 \times 10^4 \times \emptyset^2 \times 1,000 \times 2.77 = 50 \text{ lts/seg}$$

Relaciones hidráulicas

$$q/Q = 0.17/50.50 = 0.0032$$

Con los datos obtenidos anteriormente buscamos en la tabla de relaciones hidráulicas y determinamos la velocidad del caudal y el tirante a sección parcial.

Para  $q/Q$  futuro

$$d/D = 0.041$$

$$v/V = 0.225709$$

$$v = 0.225709 \times V = 0.225709 * 2.77 = 0.62 \text{ m/s}$$

$$d = 0.041 \times 6'' = 0.246 \text{ in}$$

Por lo que se puede observar la velocidad, futura se encuentra dentro del rango de diseño, el cual fue explicado en temas anteriores, pero esto no sucede con el tirante de diseño actual, esto se debe a que este tramo es inicial, por lo que el caudal no es muy significativo.

El tirante se podría incrementar reduciendo la pendiente de la tubería, pero esto reduciría la velocidad de diseño, por lo que se consideró mantener la velocidad dentro de los límites permitidos para evitar sedimentación, aunque esto implique un tirante pequeño.

Cotas Invert y profundidad de pozo

$$C_{is} = C_T - (PI + \emptyset)$$

$$C_{ie} = C_{is} - (S * L) / 100$$

$$H_{pozo} = C_T - C_{is} + 0.20$$

$$C_{is} = 190.38 \text{ m} - (1.20 \text{ m} + 0.15 \text{ m}) = 189.03 \text{ m}$$

$$C_{ie} = 189.03 \text{ m} - ((6.07\% * 8.73 \text{ m}) / 100) = 188.50 \text{ m}$$

$$H_{pozo} = 190.38 \text{ m} - 189.03 \text{ m} + .20 \text{ m} = 1.55 \text{ m}$$

### **2.2.9. Evaluación de impacto ambiental**

La implementación de este proyecto tendrá un impacto positivo a nivel social para la población, ya que cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario pero este se encuentra en mal estado, según consulta realizada a la población.

El 10% de la población entrevistada apoyaría el proyecto de alcantarillado sanitario conscientes del impacto que tendrá en aspectos como la salud, calidad de vida, y estatus cultural, aunque no existe bastante claridad sobre el mecanismo de apoyo o participación, requieren más información de la municipalidad.

La evaluación de impacto social permite aprovechar las opiniones de la población, grupos organizados de la comunidad, y de las instituciones públicas. El mayor impacto positivo a nivel social, será la mejora en las condiciones del entorno, que incide directamente en la salud de la población, reduciendo la proliferación de enfermedades y vectores de las mismas, además la comunidad cuenta con la posibilidad inmediata de conducir las aguas usadas de una forma adecuada y darle tratamiento necesario para proteger la salud; incidiendo de forma directa y a largo plazo, en calidad ambiental del entorno de vida de las familias; al establecer un sistema de tratamiento que busca la calidad de vida de las aguas usadas.

### **2.2.10. Evaluación socio-económica**

El proyecto de alcantarillado sanitario no será rentable económicamente, debido a que la inversión inicial será muy grande y la renta que se podrá obtener por la prestación del servicio no será suficiente para recuperar la inversión. Esto será confirmado con la determinación de la tasa interna de retorno y el valor presente neto del proyecto, para cada uno de los años que se pretende tenga de vida útil el sistema.

Sin embargo, pese a que económicamente no sea factible el construir el sistema de alcantarillado sanitario, éste será de beneficio para la población debido a que las aguas residuales ya no circularán ni se acumularán sobre las calles de la comunidad, los malos olores, el crecimiento de insectos; como mosquitos, dejarán de ser molestias para los habitantes de los cantones beneficiados. Lo cual contribuirá a que la calidad de vida de la población mejore y la apariencia de las calles de la comunidad tengan una apariencia limpia y agradable.

#### **2.2.10.1. Valor presente neto**

El valor presente neto del proyecto va ser Q. 2,991,315.04 (dos millones novecientos noventa y un quetzales con cuatro centavos). Este es el costo del proyecto y va ser desembolsado en el período cero debido a que es una inversión social no esta estipulando ningún ingreso ni rentabilidad del proyecto.



### **2.2.10.2. Tasa interna de retorno**

La tasa interna de retorno del proyecto es de 4.5%, esta tasa es el costo para el estado, se debe desembolsar esta cantidad de dinero para este proyecto.

### **2.2.11. Manual de ejecución y mantenimiento del sistema**

A medida que se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. Por esta razón la municipalidad deberá realizar esfuerzos para mejorar el nivel de desempeño de sus sistemas de alcantarillado. La limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema, y además extienden la inversión de la comunidad en su infraestructura de alcantarillado.

## 2.2.12. Presupuesto

**Tabla V. presupuesto de ejecución del proyecto de alcantarillado sanitario**  
**Alcantarillado sanitario Cabecera municipal, cantón San Antonio y cantón Mi Tierra,**  
**Zunilito, Suchitépquez.**

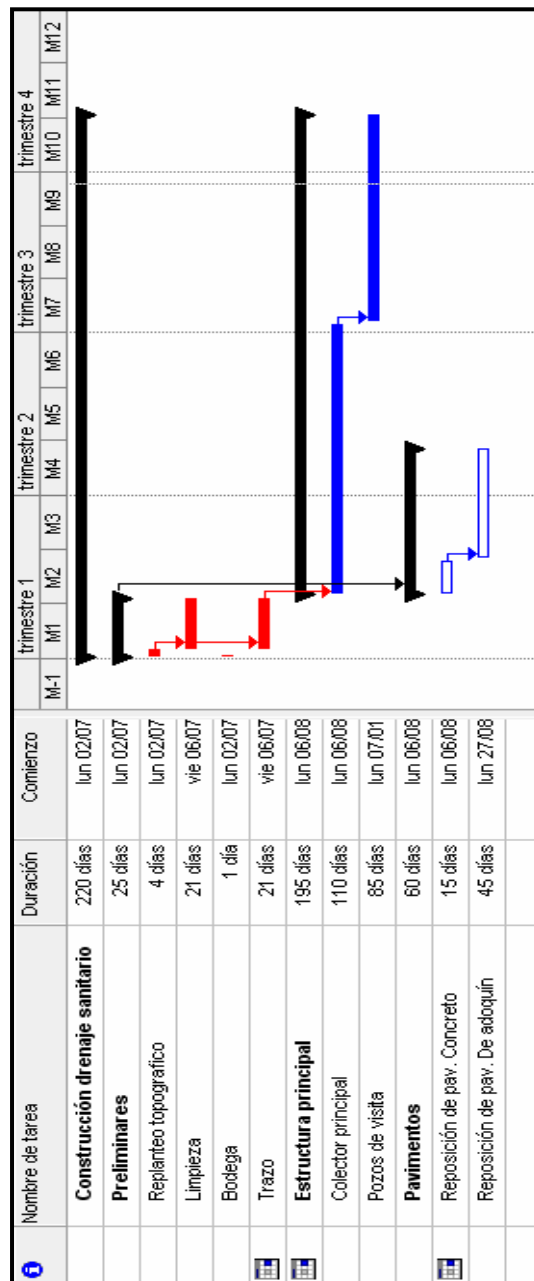
**Epesista: Julio Antonio Rivera Recinos**

**Fecha: octubre 2007**

<b>Resumen presupuesto de alcantarillado sanitario</b>				
<b>Renglón</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario Q</b>	<b>Total</b>
<b>preliminares</b>				
Replanteo topográfico	ml	3,844.31	5.00	19,221.55
Limpieza	ml	3,844.31	4.00	15,377.24
Bodega	m <sup>2</sup>	16.00	250.00	4,000.00
Trazo y nivelación	ml	3,844.31	16.00	61,508.96
<b>preliminares estructura principal</b>				
Colector principal diametro 6"	ml	3,844.31	292.82	1,125,675.48
Pozos de visita	Unidad	57.00	6,450.00	367,650.00
<b>Pavimentos</b>				
reposición de pavimentos de concreto	m <sup>2</sup>	120.00	183.00	21,960.00
reposición de pavimentos de adoquín	m <sup>2</sup>	2,186.59	121.30	265,233.37
<b>Total</b>				<b>1,880,626.59</b>
Costos directos del proyecto				1,880,626.59
Costos indirectos del proyecto				658,219.31
<b>COSTO TOTAL DEL RPROYECTO</b>				<b>Q2,538,845.90</b>
<b>PRECIO/km.</b>				<b>Q660,416.54</b>

### 2.2.13. Cronograma de ejecución

**Figura 28. Cronograma de ejecución del proyecto introducción de alcantarillado sanitario**



## CONCLUSIONES

1. La construcción del edificio escolar de nivel primario en la cabecera del cantón Mi Tierra, Zunilito, Suchitepéquez, beneficiará directamente a la población estudiantil de nivel primario, que hasta ahora tienen que viajar a la cabecera municipal para poder contar con el proceso de enseñanza aprendizaje.
2. Con la construcción del edificio escolar, los niños gozarán de instalaciones amplias y agradables, suficiente iluminación natural y artificial, con ventilación y un espacio óptimo para cada alumno.
3. Con la construcción del drenaje, se evacuarán las aguas residuales de una forma correcta por medio de tuberías y registros, evitando que los drenajes existentes se deterioren y dejen en riesgo la salud de la población del lugar.
4. El sistema de alcantarillado sanitario vendrá a solucionar los problemas de salud y medio ambiente que padecen los pobladores, evitando la variedad de enfermedades.
5. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de Ingeniería Civil tiene la oportunidad de aplicar los conocimientos aprendidos a lo largo de la carrera y dará solución a una necesidad real de una comunidad, adquiriendo a través de ello experiencia, ya que es muy importante en el desenvolvimiento de todo profesional.



## RECOMENDACIONES

### **A la municipalidad de Zunilito, Suchitepéquez:**

1. Para la supervisión del edificio escolar y alcantarillado sanitario, se debe garantizar la supervisión a través de un profesional de Ingeniería Civil, para que se haga cumplir lo especificado en el diseño.
2. El material a usar par la construcción del edificio escolar, debe evaluarse para determinar la calidad del mismo y así cumplir con las especificaciones técnicas, para la seguridad del edificio.
3. Proveer el mantenimiento adecuado y permanente a la estructura del edificio escolar y alcantarillado sanitario, para evitar un deterioro prematuro en las mismas.
4. Crear un programa educativo en el cual se haga conciencia a los pobladores para que depositen la basura en un lugar adecuado y no la tiren en las calles o en los drenajes, esto con el propósito de lograr un buen funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario.
5. Utilizar el edificio escolar en dos o más jornadas y con ello lograr entender a un número mayor de estudiantes, reducir el alto índice de analfabetismo en el municipio.



## 6. BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del concreto, A.c, México, DF. 1990
2. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA AGIES. “Normas estructurales de diseño y construcción recomendados para la República de Guatemala”, Guatemala 2002.
3. Cardona Padilla, Jorge Alberto, Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario par la aldea los planes, municipio de San Juan Ermita, Chiquimula y Diseño de una escuela preprimaria en el casco urbano del municipio de San Juan Ermita, Chiquimula. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2006. 274pp.
4. Quinta Sajbochol, Wabinton, Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Chicazanga y edificación escolar de dos niveles de la comunidad Colinas de San Andrés, San Andrés Itzapa, Chimaltenango. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 163pp.
5. Tiu Cua, Rolando Eleuterio, Diseño de edificio escolar de dos niveles y drenaje pluvial de un sector de la zona 2, cabecera Municipal de San Andrés Xecul, Totonicapán. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 125pp.





## **APÉNDICE**

**DIAGRAMA DE ITERACIÓN PARA COLUMNAS RECTANGULARES**  
**GRÁFICA DEL ENSAYO DE SUELOS PARA LA EDIFICACIÓN ESCOLAR**  
**TABLA DEL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO**  
**PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR**  
**PLANIFICACIÓN DEL ALCANTARILLADO SANITARIO**

Figura 29. Diagrama de interacción para columnas rectangulares

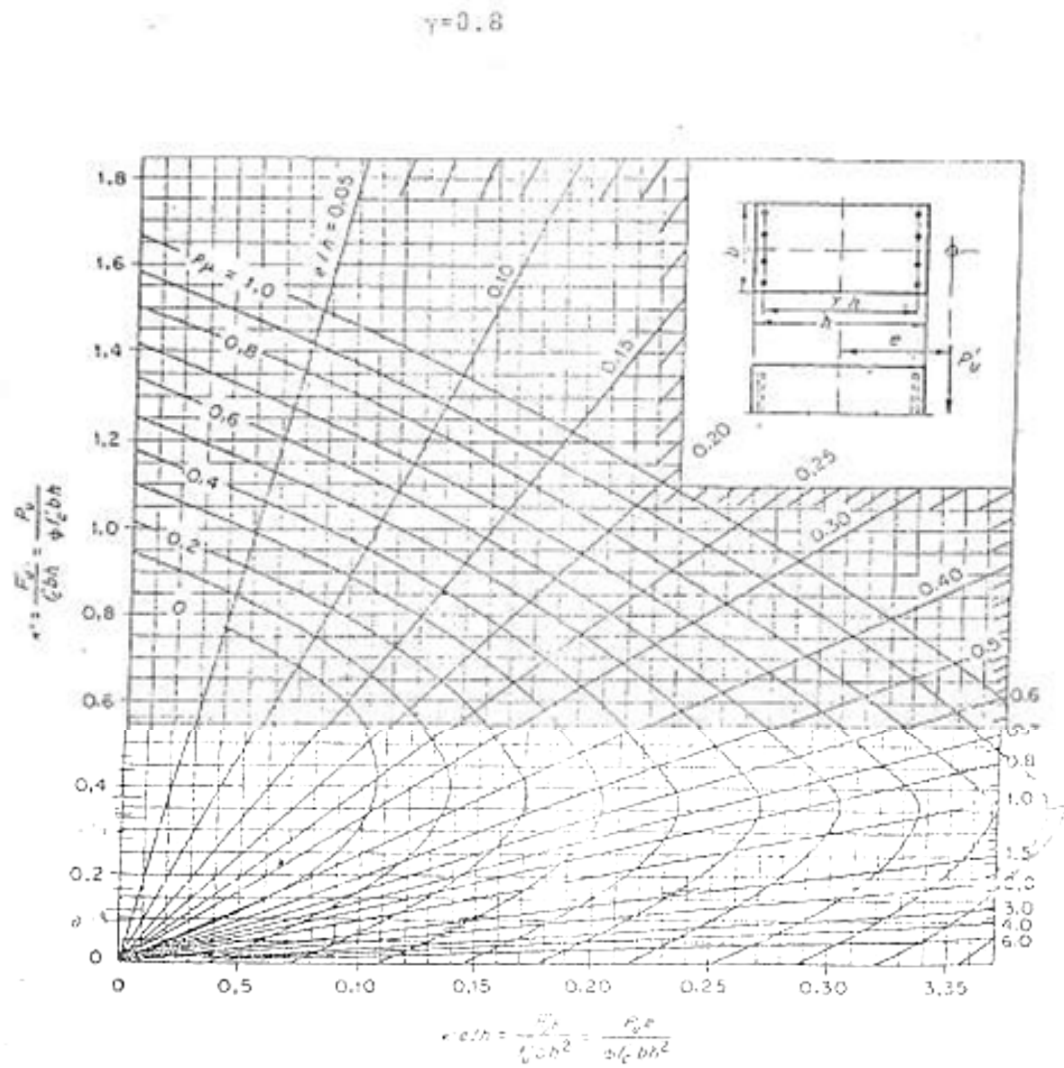


Figura 30. Gráfica del ensayo de suelos para la edificación escolar

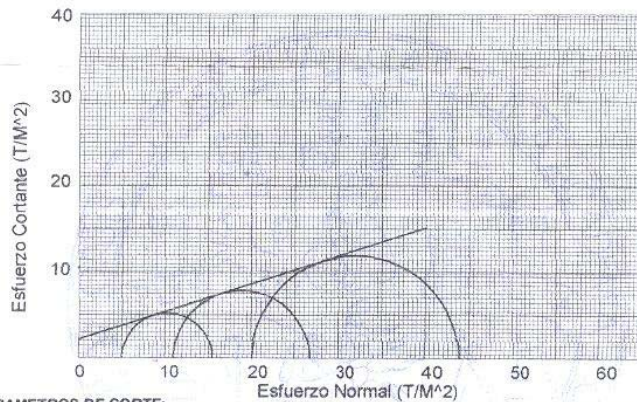


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0059 S.S. O.T.No.: 21,065  
 INTERESADO: Julio Antonio Rivera Recinos  
 PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS  
 UBICACION: 2a Av. 5-15, zona 5 Huehuetenango FECHA: 22 de febrero de 2007  
 Pozo No.: x Profundidad: x



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 18^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 2,2 \text{ T/m}^2$

No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla limoarenosa con grava color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	10,90	17,61	27,66
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	3,5	6,0	9,0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1,58	1,58	1,58
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1,94	1,94	1,94
HUMEDAD (%H)	22,8	22,8	22,8

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarado  
DIRECTOR CIUSAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Mesetas  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo 2476-3992, Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993  
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

**Tabla VI. Diseño de alcantarillado sanitario**

Cota de		S(%)										Ancho								
De	A	Terreno	DH	S (%)	No de V	Hab a Servir	D."	Tubo	Secc. Llena	q/Q	Vel	Cota invert	Prof. por	de						
PV	PV	inicio	final	Terr.	A	Ac	A	F	V(m/s)	Q(l/s)	F	I	F	I	F	Zanja	Exc m3			
26	25	190.38	189.85	8.73	0.061	2	12	22	6	0.061	2.79	50.89	0.004	0.67	189.03	188.50	1.55	1.55	0.60	8.12
25	24	189.85	186.74	46.39	0.067	4	36	65	6	0.067	2.93	53.48	0.010	0.95	188.47	185.36	1.58	1.58	0.60	43.98
24	23	186.74	184.37	17.00	0.139	2	48	87	6	0.139	4.23	77.11	0.010	1.34	185.33	182.96	1.61	1.61	0.60	16.42
23	22	184.37	180.13	52.36	0.081	1	54	98	6	0.081	3.22	58.77	0.014	1.15	182.93	178.69	1.64	1.64	0.60	51.52
54	22	180.50	180.13	110.50	0.003	9	54	98	6	0.010	1.13	20.65	0.040	0.65	179.15	178.05	1.55	2.28	0.60	127.13
22	21	180.13	172.18	111.18	0.072	10	168	303	6	0.065	2.89	52.66	0.047	1.47	178.02	170.79	2.31	1.59	0.60	130.30
28	53	174.84	171.48	82.27	0.041	5	30	54	6	0.041	2.29	41.74	0.011	0.76	173.49	170.13	1.55	1.55	0.60	76.51
53	52	171.48	171.14	6.00	0.057	1	36	65	6	0.057	2.70	49.16	0.011	0.90	170.10	169.76	1.58	1.58	0.60	5.69
52	21	171.14	172.18	21.15	-0.049	1	42	76	6	0.020	1.60	29.21	0.022	0.65	169.73	169.31	1.61	3.07	0.60	29.71
21	20	172.18	169.55	55.76	0.047	4	234	423	6	0.020	1.60	29.21	0.116	1.07	169.28	168.16	3.10	1.59	0.60	78.47
20	19	169.55	167.43	39.08	0.054	1	40	433	6	0.054	2.64	48.10	0.072	1.45	168.13	166.01	1.62	1.62	0.60	37.94
27	51	167.77	167.45	59.55	0.005	9	54	98	6	0.015	1.39	25.29	0.033	0.64	166.42	165.53	1.55	2.12	0.60	65.62
51	50	167.45	167.44	6.03	0.002	1	60	108	6	0.015	1.39	25.29	0.036	0.70	165.50	165.41	2.15	2.23	0.60	7.94
50	19	167.44	167.43	32.18	0.000	1	66	119	6	0.015	1.39	25.29	0.040	0.72	165.38	164.89	2.26	2.74	0.60	48.27
19	18	167.43	165.67	26.00	0.068	2	53	318	6	0.030	1.96	35.77	0.127	1.24	165.98	165.20	1.65	0.67	0.60	18.07
18	17	165.67	163.91	45.30	0.039	4	57	342	6	0.039	2.23	40.71	0.119	1.50	165.17	163.41	0.70	0.70	0.60	18.98
17	16	163.91	161.83	39.00	0.053	4	61	366	6	0.053	2.61	47.70	0.108	1.71	163.38	161.30	0.73	0.73	0.60	17.04
37	36	197.68	189.78	87.62	0.090	12	72	130	6	0.090	3.40	62.02	0.018	1.29	196.33	188.43	1.55	1.55	0.60	81.49
36	35	189.78	188.22	16.81	0.093	4	96	173	6	0.093	3.45	62.92	0.023	1.42	188.40	186.84	1.58	1.58	0.60	15.94
35	34	188.22	185.02	43.38	0.074	7	138	249	6	0.074	3.08	56.09	0.037	1.46	186.81	183.61	1.61	1.61	0.60	41.91
34	33	185.02	184.02	30.71	0.033	3	26	156	6	0.033	2.04	37.27	0.062	1.14	183.58	182.58	1.64	1.64	0.60	30.22
33	32	184.02	182.91	23.66	0.047	0	26	156	6	0.047	2.45	44.73	0.052	1.29	182.55	181.44	1.67	1.67	0.60	23.71
32	31	182.91	182.85	9.00	0.007	1	27	162	6	0.010	1.13	20.65	0.116	0.76	181.41	181.32	1.70	1.73	0.60	9.26

**Tabla VII. Continuación 1 de diseño de alcantarillado sanitario**

De PV	A	Cota de Terreno		DH (m)	S (%) Terr.	S (%) Terr.	No de V		Hab a Servir	D" PVC	Tubo S(%)	Secc. Llena		Vel	Cota invert		Prof. pof	Ancho de Zanja	Exc m3			
		A	Ac				A	F				V(m/s)	Q(l/s)		F	I				F	I	
41	31	186.31	182.85	50.85	0.068	0.068	6	6	36	65	6	0.068	2.95	53.87	0.010	0.96	184.96	181.50	1.55	0.60	47.29	
31	30	182.85	180.86	37.67	0.053	0.053	2	35	210	379	6	0.053	2.60	47.47	0.064	1.46	181.29	179.30	1.76	0.60	39.78	
30	29	180.86	180.13	33.01	0.022	0.022	3	38	228	412	6	0.022	1.68	30.71	0.108	1.10	179.27	178.54	1.79	0.60	35.45	
40	29	184.27	181.28	49.70	0.060	0.060	8	8	48	87	6	0.060	2.78	50.66	0.015	0.91	182.92	179.93	1.55	0.60	46.22	
29	28	180.13	174.84	104.48	0.051	0.051	13	59	354	639	6	0.051	2.55	46.47	0.108	1.67	178.51	173.22	1.82	0.60	114.09	
39	28	176.06	174.84	48.16	0.025	0.025	4	4	24	43	6	0.025	1.80	32.87	0.011	0.60	174.71	173.49	1.55	0.60	44.79	
28	27	174.84	167.77	93.56	0.076	0.076	10	73	438	791	6	0.076	3.11	56.77	0.108	2.04	173.19	166.12	1.85	0.60	103.85	
37	43	197.68	197.07	108.19	0.006	0.006	14	14	84	152	6	0.010	1.13	20.65	0.062	0.63	196.33	195.25	1.55	0.60	115.93	
43	42	197.07	193.88	93.58	0.034	0.034	11	25	150	271	6	0.030	1.96	35.77	0.062	1.07	195.22	192.41	2.05	0.60	104.47	
42	41	193.88	186.31	61.13	0.124	0.124	6	31	186	336	6	0.124	3.98	72.68	0.038	1.90	192.38	184.81	1.70	0.60	62.33	
41	40	186.31	184.27	58.51	0.035	0.035	6	37	222	401	6	0.035	2.11	38.56	0.084	1.28	184.78	182.74	1.73	0.60	60.71	
40	39	184.27	176.06	104.00	0.079	0.079	15	52	312	564	6	0.079	3.18	58.03	0.077	1.88	182.71	174.50	1.76	0.60	109.78	
39	38	176.06	169.42	99.39	0.067	0.067	9	61	366	661	6	0.067	2.93	53.38	0.097	1.85	174.47	167.83	1.79	0.60	106.70	
41	71	186.31	179.30	50.65	0.138	0.138	5	5	30	54	6	0.138	4.21	76.83	0.006	1.16	184.96	177.95	1.55	0.60	47.10	
71	49	179.30	181.28	46.80	-0.042	-0.042	4	9	54	98	6	0.010	1.13	20.65	0.040	0.55	177.92	177.45	1.58	0.60	78.74	
40	49	184.27	181.28	48.85	0.061	0.061	8	8	48	87	6	0.061	2.80	51.10	0.014	0.94	182.92	179.93	1.55	0.60	45.43	
49	48	181.28	173.19	101.59	0.080	0.080	15	32	192	347	6	0.006	0.84	15.32	0.183	0.43	177.42	176.86	4.06	-3.47	0.60	17.82
39	48	176.06	173.19	51.66	0.056	0.056	8	8	48	87	6	0.056	2.67	48.68	0.015	0.97	174.71	171.84	1.55	0.60	48.04	
48	47	173.19	167.33	112.10	0.052	0.052	17	57	342	618	6	0.052	2.59	47.22	0.103	1.67	171.81	165.95	1.58	0.60	106.27	
47	38	167.33	169.42	54.27	-0.039	-0.039	7	64	384	694	6	0.010	1.13	20.65	0.262	0.95	165.92	165.38	1.61	4.24	0.60	95.29

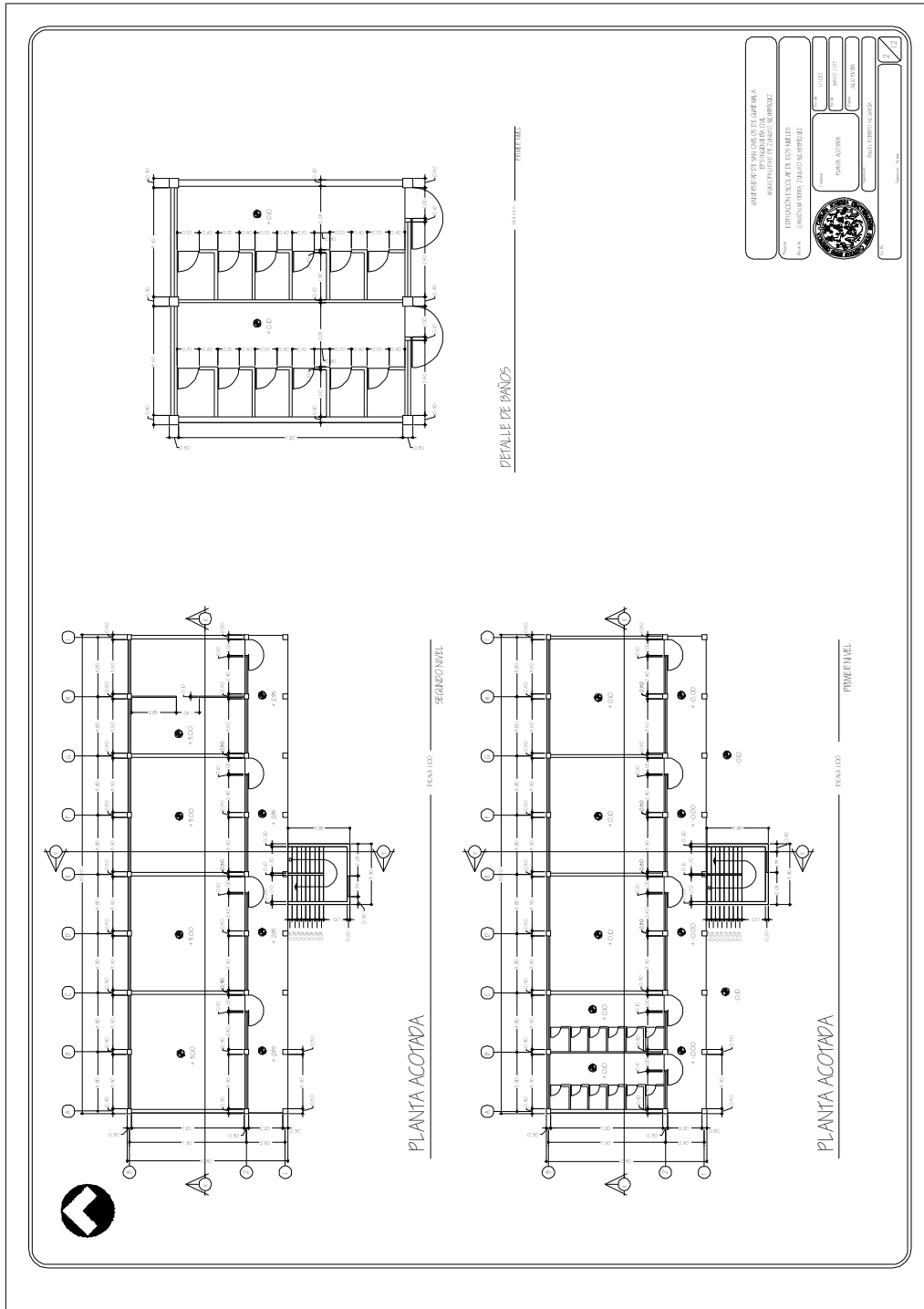
**Tabla VIII. Continuación 2 de diseño de alcantarillado sanitario**

De PV	A	Cota de Terreno		DH (m)	S (%)	No de V	Hab a Servir		D" PVC	Tubo S(%)	V(m/s)	Secc. Llana Q(l/s)		Vel F	Cota invert		Prof. prof I	Ancho de Zanja Exc m3			
		Inicio	Final				A	F				F	I		F	F					
38	27	169.42	167.77	60.48	0.027	4	129	774	1388	6	0.010	1.13	20.65	0.501	1.13	165.35	164.74	4.27	3.23	0.60	136.08
27	26.1	167.77	162.11	84.76	0.067	6	208	1248	2254	6	0.050	2.53	46.18	0.346	2.30	164.71	160.47	3.26	1.84	0.60	129.50
46	26.1	163.55	162.11	44.60	0.032	8	8	48	87	6	0.032	2.03	37.11	0.020	0.81	162.20	160.76	1.55	1.55	0.60	41.48
26.1	45	162.11	161.49	13.70	0.045	4	220	1320	2384	6	0.050	2.53	46.18	0.364	2.33	160.44	159.76	1.87	1.93	0.60	15.60
45	44	161.49	161.44	12.70	0.004	1	221	1326	2395	6	0.010	1.13	20.65	0.817	1.26	159.73	159.60	1.96	2.04	0.60	15.23
44	16	161.44	161.83	30.02	-0.013	3	224	1344	2427	6	0.010	1.13	20.65	0.827	1.27	159.57	159.27	2.07	2.76	0.60	43.46
16	15	161.83	158.12	83.14	0.045	6	291	1746	3153	6	0.030	1.96	35.77	0.604	2.05	159.24	156.75	2.79	1.57	0.60	108.74
15	14	158.12	156.57	12.00	0.129	1	292	1752	3164	6	0.129	4.07	74.23	0.292	3.53	156.72	155.17	1.60	1.60	0.60	11.53
14	13	156.57	153.10	51.61	0.067	6	298	1788	3229	6	0.067	2.94	53.55	0.412	2.79	155.14	151.67	1.63	1.63	0.60	50.53
13	12	153.10	150.30	49.45	0.057	2	300	1800	3251	6	0.057	2.69	49.15	0.451	2.63	151.64	148.84	1.66	1.66	0.60	49.31
12	11	150.30	144.58	88.90	0.064	1	301	1806	3262	6	0.064	2.87	52.39	0.425	2.75	148.81	143.09	1.69	1.69	0.60	90.25
11	10	144.58	141.89	109.30	0.025	0	301	1806	3262	6	0.025	1.78	32.40	0.687	1.91	143.06	140.37	1.72	1.72	0.60	112.92
10	9	141.89	141.21	89.21	0.008	13	314	1884	3403	6	0.020	1.60	29.21	0.791	1.78	140.34	138.55	1.75	2.86	0.60	123.32
9	8	141.21	138.72	60.20	0.041	7	321	1926	3479	6	0.020	1.60	29.21	0.807	1.78	138.52	137.32	2.89	1.60	0.60	81.02
8	7	138.72	134.84	82.87	0.047	11	332	1992	3598	6	0.047	2.45	44.69	0.543	2.50	137.29	133.41	1.63	1.63	0.60	81.05
7	6	134.84	132.22	34.22	0.077	0	332	1992	3598	6	0.077	3.13	57.15	0.425	3.01	133.38	130.76	1.66	1.66	0.60	34.09
6	5	132.22	127.18	80.54	0.063	0	332	1992	3598	6	0.063	2.83	51.67	0.470	2.79	130.73	125.69	1.69	1.69	0.60	81.67
5	4	127.18	125.04	29.48	0.073	1	333	1998	3609	6	0.073	3.05	55.65	0.437	2.95	125.66	123.52	1.72	1.72	0.60	30.43
4	3	125.04	120.73	34.45	0.125	0	333	1998	3609	6	0.125	4.00	73.05	0.333	3.60	123.49	119.18	1.75	1.75	0.60	36.17
3	2	120.73	107.30	88.24	0.152	7	340	2040	3684	6	0.152	4.42	80.57	0.308	3.89	119.15	105.72	1.78	1.78	0.60	94.25
2	1	107.30	100.81	63.20	0.103	6	346	2076	3749	6	0.103	3.63	66.18	0.381	3.38	105.69	99.20	1.81	1.81	0.60	68.64
55	56	124.80	123.40	52.60	0.027	8	8	8	14	6	0.070	3.00	54.64	0.002	0.62	123.45	119.77	1.55	3.83	0.60	84.93
56	57	123.40	120.79	19.40	0.135	2	10	10	18	6	0.060	2.77	50.59	0.003	0.63	119.74	118.57	3.86	2.42	0.60	36.54
57	58	120.79	114.84	42.20	0.141	1	11	11	20	6	0.120	3.92	71.54	0.002	0.81	118.54	113.48	2.45	1.56	0.60	50.72
58	59	114.84	109.56	47.40	0.111	8	19	19	34	6	0.111	3.78	68.93	0.004	0.95	113.45	108.17	1.59	1.59	0.60	45.22
59	1	109.56	100.81	20.00	0.438	2	21	21	38	6	0.438	7.49	136.61	0.002	1.55	108.14	99.39	1.62	1.62	0.60	19.44
1	60	100.81	100.94	81.83	-0.002	1	368	2098	3789	6	0.020	1.60	29.21	0.870	1.80	99.17	97.53	1.84	3.61	0.60	133.71

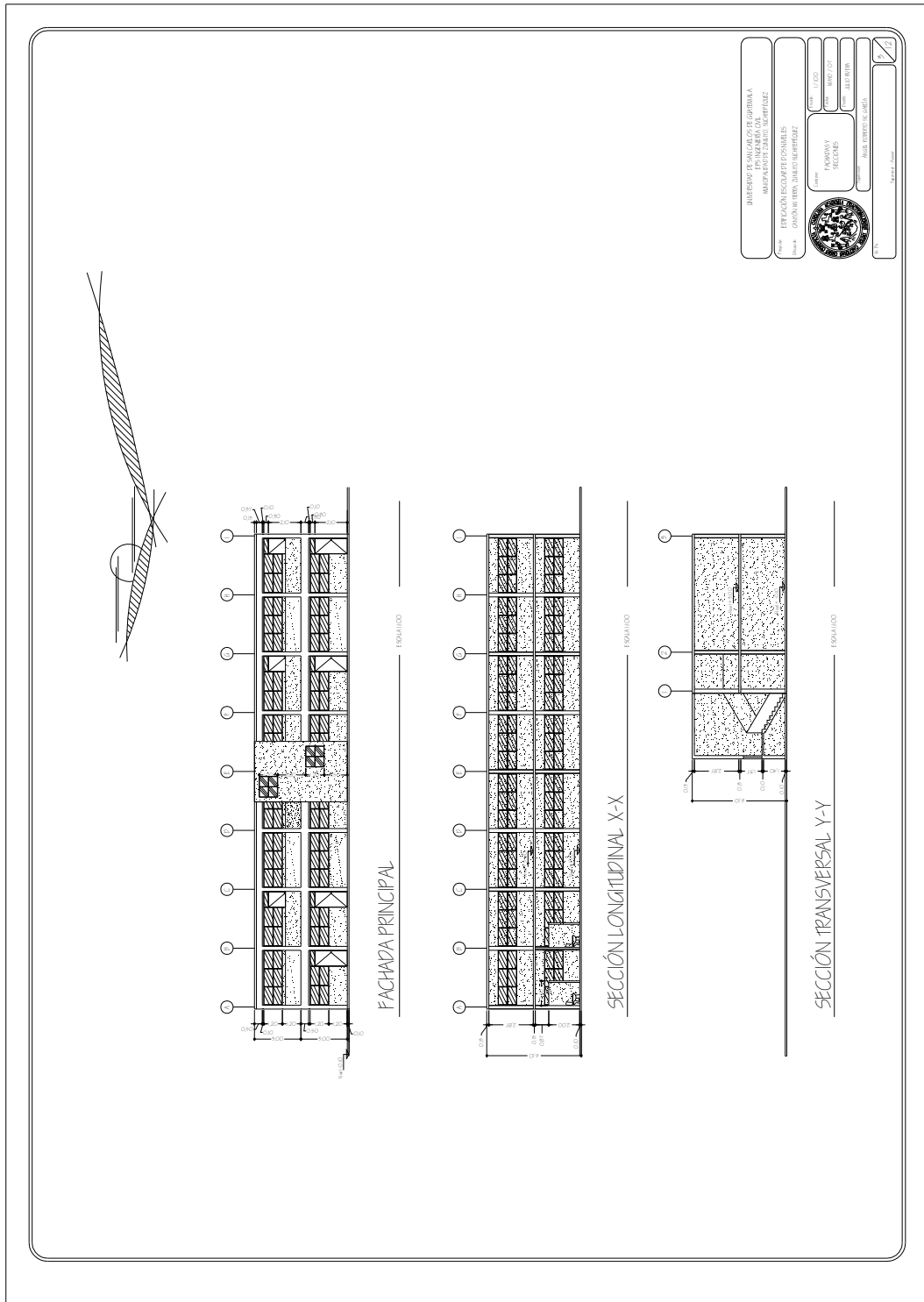




Figura 26. Planta acotada



**Figura 27. Fachadas y cortes**



**INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIÓN  
 Y EXPERIMENTACIÓN  
 AGROPECUARIA, PISCICULTIVA  
 Y FLORESTAL**

Proyecto: **ELECCIÓN FACILITACIONABLES**  
 Ubicación: **DISTRITO METROPOLITANO SURESTE**

Escala: **FACHADA Y SECCIONES**  
 Autor: **ALVARO HERNANDEZ**  
 Fecha: **2014**  
 Hoja: **109** de **113**

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIÓN  
 Y EXPERIMENTACIÓN AGROPECUARIA,  
 PISCICULTIVA Y FLORESTAL

**Figura 28. Planta de cimentación**

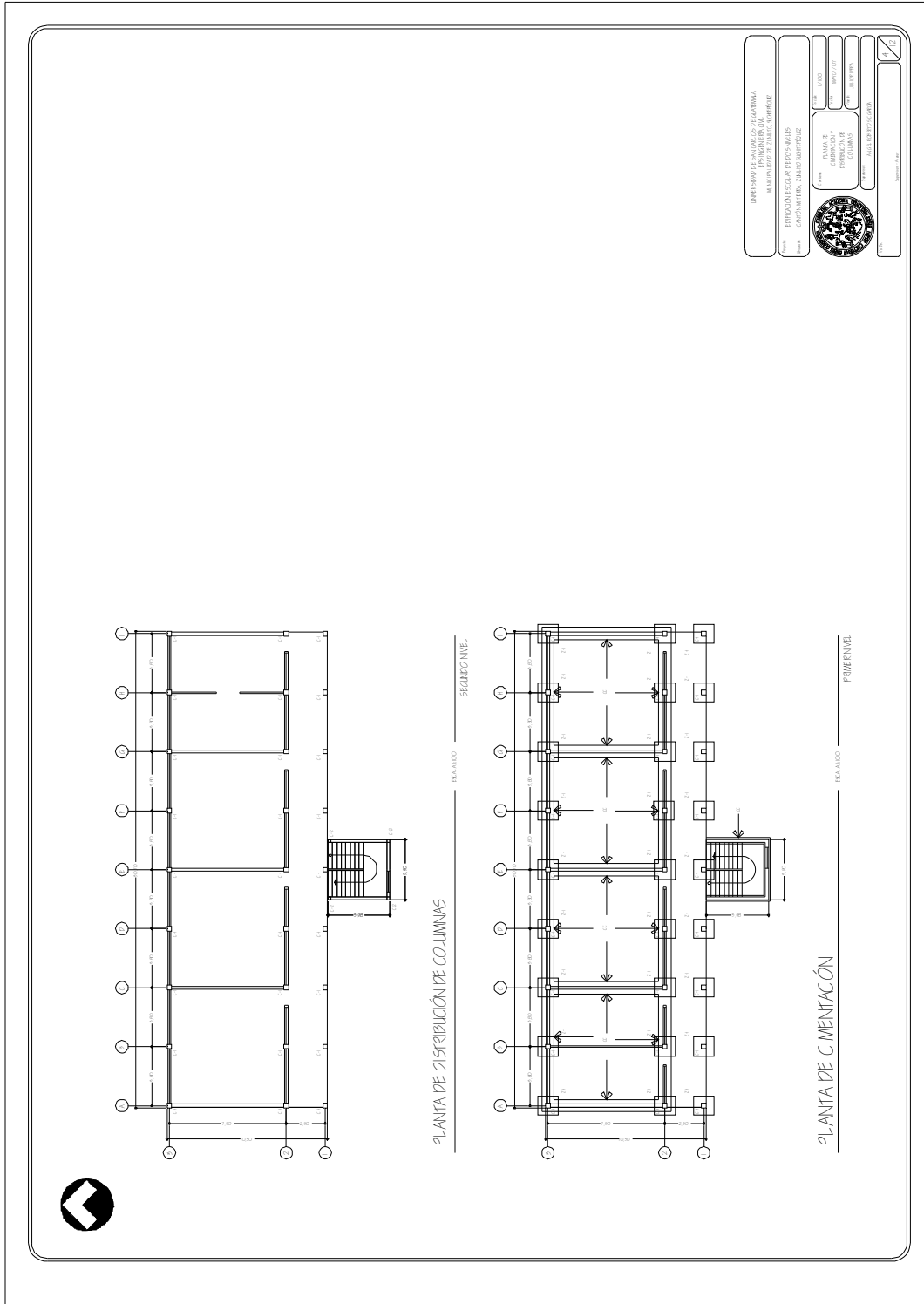


Figura 29. Planta de acabados

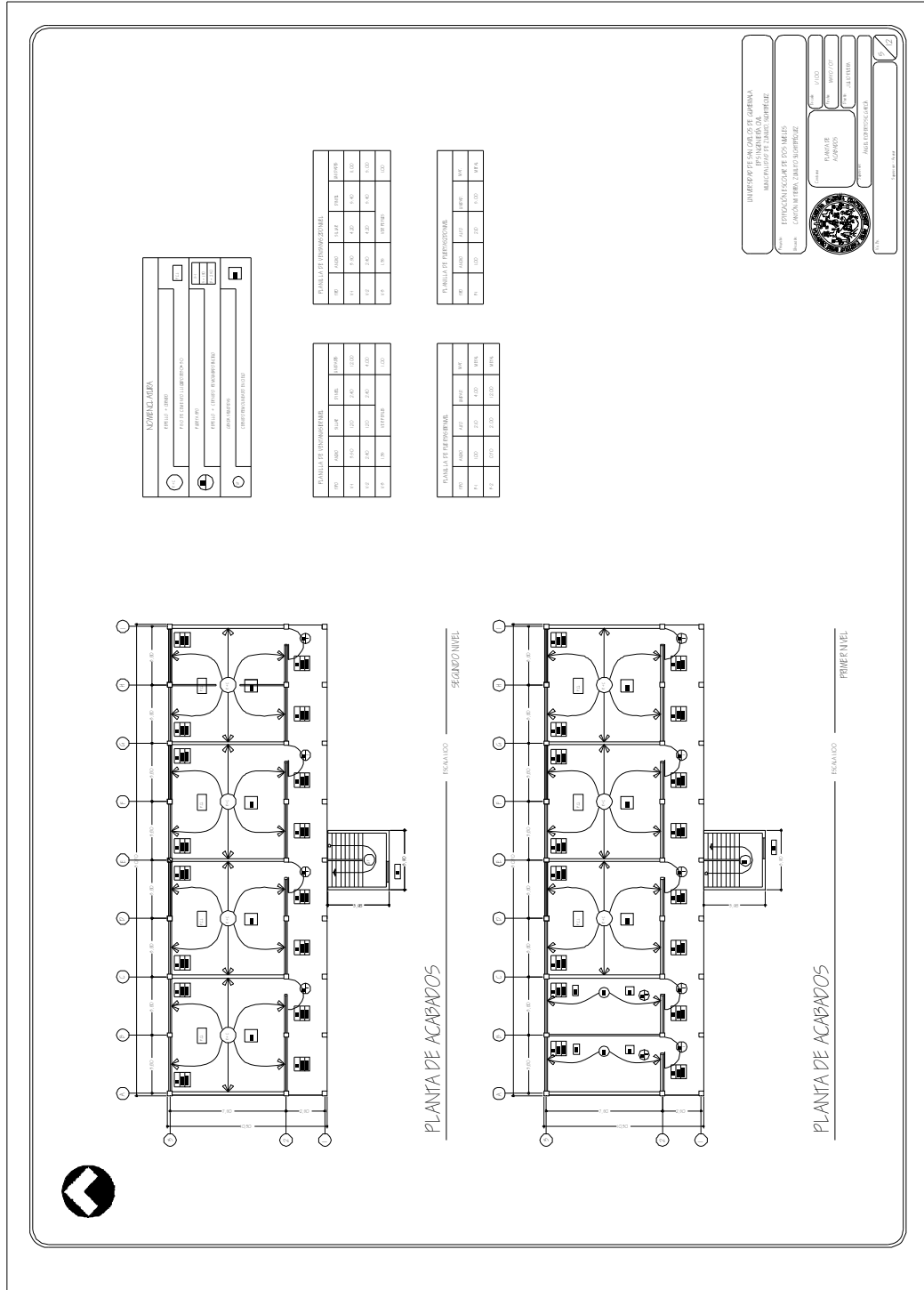
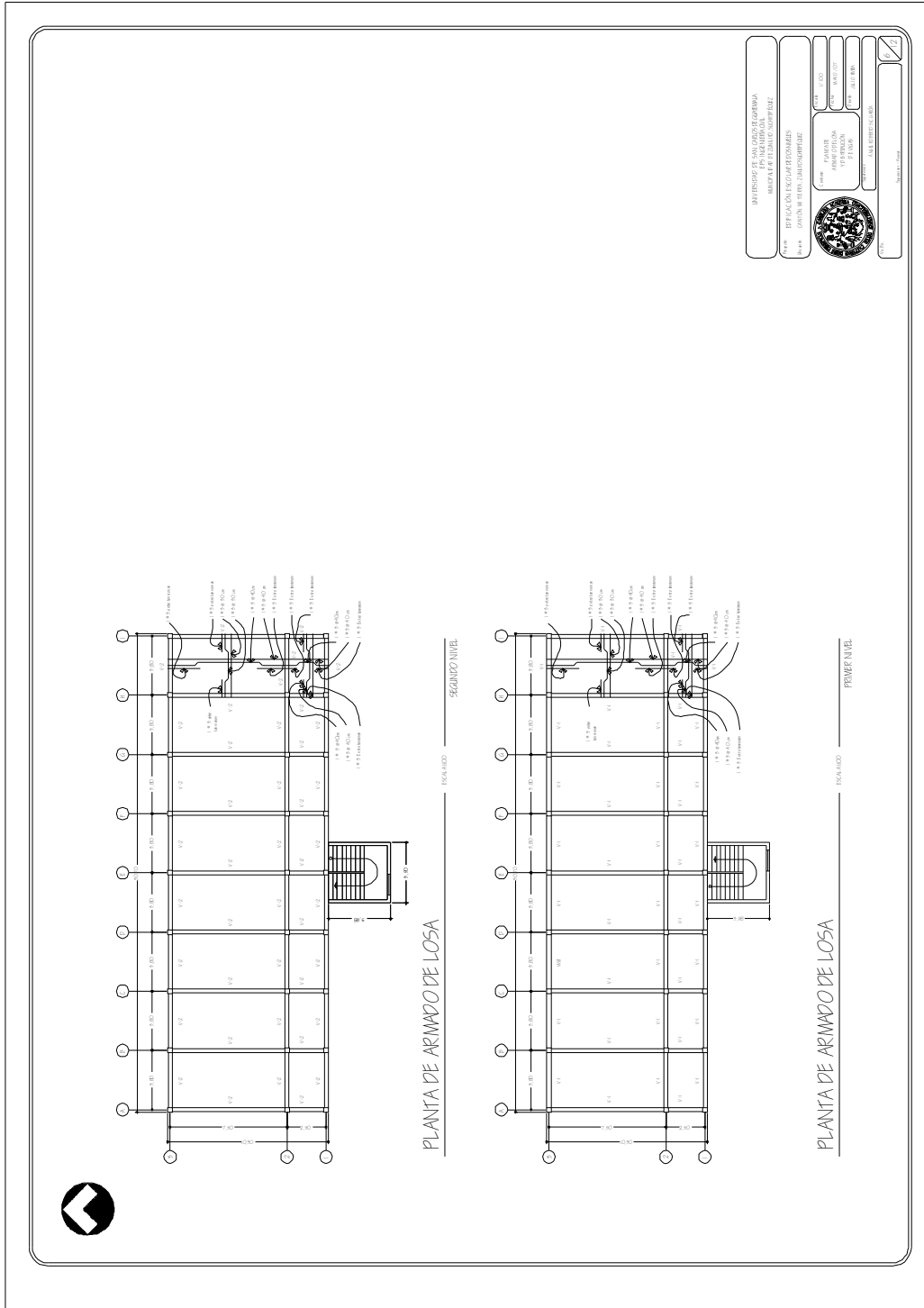


Figura 30. Planta de armado de losa



INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	
INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	
INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	
INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	
INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS	

Figura 31. Detalles de vigas columnas y zapatas

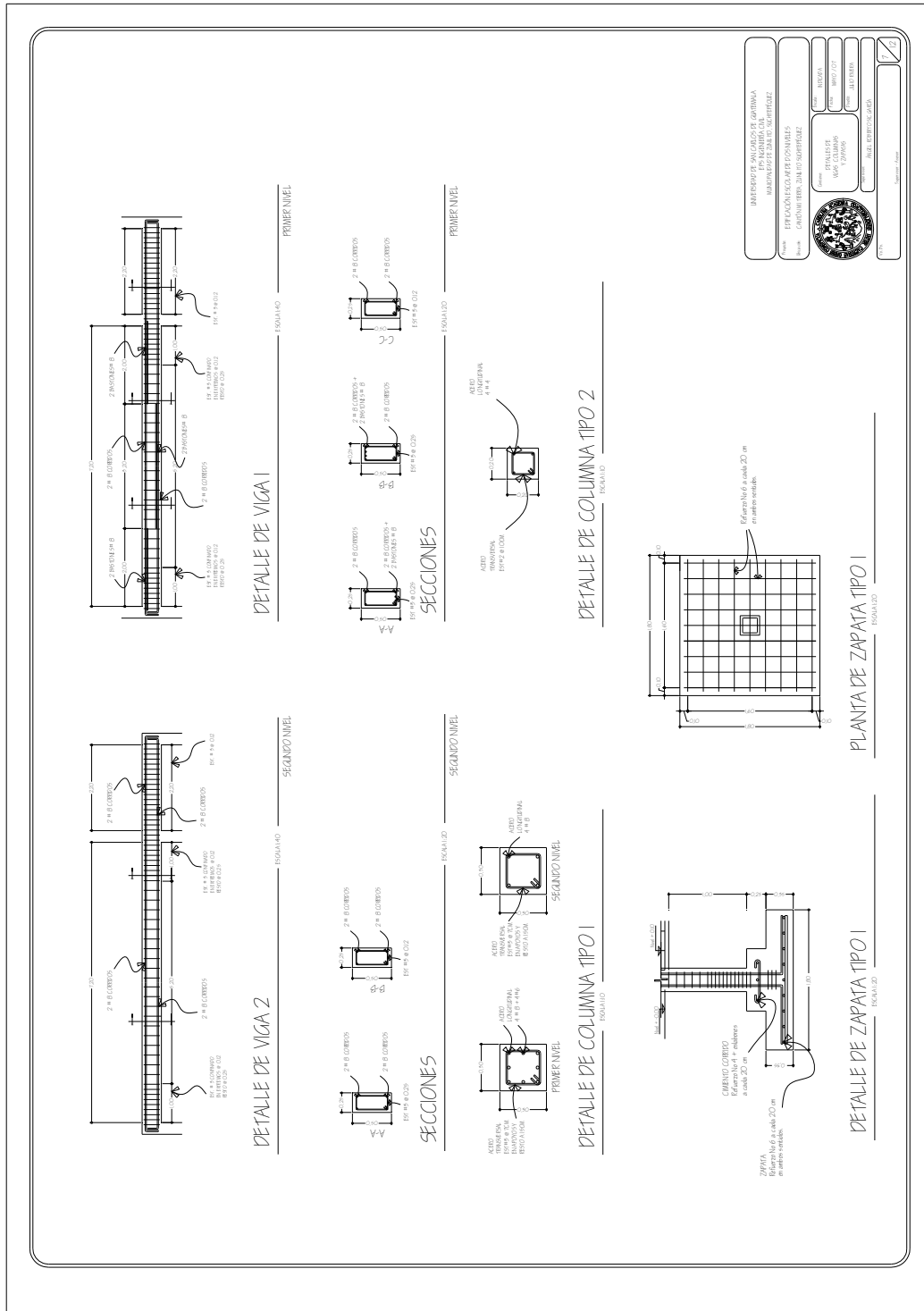


Figura 32. Detalles estructurales

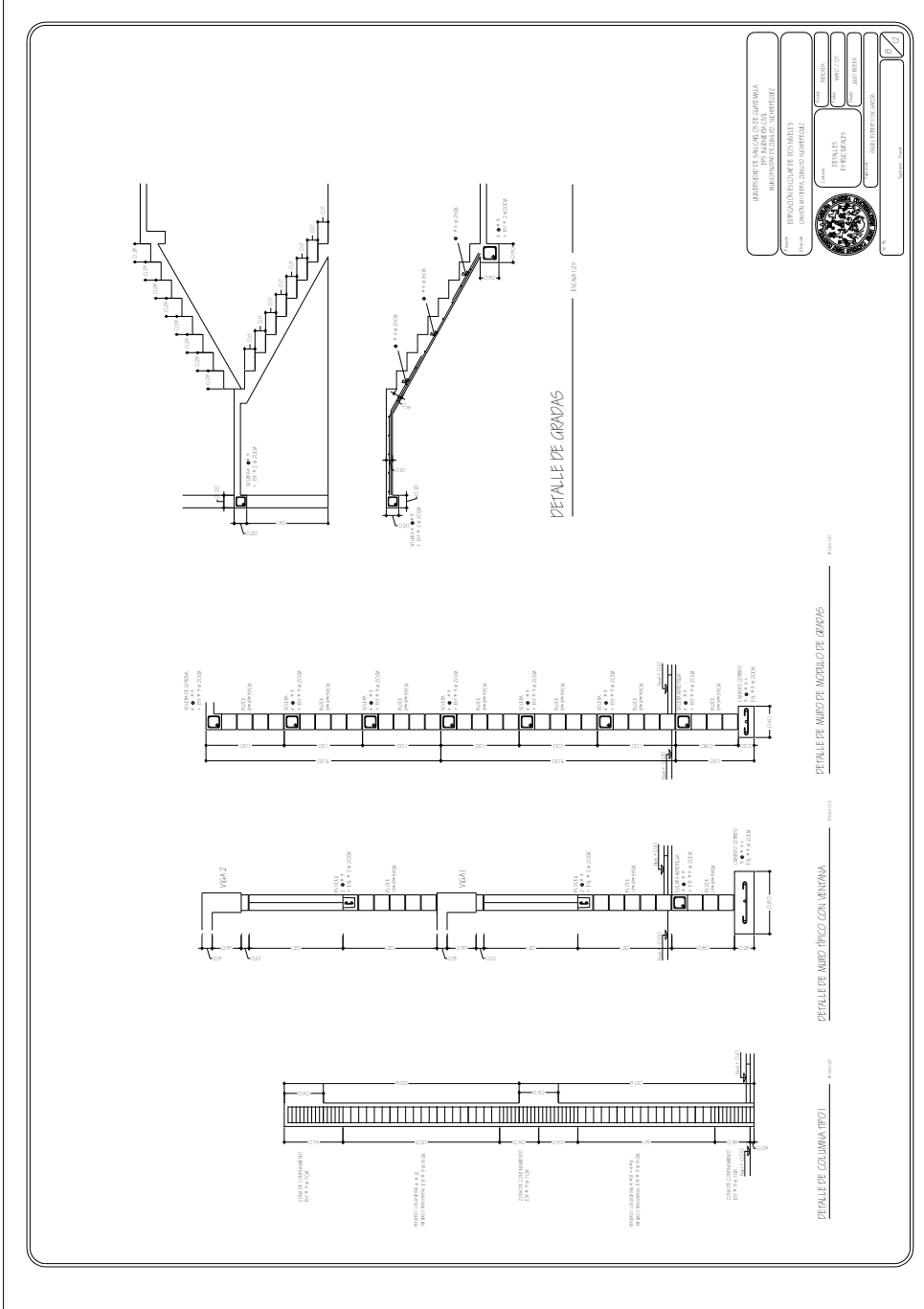


Figura 33. Planta de iluminación

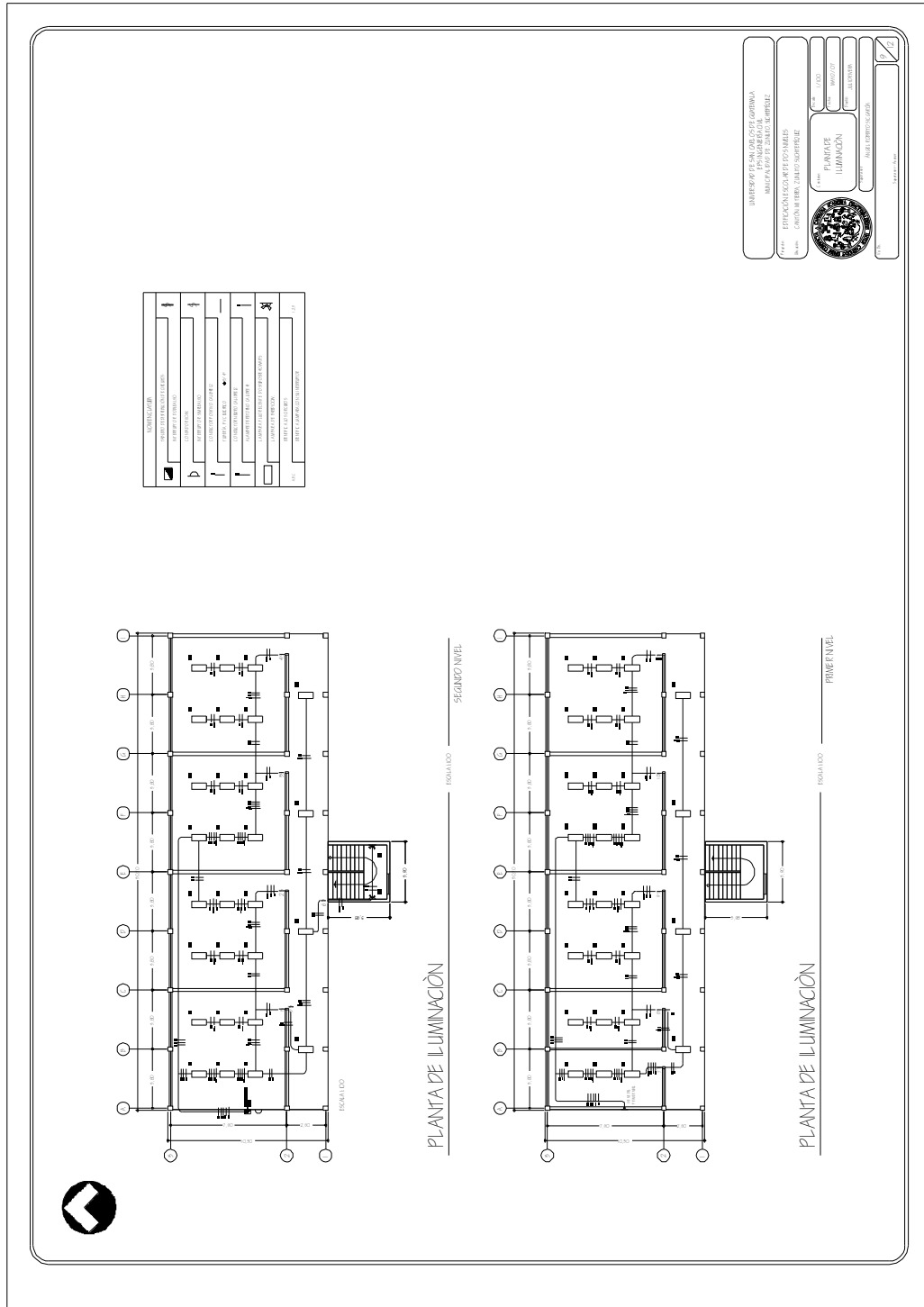




Figura 34. Planta de fuerza

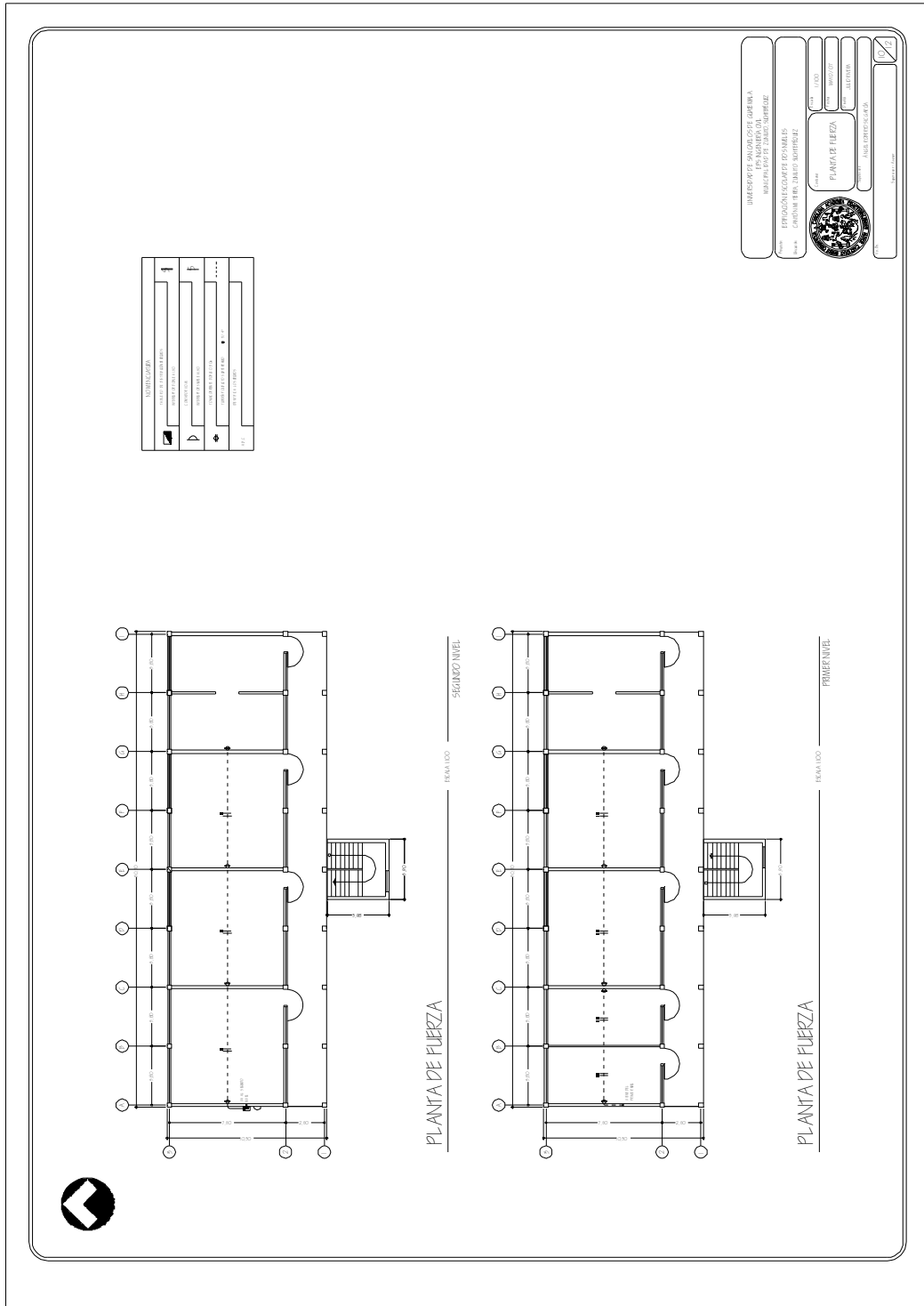
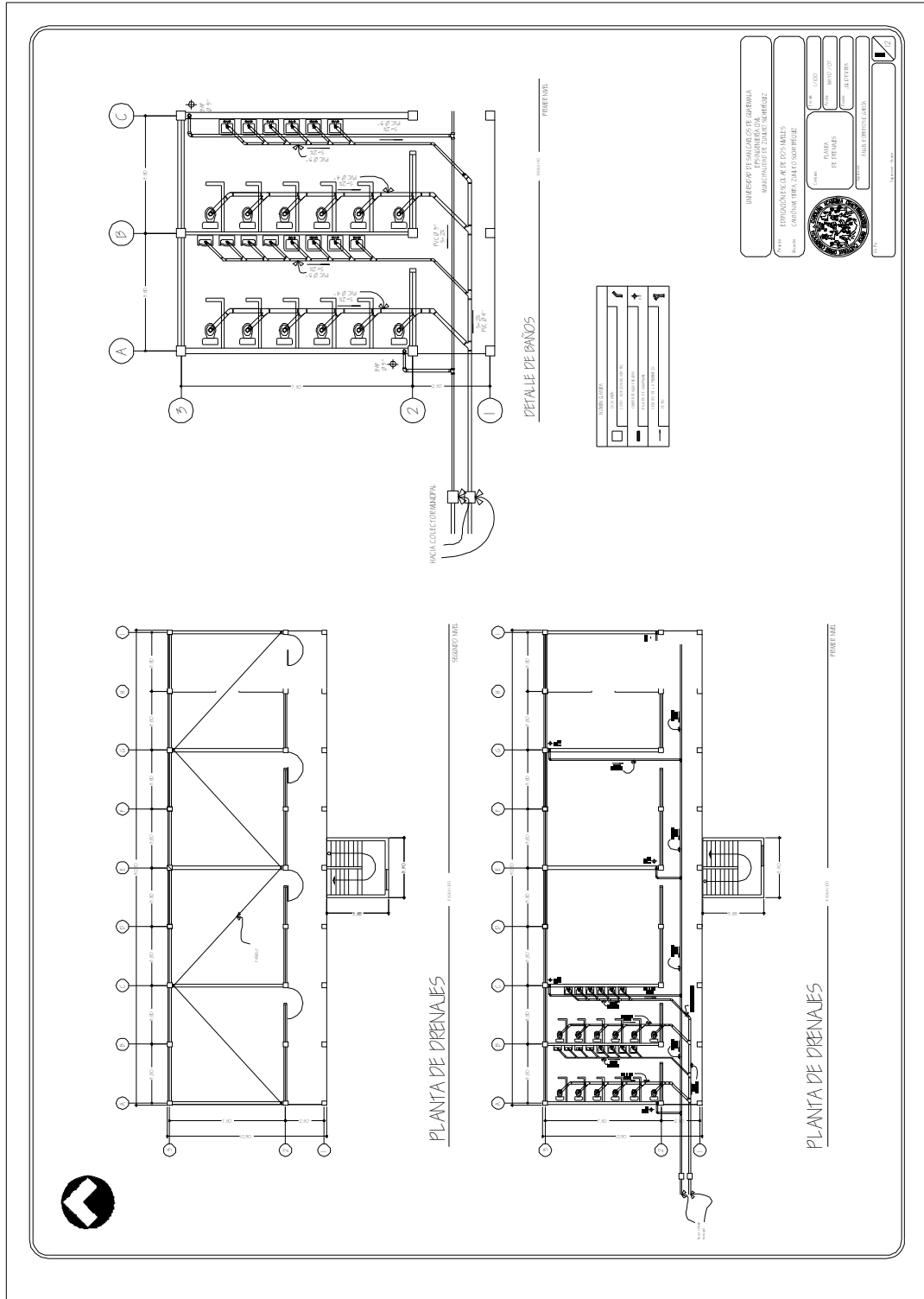


Figura 35. Planta de drenajes





# Planificación alcantarillado sanitario

Figura 37. Planta general

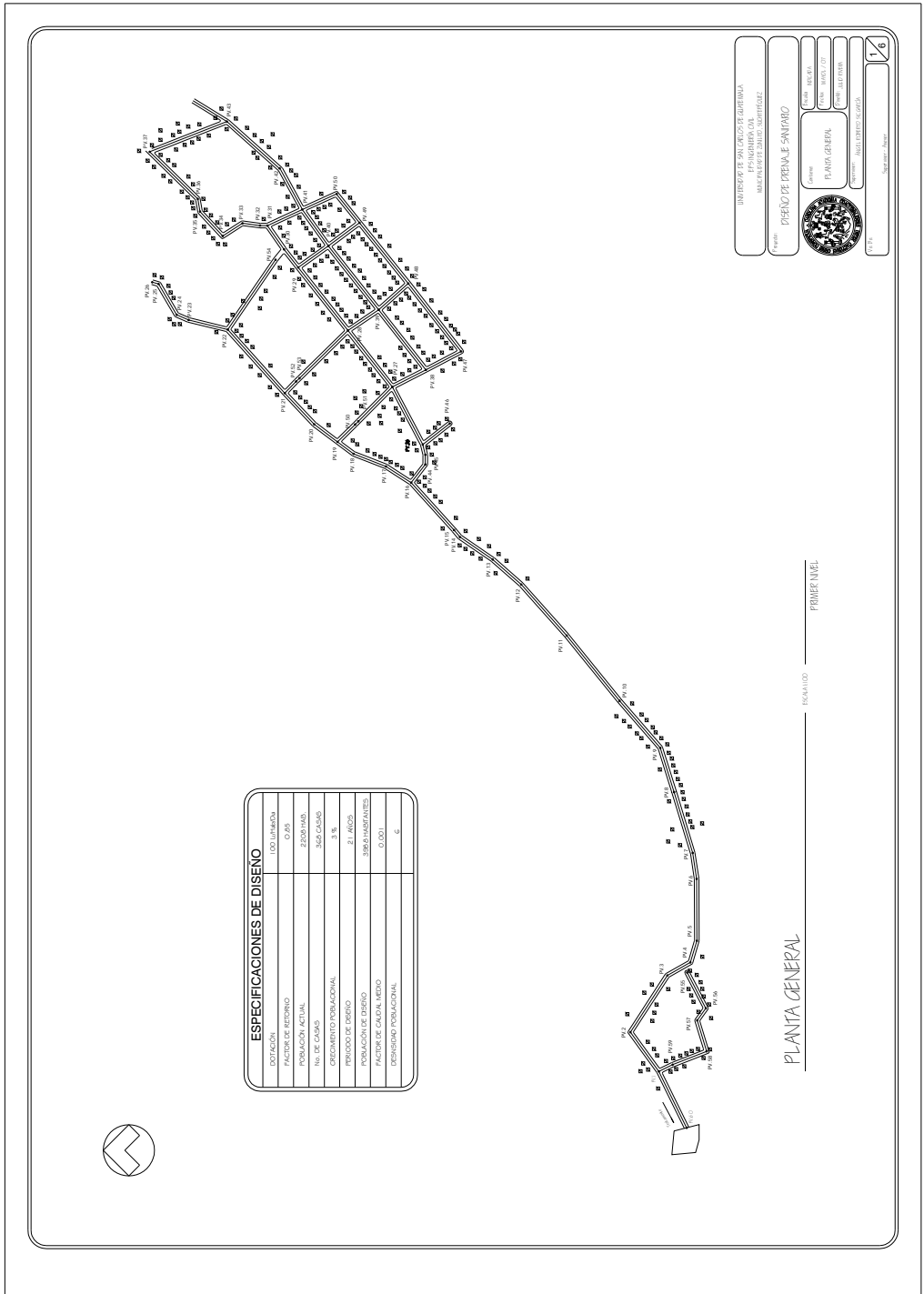
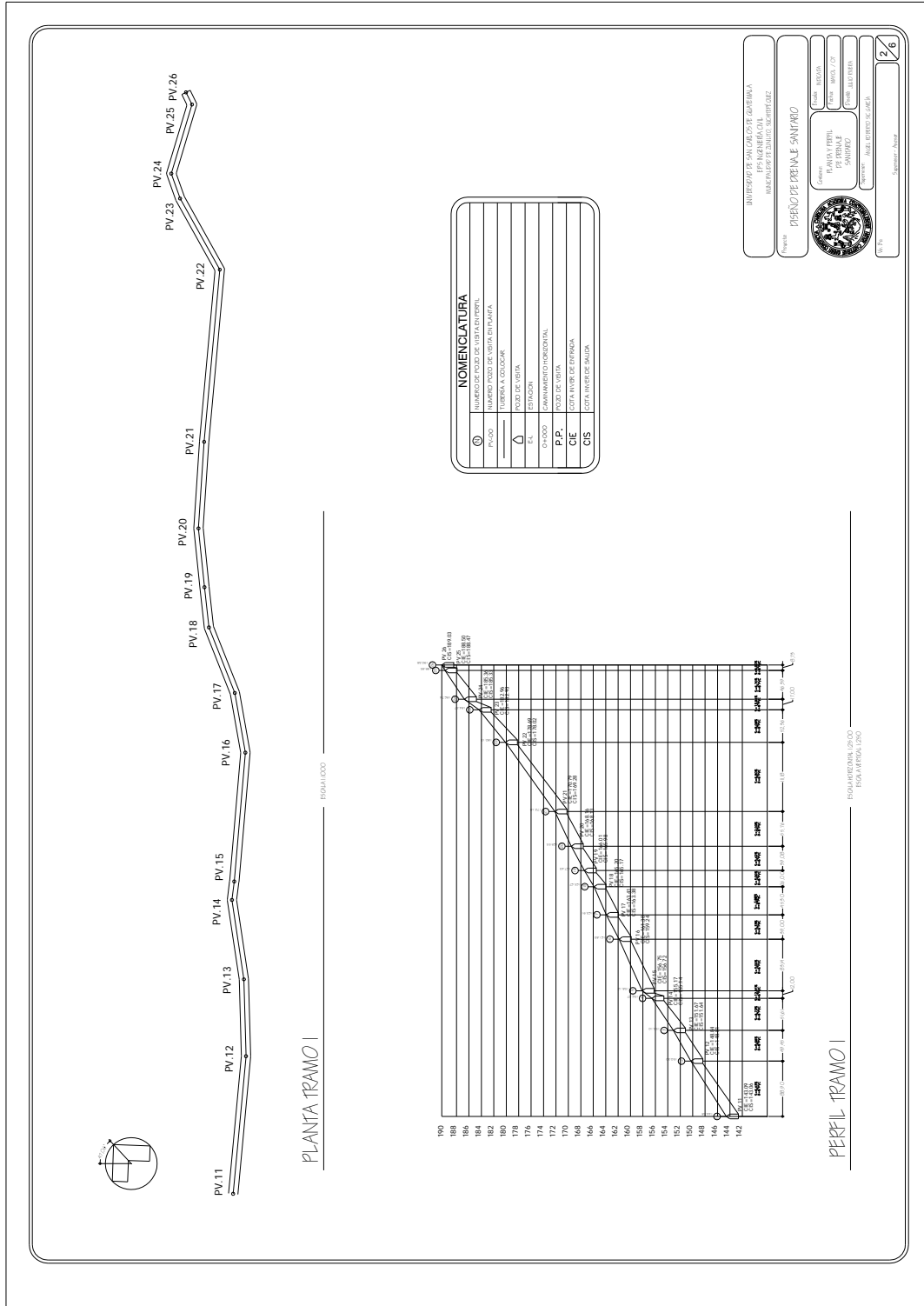
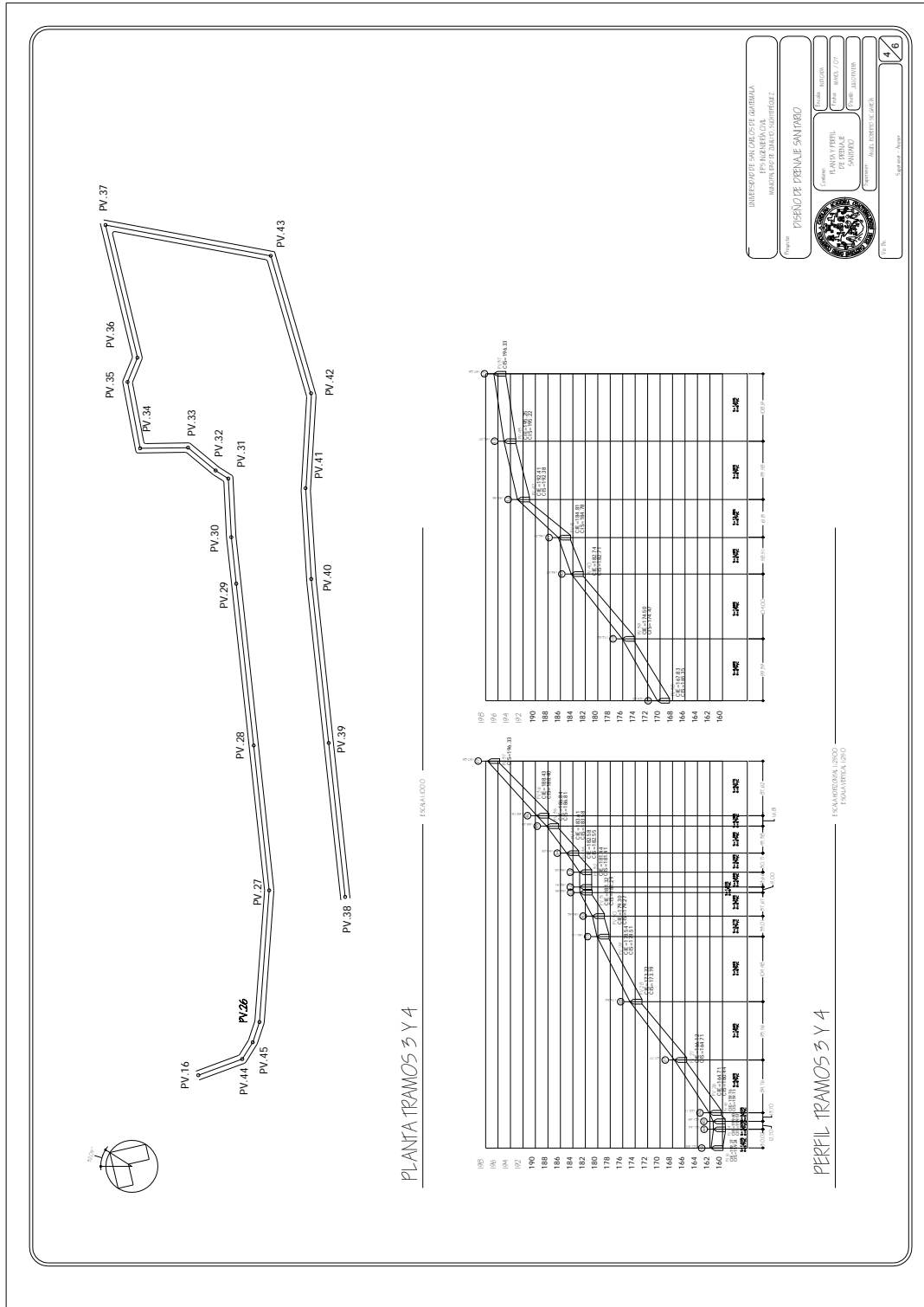


Figura 38. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 1





**Figura 40.** Planta y perfil drenaje sanitario tramo 3 y 4



**Figura 41. Planta y perfil drenaje sanitario tramo 5 y 6**

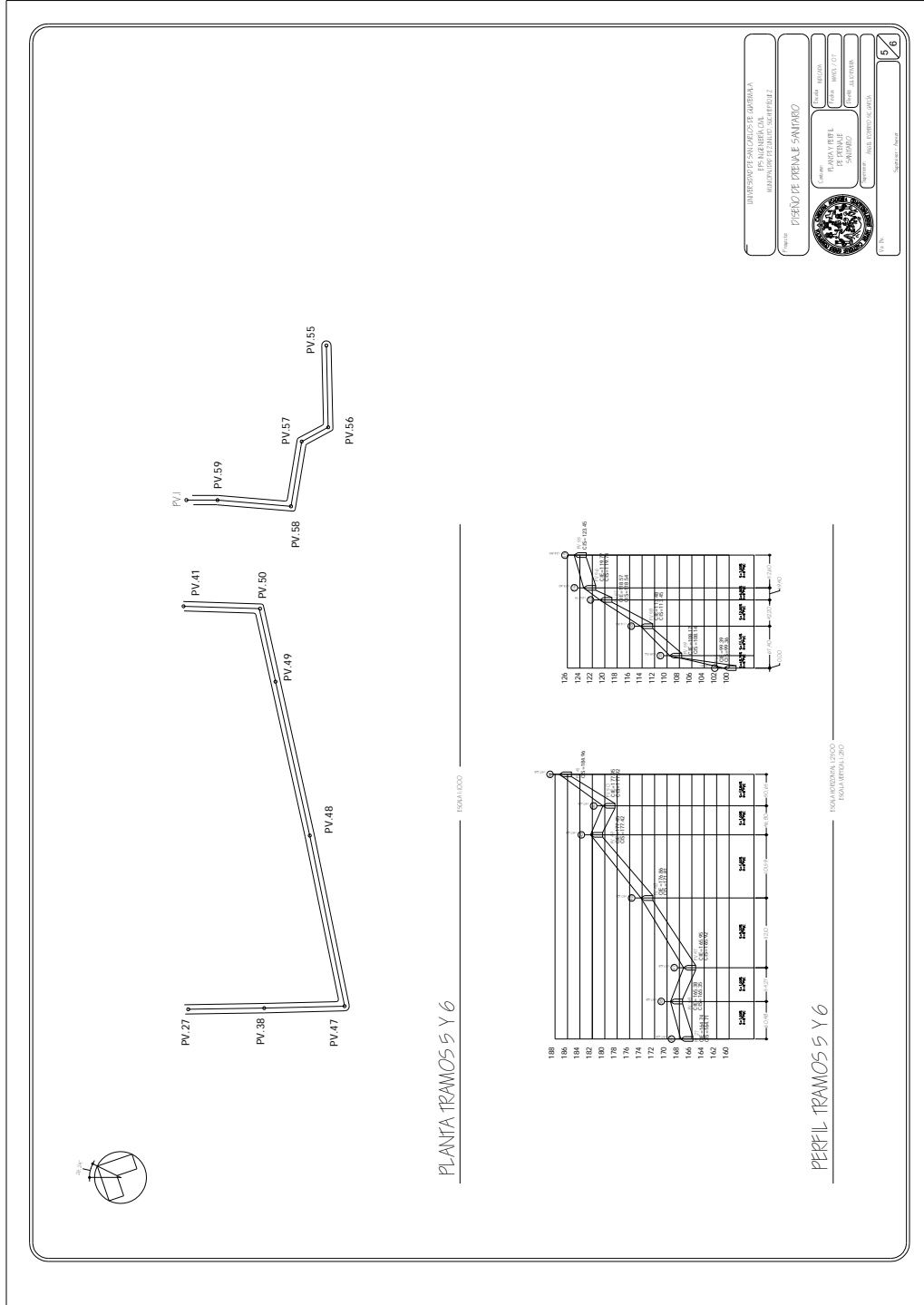




Figura 42. Detalles de pozo de visita

