



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

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN
JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ”**

José Amner Cutzal Muz

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN
JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ”**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

JOSÉ AMNER CUTZAL MUZ

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRIGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2007

**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 Davila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN
JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ,”**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha de agosto de 2007.

José Amner Cutzal Muz.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 29 de agosto de 2007
Ref. EPS. C. 525.08.07

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, **JOSÉ AMNER CUTZAL MUZ**, procedí a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ”**.

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 **San José Chacayá**.

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. Silvio Rodríguez Serrano
Asesor – Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



SJRS/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 24 de Septiembre de 2007

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

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que habiendo revisado el trabajo de graduación "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ", desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Amner Cutzal Muz , quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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 ENSEÑEDAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Jefe del Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA/
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 24 de Septiembre de 2007

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

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que habiendo revisado el trabajo de graduación "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ", desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Amner Cutzal Muz, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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 ENSEÑEDAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 29 de agosto de 2007
Ref. EPS. C. 525.08.07

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

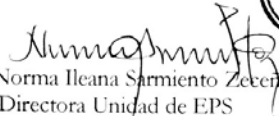
Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JOSÉ AMNER CUTZAL MUZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio Rodríguez Serrano.

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 Zecera
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**



FACULTAD DE INGENIERIA

El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la directora de la Unidad de EPS Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo del estudiante José Amner Cutzal Muz, titulado, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DEL INSTITUTO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Ingeniero Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala, octubre de 2007.

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre

Arcadia Muz Chávez, por su amor, cariño y apoyo incondicional; gracias por haberme enseñado con tu ejemplo los valores de la vida, gracias por tus cuidados, gracias por hacer de mí un hombre de bien, Dios te bendiga mucho hermosa madre.

Mi padre

José de la Cruz Cutzal, por estar conmigo siempre, compartiendo mis ilusiones, por darme buenos ejemplos y ánimos en todo el camino de mi vida.

Mi hermana

Claudia Roxana Cutzal Muz, por estar presente en todos los momentos de mi vida, con amor y mucho cariño a mi linda hermanita.

Mi sobrina

Alejandra Castillo Cutzal, siempre la llevo en mi mente y en mi corazón.

Mi tía

María Toribia (D.E.P). Que este triunfo sea un homenaje a su memoria, siempre la llevaré en mi corazón.

Mi familia

Abuelitos, tíos, tías, primos y primas, de manera muy especial, ya que creyeron en mí y me dieron ese empuje que necesitaba en el momento justo; espero recompensar su gratitud, con mi esfuerzo y dedicación.

Mis amigos

Con los que crecimos juntos y los que he conocido durante mi vida, quienes, de una u otra forma, siempre estuvieron en los momentos alegres y difíciles de mi vida.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS	Nuestro Ser Supremo, gracias por sus bendiciones.
Mis padres	Por conducirme por el camino correcto y por permitirme alcanzar una de mis metas.
La Facultad de Ingeniería	Con gratitud por mi formación profesional.
Ing. Silvio José Rodríguez S.	Por la asesoría, consejos y amistad que me brindó a lo largo de mi vida universitaria y en la elaboración de mi trabajo de graduación.
Autoridades de la Municipalidad de San José Chacayá	Por la oportunidad que me brindaron para realizar el Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- y por darme su apoyo incondicional.
A mis amigos	Personas que de una u otra forma contribuyeron en el desarrollo del presente trabajo, por sus consejos, apoyo, ayuda y el cariño incondicional que me brindaron. Gracias, mil gracias.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
GLOSARIO	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Límites y localización	1
1.1.2 Accesos y comunicaciones	2
1.1.3 Topografía e hidrografía	4
1.1.4 Aspectos climáticos	4
1.1.5 Actividades económicas	5
1.1.6 Población	5
2. PRINCIPALES NECESIDADES DEL MUNICIPIO	7
2.1 Diseño de agua potable por bombeo para colonia Romec	7
2.2 Diseño del instituto básico de San José Chacayá, Sololá	7
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA COLONIA ROMECC.	9
3.1 Estudios de población	9

3.1.1	Proyección de población	9
3.1.2	Determinación de población de diseño	9
3.2	Fuentes de agua	11
3.2.1	Abastecimiento actual de la población	11
3.2.2	Estudio sobre demanda de agua potable	12
3.2.3	Dotación	12
3.2.4	Determinación del consumo de agua	13
3.2.4.1	Consumo medio diario	13
3.2.4.2	Caudal máximo diario	14
3.2.4.3	Caudal máximo horario o de distribución	14
3.2.4.4	Caudal de bombeo.	15
3.2.5	Tipos de fuentes para abastecer de agua a la población	17
3.2.6	Estudio de la calidad de agua	17
3.2.6.1	Análisis bacteriológico	17
3.2.6.2	Análisis físicoquímico	18
3.2.7	Aforo de la fuente	18
3.2.8	Factibilidad técnica	18
3.2.9	Verificación de datos básicos e información existente	19
3.2.9.1	Visita de campo	19
3.2.9.2	Diseño del acueducto	19
3.3	Diseño de sistema por bombeo	19
3.3.1	Diseño de la tubería de impulsión.	19
3.3.1.1	Tubería de succión	19
3.3.1.2	Tubería de descarga	21
3.3.2	Altura neta de succión	22
3.3.2.1	Altura neta de succión positiva	22
3.3.2.2	Altura neta de succión positiva disponible en bombeo horizontal	22
3.3.2.3	Altura neta de succión positiva disponible en	

bombeo vertical	24
3.3.3 Carga dinámica	24
3.3.3.1 Carga dinámica total en bombeo horizontal	24
3.3.3.2 Carga dinámica total en bombeo vertical	26
3.3.4 Sobre presión por golpe de ariete	26
3.3.5 Potencia de la bomba	27
3.3.6 Diseño del equipo de bombeo a utilizar	27
3.4 Desarrollo del proyecto	28
3.4.1 Bases de diseño	28
3.4.1.1 Período de diseño	29
3.4.2 Diseño hidráulico	30
3.4.2.1 Tipo de tuberías	30
3.4.2.2 Diseño de línea de impulsión	31
3.4.2.3 Caudal de diseño	31
3.4.2.4 Tanque de distribución	32
3.4.2.5 Capacidad del tanque	34
3.4.3 Desinfección del agua	41
3.4.4 Red de distribución	43
3.4.5 Conexión domiciliar	46
3.4.6 Operación y mantenimiento	52
3.4.7 Propuesta de tarifa	56
3.5 Estudio de impacto ambiental	57
3.6 Evaluación socio–económica	62
3.6.1 Valor presente neto	62
3.6.2 Tasa interna de retorno	63
3.7 Presupuesto	67
3.8 Cronograma físico y financiero	68

4. DISEÑO DEL INSTITUTO BÁSICO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ	69
4.1 Diseño de la edificación escolar de dos niveles	69
4.1.1 Investigación preliminar	69
4.1.1.1 Antecedentes	69
4.1.1.2 Reconocimiento del terreno	69
4.1.1.3 Capacidad de alumnos	70
4.1.1.3.1 Aula teórica	70
4.1.1.4 Sistema estructural	71
4.1.2 Distribución arquitectónica	71
4.1.2.1 Prediseño del edificio	71
4.1.2.2 Predimensionamiento de los elementos	72
4.1.2.2.1 Columnas	72
4.1.2.2.2 Vigas	72
4.1.3 Cargas aplicadas a los marcos rígidos	73
4.1.3.1 Cálculo del peso por nivel	73
4.1.3.2 Cálculo del corte basal	74
4.1.3.2.1 Fuerzas por nivel	76
4.1.3.2.2 Fuerzas por marco	77
4.1.3.2.3 Fuerza del marco por torsión	80
4.1.3.3 Integración de cargas	83
4.1.4 Análisis de los marcos rígidos por el método de Kani	85
4.1.4.1 Resumen general del método de Kani	85
4.1.4.2 Análisis de la carga muerta en el sentido “y”	87
4.1.4.3 Resultados de los análisis de Kani marco rígido típico sentido “y”	93
4.1.5 Envolvente de momentos	94
4.1.5.1 Cálculo de cortes	97
4.1.6 Diseño estructural	101

4.1.6.1	Losa del primer nivel	102
4.1.6.2	Diseño de la losa del segundo nivel	110
4.1.6.3	Diseño de las vigas	111
4.1.6.4	Diseño de las columnas	115
4.1.6.5	Diseño de zapata	124
4.1.6.6	Diseño de la escalera	130
4.2	Elaboración de planos	133
4.3	Presupuesto del edificio educativo	135
4.4	Cronograma físico y financiero	136
CONCLUSIONES		137
RECOMENDACIONES		139
BIBLIOGRAFÍA		141
ANEXOS		143
APÉNDICE		149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Diseño de losa	37
2. Dimensiones y cargas de muro	38
3. Planta del edificio escolar	70
4. Simetría del edificio escolar	78
5. Cargas actuantes en el marco y	87
6. Cálculo de momentos fijos	87
7. Momentos producidos por la carga muerta	93
8. Momentos producidos por la carga viva	94
9. Momentos producidos por la carga sísmica	94
10. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido Y	97
11. Diagrama de cortes en el eje y	99
12. Envolvente de momentos en el eje x	100
13. Cortes en el eje x	100
14. Diseño de losa	104
15. Momentos y cortes de la viga tipo 1	111
16. Momentos y cortes de una viga tipo 2	113
17. Confinamiento de columna	123
18. Diseño de zapata	125
19. Corte simple	128
20. Corte punzonante	128
21. Cimiento corrido en módulo de escaleras	130
22. Chequeo por corte simple	131

TABLAS

I. Determinación de momentos en el muro del tanque	39
II. Impacto ambiental, etapa de operación	59
III. Cálculo del valor presente neto	62
IV. Capacidad de alumnos por aula	70
V. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel	81
VI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel	81
VII. Cálculo del centro de rigidez del primer nivel	82
VIII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel	82
IX. Áreas de acero requeridas en las losas típicas del nivel 1	109
X. Cálculo del área de acero para una viga tipo 1	112
XI. Cálculo del área de acero para una viga tipo 2	114

GLOSARIO

Acueducto	Conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones.
Aforo	Acción de medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
Bombeo	Transportar un fluido de un lugar a otro más alto, por medio de una bomba.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, el cual pasa en un punto determinado donde circule un líquido.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Desinfección	Es la destrucción de bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta, etc.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.

Flujo	Líquido en movimiento.
Manto freático	Acumulación de agua subterránea.
Proliferación	Reproducirse o multiplicarse.
Viga	Miembros horizontales usados principalmente para soportar cargas.
Zapata	Tipo adecuado de cimentación superficial, cuando el terreno tiene propiedades de soporte, adecuados.

LISTA DE SÍMBOLOS

Km	Kilómetro(s)
°C	Grados centígrados
m	Metro (s)
m/s	Metros por segundo
psi	Libras por pulgada cuadrada
m.c.a.	Metros columna de agua
L/s	Litros por segundo
hrs	Horas
Gpm	Galones por minuto
Pvc	Cloruro de polivinilo
Hg	Hierro galvanizado
”	Pulgadas
V	Velocidad
Q	Caudal
g	Gravedad
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
n	Período de diseño
P	Potencia de la bomba
Hp	Caballos de fuerza
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
A.C.I	Instituto Americano del Concreto
Ag	Área gruesa de columna
As	Área de acero
As_{min}	Área de acero mínima
As_{máx}	Área de acero máxima

As (t)	Área de acero por temperatura
Az	Área de zapata
b	Base del elemento
C	Constante de la tubería
Cm	Carga muerta
Cv	Carga viva
d	Peralte efectivo
e	Excentricidad
f'c	Resistencia del concreto a los 28 días
Fcu	Factor de carga última
Fdm	Factor de día máximo
Fhm	Factor de hora máxima
Fi'	Fuerza traslacional
Fi''	Fuerza rotacional
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
Hf	Pérdida de carga en las tuberías
Hg	Hierro galvanizado
Hi	Altura de cada nivel i
kg-m	Kilogramo metro
L	Longitud
l/h/d	Litros habitante día
μ	Coefficiente de reparto
Mf	Momento fijo
Mn	Momento de piso
Ms	Momentos de sujeción
Qc	Caudal de conducción
Qd	Caudal de distribución
Qi	Caudal instantánea

RESUMEN

El presente informe es resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de San José Chacayá, del departamento de Sololá

En este municipio se realizaron visitas para verificar cuáles eran las principales necesidades de los pobladores, verificándose, como las más importantes, realizar un estudio de agua por bombeo para colonia Romec y el diseño de un instituto básico para todos los jóvenes del municipio de San José Chacayá, Sololá.

En colonia Romec se debe realizar un estudio de agua potable ya que la falta del mismo perjudica la salud y el desarrollo de los pobladores. Por ello, es necesario implementar la planificación de un sistema que cubra las mayores necesidades.

La juventud de San José Chacayá necesita de un nuevo establecimiento educativo para que puedan cursar sus estudios de básico, ya que, el edificio actual se encuentra en muy malas condiciones y la capacidad del mismo no cubre la demanda actual de los estudiantes; varios jóvenes se dirigen a la cabecera municipal para continuar sus estudios, como consecuencia de lo anteriormente descrito.

Este estudio incluye, además, el diseño de la construcción de un edificio de dos niveles, para cubrir la demanda escolar.

OBJETIVOS

- **General**

Elaborar el diseño de la red de agua potable, y un edificio de dos niveles, para contribuir con el desarrollo socioeconómico y educativo del municipio de San José Chacayá, Sololá.

- **Específicos**

1. Realizar una investigación monográfica de la situación actual, sobre las necesidades de servicios básicos y educación de los habitantes de colonia Romec y del municipio de San José Chacayá.
2. Transmitir criterios respecto del diseño de agua potable por bombeo para la colonia Romec, municipio de San José Chacayá, Sololá, a la Oficina Municipal de Planificación de este municipio.
3. Diseñar y promover la ejecución del Instituto Básico de San José Chacayá, Sololá, para impulsar la educación y bienestar de sus habitantes.
4. Implementar talleres para el uso y mantenimiento de los proyectos, para garantizar su funcionamiento.

INTRODUCCIÓN

Es indispensable mencionar que la salud y la educación son las resultantes de la interacción de factores biológicos, ambientales, económicos y sociales, por lo que el mejoramiento sustancial de cada una dependerá de la complementariedad y articulación de las acciones que realicen las dependencias y entidades involucradas y los distintos sectores de la sociedad, para mejorar la calidad de vida de la población.

En el municipio de San José Chacayá existen varios factores que no permiten su desarrollo; de una u otra manera, la municipalidad es un intermediario entre el Estado y sus habitantes y una de sus funciones es atender las necesidades de los pobladores e impulsar el desarrollo. Los estudios que corresponden al presente trabajo beneficiarán a la mayoría de pobladores de este municipio, disminuyendo la tasa de mortalidad y morbilidad de las personas por la falta de agua en condiciones adecuadas para el consumo humano, impulsando, también, el desarrollo intelectual de todos los jóvenes, proporcionándoles un establecimiento educativo adecuado con ambientes e instalaciones agradables.

Los siguientes estudios se realizaron basados en un análisis adecuado para determinar las necesidades principales del municipio, habiendo encontrado dos primordiales: el estudio y diseño de agua apta para el consumo humano para colonia Romec y el diseño del instituto básico en la cabecera municipal. En ese orden se presentan en este trabajo, dando a conocer los cálculos para determinar su factibilidad. Se incluye también un estudio de impacto ambiental, los planos, el presupuesto, el cronograma físico y financiero, así como las conclusiones y recomendaciones, para la efectividad de los diseños.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.

1.1. Generalidades

1.1.1 Límites y localización

El municipio de San José Chacayá está situado en el occidente de la República, en el departamento de Sololá, a una distancia de la ciudad capital de entre 146 y 157.5 kilómetros, según la carretera que se elija para llegar. Tiene una extensión territorial de 44 kilómetros cuadrados, equivalente al 4.15% y colinda con otros tres municipios del mismo departamento: Al Norte y al Este con Sololá, al Sur con Santa Cruz la Laguna y al Oeste con Santa Lucía Utatlán.

Su altitud oscila entre los mil ochocientos y los tres mil metros sobre el nivel del mar; las partes más altas se encuentran ubicadas al suroeste del municipio, correspondientes al cantón Los Tablones, siendo los puntos más altos, el Cerro Las Minas (3,000 m.) y el Cerro Chichimuch (2,800 m.), y las partes más bajas corresponden al caserío Chuacruz, al Este del municipio. La altitud de la cabecera es de 2,210 m. y sus coordenadas son: latitud 14° 46' 15" y longitud: 91° 12' 55". De esta cuenta, el municipio pertenece al las tierras altas cristalinas del altiplano central, con montañas bajas y colinas modernas. Su geografía es quebrada en un 30% de su territorio, especialmente en las partes montañosas.

Colonia Romec se encuentra en el área Norte del municipio, a una distancia de 7 kilómetros en vía Chuiquel y 22 kilómetros en la vía de Santa

Lucía Utlán, desde la cabecera municipal. Se sitúa a una altura aproximadamente de 2,300 metros sobre el nivel del mar.

Colonia Romec colinda al Norte, Sur, Este y Oeste con la aldea San Juan Argueta, del municipio de Sololá

1.1.2 Acceso y Comunicaciones

Al municipio de San José Chacayá se puede acceder desde la ciudad capital por tres vías diferentes, la más utilizada (146 kms), es la carretera Interamericana que pasa por la cabecera departamental y luego al municipio de San José Chacayá.

El otro acceso desde la ciudad capital, se hace a través del municipio de Santa Lucía Utlán, vía la interamericana hasta el cruce del kilómetro 148, con una longitud de 157.5 kilómetros, el cual se considera el más largo.

Finalmente se puede llegar al municipio de San José Chacayá, vía la carretera Interamericana hasta el cruce del kilómetro 139, con una longitud de 144 kilómetros, este recorrido es utilizado principalmente por los vecinos del cantón Los Tablones.

El acceso a la cabecera municipal de San José Chacayá hacia la cabecera departamento de Sololá y a la cabecera municipal de Santa Lucía Utlán es únicamente de terrecería y cuenta con una longitud de 13 kilómetros.

En total, el municipio cuenta con una red vial de aproximadamente 19.5 kilómetros, de los cuales 2.2 (11.28%) corresponden a calles adoquinadas y 17.3 kilómetros (88.72%) a caminos de terrecería.

Como ya se ha señalado, la principal vía de acceso se dificulta especialmente en invierno. Siete de los nueve centros poblados del municipio, cuentan con acceso vehicular más o menos transitable durante todo el año. Sin embargo, el Caserío Las Minas carece de acceso vehicular en toda la comunidad por falta de apertura de camino, y el Caserío de Chuacruz sólo cuenta con acceso intransitable, o en el mejor de los casos transitables únicamente por camiones o vehículos de doble tracción.

Solamente el 22% de los centros poblados del municipio cuenta con líneas telefónicas de tipo residencial o comercial, siendo éstos la cabecera municipal y Chuacruz. El resto de las comunidades cuentan únicamente con telefonía móvil (celulares), pero por la mala cobertura de las empresas, este servicio presenta deficiencias (poca calidad de cobertura), además de tener un costo elevado.

En cuanto a correos y telégrafos, solo la cabecera municipal cuenta con una oficina de la empresa privada El Correo, concesionaria del servicio estatal. Atendiendo de lunes a viernes.

El acceso a colonia Romec se hace por medio de carretera de terracería desde la cabecera municipal, habiendo una distancia de 6 kilómetros; los cuales se recorren en carro, en 30 minutos o a pie en una hora y media. Esta vía es transitable durante todo el año.

Existe un camino alternativo vía cabecera departamental, que suma 24 kilómetros (6 de terracería y 18 de asfalto), y por el que se tarda una hora para llegar en carro.

1.1.3 Topografía e hidrografía

La topografía es quebrada en un 30% de su territorio, especialmente en las partes montañosas, la pendiente se localiza en su mayoría en los rangos de 0% a 5% y 5% a 12%; pero también existen áreas comprendidas entre 12% a 32%. En el área de colonia Romec, el 50% de su territorio se encuentra con una pendiente bien marcada.

San José Chacayá cuenta con 7 ríos y dos riachuelos. Entre los ríos más importantes destacan el Molino-La Toma que pasa por la cabecera municipal y el Chuiscalera que pasa por el caserío Parromero, estos dos se unen para formar el río Kiskap. Además, con un menor caudal se encuentra el río Chichimuch que pasa por Chuimanzana, el Chobux por Parromero, el río las Minas que pasa en la entrada de Chuacruz, el Seúl que pasa al Oeste de Parromero y el Tunayá que pasa al Oeste de Villa Linda. A estos ríos se suman un total de 16 nacimientos que abastecen de agua a los distintos centros poblados del municipio: 6 se encuentran en Parromero, 5 en Chuimanzana, 2 en los Chávez, 2 en los Tablones y 1 en las Minas.

1.1.4 Aspectos climáticos

En el municipio existe la unidad bioclimática Bosque Muy Húmedo Montano Bajo Subtropical (BMHMBS), que corresponde a un clima frío, ya que por lo general afecta a alturas que van desde los 1,800 a 3,000 metros sobre el nivel del mar. Las temperaturas oscilan entre los 12 a 18 grados centígrados y la precipitación pluvial varía entre los 1,000 a 2,000 milímetros al año. Los suelos son profundos, de textura liviana, moderadamente bien drenados, de color pardo o café.

1.1.5 Actividades económicas

Existe una pequeña actividad económica en los sectores de la agricultura: la crianza de aves de corral y en menor medida la artesanía y el comercio. El sector predominante es el agrícola, en el que destacan la presencia de varios tipos de cultivos: granos básicos (fríjol y maíz), hortalizas (papas, cebollas, zanahoria repollo, coliflor remolacha) y frutales (aguacate y durazno sobre todo). Además se cuenta con una mínima infraestructura productiva, consiste en la existencia de sistemas de miniriego en tres comunidades.

También se realizan actividades avícolas, la mayoría de las familias cuenta con aves de corral, principalmente pollos. En cuanto a la actividad artesanal, principalmente las mujeres, realizan tejidos y bordados. En el ámbito comercial, en la mayoría de las comunidades existen tiendas de consumo diario.

Los pobladores, para satisfacer sus necesidades de consumo básico, acuden al mercado de la cabecera departamental, ya que el municipio no cuenta con un mercado en donde se puedan realizar compras.

1.1.6 Población

Según censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística, el municipio de San José Chacayá, en el año 2,002 tenía 2,445 habitantes. La densidad de población era entonces de 56 habitantes por kilómetro cuadrado, o sea una densidad muy por debajo del promedio departamental (290 hab/Km²) e incluso inferior a la media nacional (103 hab/Km²).

El 50.47 % de la población está constituida por mujeres y el 49.53% hombres. En cuanto a edad, la población de San José Chacayá es muy joven, ya que el 51.12% del total (1,250 personas) tiene menos de 20 años. En cambio, las personas mayores son muy pocas, pues solo el 6.09% de la población sobrepasa los 60 años.

La población está dividida de la manera siguiente: el 72.92% de los chacayenses vive en el área rural, mientras que un 27.08% habita en la cabecera municipal (casco urbano). Según declaraciones de los vecinos, hechas durante la realización de los Diagnósticos Participativos Comunitarios del 2,004, el total de familias de esta comunidad rural y urbana es de 516, y habitan en 507 viviendas.

En relación con el aspecto étnico, la inmensa mayoría de pobladores es indígena, pertenecientes a las etnias mayas Kaqchiquel (66%) y K'iché (27%). Constituyen el 93% de la población total de San José Chacayá (ligeramente por debajo del promedio departamental de población indígena, que es de 96.44%), y viven tanto en el área urbana como en las comunidades rurales. El 7% restante, es población ladina o mestiza que radica principalmente en el casco urbano.

2 PRINCIPALES NECESIDADES DEL MUNICIPIO.

2.1 Diseño de agua potable por bombeo para colonia Romec

Actualmente, la comunidad de colonia Romec no cuenta con un sistema de agua o con una red adecuada de abastecimiento de agua potable. Dicha comunidad ha tenido una serie de conflictos con sus vecinos, quienes se han negado a proporcionarles las fuentes para la introducción de agua potable, ya que la colonia Romec pertenece geográficamente al territorio de la cabecera de Sololá, desde hace 15 años por medio de un convenio (Acta de Adjudicación No. 07-2005, de fecha 10 de febrero del año 2005, por Acuerdo Municipal punto tercero), entre varios representantes de ambas comunidades, se declaró como parte del municipio de San José Chacayá.

Actualmente sólo se cuenta con algunos chorros denominados llena cántaros; éstos se encuentran en un alto grado de deterioro, obligando a los habitantes a acudir a ríos aledaños, los cuales presentan un nivel considerable de contaminación.

Estas razones respaldan la necesidad de realizar este estudio para que la población tenga el agua necesaria con la calidad adecuada.

2.2 Diseño del Instituto Básico de San José Chacayá, Sololá

El municipio de San José Chacayá actualmente cuenta con un instituto; éste presenta varios elementos en mal estado, techo de lámina perforado que provoca la destrucción del mobiliario y grietas en paredes que podrían colapsar

en un futuro. La capacidad para atender la población estudiantil del actual instituto es sumamente limitada, ya que se da el servicio a 180 estudiantes, y el resto de los mismos tienen que trasladarse a la cabecera departamental para poder realizar sus estudios.

Con la realización de este proyecto se tiene contemplado atender a una cantidad de 300 estudiantes.

Cabe mencionar también que varios estudiantes que no pertenecen al municipio, pero por la cercanía, se dirigen a este instituto, estos estudiantes son vecinos a San José Chacayá, algunos provienen de Santa Cruz la Laguna, Santa Lucía Uatlán, ambos municipios pertenecientes al mismo departamento.

La construcción de edificios educativos, es uno de los servicios básicos con los que debe contar una comunidad, para que tengan un buen desarrollo intelectual y socioeconómico.

3 DISEÑO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA COLONIA ROMEC.

3.1 Estudios de población

3.1.1 Proyección de población

Colonia Romec se encuentra con varias demandas de servicios que se deben proveer. Como fase de investigación del presente trabajo de graduación se llegó a la conclusión de cuál es el proyecto más urgente, el cual corresponde a:

- Diseño de introducción de agua apto para el consumo humano,

3.1.2 Determinación de población de diseño

a) Periodo de diseño

Deben considerarse los siguientes factores:

- El tiempo durante el cual la obra dará servicio a la población
- Durabilidad del material a utilizar.
- Los costos y las tasas de interés vigentes
- Crecimiento de la población incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad.
- Factibilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una consideración de su localidad.

Obras civiles	=	20 años
Equipos mecánicos	=	5 a 10 años.

Para el caso en estudio se asignará un período de diseño de 20 años, más dos años para trámites de financiamiento.

b) Cálculo de población

Para el cálculo de población futura se utilizó el método de crecimiento geométrico, el cual consiste en calcular el cambio promedio de la tasa de población para el área en estudio por cada década en el pasado, y así proyectar su tasa promedio o porcentaje de cambio hacia el futuro.

La fórmula empleada para este método es:

$$Pf = Pa \times (1 + i)^n$$

$$Pf = 351 \times (1 + 0.019)^{22}$$

$$Pf = 532 \text{ Personas.}$$

De donde:

Pf = población futura en un tiempo n = 22 años

Pa = Población actual 351 habitantes, según conteo de la planilla de topografía.

i = tasa de crecimiento en porcentaje / 100 = 1.9%

n = periodo de diseño = 22 años.

c) Requerimientos del diseño

El diseño se hará siguiendo las normas recomendadas por INFOM/UNEPAR en la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales, las cuales son el resultado de experiencias sobre la materia

durante muchos años, tanto del sector privado como del público, sin dejar por un lado las tres condiciones fundamentales para proporcionar agua a las poblaciones, son: dar la cantidad necesaria, con la calidad adecuada y con la garantía de un servicio permanente, en relación con la duración de las instalaciones y la cuantía de las inversiones.

d) Caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño se considera los siguientes factores:

- El tipo de comunidad: se tiene una densidad de vivienda de 5 habitantes por casa; construcciones de block y madera; los habitantes se dedican a la agricultura.
- Consumo doméstico: durante el censo se observó qué utensilios utilizan para almacenar el agua que consumen durante el día, y se calculó que en promedio, cada habitante usa 150 litros por día.
- Capacidad de la fuente: contiene un aforo de 5 lts/seg.

3.2 Fuentes de agua

3.2.1 Abastecimiento actual de la población

Actualmente, esta comunidad sólo cuenta con algunos chorros denominados llena cántaros, éstos se encuentran en un alto grado de deterioro, obligando a los habitantes a acudir a ríos aledaños los cuales presentan un nivel considerable de contaminación.

3.2.2 Estudio sobre demanda de agua potable

La visita preliminar tuvo como fin recopilar datos relacionados en forma general con la comunidad, la posible fuente de abastecimiento, así como características topográficas, analizando el probable sistema de abastecimiento que se utilizaría a partir de esta inspección, se dedujo lo siguiente: el sistema de conducción será por bombeo, ya que existe un pozo.

3.2.3 Dotación

Es el volumen de agua que se le asigna a una persona para su consumo, por unidad de tiempo. Usualmente, en el medio la dotación se determina en 150 l/hab/día.

Es recomendable que la dotación se determine con base en estudios de demanda de agua de la población que se investiga, o poblaciones cercanas con características similares.

Los factores que influyen en la determinación de la dotación son: clima, nivel de vida, actividad productiva, número de habitantes, costumbres, existencia de abastecimientos privados, alcantarillado y contadores, presiones en la red y capacidad administrativa de la municipalidad.

La dotación está formada por: caudal doméstico, caudal industrial, caudal comercial y caudal público. A estos consumos se deberá agregar un porcentaje de pérdidas por fugas y mal uso del agua.

Generalmente, poblaciones pequeñas presentan consumos bajos en relación con ciudades grandes y desarrolladas, debido a la ausencia de industria, carencia de alcantarillado y el bajo porcentaje de área recreacional que amerite riego y mantenimiento.

Con la finalidad de determinar la dotación, se consideran los factores que influyen en la misma, así como las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal y la Dirección General de Obras Públicas. Se establece que la dotación para este estudio será de 150 l/hab/día.

La elección de la dotación es una gran responsabilidad que se ve reflejada en la eficiencia con que un acueducto preste su servicio futuro.

La dotación debe satisfacer las necesidades de consumo de la población, con la finalidad de que ésta desarrolle sus actividades de la mejor forma posible.

3.2.4 Determinación del consumo de agua

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica en una población, el consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día; por lo que el sistema diseñado debe de satisfacer en todo momento estas variaciones.

3.2.4.1 Consumo medio diario

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registro

$$Q_m = \Sigma (Q_{industria} + Q_{domiciliar} + \dots)$$

$$Q_m = \text{dotación (per cápita)} \times \text{población futura}$$

$$86400$$

$$Q_m = \frac{150 \text{ l / hab} \times 532 \text{ hab}}{86400 \text{ seg.}}$$

$$86400 \text{ seg.}$$

$$Q_m = 0.9236 \text{ l / seg.} \quad \text{expresándolo en L/s.}$$

3.2.4.2 Caudal máximo diario

Es el día de máximo consumo de una serie de registros obtenidos en un año, regularmente cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población, el valor que se obtiene es utilizado en el diseño de la fuente, captación, línea de conducción y la planta de tratamiento.

A falta de registro, el consumo máximo diario (CMD) será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo (FDM) que oscile entre 1.2 y 1.5; 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

Al tomar en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que para este estudio el factor de día máximo (FDM) es de 1.50 con lo cual se tiene:

$$Q_{DM} = FDM \times Q_{md}$$

$$Q_{DM} = 1.5 \times 0.9236 \text{ l/s}$$

$$QDM = 1.3854 \text{ l / s}$$

Donde:

QDM = Caudal de día máximo o máximo diario.

FDM = Factor de día máximo

Qmd = Caudal medio diario.

3.2.4.3 Caudal máximo horario o de distribución

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución. Es la hora de máximo consumo del día; el valor obtenido se usará para el diseño de la línea de distribución y la red de distribución.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el consumo medio diario por el coeficiente o factor de hora máximo (FHM) cuyo valor es de 2.0 a 3.0; 0.3 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

La selección del factor es función inversa al tamaño de la población a servir, por lo que para el presente estudio el factor de hora máxima tendrá un valor de 3.0.

El caudal máximo horario se determina mediante la siguiente ecuación:

$$QHM = FHM \times Qmd$$

$$QHM = 3.0 \times 0.9236 \text{ l/s}$$

$$QHM = 2.77 \text{ l/s}$$

Donde:

QHM = caudal máximo horario o de hora máxima

FHM = factor de hora máxima

Qmd = caudal medio diario.

3.2.4.4 Caudal de bombeo

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el período de bombeo, el cual se obtiene en función del caudal que proporciona la fuente; en este caso se determina por medio del que se necesita para abastecer a todas las viviendas en este proyecto. Dicho período afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. Se recomienda que el período de bombeo sea de 8 a 12 hrs.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que debe preverse para un período de 10 años, más no el resto de los componentes del sistema; por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea

suficiente para abastecer a una población futura de 20 años, como en este caso.

Para el proyecto en estudio, el caudal fue diseñado de la siguiente manera:

$$Q_b = \frac{Q_c \times 24 \text{ hrs.}}{H}$$

$$Q_b = \frac{1.3854 \text{ l/s} \times 24 \text{ hrs.}}{8 \text{ hrs.}}$$

$$Q_b = 4.156 \text{ l/s}$$

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo en l/seg y GPM (galones por minuto).

Q_c = Caudal de conducción o de día máximo en l/seg.

H = Número de horas de bombeo al día.

3.2.5 Tipo de fuente para abastecer de agua a la población

En el medio ambiente se pueden encontrar diferentes fuentes de agua en su estado natural, las cuales se clasifican en aguas meteóricas o aguas de lluvia, aguas superficiales como ríos y lagos, y aguas subterráneas. Estas últimas son las que se han filtrado en suelos permeables al caer a la superficie terrestre y que afloran en forma horizontal o vertical, en uno o varios puntos definidos.

Para dotar de agua potable a colonia Romec, se conoció su ubicación y se realizó el estudio, siendo ésta del tipo pozo mecánico.

3.2.6 Estudio de la calidad del agua

La calidad natural del agua varía de un lugar a otro, en relación con la estación del año, uso de la tierra, el clima y con las clases de rocas del suelo que el agua remueve. La característica de una buena calidad de agua depende del uso que se le vaya a asignar, uso doméstico, industrial y de riego.

Para garantizar que el agua pueda ser bebida por una población, es necesario que cumpla con los requisitos mínimos establecidos por las normas COGUANOR NGO 29-001

3.2.6.2 Análisis bacteriológico

Para verificar que el sistema no sea fuente de proliferación de enfermedades, se debe realizar el examen bacteriológico; con ello determinar el sistema de desinfección necesario, para no incrementar el índice de morbilidad de la comunidad en estudio.

3.2.6.1 Análisis físico químico

El análisis físico sirve para determinar las características del agua, el sabor, color, temperatura, turbidez, sólidos y olor; el análisis químico sirve para medir

el nivel de alcalinidad, la dureza, la presencia de cloruros, nitritos, oxígeno disuelto, amoníaco albuminoideo, el contenido de hierro y manganeso, cloro residual y el pH.

3.2.7 Aforo de la fuente

Para que el aforo fuera confiable se efectuó en época de estiaje; considerando para ello que la fuente debía tener como mínimo un caudal de 4.5 litros/seg, ya que de no ser así, se corría el riesgo que la inversión fuera en vano, debido a que todos los recursos hidráulicos están propensos a disminuir su caudal por sequías o incendios forestales. Cabe mencionar que aunque no se tiene un historial de aforos de la fuente, en diferentes épocas del año, sí se conoce que no tiene variaciones significantes de caudal en verano.

3.2.8 Factibilidad técnica

En este estudio se define la viabilidad del proyecto, con base en el análisis técnico económico-social y la estimación de costos efectuados en la fase de pre-factibilidad; así mismo, comprende la fase de diseño del acueducto, haciéndose énfasis en el levantamiento topográfico.

Después de haberse determinado que el proyecto es viable, como es el caso del sistema de suministro de agua por bombeo para colonia Romec, se puede iniciar con la organización comunitaria, tanto en capacitaciones para la ejecución, operación y mantenimiento del sistema, como en la promoción del uso de letrinas en la comunidad. Asimismo, se deben decidir las funciones del comité de agua potable.

3.2.9 Verificación de datos básicos e información existente

3.2.9.1 Visita de campo

En cuanto a la información recopilada y analizada en las fases anteriores para el proyecto en estudio, no existe desactualización significativa, debido a que el período comprendido entre una y otra no fue en un lapso mayor de 15 días.

3.2.9.2 Diseño del acueducto

El diseño del sistema de abastecimiento comprende la determinación de tuberías, diseños de obras complementarias, planos de construcción, presupuesto detallado, estudio ambiental y otros aspectos importantes para el óptimo funcionamiento del sistema.

3.3 Diseño del sistema por bombeo

3.3.1 Diseño de la tubería de impulsión

La tubería de impulsión se compone de tubería de succión y tubería de descarga, las cuales se estudiarán detenidamente a continuación:

3.3.1.1 Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y evitar entradas de aire en esta tubería, se recomienda tomar en cuenta en el diseño e instalación, los siguientes aspectos:

- a)** Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de burbujas de aire.
- b)** Debe ser tan corta y tan directa como sea posible.
- c)** Su diámetro debe ser igual o mayor que el diámetro de la tubería de descarga; si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso de agua.
- d)** Los reductores a utilizarse deben ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la formación de burbujas de aire.
- e)** Los codos instalados en la misma, generalmente se prefieren de radio largo porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución más uniforme del flujo que con el uso de codos normales.
- f)** En la entrada de esta tubería se recomienda utilizar una coladera con válvula de pie debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y, al mismo tiempo, tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de cebar la bomba después de que ha dejado de operar.

También se acostumbra colocar en la entrada de esta tubería, una campana de succión, que puede construirse con o sin válvula de pie y es útil para minimizar la resistencia al paso del agua.

3.3.1.2 Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente en abastecimiento de agua potable en el área rural. Esta tubería descarga el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga debe conducirse a una velocidad máxima de 2 mts/seg.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalaciones de la tubería de descarga, las reglas siguientes:

- Debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que aminora la resistencia al paso del agua.
- Cuando se usen vueltas o dobleces, su tipo deben ser de radio grande; lo que mantendrá al mínimo la resistencia al paso del agua.
- El número de cambios de dirección, válvulas y accesorios deben ser los mínimos necesarios en esta tubería, sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y si es requerido, en los picos de la línea deberá colocarse válvulas de aire.
- Cuando se contemple la conexión de más de una bomba a una misma tubería de descarga, se recomienda el uso de accesorios que conduzcan el fluido por la ruta más directa; usando, por ejemplo, yee o codos de mínimo ángulo. En este mismo caso, conforme se vaya sumando caudales, el diámetro de la tubería debe ser el inmediato superior. El tipo de la tubería de descarga está íntimamente ligado a la máxima presión que se presenta

en ésta, pudiendo ser clasificada según su presión de trabajo, en ligera, mediana o de alta presión.

3.3.2 Altura neta de succión

3.3.2.1 Altura neta de succión positiva

Es la presión necesaria para hacer pasar el agua por la tubería de succión hasta el ojo del impulsor. Esta presión es conocida como MPS (Net Positive Suction Head) y es medida en el ojo del impulsor.

En la proyección de instalación de una bomba, es necesario considerar dos tipos de altura neta de succión positiva o NPSH: la disponible, y la requerida por la bomba que será instalada; de ambas es necesario que la primera sea mayor que la segunda para evitar el fenómeno de cavitación, el cual puede dañar rápidamente la bomba.

Cuando existe presión atmosférica actuando en la superficie del agua que será succionada y la presión disminuye en el ojo del impulsor de una bomba centrífuga hasta ser menor que la atmosférica, entonces inicia la elevación del agua por la tubería de succión pero si la presión disminuye hasta corresponder con la presión de vapor de agua, y se origina el fenómeno de cavitación, lo cual se puede evitar disminuyendo la altura del ojo del impulsor sobre el nivel de succión; si de esta manera persiste aún debajo de la presión de vapor de agua, entonces el nivel de la superficie de succión debe diseñarse a la misma altura del ojo del impulsor y si fuese necesario, arriba de éste.

3.3.2.2 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo horizontal

Cuando se emplea una bomba centrífuga de eje horizontal, ésta se divide en tres casos diferentes.

Caso I

Cuando el nivel del agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del ojo del impulsor el NPSH1, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\text{NPSH1} = h_a - (h_s + h_{fs} + h_v + h_{fm})$$

Caso II

Cuando el nivel de agua en la succión está arriba del ojo del impulsor y expuesto a la presión atmosférica:

$$\text{NPSH2} = h_a + h_s - (h_{fs} + h_v + h_{fm})$$

Caso III

En éste se presentan los dos casos anteriores, con la diferencia que en la succión existe una presión diferente a la atmosférica; por lo que la presión atmosférica **ha** se sustituye por **hdas**; por consiguiente, las nuevas expresiones para los casos I y II respectivamente, serán:

$$a) \text{ NPSH}_{3a} = h_{das} - (h_s + h_{fs} + h_v + h_{fm})$$

$$b) \text{ NPSH}_{3b} = h_{das} + h_s - (h_{fs} + h_v + h_{fm})$$

Donde:

h_a = presión atmosférica correspondiente a la altitud de operación de la bomba, en m.c.a.

h_s = diferencia de altura entre el nivel del agua en la succión y el ojo del impulsor (altura estática en la succión).

h_{fs} = pérdida de carga por fricción en la succión, m.c.a.

h_v = presión de vapor del agua, en m.c.a.

h_{fm} = pérdidas menores de carga producida por accesorios, en m.c.a.

h_{das} = presión diferente a la atmosférica existente en la succión, en m.c.a.

3.3.2.3 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo vertical

Este cálculo es especial para la instalación de bomba vertical de turbina o la bomba sumergible. En este caso entra en consideración la sumergencia de la bomba, lo cual es necesario para el funcionamiento normal de la misma, evitando la posibilidad de la entrada de aire, que en su efecto disminuye la eficiencia del conjunto motor bomba.

La expresión dada para determinar la altura neta de succión positiva disponible para este caso, es la siguiente igualdad:

$$\text{NPSH}_d = h_a + S - h_v - h_m$$

Este tipo de bomba se utiliza para el presente estudio.

3.3.3. Carga dinámica

La carga dinámica total, CDT, es la presión real expresada en metros columna de agua (m.c.a.), contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Su cálculo para bombas centrífugas depende de la dirección del eje de la rotación, por lo que la CDT en bombeo horizontal, será diferente en la CDT en bombeo vertical.

3.3.3.1 Carga dinámica total en bombeo horizontal

Se llama así, porque el eje de rotación de la bomba es horizontal. Ésta se puede presentar en tres formas, como se describen a continuación:

Caso I

En este caso, el nivel del agua en la descarga al igual que en la succión, están expuestos a la presión atmosférica; además el nivel de succión está abajo del nivel del ojo del impulsor:

$$CDTI = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_m$$

Caso II

El nivel del agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica, al igual que en la descarga y arriba del ojo del impulsor:

$$\text{CDT2} = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

Caso III

En éste se presentan los dos casos antes descritos, con la diferencia que en la succión y descarga existen presiones, diferentes a la atmosférica, cuyos valores se pueden representar en la descarga como H_{dad} y en la succión H_{das} , de tal manera las expresiones de la carga dinámica total quedan de la siguiente manera:

a) si el ojo del impulsor está arriba del nivel de succión, entonces:

$$\text{CDT3a} = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm} + h_{das} + H_{dad}$$

b) si el ojo del impulsor está debajo del nivel de succión, entonces:

$$\text{CDT3b} = - h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm} - h_{das} + H_{dad}$$

Donde:

h_s = diferencia de altura entre el nivel de agua en la succión y el ojo del impulsor, en metros

h_{fs} = pérdida de carga por fricción en la tubería de succión, en m.c.a.

h_d = diferencia de altura entre el nivel de agua en la descarga y el ojo del impulsor en metros.

h_{fd} = pérdida de carga por fricción en la tubería de descarga en m.c.a.

h_{fv} = pérdida de carga por velocidad en la descarga, en m.c.a

h_{fm} = pérdidas menores de carga producidas por accesorios en m.c.a

h_{das} = presión diferente a la atmósfera existente en la succión en m.c.a

H_{dad} = presión diferente a la atmósfera existente en la descarga en m.c.a

3.3.3.2 Carga dinámica total en bombeo vertical

Ésta se presenta en dos formas: cuando se utiliza una bomba vertical de turbina o una bomba sumergible; aplicándose los mismos términos que en los casos anteriores con la excepción que el símbolo h_d significa, en este caso, la diferencia entre el nivel del agua en la succión y el nivel de la descarga. En bombas verticales de turbina se utiliza el término h_{fs} que representa las pérdidas por fricción en la columna de la bomba, cuyo valor puede ser proporcionado por el fabricante a través de tablas.

a) las bombas verticales de turbina:

$$CDT_{va} = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fc} + h_{fm}$$

b) para bombas sumergibles:

$$CDT_{vb} = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

3.3.4 Sobrepresión por golpe de ariete

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deben considerar los efectos producidos por el fenómeno denominado golpe de ariete.

Se denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación; ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Este fenómeno puede provocar ruptura de la presión (presión positiva) o aplastamiento (presión negativa).

3.3.5 Potencia de la bomba

Para conocer la potencia de la bomba se utiliza la siguiente fórmula:

$$P = (Q_b \times H_m) / (76 \times e)$$

De donde:

Q_b = Caudal de bombeo = 4.15 L/seg.

H_m = Carga dinámica total = 79.73 m.c.a.

e = 60% = eficiencia de la bomba

$$P = 7.5 \text{ HP}$$

3.3.6 Diseño del equipo de bombeo a utilizar

La bomba que se utilizará será sumergible de 7.5 HP, el equipo funcionará con energía eléctrica y el tiempo máximo de bombeo será de 8 horas. La capacidad de la bomba y la potencia del motor deberá ser suficiente para elevar el caudal de bombeo provisto contra la altura máxima de diseño; la eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 60%. La capacidad del motor deberá calcularse para suministrar la potencia requerida por la bomba (considerando el rendimiento del conjunto), más una capacidad de 10 a 25% para compensar el desgaste normal del equipo. La bomba sumergible vertical es la recomendada para este proyecto, debido a que: es más fácil de instalar y más eficiente, de fácil mantenimiento y reparación. También hay que tomar en cuenta que debe ser de etapas múltiples debido a la gran potencia que se requiere.

A la salida de los equipos de bombeo deberán proveerse como mínimo los siguientes dispositivos:

1. Manómetro de descarga
2. Tubería de limpieza.

3. Válvulas de retención y de paso en la línea de descarga.
4. Junta flexible en la línea de descarga.
5. Protección contra golpe de ariete si fuera necesario.
6. Elementos que permitan determinar en cada caso la altura del nivel de bombeo.

3.4 Desarrollo del proyecto

3.4.1 Bases de diseño

Para el diseño del proyecto de agua potable se tomará en cuenta lo siguiente:

- Población actual, 351 habitantes
- Población futura, 532 habitantes
- 72 servicios domiciliarios
- Línea de conducción o descarga por bombeo
- Período de diseño 22 años, considerando 2 año para trámites y 20 años de funcionamiento del sistema
- Dotación de 150 litros por habitante por día, debido que al existir un sistema de agua potable, el consumo se incrementará.
- Presión mínima de 10 metros columna de agua
- Presión máxima de 40 metros columna de agua
- Período de diseño para la bomba, 10 años
- Período de diseño para el tanque de distribución, 20 años
- Velocidad mínima del agua dentro de la tubería, 0.60 m/s
- Velocidad máxima del agua dentro de la tubería, 2.00 m/s

Las presiones deben de estar dentro de los límites permisibles para que llegue agua por lo menos a una casa que tenga dos niveles (5 metros de alto) y que la tubería pueda resistir las presiones del sistema. El inciso 4.8.3 de las normas de

la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales INFOM/UNEPAR: establece, en consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, que las presiones tendrán los siguientes valores:

- Mínima 10 metros (presión de servicio).
- Máxima 40 metros (presión de servicio).

En este caso deberá prestarse atención a la calidad de las válvulas y accesorios, para evitar fugas cuando el acueducto está en servicio.

3.4.1.1 Período de diseño

Deben considerarse los siguientes factores:

- El tiempo durante el cual la obra dará servicio a la población
- Durabilidad del material a utilizar
- Los costos y las tasas de interés vigentes
- Crecimiento de la población incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad
- Factibilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una consideración de su localidad

- Obras civiles = 20 años
- Equipos mecánicos = 5 a 10 años

Para el caso en estudio se asignará un período de diseño de 20 años más dos años en trámites para financiamiento.

3.4.2 Diseño hidráulico

3.4.2.1 Tipos de tuberías

En sistemas de acueductos se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado (HG). La línea de conducción llevará las siguientes características en su recorrido; debido a la topografía del mismo.

- Tubería de PVC de 160, 250 y 315 psi.

a) Diámetro de tuberías

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo con el tipo de sistema que se trate; sin embargo, para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial.

b) Coeficiente de fricción.

Cuando se emplea la fórmula de Hazen Williams para el diseño hidráulico con tubería PVC, el coeficiente de fricción C , es de 150, y para tuberías de HG, $C = 100$.

c) Presiones y velocidades

La presión hidrostática en la línea de conducción se recomienda mantenerla, en lo posible, debajo de 80 m.c.a. La máxima presión permisible es de 90 m.c.a. La presión hidrodinámica en la línea no debe ser mayor de 60 m.c.a. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.6 y 2 m/s, en todo el sistema.

3.4.2.2 Diseño de línea de impulsión

Es la que se coloca inmediatamente después de la bomba. Generalmente en el abastecimiento de agua potable para el área rural, esta tubería conduce el líquido a un tanque de almacenamiento.

La tubería de este tramo será elegida tomando en cuenta factores tales como: diámetro económico, la presión estática, presión dinámica y la sobre presión, más conocida como golpe de ariete.

3.4.2.3 Caudal de diseño

El diseño se hará utilizando el caudal máximo horario (Q_{mh}). Habiendo considerado el número de viviendas que se abastecerán en cada ramal, se calcula el caudal máximo horario y el caudal simultáneo, utilizando el mayor de los dos; y mediante el criterio de continuidad, se determina el caudal de distribución en cada punto.

Dicho de otra forma, para el diseño, debe tomarse en cuenta el mayor de los caudales siguientes:

$$\text{Caudal máximo horario} = F_{\text{hora máxima}} * (Q_{\text{medio}})$$

3.4.2.4 Tanque de distribución

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, en esta oportunidad se diseñó con un tanque de concreto ciclópeo, con las siguientes funciones:

1. Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
2. Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
3. Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
4. Regular presiones en la red de distribución.
5. Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en cualquier época del año.

En cuanto a la estructura que se va a utilizar, esto dependerá de varios factores: cuando haya niveles topográficos aprovechables, en las cercanías de la localidad, que permiten obtener presiones aceptables con diámetros económicos, se emplearán tanques de concreto armado sobre el terreno o semienterrados (se prefiere los primeros por el poco mantenimiento que requieren durante su vida útil).

Todos los tanques deberán tener los siguientes dispositivos:

1. Cubierta hermética que impida la penetración de agua, polvo, aves, etc., del exterior, con su respectiva escotilla de visita para inspección y limpieza.
2. Tubo de ventilación, que saque el aire durante el llenado, en diámetro no menor de 2", con abertura exterior hacia abajo y provista de rejilla, que impida la entrada de insectos.
3. Válvula de flote, y cierre automático, cuando el depósito se ha llenado (si lo cree necesario el diseñador).
4. Tubería de entrada al tanque, que estará situada cerca del acceso, para facilitar el aforo en cualquier momento.
5. Diámetro mínimo de la tubería de rebalse, que será igual al de la tubería de entrada al tanque.
6. En tanques no elevados, se colocará el tubo de salida, al lado opuesto respecto al de entrada, de tal forma que haya circulación de agua en el tanque y se reduzca a un mínimo la posibilidad de un corto circuito.
7. Escaleras interiores y exteriores, en caso de que las dimensiones excedan de 1.20 m. de alto.
8. El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático.
9. Las paredes de los tanques enterrados deben sobresalir no menos de 30 cm. de la superficie del terreno; el techo deberá tener una pendiente, que permita drenar hacia fuera, para evitar la entrada de aguas superficiales o de lluvia.
10. El tubo de desagüe con su correspondiente llave de compuerta y de diámetro mínimo de 4", que permita vaciar el tanque en 2 ó 4 horas. Para facilitar la operación de las llaves y válvulas, éstas deben ubicarse, en lo posible, en una caja común o cámara seca.
11. Los extremos de las tuberías de rebalse y desagüe deben protegerse con cedazo y tela metálica, para impedir el paso de insectos y otros

animales, y no se conectarán directamente al sistema de alcantarillado; deberán tener una descarga libre de 15 centímetros como mínimo.

3.4.2.5 Capacidad del tanque

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tenga estudios de dichas demandas, el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y UNEPAR recomienda utilizar en sistemas por gravedad 25 a 40% del consumo medio diario estimado y en sistemas por bombeo de 40 a 65%. Entonces en este caso se construirá un tanque de almacenamiento con muros y cimiento de piedra y una losa en dos sentidos simplemente apoyada, que sea capaz de almacenar el 50% del consumo medio diario estimado en este proyecto.

Cuando el suministro de agua puede ser considerado seguro y continuo en la cantidad prevista en el proyecto, puede prescindirse del volumen de reservas para contingencias, a fin de mantener bajo el costo inicial del sistema.

Resumiendo, el volumen total del tanque será:

1. Para poblaciones menores de 1,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario de la población; el cual no considera reservas para eventualidades.
2. Para poblaciones entre 1,000 y 5,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
3. Poblaciones mayores de 5,000 habitantes, el 45 % del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
4. En el caso de sistemas por bombeo, la reserva mínima deberá ser del 40% al 65% de un día de consumo medio, salvo en los casos en que se

necesite proveer una capacidad adicional para contingencias o incendios.

El volumen de almacenamiento se calcula por la expresión:

$$\text{Volumen} = 50\% * Q_m$$

Sustituyendo.

$$Q_m = 0.9236 \text{ l/s}$$

$$1 \text{ día} = 86400 \text{ Segundos}$$

$$1 \text{ m}^3 = 1000 \text{ Litros.}$$

$$\text{Volumen} = 0.50 * (0.9236 \text{ litros/segundos}) * (86400/1000)$$

$$\text{Volumen} = 39.9 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 40 \text{ m}^3$$

Diseño del tanque proyectado

El tanque posee muros contruidos de concreto ciclópeo, lo cual significa que están hechos de piedra bola y las medidas de la roca varían desde dos hasta seis pulgadas de diámetro, las cuales son unidas entre sí con mezcla de cemento o sabieta, utilizando una proporción de 1:2:3.

Los muros del tanque están sometidos a fuerzas del agua y del suelo, por lo cual se procederá a realizar su diseño, tomando en cuenta las dimensiones propuestas.

a) Diseño de losa

Las dimensiones de la losa serán de 3.35 mts * 4.7 mts., empleándose el método 3 de la *American Concrete Institute (ACI)*.

Descripción	Losa
A/B	0.7 > 0.5
Refuerzo	2 sentidos
Espesor (t)	12 cm.

El espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cms., pero para su construcción se empleará un espesor de 12 cms.

Cargas:

Carga muerta (CM)

W propio de losa = $2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.12 \text{ mts.}$	= 288 Kg/m^2
Sobre cargas	350 Kg/m^2
Total carga muerta	638 Kg/m^2

$$\text{Carga muerta última (Cmu)} = 1.4 * 638 = 893.2 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva (CV)

Son cargas que soportará la losa en ocasiones eventuales, por ser solo de cubierta, se asumirá una carga viva (CV) = 489 kg/m^2 .

$$\text{Carga viva última} = 1.7 * 489 = 831.3 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU)

$$\text{CU} = 1.4 * (\text{CM}) + 1.7 * (\text{CV}) = 893.2 + 831.3 = 1724.5 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{CU} = 1724.5 \text{ kg/m}^2$$

➤ Cálculo de momentos (caso 6)

$$M_{A(+)} = A^2(CA_{\text{cmp}} * \text{CMu} + CA_{\text{cvp}} * \text{CVu})$$

$$M_{A(-)} = A^2(CA_{\text{neg}} * \text{CU})$$

$$M_{A(+)} = 3.35^2(0.051 * 893.2 + 0.060 * 831.3) = 1071 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{A(-)} = 3.35^2(0.091 * 1724.5) = 1761.14 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{B(+)} = 4.7^2(0.009 * 893.2 + 0.013 * 831.3) = 416.3 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{B(-)} = 4.7^2(0.0 * 1724.5) = 0 \text{ Kg} - \text{m}$$

➤ Cálculo del área de acero

$$M_A = 1761.14 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_B = 416.3 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$t = 12 \text{ cm}, \quad d = 12 - \text{recubrimiento} = d = 12 - 2.5 = 9.5 \text{ cm}$$

$$A_s = [(bd) - \sqrt{\{(bd)^2 - ((\mu_u * b)/(0.003825 * f'_c))\}}] * \{(0.85 * f'_c)/f_y\}$$

$$A_s = 5.13 \text{ cm}^2 \text{ para momento en A}$$

$$A_s = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ para momento en B}$$

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

$$\rho_{\min} = 14.1/f_y \quad \rho_{\min} = 14.1/4220 \quad \rho_{\min} = 0.00334$$

$$A_{s_{\min}} = 0.00334 * 100 * 9.5$$

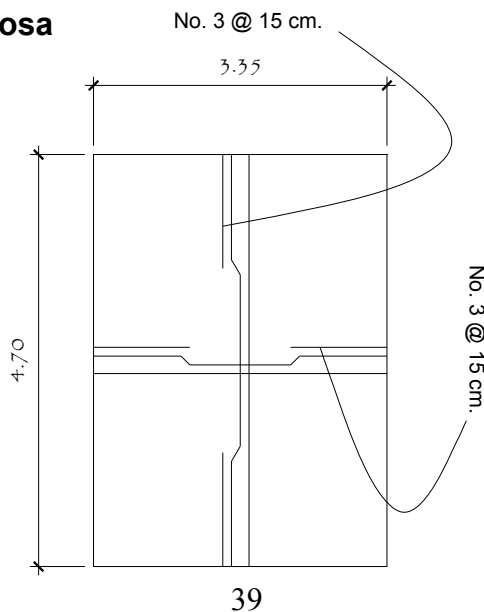
$$A_{s_{\min}} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Área	Espaciamiento	
5.13 cm ²	100 cm.	} Para momento en A
0.71 cm ²	S	

Área	Espaciamiento	
1.17 cm ²	100 cm.	} Para momento en B
0.71 cm ²	S	

Se utilizará un espaciamiento de **S = 15 cm.**

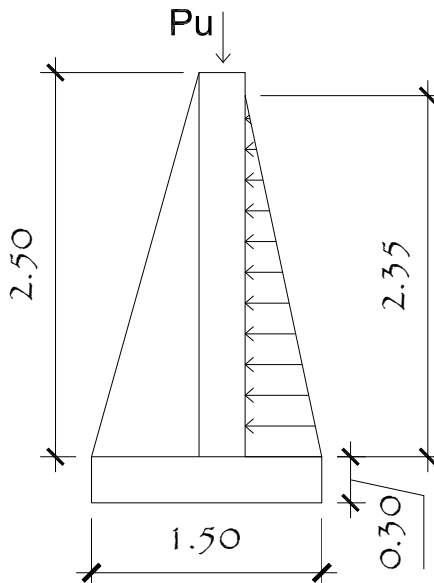
Figura 1. Diseño de losa



➤ **Diseño de las paredes del tanque**

- Datos: Peso específico del suelo (δ_s) = 1,400 Kg./m³.
 Densidad del agua (δ_a) = 1,000 Kg./m³.
 Peso específico del concreto (δ_c) = 2,400 Kg./m³.
 Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2,500 Kg./m³.
 Ángulo de fricción (φ) = 28°
 Valor soporte del suelo (V_s) = 15 Ton/m² (ver anexos)

Figura 2. Dimensiones y cargas de muro



Carga uniforme distribuida (W)

$$W_{\text{losa+viga de carga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.12 \text{ mts} + 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} = 468 \text{ Kg./m}$$

$$W = 468 \text{ Kg/m}$$

Se considera W como carga puntual (Pc)

$$P_c = 468 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 468 \text{ kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual es:

$$M_c = 468 \text{ kg} \cdot (0.7 + (0.3/2)) = 397.8 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{M_c = 397.8 \text{ Kg - m.}}$$

Fuerza activa Fa

$$Fa = \delta a * H^2/3$$

$$Fa = 1000 \text{ kg/m}^3 * 2.35^2/3 = 1840.83 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo respecto de 0

$$Mact = Fa * H/3 = 1840.83 * ((2.35/3) + 0.6) = 2546.49 + 20\% \text{ según A.C.I. kg-m}$$

$$\mathbf{Mact = 3055.79 \text{ Kg - m.}}$$

Cálculo del momento estabilizante sobre el muro del T.D.

Tabla I Determinación de momentos en el muro del tanque

Sección	$\delta_{cc} * A = W(\text{kg/m})$	Brazo (m)	MR (Kg - m/m)
1	$2,500(0.7 * 2.8/2) = 2450$	$2/3(0.7) = 0.47$	1151.5
2	$2,500(0.3 * 2.8) = 2100$	$(0.7 + 0.3/2) = 0.85$	1785.0
3	$2,500(0.3 * 1.5) = 1125$	$(1/2 + 0.25) = 0.75$	843.75
4	$2,500(0.3 * 0.5) = 375$	1.25	468.75
5	$1,000(2.35 * 0.5) = 1175$	1.25	1468.75
6	$2,400(0.2 * 0.2)+288 = 384$	0.85	81.6
7 EP	$0.5*1.6*3*0.6^2 = 864$	0.2	172.8

$$\mathbf{\Sigma = 7,609.0}$$

$$\mathbf{\Sigma = 5972.15}$$

Fuerza hidrostática

$$Fh = 0.5 * W_{\text{agua}} * H * Y_{\text{centroidal}}$$

$$Y_{\text{centroidal}} = 2/3 * 2.35\text{m} = 1.57\text{m}$$

$$Fh = 0.5\text{m} * 1000 \text{ kg/m}^3 * 2.35\text{m} * 1.57\text{m} = 1844.75 \text{ Kg.} + 20\% \text{ según A.C.I.}$$

$$Fh = 2213.70 \text{ Kg.}$$

Factor de deslizamiento

$$F = 0.9 * \text{tg}(30) = 0.52$$

Resistencia al deslizamiento

$$0.52 \cdot 7609 = 3956.68$$

Verificación contra deslizamiento

$$(3956.68 + 864) / 2213.7 = \mathbf{2.18 > 1.5 \text{ OK}}$$

Momento estabilizante

$$M_A = 0$$

$$F_v(x) = M+$$

$$7609 \cdot X = 5972.15 \quad X = 0.78 \text{ mts.}$$

$$M_e = F_v X = 7609 \cdot 0.78 = 5972.15 \text{ Kg-m.}$$

Momento de volteo

$$M_u = F_a(1/3h + 0.6) = 2213.70 \cdot (0.78 + 0.6) = 3054.91$$

Verificación de momento de volteo

$$V = M_e / M_v = 5972.15 / 3054.91 = \mathbf{1.95 > 1.5 \text{ OK}}$$

Momento neto

$$M_n = M_e - M_u = 5972.15 - 3054.91 = 2917.24$$

Excentricidad

$$E = B/2 - a \quad a = (\sum M_r - \sum M_v) / \sum R = (5972.15 - 3054.91) / 7609.0 = 0.38$$

$$E = (1.5/2 - 0.38) = 0.37 \text{ mts}$$

Longitud en la base del muro A donde actúa presión positiva

$$A = 3 \cdot a > B_m = 3 \cdot 0.37 = 1.11 < 1.5$$

Por lo tanto debajo del muro existen presiones negativas.

Módulo de sección (S_x)

$$S_x = 1/6 \cdot \text{Base}^2 \cdot \text{Long} = 1/6 (1.5)^2 \cdot 1 \text{ m} = 0.38 \text{ m}^3$$

Presión Máxima Pmax.

$$WT/A + WT*(Ex/Sx) = 7609/1.5 + (7609*0.37)/0.38 = 12,481.43 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{max}} = 12,481.43 \text{ kg/m}^2 < 15,000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK.}$$

3.4.3 Desinfección del agua

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ con no menos del 65% de ingredientes activo y con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro de 3 1/8", alto 1 1/4" y un peso de 300 gramos.

El funcionamiento deberá ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. El rango de flujo a través del clorador deberá estar entre 5 y 20 galones por minuto.

Sus dimensiones aproximadas deberán ser de 0.30 metros de diámetro y 0.90 metros de alto. Deberá instalarse en una caja a la entrada del tanque de distribución, y graduarse el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución, esté entre 0.7 y 1.5 partes por millón.

La caja para el hipoclorador tiene como finalidad proteger al clorador y deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones interiores deben de ser de 1.00x1.00 metros en planta y 1.00 metro de altura.

El cloro residual que debe existir dentro de la tubería es de 1.538 kg/m^3 .

Según la norma COGUANOR 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al agua es de 2 p.p.m. (partes por millón), es decir, 2 gramos por metro cúbico de agua.

Para calcular el flujo de cloro (FC) en gramos/hora se utiliza la siguiente fórmula:

$$FC = Q \times DC \times 0.06 \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal de agua conducida, (4.15 L/s) = 249 L/min

DC = demanda de cloro, 0.2 mg/L

Por lo tanto, sustituyendo estos datos en la fórmula de FC se tiene lo siguiente:

$$FC = 249 \text{ L/min} \times 2 \text{ PPM} \times 0.06 = 29.88 \text{ gr/hr}$$

$$\mathbf{FC = 29.88 \text{ gr/hr.}}$$

Luego se hace la conversión a litros/min, de donde se obtienen los siguientes resultados FC = 12.85 litros/min. Luego, se procede a calcular el tiempo que se necesita para llenar un recipiente de un litro utilizando la siguiente fórmula:

$$t = 60/SC$$

Donde:

t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos.

SC = flujo de solución de cloro (7.33 Lt/min).

$t = 60/12.85 = 4.67\text{seg}$, que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe de llenarse completamente. El flujo de cloro del hipoclorador es de 29.88 gr/hr, entonces la cantidad de tabletas que consumirá en un mes son:

$$29.88 \text{ g/hr} \times 24 \text{ hr/1día} \times 30 \text{ días/1 mes} = 21,513.6 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta/300gr} = 71$$

71 tabletas/mes

3.4.4 Red de distribución

En el diseño de la red de distribución, se consideran los siguientes factores:

1. El diseño se hará para el caudal de hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando sea mayor que el caudal simultáneo, caso contrario se utilizará este último.
2. La distribución de gastos debe hacerse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño.
3. Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones domiciliarias, aunque se podrían instalar llena cántaros, si la capacidad de la fuente no lo permite.
4. Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios y obras de arte necesarias, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto, y así facilitar su funcionamiento.

Es necesario terminar los ramales abiertos en puntos de consumo, para evitar estancamientos indeseables; de lo contrario, se deberá proveer de una válvula de compuerta para la limpieza de esta tubería. Este método se utiliza cuando el circuito no se puede cerrar, debido a condiciones topográficas o por la economía del proyecto. Para diseñar la red de distribución, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Presión estática en la tubería

Se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente. La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 PSI = 90 mca, teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 PSI o HG.

En la línea de distribución, la máxima presión estática permitida es de 80 mca, ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería, a menos que sea necesario utilizar presiones mayores por necesidad de salvar puntos altos.

b) Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, que se disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería; lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión, conocida como pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía, respecto de la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota de terreno de ese punto. La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 mca., que es la necesaria, para que el agua pueda subir con cierta presión a las llaves de chorro. Se pueden tener presiones hasta 7 mca., siempre que sea debidamente justificado. La presión máxima sugerida es de 40

mca., pudiendo exceder este límite siempre y cuando se tengan razones justificadas para hacerlo.

c) Línea piezométrica

Es la forma de representar gráficamente los cambios de presión en la tubería. Esto indica, para cada punto de la tubería, 3 elementos: la distancia que existe entre la línea piezométrica y la presión estática en cada punto, que representa la pérdida de carga o de altura de presión que ha sufrido el líquido, a partir del recipiente de alimentación, es decir, el tanque de distribución hasta el punto de estudio, o la distancia entre la línea piezométrica y la tubería representa el resto de presión estática, es decir, la presión que se mediría si se pone en el momento del flujo un manómetro en ese punto. Esta presión está disponible para ser gastada en el recorrido del agua dentro de la tubería. Y la pendiente de la línea piezométrica representa la cantidad de altura de presión que está consumiendo por cada unidad de longitud en metros, que recorre el agua. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será el consumo de presión por metro de tubería.

d) Verificación de velocidades

En todo diseño hidráulico, es necesario revisar la velocidad del líquido, para ver si éste se encuentra entre los límites recomendados. Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua con material en suspensión, sedimentable o erosivo, se considera los límites de velocidad desde 0.60 m/s hasta 3 m/s máxima. Si se trata de agua sin material sedimentable o erosivo, no hay límite inferior, y se dará lo que resulte del cálculo hidráulico. El límite superior se fijará solamente en precaución a la sobre presión, que se debe al golpe de ariete.

La fórmula que se va a utilizar es la siguiente:

$$V = 1.974 * Q / D^2$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

Q = Caudal (m³/s)

D = Diámetro del tubo (m)

3.4.5. Conexión domiciliar

Ésta es la última unidad de todo sistema de agua potable y tiene como finalidad, suministrar finalmente el vital líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliar o bien de un servicio tipo comunitario (llenacántaros o chorros públicos). Hoy en día, se construyen con tubería y accesorios de PVC, y dependiendo de las condiciones del funcionamiento del sistema, pueden incluir o no aparatos de medición del caudal servido (contadores de agua). Básicamente, consiste en una derivación de la tubería de la red a través de un tubo de diámetro pequeño, generalmente de ½ o ¾” de poca longitud, que termina en una llave de paso o en un medidor de caudal, para la instalación interna del servicio en el domicilio y termina en un grifo en los servicios públicos.

Actualmente, estarán constituidas para un total de 72 viviendas. Las conexiones domiciliarias estarán compuestas por los siguientes accesorios:

- Tee reductora PVC
- Niple (tubo) PVC longitud variable.
- Adaptador macho de PVC
- Llave de paso de bronce
- Tubo PVC longitud variable
- Codo PVC 90° con rosca

- Niple HG 1.50
- Codo HG 90°
- Niple HG 0.15
- Reducidor campana HG
- Tubería PVC Ø 2" o 3"
- Adaptador hembra PVC
- Válvula de chorro

CÁLCULO HIDRÁULICO

POBLACIÓN FUTURA

$$P_f = P_o * (1 + (r/100))^n$$

$$P_f = 351 * (1 + 1.9/100)^{22}$$

$$P_f = \mathbf{532 \text{ hab.}}$$

CAUDAL MEDIO DIARIO

$$Q_m = P_f * ((\text{Dot.})/86400)$$

$$Q_m = 532 * (150 / 86400)$$

$$Q_m = \mathbf{0.9236 \text{ l / seg.}}$$

CAUDAL MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = F_{md} * Q_m$$

$$Q_{md} = 1.5 * 0.9236 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{md} = \mathbf{1.3854 \text{ l/seg.}}$$

CAUDAL MÁXIMO HORARIO

$$Q_{mh} = F_{mh} * Q_m$$

$$Q_{mh} = 3 * 0.9236 \text{ l/s}$$

$$Q_{mh} = \mathbf{2.77 \text{ l/seg.}}$$

CAUDAL DE BOMBEO

$$Q_b = Q_{md} * (24/N)$$

$$N = 8 \text{ (horas de bombeo/día)}$$

$$Q_b = 1.3854 \text{ l/s} * (24/8)$$

$$Q_b = \mathbf{4.15 \text{ l /seg.}}$$

Tramo de impulsión o bombeo

- Caudal de bombeo = 4.15 l/s
- Longitud del tramo= 167.80 m
- Cota de salida: 66.6 m
- Cota de llegada: 110 m
- Diferencia de alturas (h)= 43.3 m

a) Determinación de los diámetros económicos con la siguiente fórmula:

$$D = ((1.974 * Q_b) / V)^{1/2}$$

Para Vel = 0.6 m/seg $D = ((1.974 * 4.15 \text{ l/s}) / 0.6 \text{ m/seg})^{1/2} = 3.697 \text{ Plg.}$

Para Vel = 2 m/seg $D = ((1.974 * 4.15 \text{ l/s}) / 2 \text{ m/seg})^{1/2} = 2.025 \text{ Plg.}$

Según tablas de diámetros internos las tuberías que entran en este rango son de 1 ½" hasta 4" pero según cálculos realizados las tuberías de 1 ½" y 4" no chequean sus velocidades, por lo tanto se trabaja con tuberías de 2", 2 ½", 3"

b) Determinación del precio de la tubería por cada diámetro.

Cantidad de tubos = 167.8 m / 6 m

Cantidad de tubos = 28 tubos.

Precio = 28 * Q 162.00 = Q 4536.00 para el diámetro de 2"

Precio = 28 * Q 180.00 = Q 5040.00 para el diámetro de 2 1/2"

Precio = 28 * Q 210.00 = Q 5880.00 para el diámetro de 3".

c) Cálculo del Interés anual de la tubería.

Donde C es igual al coeficiente de interés.

$$C = \frac{i(i+n)^2}{(i+n)^2 - 1}$$

Donde:

i = 15 % anual

n = 10 años.

$$C = \frac{0.15(0.15+10)^2}{(0.15+10)^2 - 1} = 0.1999$$

i = 0.199 * Q 4536.00 = Q 907.20 para tubería de 2"

i = 0.199 * Q 5040.00 = Q 1,008.00 para tubería de 2 1/2"

i = 0.199 * Q 5880.00 = Q 1176.00 para tubería de 3"

d) Cálculo de las pérdidas de carga

$$hf = \frac{(1743.811)(l)(Q_b)^{1.85}}{C^{1.85} \phi^{4.87}}$$

Donde:

hf = pérdidas por fricción en m.

L = Longitud del tramo en m.

Q_b = Caudal de bombeo en l/seg.

C = Coeficiente de rugosidad del material, para PVC = 150

Ø = Diámetro interno de la tubería en pulg.

hf = (1743.81*167.8*4.15^{1.85})/(150^{1.85} * 2.193^{4.87}) = 8.398 m para tubería de 2"

hf = (1743.81*167.8*4.15^{1.85})/(150^{1.85} * 2.655^{4.87}) = 3.31 m para tubería de 2 1/2".

hf = (1743.81*167.8*4.15^{1.85})/(150^{1.85} * 3.230^{4.87}) = 1.274 m para tubería de 3".

e) Cálculo del consumo de energía

Primero se encuentra la potencia para cada tubería en HP, luego se pasa a Kw y por último se multiplica por las horas de bombeo al mes, para que el consumo quede en Kw – hr/mes.

$$POT = \frac{hf * Q_b}{76 * e}$$

Donde:

POT = Potencia de la bomba en HP.

hf = Pérdida por fricción en m.

Q_b = Caudal de bombeo en l/seg.

e = Eficiencia de la bomba en % no menor que el 60 % según INFOM.

$$POT_{2''} = (8.398m * 4.15l/s) / (76 * 0.6) = 0.7653hp * (0.746Kw/1hp) = 0.5709Kw$$

$$POT_{2\frac{1}{2}''} = (3.31m * 4.15l/s) / (76 * 0.6) = 0.3016hp * (0.746Kw/1hp) = 0.225Kw$$

$$POT_{3''} = (1.27m * 4.156l/s) / (76 * 0.6) = 0.1161hp * (0.746Kw/1hp) = 0.0866Kw$$

$$= 0.5709Kw * 8hrs * 30días * 12meses * 10años * 0.79Q/kw = Q 12,989.12$$

$$= 0.225Kw * 8hrs * 30días * 12meses * 10años * 0.79Q/kw = Q 5,119.2$$

$$= 0.0866Kw * 8hrs * 30días * 12meses * 10años * 0.79Q/kw = Q 1,970.98$$

COSTO TOTAL = costo energía + costo de interés + costo de tubería

Φ Tubería	Costo Energía	Costo Interés	Costo tubería	TOTAL
2"	Q 12,989.12	Q 907.2	Q 4536.0	Q 18,432.32
2 1/2"	Q 5,119.20	Q 1008.0	Q 5040.0	Q 11,167.20
3"	Q 1970.98	Q 1176.0	Q 5888.0	Q 9,034.98

Por los resultados se ocupará el diámetro de 3".

g) Golpe de ariete

El golpe de ariete se experimenta a lo largo del tramo de bombeo, éste depende directamente del módulo de elasticidad de los materiales a utilizar.

$$GA = \frac{145 * vel}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} * \phi}{E_{material} * e_{mat.}}}}$$

$$GA = \frac{145 * 1.37}{\sqrt{1 + \frac{20670 *}{E_{material} * e_{mat.}}}}$$

Donde: E_{agua} = Módulo de elasticidad del agua

Φ = Diámetro de tubería

$E_{mat.}$ = Módulo de elasticidad del material

e_{mat} = Espesor del material

h) Potencia de la bomba

$$POT = \frac{CDT * Q_b}{76 * e}$$

Donde: CDT= Carga dinámica total

e = Eficiencia

Q_b = Caudal de Bombeo

Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

CDT = pérdidas por accesorios + pérdidas por fricción + pérdidas menores + diferencia de cotas + succión.

$$CDT = V^2/(2*g) + h_f + h_m + h_i + h_a$$

Cálculo de la velocidad $v = \frac{1.974 * Q_b}{\phi^2} = (1.974 * 4.15 \text{ l/s}) / (3.23)^2 = 0.786 \text{ m/seg.}$

$$hf_v = \frac{v^2}{2g} \quad h_v = (0.786 \text{ m/seg})^2 / (2 * 9.8 \text{ m/seg}^2) = 0.0315 \text{ mts.}$$

Pérdida (h_f)

Esta pérdida se encontró anteriormente utilizando el diámetro de 3" y equivale a 1.27 metros.

$$h_m = 2\%h_f = 0.02 * 1.274 = 0.02548 \text{ metros.}$$

$$h_i = 110 - 66.6 = 43.4 \text{ metros.}$$

Altura (h_a) = 35 metros.

$$\text{CDT} = 0.031\text{m} + 1.27\text{m} + 0.025\text{m} + 43.4\text{m} + 35\text{m}$$

$$\text{CDT} = 79.73 \text{ m}$$

$$\text{POT} = (79.73\text{m} * 4.15 \text{ l/s}) / (76 * 0.6) = 7.26 \text{ HP}$$

Se ocupará una bomba con una potencia de 7.5 HP.

$$\text{POT} = 7.5 \text{ HP.}$$

3.4.6. Operación y mantenimiento

a) Mantenimiento preventivo:

Es la acción de protección de los componentes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- Evitar daños.
- Disminuir los efectos dañinos.
- Asegurar la continuidad del servicio de agua potable.

b) Mantenimiento correctivo:

Es la acción de reparación de daños, de los componentes de un sistema de agua potable, los que puede suceder por:

- Accidentes naturales. (Crecidas de ríos, derrumbes, etc.)
- Deterioro.
- Desgaste, (daño de accesorios).

c) Mantenimiento de válvulas:

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos y accesorios que forman parte del acueducto. Cada tres meses se hace lo siguiente:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas.
- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.

En ambos casos se debe reparar o cambiar la válvula defectuosa.

c.1) Válvula de chorro:

Esta válvula debe funcionar sin goteo, para evitar desperdicio de agua. Para reparar una válvula de chorro se debe:

- Cerrar el flujo con llave de paso.
- Desenroscar la corona superior con auxilio de un cangrejo.
- Revisar el empaque al final del vástago
- Proceder a cambiarlo, si está gastado o roto.
- Instalar el nuevo empaque.
- Colocar y ajustar la corona con el vástago.
- Verificar el funcionamiento abriendo la llave de paso.

c.2) Caja de válvulas:

Cada tres meses:

- Revisar las paredes de la caja.
- Revisar las tapaderas.
- Revisar aldabones para candados.
- Revisar candados.

- Revisar si hay agua empozada.
- Reparar las fugas.
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos

d) Tanque de distribución:

Cada tres meses:

Revisar estructuras y válvulas, como ya se explicó:

Lavar el interior del tanque, de la forma siguiente:

- Cerrar la válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula de desagüe.
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico.
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo.
- Cerrar válvula de desagüe.
- Abrir válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula de salida.

e) Mantenimiento del hipoclorador:

Cada semana:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución.
- Verificar que no existan fugas.
- Verificar el nivel de la solución en el depósito.

Cada tres días:

- Preparar la dosificación correspondiente.
- Limpiar el residuo existente en el fondo del hipoclorador.
- Verificar la concentración de cloro libre residual, la cual no deberá ser inferior a 0.3 miligramos por litro, en la parte más lejana del proyecto.

Cada mes:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación.
- Verificar la concertación de cloro durante los primeros días para calibrar la cantidad de agua que debe ingresar al dispositivo, de tal manera que tenga la concertación de cloro libre residual no menor de 0.3 miligramos por litro en el punto más lejano de la red de distribución.

f) Mantenimiento de la línea de bombeo y distribución:

Cada mes:

Revisar el recorrido completamente de la línea, para:

- Verificar si hay fugas.
- Verificar el estado de la tubería.
- Proceder a reparar las fugas en la tubería.

Para reparar daños en tubos de PVC, se necesita lo siguiente:

1. Sierra.
2. Niple PVC.
3. Solvente o pegamento.

Se procede de la siguiente forma:

- Descubrir el tubo uno o dos metros en ambos lados de la fuga.
- Cortar un pedazo de treinta centímetros aproximadamente.
- Hacerle campana con calor en ambos extremos.

Empalme de tubería:

Habiendo preparado el niple con la campana, se procede de la siguiente forma:

- Eliminar rebabas de los cortes.
- Limpiar los extremos con un trapo.
- Aplicar solvente alrededor de los extremos de la tubería.
- Aplicar solvente dentro de la campana.
- Mantener la presión y dejar secar.

3.4.7. Propuesta de tarifa

En la propuesta de tarifa se contemplan los gastos de mantenimiento, operación, pago del fontanero, pago del guardián y gasto de cloro.

a) Cálculo de la energía

El motor a utilizar es sumergible de 7.5 HP

Lo que equivale a 5,595 Watts.

De donde se obtiene:

Tiempo de servicio al inicio: 8 horas

Población a servir al inicio: 351 habitantes

Total de conexiones al inicio del proyecto: 72

Consumo diario de energía= 5,595 Watts*(8 horas)= 44,760 Watts.

Costo del consumo diario= 44.76 KWatts*(Q 0.79 por cada Kw)= Q 35.36

Costo del consumo mensual= 30días*(Q 35.36)= **Q 1,060.81/mes.**

b) Cantidad de cloro

Tomando el caudal de bombeo y el hipoclorito de calcio al 65 % se tiene:
 $29.88 \text{ g/hr} \times 24\text{hr}/1\text{día} \times 30 \text{ días}/1 \text{ mes} = 21,513.6 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta}/300 \text{ gr}$

$71 \text{ tabletas} = 21300 \text{ gramos} = 47 \text{ libras}$

Las tabletas de hipoclorito de calcio se adquieren en tambos plásticos de 150 tabletas

Costo de 100 libras de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2 = \text{Q}900.00$

Costo mensual de la cloración = 47 libras*(Q 9/libra) = **Q 423.00/mes.**

c) Costo de operación y mantenimiento.

Consumo de energía mensual =	Q 1,060.81
1 Fontanero =	Q 400.00
1 Guardián =	Q 300.00
1 Operador =	Q 300.00
Consumo mensual de cloro =	Q 423.00
Mantenimiento del sistema =	Q 300.00

MONTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO = Q 2,783.81

d) Tarifa por vivienda mensual.

Q 2783.81/72 viviendas.

TARIFA = Q 38.66/mes.

3.5 Estudio de impacto ambiental

Para la elaboración de un diagnóstico ambiental, primero debe familiarizarse con el tema del medio ambiente, el cual es un sistema de elementos bióticos, abióticos, socioeconómicos, culturales y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana o natural y que afectan o influyen sobre las condiciones de vida de los organismos, incluyendo al ser humano.

Los problemas de degradación ambiental, que incluyen la alteración de los sistemas ambientales, la amenaza a la vida salvaje, la destrucción de los recursos naturales, son frecuentemente resumidos bajo el término de crisis ambiental, debido a que los cambios que el ambiente está sufriendo son lo suficientemente justificados para llegar al nivel de una crisis o amenaza natural.

Todo plan de manejo ambiental, como mínimo debe contener: a) medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. b) consideraciones ambientales en el proyecto de Ingeniería de la alternativa seleccionada, c) manual de operación y mantenimiento y d) plan de seguimiento o monitoreo ambiental.

El plan de manejo ambiental contiene medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. Éstas se desarrollarán en la etapa de planificación, ejecución y operación del proyecto. A continuación se presentan las medidas para la etapa de operación.

a) Tabla II Impacto ambiental, etapa de operación.

ETAPA DE OPERACIÓN		
ACTIVIDADES	IMPACTOS NEGATIVOS	MEDIDAS DE MITIGACION
Avance de la frontera agrícola, explotación maderera, presión de la comunidad en el área de la fuente por demanda de leña o bien expansión de las áreas de pastoreo.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Disminución de capacidad de la fuente por efecto de la deforestación y por el propio consumo de la población. ➤ Alteración del suelo y cuerpos de agua por la construcción de la obra pero sólo en su momento además podría ser por plaguicidas, herbicidas y residuos de abonos. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reforestar el área de la cuenca y vigilar las actividades efectuadas en la cuenca, principalmente aguas arriba de la captación. ➤ Circular el área de la captación, para evitar el ingreso de animales y que sirva de disuasor para las personas. ➤ Motivar y capacitar a la población en el manejo de la conservación de las fuentes de agua. ➤ Incentivar la organización de las comunidades para que vigilen que el manejo integral de la cuenca y la conservación del recurso hídrico sea adecuado.
Comprobación de caudales; presiones; funcionamiento de tubería, obras y accesorios.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios al inicio de la planificación. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.
Calidad del agua	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios al inicio de la construcción. ➤ Amenaza a la salud por déficit en calidad del producto. ➤ Incrementos en los gastos de cada usuario al proporcionar ala mano de obra. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Potabilizar el agua de manera que sea apta para el consumo humano. ➤ Establecimiento de un programa de vigencia de la calidad del agua.
Continuidad del servicio	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Amenaza a la salud por déficit en cantidad de intercepciones del servicio. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Garantizar que habrá suficiente cantidad y que el servicio será continuo. ➤ Establecer un programa de prestación de servicio con el fin de garantizar la continuidad. Cuando es inevitable la interrupción del servicio o bien se presta por determinadas horas o días, es imprescindible el establecimiento de un programa de gestión social que se encargue de mantener a la población bien informada y hacerle entender que por el momento no existe otra solución.
Reparación y mantenimiento de tuberías, accesorios, obras y equipos.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios por la interrupción de sus labores. ➤ Incremento en los gastos 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Captación continua a los operarios del sistema. ➤ Pago de tarifa.

b) Descripción de actividades para la construcción del proyecto.

Actividades preliminares:

- Trazo, preparación de paso y zanjeo.
- Chapeo y limpieza general.
- Construcción de bodega para materiales temporales.

Obra civil:

- Limpieza.
- Excavación de zanjas para tuberías.
- Armado y fundición de estructuras de concreto.
- Construcción de estructuras de concreto ciclópeo.
- Instalación de tuberías de conducción.
- Relleno de zanjas
- Construcción de obra de arte
- Instalación de tubería.
- Instalación de conexiones domiciliarias.
- Reforestación.
- Uso del sistema.
- Operación y mantenimiento.

b.1) Identificación y valoración de los impactos

Se hará una identificación de los impactos y su origen, sin mostrar un valor cuantitativo de ese impacto; sin embargo por la importancia del proyecto a la comunidad hará que se beneficien no sólo en lo económico sino en la salubridad. Se mencionarán algunos elementos ambientales fundamentales, que en un proyecto de agua debe de considerarse.

1) Características físicas: entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmósfera.

2) Condiciones biológicas: flora y fauna.

3) Factores culturales: uso del suelo, ética e interés humano.

4) Relaciones ecológicas: salinización de recursos hídricos, insectos y enfermedades.

5) Factores socioeconómicos: comercio, empleo, tránsito y vehículos.

Para evaluar el proyecto en su conjunto es necesario basarse en resultados, donde se haga un balance entre el beneficio contra el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto; este proyecto es imprescindible para evitar enfermedades gastrointestinales en la población.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción, que tienen impactos negativos pero mitigables son:

1. Características físicas: tierra y agua.
2. Condiciones biológicas: flora.
3. Factores culturales: uso del suelo y actividades.
4. Relaciones ecológicas: salinización de recurso hídrico, insectos, etc.

Los factores y elementos que no se mencionan tienen impactos positivos o su impacto negativo es casi inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto, se harán algunas mitigaciones necesarias, que permitan que el mismo tenga un impacto equilibrado y por consiguiente aceptable.

3.6 Evaluación socio-económica

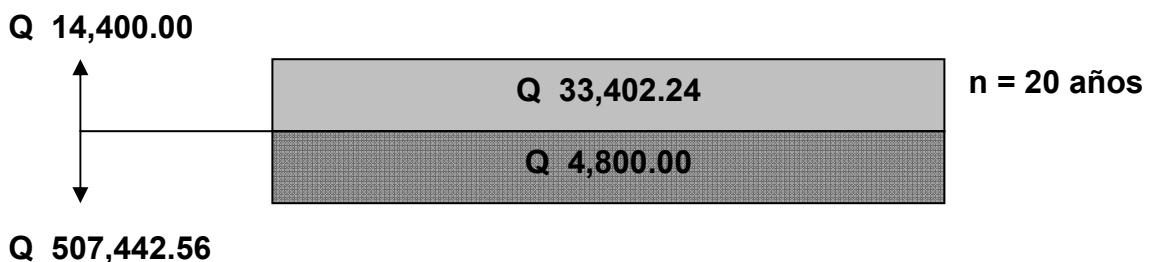
3.6.1 Valor presente neto

La municipalidad de San José Chacayá pretende invertir Q 507,442.56 en la ejecución del proyecto de la introducción de agua potable por bombeo para colonia Romec. Se contratará un fontanero para el mantenimiento del sistema, por Q 400.00. Se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida será un pago único de Q 200.00 por vivienda; también se pedirá un ingreso mensual por vivienda de Q 38.66. Suponiendo una tasa del 10% al final de los 20 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del valor presente neto.

Tabla III Cálculo del valor presente neto

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo Inicial		Q 507,442.56
Ingreso inicial	(Q 200/viv)(72 viv)	Q 14,400.00
Costos anuales	(Q 400/mes)(12 meses)	Q 4,800.00
Ingresos anuales	(Q 38.66/viv)(72 viv)(12meses)	Q 33,402.24
Vida útil, en años.		20 años

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 6%. Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa debe ser lo más baja posible.



Se utilizará el signo negativo para los egresos y el signo positivo para los ingresos; entonces se tiene:

$$VPN = - 507,442.56 + 14,400 - 4800 * 1 / (1 + 0.06)^{20} + 33402.24 * 1 / (1 + 0.06)^{20}$$

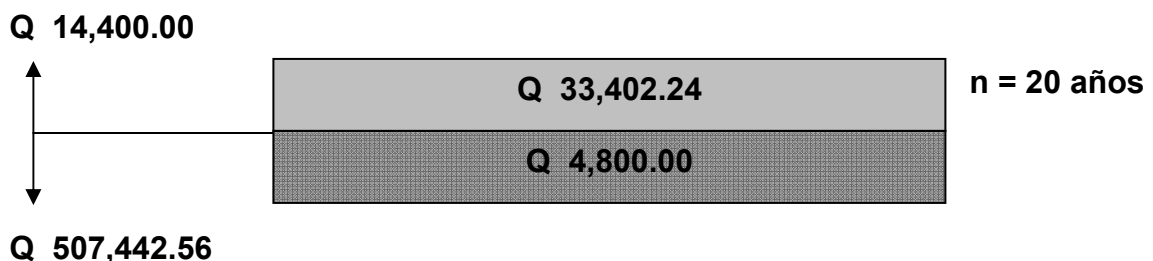
$$VPN = Q - 484,124.24$$

Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna; puesto que es de carácter social y su objetivo es promover el desarrollo en la comunidad de la colonia Romec, con el saneamiento adecuado y la reducción de enfermedades.

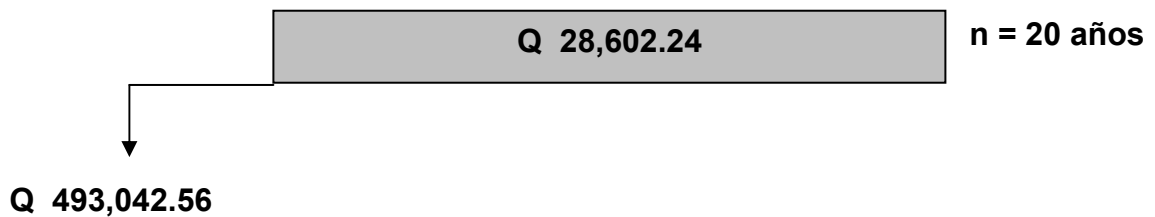
3.6.2 Tasa interna de retorno

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir la introducción de agua potable por bombeo para colonia Romec, con un costo inicial aproximado de Q 507,442.56. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 4,800.00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 33,402.24 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, éste será de Q 14,400.00 por el total de 72 viviendas existentes, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el periodo de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q 33,402.24 y los Q 4,800.00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 507,442.56 y los Q 14,400.00, la gráfica podría simplificar a:



3. Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valor por medio de la metodología de la tasa interna de retorno (TIR).

a) Se utiliza una tasa de interés de -11 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= - 493,042.56 + 28,602.24 \cdot 1 / (1 + (- 0.11))^{20} \\ \text{VPN} &= -198,871.52 \end{aligned}$$

b) Se utiliza una tasa de interés de -12 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= - 493,042.56 + 28,602.24 \cdot 1 / (1 + (- 0.12))^{20} \\ \text{VPN} &= - 124,280.18 \end{aligned}$$

4. Se utiliza la interpolación matemática para hallar la tasa de interés que se busca.

$$\begin{aligned} - 12\% &\rightarrow -124,280.18 \\ i &\rightarrow 0 \\ - 11\% &\rightarrow -198,871.52 \end{aligned}$$

5. Se utiliza la proporción entre diferencias que se correspondan:

$$(-12 - i)/(-12 - 11) = 124,208.18 / (124,208.18 - 198,871.52)$$

Se determina el valor de i

Después de una serie de interpolaciones matemáticas sucesivas se tiene que, la tasa de interés $i = -13.66357653 \%$, la tasa interna de retorno es negativa, y como ya se mencionó antes, el proyecto es de carácter social. Es decir es un proyecto del sector Público que tiene como objetivo principal, proveer servicios a la ciudadanía, buscando el bienestar público y no las ganancias.

3.7 Presupuesto

**PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO
PARA COLONIA ROMEC, SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ**

INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
INTRODUCCIÓN DE AGUA				
PRELIMINARES				
BODEGA	m2	60.00	Q137.73	Q8,263.62
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	2,900.00	Q1.97	Q5,037.38
TRAZO	ML	2,900.00	Q4.39	Q11,941.38
SISTEMA DE SUCCIÓN				
SUCCIÓN	ml	40.00	Q1,781.79	Q71,271.51
CASETA DE BOMBEO				
CASETA	unidad	1.00	Q15,267.60	Q15,267.60
LÍNEA DE CONDUCCIÓN				
CONDUCCIÓN	ml	168.00	Q112.97	Q18,978.26
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN				
TANQUE Y VERTEDERO DISTRIBUIDOR DE CAUDALES	unidad	1.00	Q103,461.38	Q103,461.38
RED DE DISTRIBUCIÓN				
DISTRIBUCIÓN	ml	2,900.00	Q62.72	Q181,897.49
CAJA PARA VÁLVULAS				
CAJA	unidad	11.00	Q1,496.84	Q16,465.24
CONEXIONES DOMICILIARES				
DOMICILIARES	unidad	72.00	Q933.83	Q67,236.06
SISTEMA DE CLORACIÓN				
HIPLOCLORADOR	unidad	1.00	Q7,622.62	Q7,622.62
COSTO TOTAL				Q507,442.56

Cronograma físico y financiero

RENLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1				MES2				MES 3				MES 4				MES 5				
			S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	
TRABAJOS PRELIMINARES																							
BODEGA	m2	60																					
			Q	8,263.62																			
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	2900																					
			Q	5,037.38																			
TRAZO	ML	2900																					
					Q	11,941.38																	
SISTEMA DE SUCCIÓN																							
SUCCIÓN	ml	40																					
								Q	71,271.51														
CASETA DE BOMBEO																							
CASETA	unidad	1																					
												Q	15,267.60										
LÍNEA DE CONDUCCIÓN																							
CONDUCCIÓN	ml	168																					
												Q	18,978.26										
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN																							
TANQUE Y VERTEDERO DISTRIBUIDOR DE	unidad	1																					
														Q	103,461.38								
RED DE DISTRIBUCIÓN																							
DISTRIBUCIÓN	ml	2900																					
																			Q	181,897.49			
CAJA PARA VÁLVULAS																							
CAJA	unidad	11																					
																				Q	16,465.24		
CONEXIONES DOMICILIARES																							
DOMICILIARES	unidad	72																					
																					Q	67,236.06	
SISTEMA DE CLORACIÓN																							
HIPLOCLORADOR	unidad	1																					
																						Q	7,622.62
TOTAL DEL PROYECTO																				Q	507,442.56		

4. DISEÑO DEL INSTITUTO BÁSICO DE SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ.

4.1 Diseño de la edificación escolar de dos niveles

4.1.1 Investigación preliminar

El proyecto se encuentra en el centro del municipio de San José Chacayá, a un costado del salón municipal.

4.1.1.1 Antecedentes

El Instituto Nacional de Educación Básica que actualmente funciona en este municipio se encuentra en mal estado, por lo tanto los alumnos no tienen las instalaciones aptas para poder recibir las en un ambiente agradable, por tal motivo, es necesaria la construcción de un nuevo establecimiento que cumpla las necesidades de los estudiantes que actualmente estudian en dicho instituto.

4.1.1.2 Reconocimiento del terreno

El terreno donde se proyecta construir el edificio pertenece a la municipalidad de San José Chacayá, con un área de 350 metros cuadrados, ubicado en el centro del municipio a un costado del salón municipal; está libre de rellenos, es plano, y con suelo limo arcilloso; por esa razón la profundidad de la cimentación deberá ser por lo menos de 1.00 metros.

4.1.1.3 Capacidad de alumnos

El número de alumnos recomendable para desarrollar actividades en este tipo de locales educativos, está dentro de los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla IV. Capacidad de alumnos por aula

NIVELES	CAPACIDAD ÓPTIMA	CAPACIDAD MÁXIMA
Primario	30	40
Básicos	30	40
Diversificado	30	40

Fuente: Juan Carlos, Baldelomar Rivera. Normas de diseño de edificios escolares, aplicación en el diseño de la escuela para párvulos y diseño de muro en el municipio de San Miguel Tucurú, Alta Verapaz. p. 44

4.1.1.3.1 Aula teórica

Según las normas de diseño, se sugiere 1.35 m^2 por alumno, en el área rural y 1.50 m^2 por alumno, en el área urbana. La zona de la escuela es área rural por lo que se tomará 1.35 m^2 por alumno.

Se denomina espacio educativo al conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, la cual se desarrolla en forma gradual e integral por medio de actividades tendientes al desarrollo psicomotor, socio emocional de la actividad creadora y de la sensibilidad estética, atendiendo a la naturaleza de las mencionadas actividades.

Lo anterior incide en la experiencia pedagógica que ha demostrado que las aulas de dimensión cuadrada, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos, tanto por la flexibilidad en su distribución como la colocación de muebles, por lo que presenta cualidades aceptables en cuanto a capacidad visual y auditiva.

Las dimensiones teóricas adecuadas, tomando siempre el criterio de 40 alumnos por aula, con 1.35 m²/alumno son:

$$30 * 1.35 \text{ m}^2 = 40.5\text{m}^2$$

4.1.1.4 Sistema estructural

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, y para el método constructivo se opta por un edificio de marcos rígidos.

4.1.2 Distribución arquitectónica

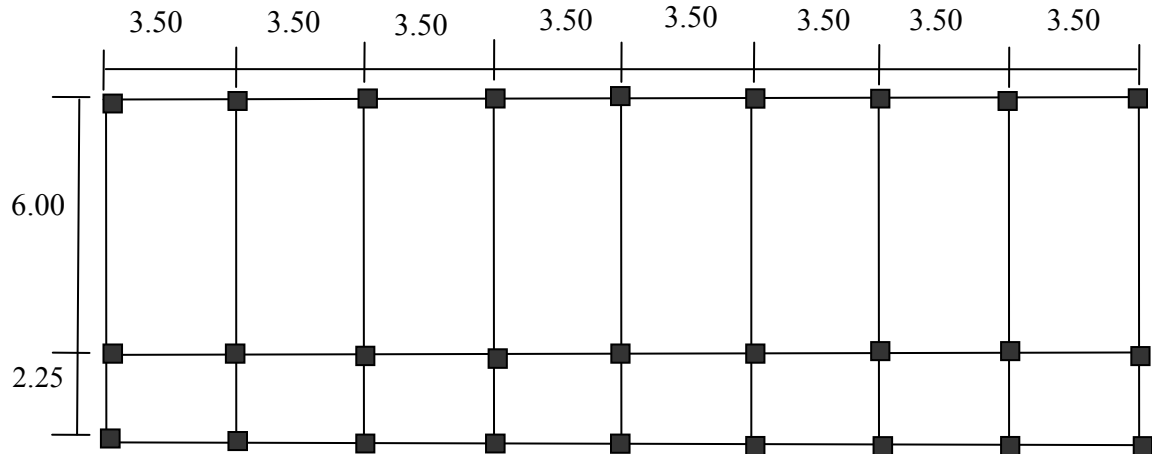
El proyecto consiste en la construcción de seis aulas; además, una biblioteca, servicios sanitarios y el módulo de gradas.

4.1.2.1 Prediseño del edificio

La longitud del edificio será de 28 metros de largo y el ancho de 8.25 metros y la altura de los niveles será de 3.00 metros de eje a eje. Las zapatas estarán a más de 1 metro por debajo del nivel del suelo, las paredes serán de mampostería y servirán como muros de tabique para división y no como muros de carga.

4.1.2.2 Predimensionamiento de los elementos

Figura 3. Planta del edificio escolar



4.1.2.2.1 Columnas

Para esto se utilizará la siguiente fórmula:

$$P_u = 0.8 (0.225 f'_c A_g + F_y A_s) \quad \text{Donde: } P_u = \text{Peso último}$$

Donde A_s oscilará entre el 1 y el 6% del área gruesa de la columna y P se calculará según el área tributaria

$$P_u = (\text{área tributaria}) * (\text{peso del concreto}) = (14.44\text{m}^2) * (2400\text{kg/m}^3) = 34,656 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$34,656 = 0.8 (0.225 * 210 * A_g + 2810 (0.02) A_g)$$

$A_g = 574.9 \text{ cm}^2$ es decir una sección de 23.97 cm * 23.97 cm, por lo cual lo aproximado a una sección de 30cm*30cm.

4.1.2.2.2 Vigas

Para dimensionar vigas se tomará el criterio de ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir $0.08 * 6.0 = 0.48$ metros; por lo que se proponen 50 centímetros. La base se toma igual a la mitad de la sección de la columna, es decir 0.30 m, por lo que la sección de viga queda de 0.30*0.50 metros.

4.1.3. Cargas aplicadas a los marcos rígidos

4.1.3.1 Cálculo del peso por nivel

Cargas Muertas

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

$$\text{Peso de acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de muros} = 150 \text{ kg/m}^2$$

Cargas Vivas

$$\text{Techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Aulas} = 300 \text{ kg/m}^2$$

a. Segundo nivel

Carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = (28\text{m} \cdot 8.25\text{m} \cdot 0.12\text{m} \cdot 2,400) + (28\text{m} \cdot 8.25\text{m} \cdot 144 \text{ kg/m}^2) = 99,792 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0.3\text{m} \cdot 0.5\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 \cdot 158.25\text{m} = 56,970 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.3\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 1.50\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 27) = 8,748 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = (231\text{m}^2)(90 \text{ kg/m}^2) = 20,790 \text{ kg.}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 186,300 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$CV = \text{Losa con acceso}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2)(231 \text{ m}^2) = 23,100 \text{ kg}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 186,300 \text{ kg} + 0.25(23,100\text{kg}) = 192,075 \text{ kg.}$$

b. Primer nivel

Carga muerta:

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

Peso de muros = 150 kg/m^2

$$W_{\text{losa}} = ((0.12 * 2,400 \text{ kg/m}^3 + 144 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2)(28\text{m} * 8.25\text{m}) = 134,442\text{kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0.3\text{m} * 0.5\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 158.25\text{m} = 56,970\text{kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.30\text{m} * 0.30\text{m} * 6\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 27) = 34,992\text{kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = (231\text{m}^2) * (90 \text{ kg/m}^2) = 20,790\text{kg}.$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 247,194 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$CV = (\text{CV por alumnos})(\text{área})$$

$$CV = (300\text{kg/m}^2)(28\text{m} * 6\text{m}) + (500 \text{ kg/m}^2 * 28\text{m} * 2.25\text{m}) = 81,900 \text{ kg}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 247,194\text{kg} + 0.25(81,900\text{kg}) = 267,669 \text{ kg}.$$

Resumen

$$W \text{ del primer nivel} = 267,669 \text{ kg}$$

$$W \text{ del segundo nivel} = 192,075 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 459,744 \text{ kg}$$

4.1.3.2. Cálculo del 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 evaluar el corte basal en las direcciones “x” “y”; con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

En el sentido de “x” del caso estudiado:

Z=1 para la zona central de la república

I=1.30 para edificios de instituciones educativas

K=0.67 para marcos dúctiles

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

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

H = altura del edificio en metros

B = base del edificio en metros

Entonces

$$T = (0.0906*7.5)/\sqrt{(28)} = 0.128 \text{ s.}$$

$$C = 1 / (15*\sqrt{0.128}) = 0.18 \text{ por lo que se utiliza 0.12}$$

S= 1.50 como no se conoce el valor de S, se utiliza el mayor valor permitido.

El valor del producto de CS debe ser menor a 0.14; si el producto de ambos coeficientes excede este valor, se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS.

$$CS = (0.12*1.5) = 0.18 \text{ entonces se toma 0.14}$$

$$V = (1*1.30*0.67*0.14*459,744) = 56,061.18 \text{ kg}$$

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

$$T = (0.0906*7.5)/\sqrt{(8.25)} = 0.235 \text{ s.}$$

$C = 1 / (15 \cdot \sqrt{0.235}) = 0.137$ por lo que se utiliza 0.12

$CS = (0.12 \cdot 1.5) = 0.18$, entonces se toma 0.14

Debido a que estos valores no varían respecto del sentido de “x”, el corte basal es el mismo para ambas direcciones.

4.1.3.2.1 Fuerzas por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo con la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

$$V = F_t + \sum F_i$$

Donde

V = corte basal

F_t = fuerza en la cúspide

F_i = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en la sección: I (E) del código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos: $F_t = 0$

Si $T \geq 0.25$ segundos: $F_t = 0.07 TV$

Donde:

T = período fundamental de la estructura.

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir, del corte basal V , puede ser distribuido en los niveles de la estructura, según la fórmula:

$$F_i = (V - F_t) W_i H_i / \sum W_i H_i$$

Donde:

W_i = peso de cada nivel i

H_i = altura de cada nivel i

Con relación a las columnas debe considerarse lo siguiente:

- a. El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columnas del segundo nivel.
- b. El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior, a la mitad de la columna del nivel superior.

Fuerza en la cúspide $F_t=0$

Fuerza por nivel

$$F_2 = \frac{(56,061.18-0)(192,075)(7.5)}{(192,075*7.5)+(267,669*4.5)} = 30,532.10\text{kg}$$

$$F_1 = \frac{(56,061.18-0)(267,669)(4.5)}{(267,669*4.5)+(192,075*7.5)} = 25,529.08\text{kg}$$

A manera de comprobación : $V = 30,532.1 + 25,529.08 = 56,061.18 \text{ kg}$ **OK.**

4.1.3.2.2 Fuerzas por marco

En la estructura se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos espaciados están simétricamente colocados. Si los marcos espaciados son asimétricos, se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

a. Fuerzas por marcos y-y

El edificio es simétrico en y , por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y .

Segundo nivel

La fuerza del segundo nivel debe incluir Ft

$$F_m = F_2 + F_t / \text{número de marcos} = 30,532.10 + 0/9 = 3,392.46 \text{ kg}$$

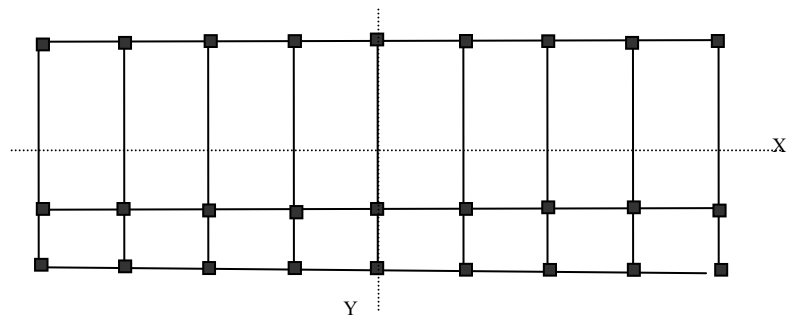
Primer nivel

$$F_m = F_1 / \text{número de marcos} = 25,529.08 + 0/9 = 2,836.56 \text{ kg}$$

b. Fuerzas por marcos x-x

No existe simetría en x, porque el centro de masa tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión, esto se puede observar en la figura 4. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y los debidos a la rotación en cada piso; tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, con éstas determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Figura 4. Simetría del edificio escolar



Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

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

Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2 Ph}{AG}}$$

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2 Ph}{AG}}$$

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000kg

h = altura del muro o columna analizada

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

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez (0.4 E)

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

4.1.3.2.3 Fuerza del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza por torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = (K_m * F_n) / \sum K_i$$

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i$$

$$E_i = \sum (K_m d_i)^2 / K_m d_i$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

$\sum K_i$ = rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

d_i = distancia de CR a marco considerado

F_n = Fuerza por nivel

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

e = excentricidad

Segundo nivel

Rigidez de columna x-x se utiliza la fórmula de voladizo por ser el último nivel.

$$K = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{3 * 15100 \sqrt{210} * 1/12 * 30^4} + \frac{1.2 * 10000 * 300}{30 * 30 * 0.4 * 15100 \sqrt{210}}} = 0.16$$

Como la sección de las columnas son iguales en los marcos, entonces:

$$K = 9 * 0.16 \text{ por tanto } k = 1.47$$

Tabla V. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel

Marco	K	L (mts)	KL
A	1.47	8.25	12.1275
B	1.47	2.25	3.3075
C	1.47	0.00	0.00
Sumatoria	4.41		15.435

CR = centro de rigidez

$$CR = KL / K = 15.435 / 4.41 = 3.5$$

$$CM_x = 8.25 / 2 = 4.125$$

$$CM_y = 28 / 2 = 14$$

$$e = CM - CR = 4.125 - 3.5 = 0.625$$

Tabla VI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	1.47	4.75	6.982	48.76	11.26	10,177.37	1,694.72	11,872.1
B	1.47	-1.25	-1.837	3.376	-42.78	10,177.37	-446.06	9,731.31
C	1.47	-3.5	-5.145	26.47	-15.28	10,177.37	-1.248.8	8,928.51
	4.41			78.606				

Si el valor $F_m < F_i'$ se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor $F_m > F_i''$, F_m será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multiniveles.

$$K_c = \frac{1}{\frac{(10000)(450^3)}{(12 \cdot 15100 \cdot \sqrt{210} \cdot 1/12 \cdot 30^4)} + \frac{(1.2 \cdot 10000 \cdot 450)}{(30^2 \cdot 0.4 \cdot 15100 \cdot \sqrt{210})}} = 0.1919$$

La rigidez del marco es

$$K = 0.1919 \cdot 9 = 1.73$$

Tabla VII. Cálculo del centro de rigidez del primer nivel

Marco	K	L (mts)	KL
A	1.73	8.25	14.2725
B	1.73	2.25	3.8925
C	1.73	0.00	0.00
Sumatoria	5.19		18.165

CR = centro de rigidez

$$CR = KL / K = 18.165 / 5.19 = 3.5m$$

$$CM_x = 8.25 / 2 = 4.12 \quad CM_y = 28 / 2 = 14$$

$$e = CM - CR = 4.125 - 3.5 = 0.625m$$

Tabla VIII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	1.73	4.75	8.217	67.53	13.25	8509.69	1,204.2	9713.89
B	1.73	-1.25	-2.162	4.67	-50.34	8509.69	-316.96	8192.73
C	1.73	-3.5	-6.055	36.66	-17.98	8509.69	-887.41	7622.28
	5.19			108.86				

4.1.3.3. Integración de cargas

$$\text{Losa} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.12m) = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorios y tabiques} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.3 \cdot 0.5 \cdot 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = \text{techos } 100 \text{ kg/m}^2.$$

aulas 300 kg/m².

pasillos 500 kg/m².

Áreas tributarias

$$A1=0.5*3.5*0.5*3.5*0.5*2=3.24 \text{ m}^2$$

$$A2=(3.5*6-2*3.24)/2=7.56 \text{ m}^2$$

$$A3=0.5*2.25*0.5*2.25*0.5*2 = 1.2656 \text{ m}^2$$

$$A4=(2.25*3.5-2*1.2656)/2=2.7844 \text{ m}^2$$

Cálculo de cargas sobre el marco 2

Segundo nivel: aquí no se incluye el peso de los muros y tabiques.

$$CM=(378\text{kg/m}^2*3.24\text{m}^2)/3.5\text{m} + (378\text{kg/m}^2*2.784\text{m}^2)/3.5\text{m}+360\text{kg/m} =$$

$$CM= 992.52 \text{ kg/m}^2$$

$$CV=(100\text{kg/m}^2*3.24\text{m}^2)/3.5\text{m}+(100\text{kg/m}^2*2.784\text{m}^2)/3.5\text{m} = 167.33 \text{ kg/m}$$

$$CU=CM+CV=1159.85 \text{ kg/m}$$

Primer nivel: tomando en cuenta los muros y tabiques

$$CM = (288\text{kg/m}^2+90\text{kg/m}^2+150^2)*3.24\text{m}^2/3.5\text{m} + (288\text{kg/m}^2+90 \text{ kg/m}^2+150 \text{ kg/m}^2)*2.784/3.5\text{m}+360\text{kg/m} = 1,243.52 \text{ kg/m}$$

$$CV=(300\text{kg/m}^2*3.24\text{m}^2)/3.5\text{m}+(500\text{kg/m}^2*2.784\text{m}^2)/3.5\text{m} = 656.66 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV =1900.19 \text{ kg/m}$$

Cálculo de cargas sobre el marco típico.

Segundo nivel

Tramo 1-2

$$CM=((288\text{kg/m}^2+90\text{kg/m}^2)*7.56\text{m}^2)/6\text{m} + (288\text{kg/m}^2+90\text{kg/m}^2)*7.56\text{m}^2)/6\text{m}+360 \text{ kg/m} \\ = 1,312.56 \text{ kg/m}.$$

$$CV = 2 * 100 \text{ kg/m}^2 * 7.56 \text{ m}^2 / 6 = 252 \text{ kg/m.}$$

$$CU = CM + CV = 1564.56 \text{ kg/m}$$

Tramo 2-3

$$CM = 2 * (288 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2) * 1.2656 \text{ m}^2 / 2.25 \text{ m} + 360 \text{ kg/m} = 785.24 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2 * (100 \text{ kg/m}^2 * 1.2656 \text{ m}^2) / 2.25 \text{ m} = 112.50 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 897.74 \text{ kg/m}$$

Primer nivel

Tramo 1-2

$$CM = 2 * ((288 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2) * 7.56 \text{ m}^2) / 6 \text{ m} + 360 \text{ kg/m} = 1690.56 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2 * ((300 \text{ kg/m}^2 * 7.56 \text{ m}^2)) / 6 \text{ m} = 756 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,446.56 \text{ kg/m}$$

Tramo 2-3

$$CM = 2 * ((288 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2) * 1.2656 \text{ m}^2) / 2.25 \text{ m} + 360 \text{ kg/m} = 954 \text{ kg/m}$$

$$CV = 2 * (500 \text{ kg/m}^2 * 1.2656 \text{ m}^2) / 2.25 \text{ m} = 562.49 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,516.48 \text{ kg/m}$$

4.1.4 Análisis de los marcos rígidos por el método de Kani

Es un método de análisis exacto, iterativo, aplicable a vigas y marcos rígidos, simétricos o asimétricos, con cualquier tipo de cargas. A continuación se describe, en forma simple, el procedimiento a seguir en este método.

Resumen general del método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante; además, no incluye los casos cuando existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las mismas.

a. Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}): éstos se calculan cuando existen cargas verticales.

b. Cálculo de momentos de sujeción (M_s): éstos se calculan cuando hay cargas verticales.

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

c. Determinación de las fuerzas de sujeción (H): éstas se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$H = FM_{NIVELn} \text{ (fuerza por marco del nivel } n, \text{ tomada del análisis sísmico)}$$

d. Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \sum H$$

e. Cálculo de momentos de piso (M_n): éstos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$M_n = (Q_n * h) / 3$$

Donde :

$$h_n = \text{altura del piso "n"}$$

f. Cálculo de rigidez de los elementos (K_{ik})

$$K_{ik} = 1 / L_{ik}$$

Donde:

I = inercia del elemento

L = longitud del elemento

- g. Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

- h. Cálculo de factores de corrimiento (v_{ik}): éstos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$v_{ik} = -3/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

- i. Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{ni}) \quad \text{sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum (M'_{ni} + M''_{in})) \quad \text{con ladeo}$$

- j. Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}), esto se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = v_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = v_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por fuerza horizontal}$$

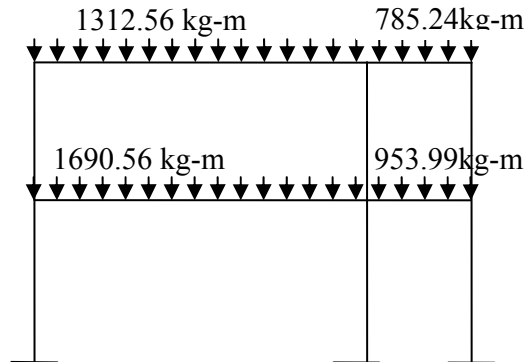
- k. Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})

$$M_{ik} = M F_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{sin ladeo}$$

$$M_{ik} = M F_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \text{con ladeo}$$

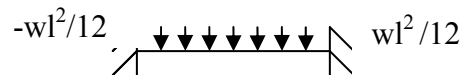
4.1.4.2. Análisis de la carga muerta en el sentido “y”

Figura 5. Cargas actuantes en el marco “y”



Momentos fijos

Figura 6. Cálculo de momentos fijos



$$MF_{BG} = -(1690.56)(6)^2/12 = -5071.68 \text{ kg-m}$$

$$MF_{GB} = 5071.68 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = -(1312.56)(6)^2/12 = -3937.68 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DC} = 3937.68 \text{ kg-m}$$

$$MF_{GF} = -(953.99)(2.25)^2/12 = -402.46 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FG} = 402.46 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DE} = -(785.24)(2.25)^2/12 = -331.27 \text{ kg-m}$$

$$MF_{ED} = 331.27 \text{ kg-m}$$

donde no existe carga, los momentos fijos son igual a cero.

Momentos de sujeción

$$\text{nudo B} = -5071.68 \text{ kg-m}$$

$$\text{nudo E} = 331.27 \text{ kg-m}$$

$$\text{nudo C} = -3937.68 \text{ kg-m}$$

$$\text{nudo F} = 402.46 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo G} = 4669.22 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo D} = 3606.41 \text{ kg-m}$$

Inercia

$$I_{\text{viga}} = (1/12)(30)(50)^3 = 312,500 \text{ Cm}^4$$

$$I_{col} = (1/12)(30)(30)^3 = 67,500 \text{m}^4$$

Inercia relativa

$$I_{col} = I_{col}/I_{col} = 1$$

$$I_{viga} = I_{viga}/I_{col} = 4.63$$

Rigidez

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{HG} = K_{GH} = K_{IF} = K_{FI} = 1/4.5 = 0.222$$

$$K_{BC} = K_{CB} = K_{GD} = K_{DG} = K_{FE} = K_{EF} = 1/3 = 0.333333$$

$$K_{BG} = K_{GB} = K_{CD} = K_{DC} = 4.63/6 = 0.7716$$

$$K_{GF} = K_{FG} = K_{DE} = K_{ED} = 4.63/2.25 = 2.057$$

Factores de giro $\alpha = (-1/2)(K/\sum K)$

$$\alpha_{AB} = 0$$

$$\alpha_{BA} = (-1/2)(0.222/0.222+0.333+0.7716) = -0.0836$$

$$\alpha_{BC} = (-1/2)(0.333/0.222+0.333+0.7716) = -0.1255$$

$$\alpha_{BG} = (-1/2)(0.7716/0.222+0.333+0.7716) = -0.2908$$

$$\alpha_{CB} = (-1/2)(0.333/0.333+0.7716) = -0.1507$$

$$\alpha_{CD} = (-1/2)(0.7716/0.333+0.7716) = -0.349 \dots\dots$$

Factores de corrimiento

$$v = (-3/2)(K_{col}/\sum K_{col})$$

Primer nivel

$$v_{AB} = (-3/2)(0.222/0.222+0.222+0.222) = -0.5$$

$$v_{IF} = -0.5$$

Segundo nivel

$$v_{BC} = (-3/2)(0.333/0.333+0.333+0.333) = -0.5$$

$$v_{GD} = -0.5$$

$$v_{FE} = -0.5$$

INFLUENCIAS DE GIRO (primera Iteración)

Nodo B

$$M_{BA}=(-5071.68+0+0+0)(-0.0836)=424 \text{ kg-m}$$

$$M_{BG}=(-5071.68+0+0+0)(-0.2908)=1474.84 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC}=(-5071.68+0+0+0)(-0.1255)=636.5 \text{ kg-m}$$

Nodo C

$$M_{CB}=(-3937.68+636.5+0+0)(-0.1507)=497.49 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD}=(-3937.68+636.5+0+0)(-0.349)=1,152.11 \text{ kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DC}=(3606.41+1152.11+0+0)(-0.122)=-580.54 \text{ kg-m}$$

$$M_{DC}=(3606.41+1152.11+0+0)(-0.053)=-252.2 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE}=(3606.41+1152.11+0+0)(-0.325)=-1546.52 \text{ kg-m}$$

Nudo G

$$M_{GH}=(4669.22+1474.84-252.20+0)(-0.033)=-194.4 \text{ kg-m}$$

$$M_{GB}=(4669.22+1474.84-252.20+0)(-0.114)=-671.67 \text{ kg-m}$$

$$M_{GD}=(4669.22+1474.84-252.20+0)(-0.049)=-288.7 \text{ kg-m}$$

$$M_{GF}=(4669.22+1474.84-252.20+0)(-0.304)=-1791.13 \text{ kg-m} \dots\dots\dots$$

INFLUENCIAS DE GIRO segunda Iteración

Nodo B

$$M_{BA}=(-5071.68-671.67+497.49+0)(-0.0836)=438.55 \text{ kg-m}$$

$$M_{BG}=(-5071.68-671.67+497.49+0)(-0.2908)=1525.5 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC}=(-5071.68-671.67+497.49+0)(-0.1255)=658.36 \text{ kg-m}$$

Nodo C

$$M_{CB}=(-3937.68+658.36-580.58+0)(-0.1507)=581.68 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD}=(-3937.68+658.36-580.58+0)(-0.349)=1,347.09 \text{ kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DC}=(3606.41+1347.09+484.34-288.7)(-0.122)=-628.19 \text{ kg-m}$$

$$M_{DC}=(3606.41+1347.09+484.34-288.7)(-0.053)=-272.9 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE}=(3606.41+1347.09+484.34-288.7)(-0.325)=-1673.47 \text{ kg-m}$$

Nudo G

$$M_{GH}=(4669.22-272.90+1525.5+547.14)(-0.033)=-213.48 \text{ kg-m}$$

$$M_{GB}=(4669.22-272.90+1525.5+547.14)(-0.114)=-737.46 \text{ kg-m}$$

$$M_{GD}=(4669.22-272.90+1525.5+547.14)(-0.049)=-316.98 \text{ kg-m}$$

$$M_{GF}=(4669.22-272.90+1525.5+547.14)(-0.304)=-1966.56 \text{ kg-m} \dots\dots\dots$$

- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})**

$$M_{ik} = MF_{ik} + MF'_{ik} + (MF'_{ik} + MF''_{ki})$$

Columnas: $M_{CB} = MF_{AB} + MF'_{CB} + (MF'_{CB} + M'F_{BC})$

$$M_{CB} = 0-590.27+ (590.27 +(655.31))= 1835.85 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 0-655.31+ (590.27 +(655.31))= 1900.89 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG} = MF_{HG} + MF'_{DG} + (MF'_{DG} + M'F_{GD})$$

$$M_{DG} = 0-275.53+ (-275.53 +(-318.32))= -869.38 \text{ Kg-m}$$

$$M_{GD} = 0-318.32+ (-275.53 -(318.32))= -912.17 \text{ Kg-m}$$

Vigas: $M_{CD} = MF_{CD} + MF'_{CD} + (MF'_{CD} + M'F_{DC})$

$$M_{CD} = -3937.68 +1367+ (1367-634.25)=-1,837.93 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC} = 3937.68 -634.25+ (1367-634.25)=4036.18 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = MF_{ED} + MF'_{DE} + (MF'_{DE} + M'F_{ED})$$

$$M_{DE} = -331.27 - 1690 + (-1690 + 543.41) = -3167.86 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = 331.27 + 543.41 + (-1690 + 543.41) = -271.91 \text{ Kg-m}$$

La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.

e) Método de Kani - carga viva - marco rígido típico sentido “y”

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que para carga muerta, por esa razón, en este inciso no se detalla, y se limita a mostrar los resultados en la figura 8.

d) Método de Kani fuerza sísmica - marco rígido típico sentido “y”

- **Determinación de fuerzas de sujeción $H = FM_{NIVEL\ n}$**

$$NIVEL\ 2 = 1.73 * (25,529.08) / (1.73 * 9) = 2,836.56 \text{ Kg} \quad H_2 = 3 \text{ m}$$

$$NIVEL\ 1 = 1.47 * (30,532.1) / (1.47 * 9) = 3,392.45 \text{ Kg} \quad H_1 = 4.5 \text{ m}$$

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso $Q_n = \Sigma H$**

$$Q_{NIVEL\ 2} = 3,392.45 \text{ Kg}$$

$$Q_{NIVEL\ 1} = 3,392.45 + 2,836.56 = 6,229.01 \text{ Kg}$$

- **Cálculo de momentos de piso $M_n = (Q_n * h_n) / 3$**

$$M_{NIVEL\ 2} = (3,392.45 * 3) / 3 = 3,392.45 \text{ Kg m}$$

$$M_{NIVEL\ 1} = (6,229.01 * 4.5) / 3 = 9,343.52 \text{ Kg m}$$

- **Las rigideces, los factores de giro y los factores de corrimiento**, que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.
- **Influencias de desplazamiento (M''_{ik})**, primera iteración

$$M''_{ik} = v_{ik}(M_{NIVEL\ n} + \Sigma(M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$\text{Nivel 2: } M''_{CB} = v_{AD}(M_{NIVEL\ 2} + (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB}))$$

$$M''_{CB} = -.5(3,392.45 + (0+0+0+0)) = -1,696.23 \text{ kg-m}$$

$$M''_{DG} = -.5(3,392.45 + (0+0+0+0)) = -1,696.23 \text{ kg-m}$$

$$M''_{EF} = -.5(3,392.45 + (0+0+0+0)) = -1,696.23 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nivel 1: } M''_{BA} = v_{DG}(M_{NIVEL\ 1} + (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{EH} + M'_{HE}))$$

$$M''_{BA} = -.5(9343.52 + (0+0+0+0)) = -4,671.76 \text{ kg-m}$$

$$M''_{GH} = -.5(9343.52 + (0+0+0+0)) = -4,671.76 \text{ kg-m}$$

$$M''_{FI} = -.5(9343.52 + (0+0+0+0)) = -4,671.76 \text{ kg-m}$$

- **Influencias de giro (M'_{ik})**, segunda iteración

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_s + \Sigma(M'_{ni} + M''_{in}))$$

El procedimiento de análisis para carga de sismo es igual que para carga muerta, por esa razón, en este inciso no se detalla, y se limita a mostrar los resultados en la figura 9.

- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})**

$$M_{ik} = MF_{ik} + MF'_{ik} + (MF''_{ik} + MF''_{ki})$$

Columnas: $M_{CB} = MF_{AB} + MF'_{CB} + (MF'_{CB} + M'F_{CB})$
 $M_{CB} = 0 - 205.7 + (205.7 + 771.94 - 2563.36) = -1380.02 \text{ Kg-m}$
 $M_{BC} = MF_{AB} + MF_{BC} + (MF'_{CB} + M'F_{BC})$
 $M_{DA} = 0 + 771.94 + (205.7 + 771.94 - 2563.36) = -813.78 \text{ Kg-m}$

Vigas: $M_{CD} = MF_{CD} + MF'_{CD} + (MF'_{CD} + M'F_{DC})$
 $M_{CD} = 0 + 476.36 + (476.36 + 426.38) = 1379.1 \text{ Kg-m}$
 $M_{DC} = MF_{CD} + MF'_{CD} + (MF'_{CD} + M'F_{DC})$
 $M_{DC} = 0 + 426.36 + (476.36 + 426.38) = 1329.1 \text{ Kg-m}$

4.1.4.3 Resultados de los análisis de Kani-marco rígido típico sentido “y”

Figura 7. Momentos producidos por la carga muerta

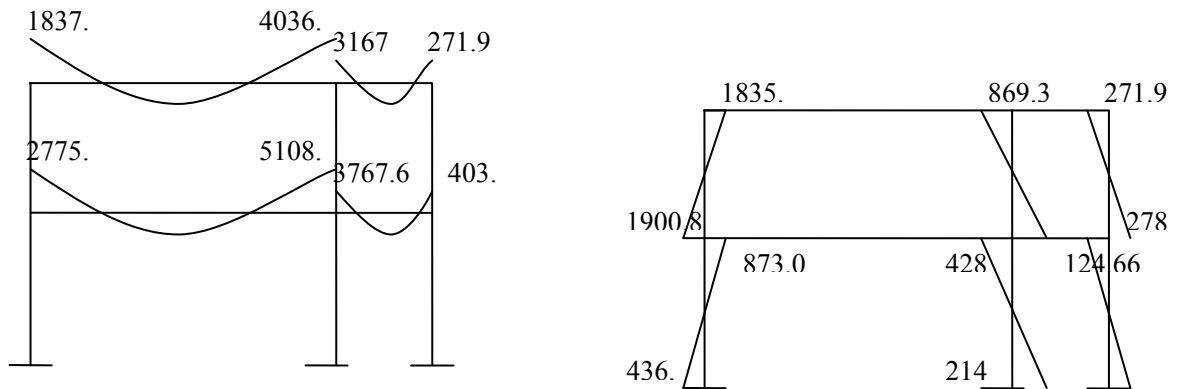


Figura 8. Momentos producidos por la carga viva

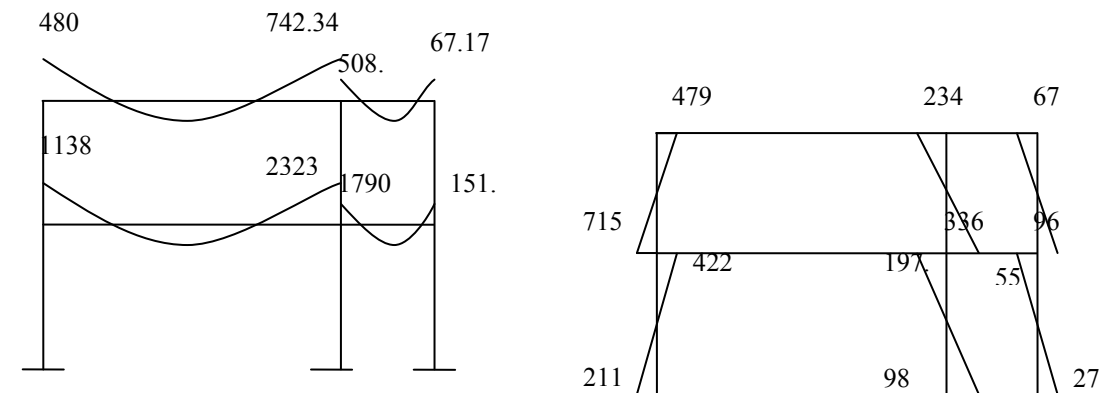
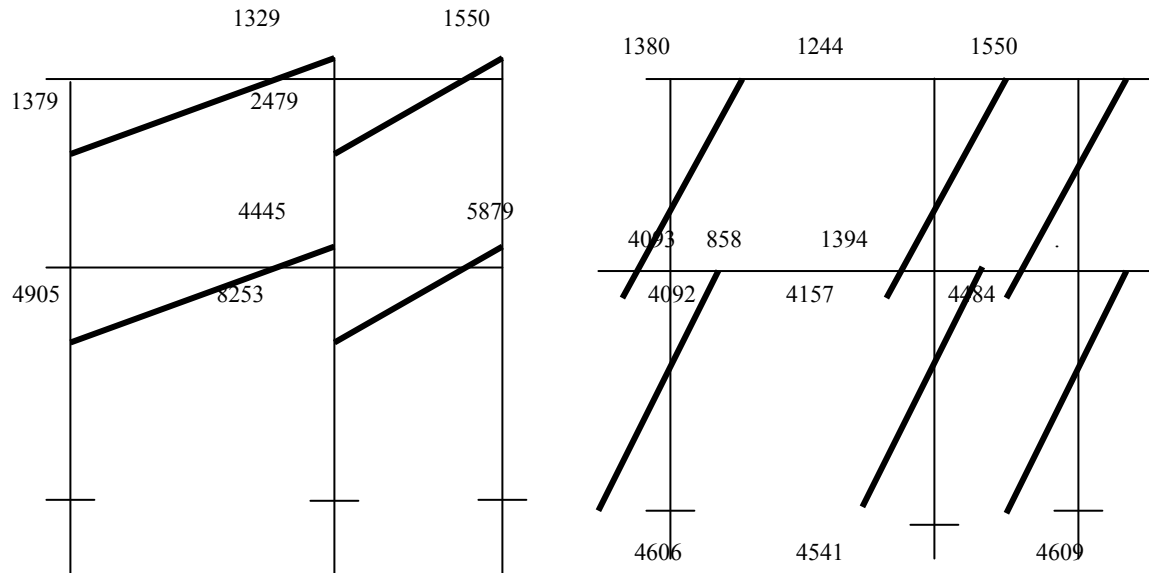


Figura 9. Momentos producidos por la carga sísmica



4.1.5. 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, la carga viva y la fuerza sísmica.

Para considerar la superposición de efectos el código ACI propone las siguientes combinaciones:

a) Fórmulas utilizadas para realizar la envolvente de momentos

- Para los momentos últimos negativos en vigas:

$$M(-) = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{cv} + 1.7M_s)$$

$$M(-) = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{cv} - 1.7M_s)$$

- Para los momentos últimos positivos en vigas:

$$M_{(+)} = (CU * L^2 / 2) - ((\Sigma M_{(-)}) / 2) = ((1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}) L^2 / 2) - ((\Sigma M_{(-)}) / 2)$$

- **Para los momentos últimos en las columnas:**

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.7M_s)$$

$$M_c = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.7M_s)$$

b) Envolvente de momentos, marco rígido típico sentido “y”

Vigas:

$$M_{CD}(-) = 0.75(1.4(1837.93) + 1.7(480) + 1.87(1379.1)) = 4,476.01 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD}(-) = 0.75(1.4(1837.93) + 1.7(480) - 1.87(1379.1)) = 607.64 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC}(-) = 0.75(1.4(4036.18) + 1.7(742.34) + 1.87(1329.12)) = 7048.5 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE}(-) = 0.75(1.4(3167.86) + 1.7(508.8) + 1.87(2479.12)) = 7451.94 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ED}(-) = 0.75(1.4(-271.91) + 1.7(-67.17) + 1.87(1550.72)) = 1803.74 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BG}(-) = 0.75(1.4(2775.4) + 1.7(1138.56) + 1.87(4905.5)) = 11246.3 \text{ Kg-m}$$

$$M_{GB}(-) = 0.75(1.4(5108.92) + 1.7(2323.2) + 1.87(4445.7)) = 14561.6 \text{ Kg-m}$$

$$M_{GF}(-) = 0.75(1.4(3767.6) + 1.7(1790.4) + 1.87(8253.93)) = 17814.9 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FG}(-) = 0.75(1.4(-403.07) + 1.7(-151.67) + 1.87(5879.7)) = 7629.63 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FG}(-) = 0.75(1.4(-403.07) + 1.7(-151.67) - 1.87(5879.7)) = -8862.84 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)}_{CD} = (1.4 * 1312.56 + 1.7 * 252) * (6^2 / 8) - (3389 + 6912.63) / 2 = 5046.06 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)}_{DC} = (1.4 * 785.2 + 1.7 * 112.5) * (2.25^2 / 8) - (5299.96 + 1803.74) / 2 = -2080.71 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)}_{BG} = (1.4 * 1690.56 + 1.7 * 756) * (6^2 / 8) - (5821.11 + 11101.9) / 2 = 7972.42 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)}_{BG} = (1.4 * 953.99 + 1.7 * 562.49) * (2.25^2 / 8) - (8318.42 + 822.14) / 2 = -3119.99 \text{ Kg-m}$$

Columnas:

$$M_{CB(-)} = 0.75(1.4(1835.85)+1.7(479.8)+1.87(1380)) = 4474.93 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC(-)} = 0.75(1.4(1900.9)+1.7(715.4)-1.87(813.78)) = 4049.45 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG(-)} = 0.75(1.4(869.38)+1.7(233.83)+1.87(1244.62)) = 2956.56 \text{ Kg-m}$$

$$M_{GD(-)} = 0.75(1.4(912.17)+1.7(335.9)+1.87(858.82)) = 2590.55 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EF(-)} = 0.75(1.4(271.9)+1.7(67.15)+1.87(1550.74)) = 2546.02 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FE(-)} = 0.75(1.4(278.42)+1.7(96.53)+1.87(1394.71)) = 2371.50 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BA(-)} = 0.75(1.4(873.04)+1.7(422.34)+1.87(4092.76)) = 7195.27 \text{ Kg-m}$$

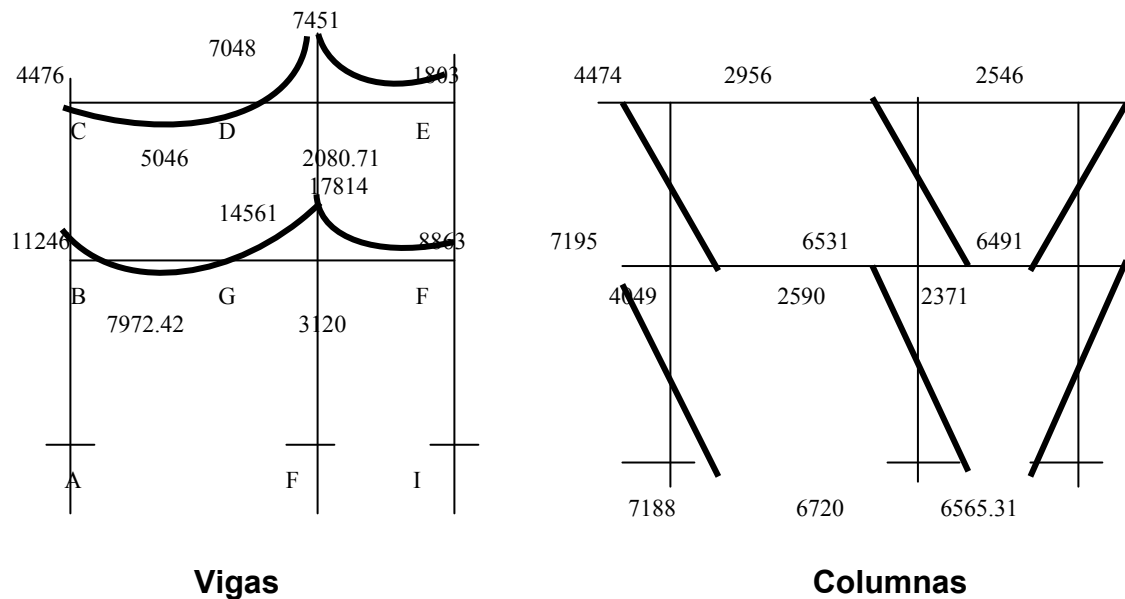
$$M_{AB(-)} = 0.75(1.4(436.52)+1.7(211.17)+1.87(4606.98)) = 7188.88 \text{ Kg-m}$$

$$M_{GH(-)} = 0.75(1.4(428.76)+1.7(196.64)+1.87(4157.14)) = 6531.3 \text{ Kg-m}$$

c) Resultados de la envolvente de momentos en marcos rígidos típicos

Utilizando las ecuaciones mostradas en el inciso a), se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos rígidos “y” y “x”, cuyos resultados pueden observarse en las figuras 10 y 12, respectivamente.

Figura 10. Diagrama de momentos últimos (Kg.m) - marco rígido “y”



4.1.5.1. Cálculo de cortes

Para el cálculo de los cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto de un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. Para el cálculo de los cortes en columnas se efectúa una sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma.

Vigas en “y”

Viga 1

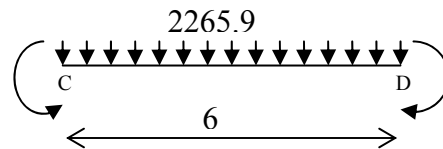
$$\sum M_C=0$$

$$4476.01+2265.9*6*3-7048.56- R_B(6)=0$$

$$R_D=6369.18 \text{ kg}$$

$$\sum F_V=0$$

$$R_C=7226.7 \text{ kg}$$



Viga 2

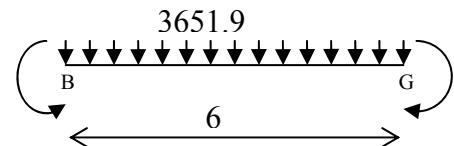
$$\sum M_B=0$$

$$11246.3+3651.9*6*3-14561.6- R_G(6)=0$$

$$R_G = 10403.15 \text{ kg}$$

$$\sum F_V=0$$

$$R_B=11508.25 \text{ kg}$$



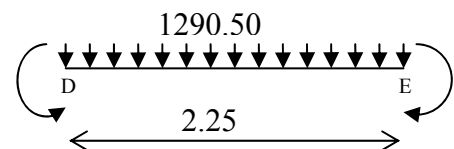
Viga 3

$$\sum M_E=0$$

$$-1803.74+1290.59*(2.25)^2/2-7451.94- R_A(2.25)=0$$

$$R_D=-1058.40 \text{ kg}$$

$$\sum F_V=0$$



$$R_E = 3962.22 \text{ kg}$$

Viga 4

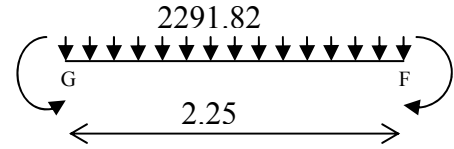
$$\sum M_G = 0$$

$$17814.95 + 2291.82 \cdot (2.25)^2 / 2 - 8862.84 - R_F \cdot (2.15) = 0$$

$$R_F = 6557.01 \text{ kg}$$

$$\sum F_V = 0$$

$$R_G = -1400.42 \text{ kg}$$



Columnas en “y”: Tramo C-D = $(4474.93 + 4049.45) / 3 = 2841.46 \text{ Kg}$

Tramo D-G = $(2956.56 + 2590.55) / 3 = 1849.04 \text{ Kg}$

Tramo G-F = $(2546.02 + 2371.5) / 3 = 1639.17 \text{ Kg}$

Tramo B-A = $(7195.27 + 7188.88) / 4.5 = 3196.48 \text{ Kg}$

Tramo G-H = $(6531.3 + 6720.2) / 4.5 = 2944.78 \text{ Kg}$

Tramo F-I = $(6491.06 + 6565.31) / 4.5 = 2901.42 \text{ Kg}$

Los resultados de los cálculos realizados, para obtener los cortes en los marcos rígidos típicos, en los sentidos “y” y “x”, se observan en las figuras 11 y 13 respectivamente.

Figura 11. Diagrama de cortes en el eje y

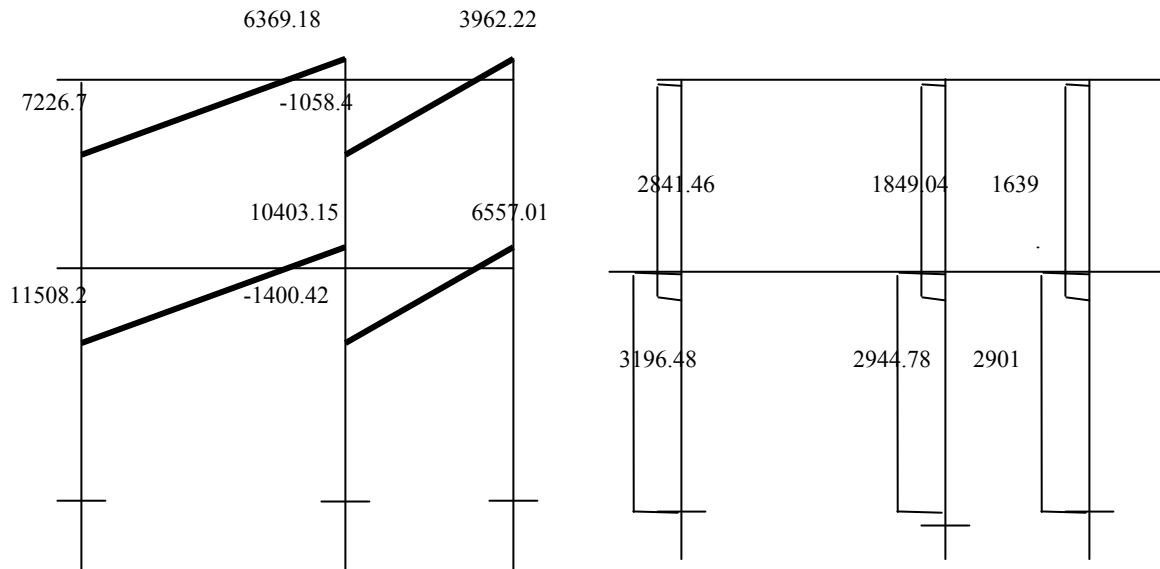
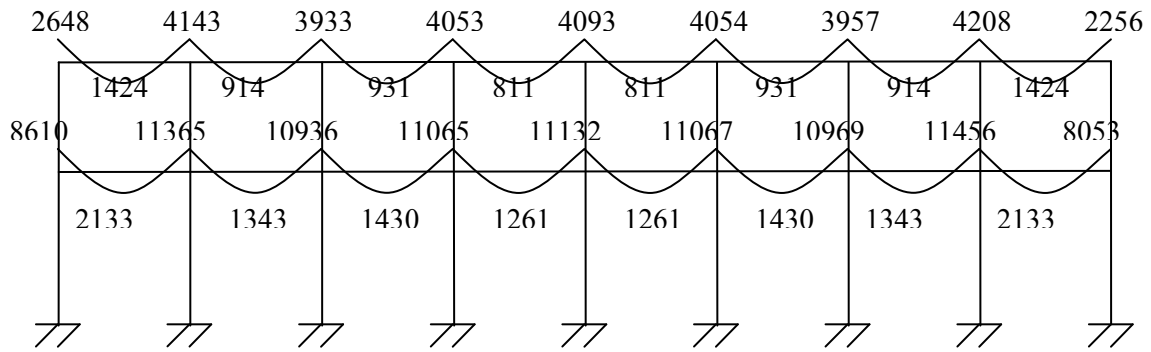


Figura 12. Envolvente de momentos en el eje x



Continuación...

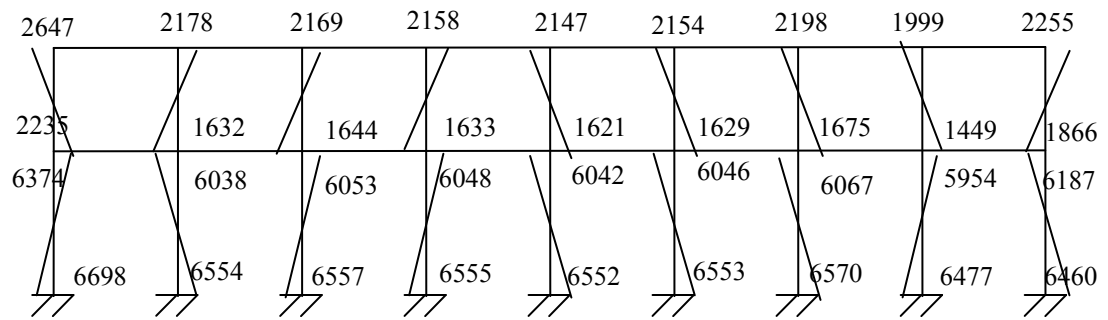
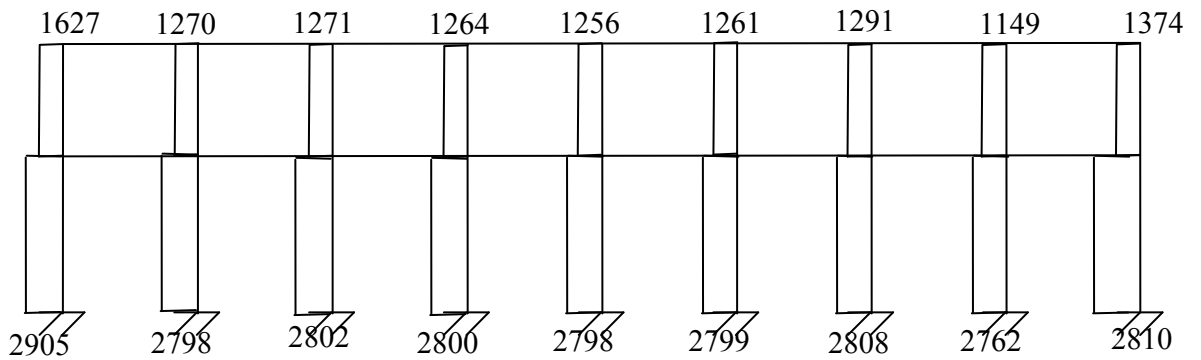
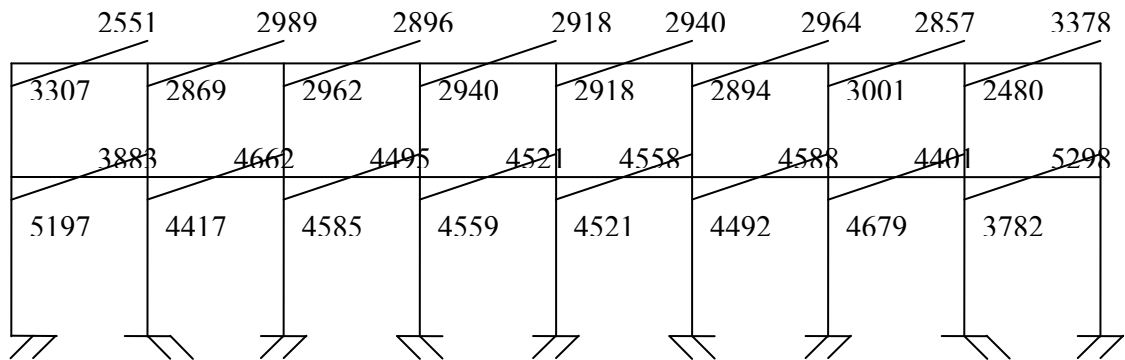


Figura 13. Cortes en el eje x





4.1.6. Diseño estructural

Es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura; es ésta la parte de la edificación que se destina para soportar las cargas que se presentarán en su vida útil.

Para el diseño estructural de este edificio, se usan los siguientes datos generales:

MATERIALES: $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ $E_c = 15,100(F'_c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$
 $W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$ $W_s = 1,500 \text{ Kg/m}^3$

RECUBRIMIENTOS: Cimientos = 0.075 m Columnas = 0.04 m
 Vigas = 0.04 m Losas = 0.025 m

OTROS: Valor soporte del suelo $V_s = 15,000 \text{ Kg/m}^2$.

4.1.6.1 Losa del primer nivel.

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entresijos para transmitir cargas verticales, o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 < t < 0.12$) y nervuradas ($t > 0.12$). Para diseñarlas, existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 ACI descrito en la sección siguiente.

Losas nivel 1 (procedimiento detallado)

En esta sección, se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas del edificio de aulas, aplicado a las losas del nivel 1; el procedimiento es el siguiente:

a) Datos:

Carga última o carga de diseño:

CARGA MUERTA (CM)	CARGA VIVA
Peso del concreto = 2400 Kg/m^3	En techos = 100 Kg/m^2
Peso de acabados = 90 Kg/m^2	En pasillos = 500 Kg/m^2
Peso de muros = 150 Kg/m^2	En aulas = 300 Kg/m^2
Peso de piso = 144 Kg/m^2	

b) Espesor de la losa (t):

Determinar cómo trabaja cada losa

$$m = \frac{a}{b} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$$

$m \geq .5$ ↑ doble sentido
 $m < .5$ → un sentido

Losa: 1,2,3,4,5,6,7 y 8

$$m = \frac{3.5}{6} = 0.58$$

Losa: 9,10,11,12,13,14,15 y 16

$$m = \frac{2.25}{3.5} = 0.64$$

Determinar el espesor de la losa:

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{P}{180}$$

$$t_1 = \frac{2(3.5) + 2(6)}{180} = 0.11 \text{ m}$$

$$t_2 = \frac{2(2.25) + 2(3.5)}{180} = 0.063 \text{ m}$$

Sabiendo que $t_{\text{MIN}} = 9.00 \text{ cm}$, por seguridad se toma $t = 0.12 \text{ m}$

c) Carga última o carga de diseño:

$$CU = 1.4((2400 \text{ kg/m}^3 * 0.12) + 90 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2 + 144) + 1.7(300) = 1,450.8 \text{ Kg/m}^2$$

Para calcular los momentos de diseño, se toma una franja unitaria de 1.00m. de ancho, entonces:

$$CUu = 1,450.8 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,450.8 \text{ Kg/m}$$

d) Momentos actuantes:

Fórmulas: $M(-) = C \cdot C U u \cdot A^2$

$$M(+)= C \cdot C M U u \cdot A^2 + C \cdot C V U u \cdot A^2$$

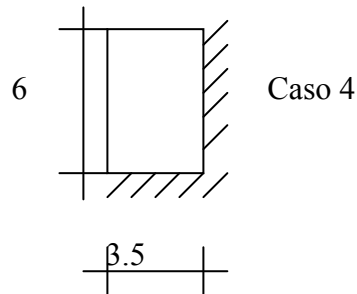
Donde: C Coeficiente de tablas ACI

A Dimensión del lado considerado de la losa

Solución: Losa 1:

$$m = \frac{3.5}{6} = 0.6$$

Figura 14. Diseño de losa



Losa 1 (caso 4)

$$M_{(-)x} = 0.089 \times 1,450.8 \times 3.5^2 = 1,581.73 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)y} = 0.011 \times 1,450.8 \times 6^2 = 574.52 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.053 \times 940.8 \times 3.5^2 + 0.067 \times 510 \times 3.5^2 = 1,029.4 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.007 \times 940.8 \times 6^2 + 0.009 \times 510 \times 6^2 = 402.32 \text{ Kg.m}$$

Losa 2 (caso 9)

$$M_{(-)x} = 0.085 \times 1,450.8 \times 3.5^2 = 1,510.65 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)y} = 0.006 \times 1,450.8 \times 6^2 = 313.37 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.036 \times 940.8 \times 3.5^2 + 0.059 \times 510 \times 3.5^2 = 783.5 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.004 \times 940.8 \times 6^2 + 0.007 \times 510 \times 6^2 = 264.0 \text{ Kg.m}$$

Losa 9 (caso 4)

$$M_{(-)x} = 0.085 \times 1,450.8 \times 2.25^2 = 624.30 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)y} = 0.015 \times 1,450.8 \times 3.5^2 = 266.58 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.050 \times 940.8 \times 2.25^2 + 0.067 \times 510 \times 2.25^2 = 398.22 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.009 \times 940.8 \times 3.5^2 + 0.011 \times 510 \times 3.5^2 = 172.45 \text{ Kg.m}$$

Losa 10 (caso 8)

$$M_{(-)x} = 0.074 \times 1,450.8 \times 2.25^2 = 543.51 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)y} = 0.024 \times 1,450.8 \times 3.5^2 = 426.54 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)x} = 0.044 \times 940.8 \times 2.25^2 + 0.059 \times 510 \times 2.25^2 = 361.89 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)y} = 0.009 \times 940.8 \times 3.5^2 + 0.011 \times 510 \times 3.5^2 = 172.45 \text{ Kg.m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas.

e) Balance de momentos: cuando dos losas están unidas en un lado y tienen momentos diferentes en ese lado, se debe balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso, el método elegido es el siguiente:

$$\text{Si } 0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} \leq M_{\text{MENOR}} \rightarrow M_B = (M_{\text{MAYOR}} + M_{\text{MENOR}}) / 2$$

$$\text{Si } 0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} > M_{\text{MENOR}} \rightarrow \text{se balancean proporcionalmente a su rigidez}$$

D1	D2
- M1	M2
$dM \cdot D1$	$dM \cdot D2$
MB	MB

} +

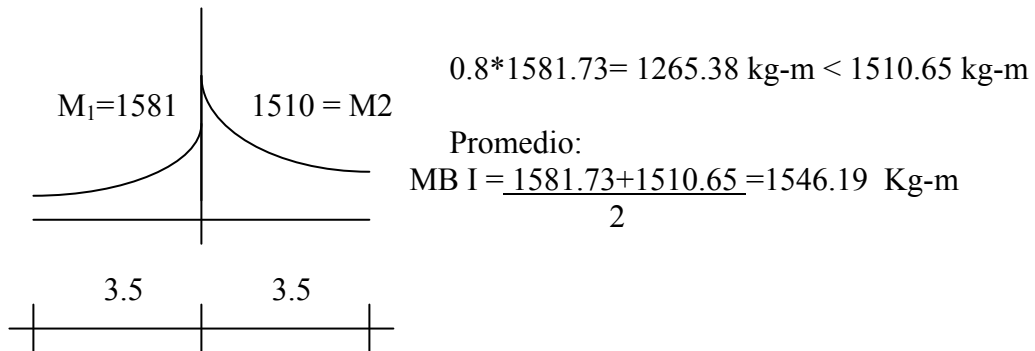
$$D1 = K1 / (K1 + K2), \quad K1 = 1/L1$$

L = longitud de losa considerada

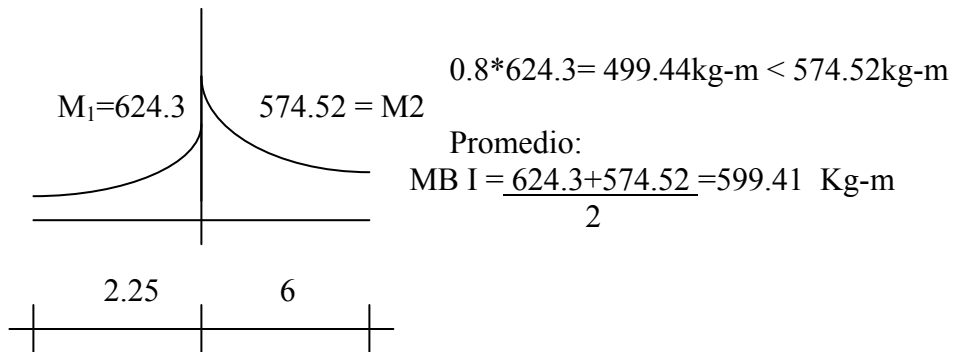
$$dM = M1 - M2$$

1 y 2 índices de M_{MAYOR} Y M_{MENOR}

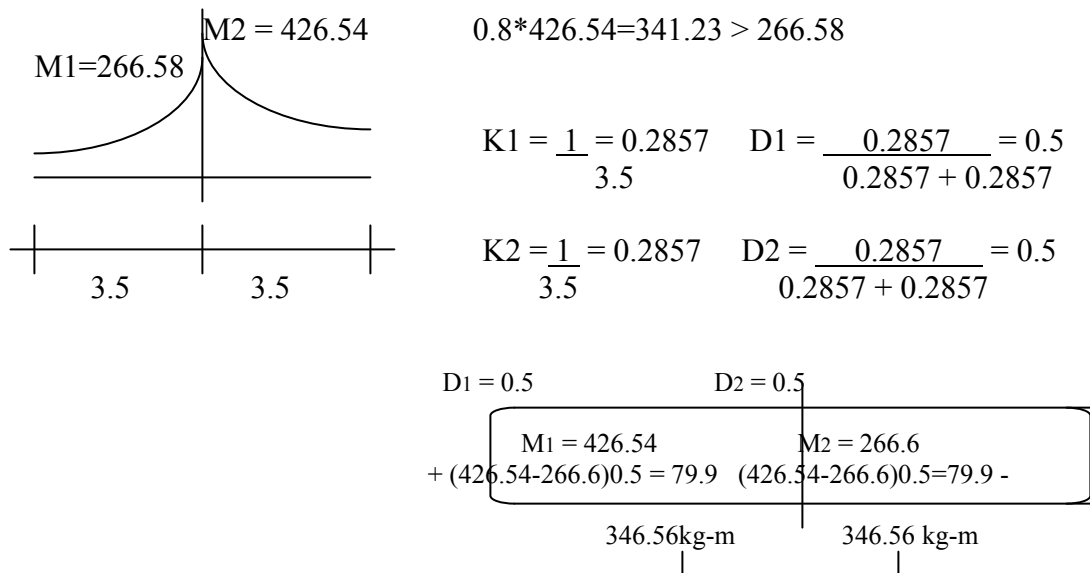
BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LAS LOSAS 1 y 2:



BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LAS LOSAS 1 y 9:



BALANCE DE MOMENTOS ENTRE LAS LOSAS 9 y 10:



Con estos datos, se calcula el acero de refuerzo necesario en las losas.

f) Diseño del acero de refuerzo: el refuerzo en las losas se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1.00 m. El procedimiento seguido es el siguiente:

$$\text{Peralte} = d = t - \text{recubrimiento} = 12\text{cm} - 2.5\text{cm} = 9.5\text{cm}$$

- **Cálculo de límites de acero**

$$A_{s_{\min}} = (14.1/f_y) * b * d = (14.1/2810) * 100 * 9.5 = 4.77\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \Phi \{ (0.003E_s) / (F_y + 0.003E_s) * (0.85F_c) / (F_y) \} b * d$$

$$\Phi = 0.5 \text{ en zona sísmica} \quad \Phi = 0.75 \text{ en zona no sísmica}$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \{ (0.003 * 2.10E6) / (2810 + 0.003 * 2.10E6) * (0.85 * 210) / (2810) \} * 100 * 9.5 = 20.87 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando acero mínimo

$$M_{as_{min}} = \Phi(As_{min} * Fy * (d - (As_{min} * Fy) / (1.7 * Fc * B)) \quad \Phi = 0.9$$

$$0.9 \{4.77 * 2810 * (9.5 - (4.77 * 2810) / (1.7 * 210 * 100))\} = 1,100.72 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de área de acero

Para los momentos menores que 1,100.72 se usa ASMIN y para los momentos mayores que 1,100.72 , se calcula el área de acero con la fórmula:

$$\frac{As^2 Fy^2}{1.7 F'c b} - As Fy d + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

$$\frac{As^2 (2810)^2}{1.7(210)(100)} - As(2810)(9.5) + \frac{M (\text{Kg.cm})}{0.9} = 0$$

$$221.18As^2 - 26,695As + 171798.89 = 0 \quad As = 6.82 \text{ cm}^2$$

$$221.18As^2 - 26,695As + 167,850.00 = 0 \quad As = 6.65 \text{ cm}^2$$

Calculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo

El espaciamiento entre varillas se calcula con: $S = Av / As$.

$$S_{max} = 3t = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

Varilla No. 4 $A = 1.29 \text{ cm}^2$

$$\frac{4.77 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{1.29 \text{ cm}^2} = S \quad S = 27 \text{ cm.}$$

$$\frac{6.65 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{1.29 \text{ cm}^2} = S \quad S = 20 \text{ cm.}$$

$$\frac{6.82 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{1.29 \text{ cm}^2} = S \quad S = 20 \text{ cm.}$$

Tabla IX. Áreas de acero requeridas en las losas típicas del nivel 1

Momentos (Kg.m)	Momentos (Kg.cm)	M(Kg.cm) / 0.9	As(cm ²)	No. Varilla	S(cm)
134.11 -	13,411	14,901.11	4.77	4	25
343.13 -	34,313	38,125.56	4.77	4	25
599.41 -	59,941	66,601.11	4.77	4	25
1546.19 -	154,619	171,798.89	6.82	4	20
1029.4 +	102,940	114,377.78	4.77	4	25
402.32 +	40,232	44,702.22	4.77	4	25
57.48 -	5,748	6,386.67	4.77	4	25
132.74 -	13,274	14,748.89	4.77	4	25
346.56 -	34,656	38,506.67	4.77	4	25
398.22 +	39,822	44,246.67	4.77	4	25
172.45 +	17,245	19,161.11	4.77	4	25
88 -	8,800	9,777.78	4.77	4	25
1510.65 -	151,065	167,850.00	6.65	4	20
480.7 -	48,070	53,411.11	4.77	4	25
783.5 +	78,350	87,055.56	4.77	4	25
264 +	26,400	29,333.33	4.77	4	25
426.54 -	42,654	47,393.33	4.77	4	25
120.63 -	12,063	13,403.33	4.77	4	25
25172.45	17,245	19,161.11	4.77	4	25
361.89 +	36,189	40,210.00	4.77	4	25

g) Chequeo por corte: todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales de la misma. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por esa razón, se debe revisar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

- **Cálculo del corte máximo actuante**

$$V_{MAX} = CUU * L / 2 = (1,450.8 * 3.5) / 2 = 2,538.9 \text{Kg}$$

L = lado corto, de los lados cortos de las losas se toma el mayor

- **Cálculo del corte máximo resistente**

$$V_R = 45(F'c)^{1/2} t = 45(210)^{1/2} (12) = 7,825.35 \text{ Kg}$$

- **Comparar V_R con V_{MAX}**

Si $V_R \geq V_{MAX}$ el espesor es el adecuado; en caso contrario aumentar t

Como $V_R > V_{MAX}$, el espesor es el adecuado

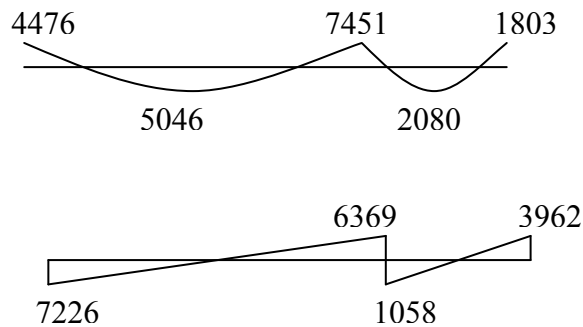
4.1.6.2. Diseño de la losa del segundo nivel

El procedimiento es similar al anterior, variando en el cálculo de la carga muerta porque no se incluye el peso provocado por los muros; siendo así, sólo se muestran los resultados en el apéndice.

4.1.6.3. Diseño de las vigas

Una viga puede definirse como un miembro estructural que descansa sobre apoyos situados generalmente en sus extremos y que soporta cargas transversales. Las cargas que actúan sobre la viga, tienden a flexionarla más que alargarla o acortarla.

Figura 15. Momentos y cortes de la viga tipo 1



Límites de acero

Sección 0.30X0.50 mts.

Área de acero mínima

$$A_{s_{\min}} = (14.1/f_y)bd$$

$$A_{s_{\min}} = (14.1/2810)(30)(46) = 6.92 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$A_{s_{\max}} = \rho_r b d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.036946 * 30 * 46 = 25.50 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal

$$A_s = ((bd) - ((bd)^2 - (M b / 0.003825 * f_c))^{1/2} (0.85 * f_c / f_y)$$

Tabla X. Cálculo del área de acero para una viga tipo 1

Momento	As cm ²	Varillas	Área cubierta
4476.01	3.94	2 núm. 7	7.74
5046.06	4.45	2 núm.7	7.74
7451.94	6.66	2 núm. 7	7.74
2080.71	1.81	2 núm. 7	7.74
1803.74	1.56	2 núm. 7	7.74

Cama superior

Se deben colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: $A_{s_{\min}}$ o el 33%, A_s calculada para el momento negativo.

Cama inferior

Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: $A_{s_{\min}}$, 55% del A_s del M+ ó el 50% A_s del M-. El resto del acero, en ambas camas, se coloca como bastones y rieles.

Resistencia al corte

Para la resistencia al corte en las vigas, se colocan estribos que ayudan a contrarrestar estos efectos, además de ser utilizados para el armado.

Corte que resiste el concreto

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} b d = 0.53 * 0.85 * (210)^{1/2} (30)(46) = 9,009.14 \text{ kg}$$

Este valor se compara con el corte actuante

$$9,009.14 \text{ kg} > 7,226.7 \text{ kg}$$

Si $V_r > V_u \rightarrow$ estribos sólo por armado.

Si $V_r < V_u \rightarrow$ diseño de estribos por corte según fórmula.

$$S = (2 \cdot \Delta v \cdot F_y) / ((V_u - V_r) \cdot b)$$

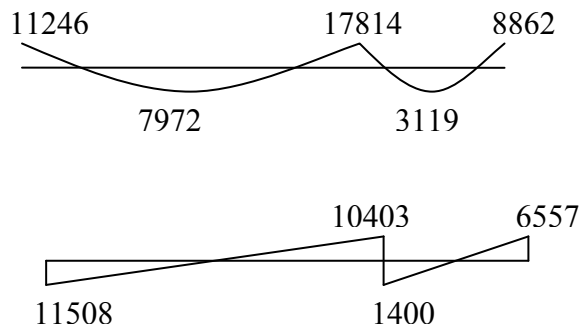
En este caso $V_r > V_u$ por lo tanto los estribos se usan sólo por armado.

$$S_{max} = d/2 = 46 \text{ cm.} / 2 = 23 \text{ cm.}$$

Se colocan estribos No. 3 @ 20 cm.

(Ver detalle en apéndice)

Figura 16. Momentos y cortes de una viga tipo 2



Límites de acero

Área de acero mínima

$$A_{s_{min}} = (14.1/2810)(30)(46) = 6.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{máx}} = 0.5 \cdot 0.036946 \cdot 30 \cdot 46 = 25.50 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal

$$A_s = ((bd) - ((bd)^2 - (M b / 0.003825 \cdot f'c))^{1/2} (0.85 \cdot f'c / f_y)$$

Tabla XI. Cálculo del área de acero para una viga tipo 2

Momento	As cm ²	Varillas	Área cubierta cm ²
11246.33	10.27	2 núm. 7+1 núm.6	10.58
7972.42	7.14	2 núm. 7	7.74
17814.95	16.95	2 núm. 7+2 núm.8	17.29
3119.99	2.73	4 núm. 6	11.35
8862.84	7.89	4 núm. 5	8

Resistencia al corte

Para la resistencia al corte en las vigas, se colocan estribos que ayudan a contrarrestar estos efectos, además de ser utilizados para el armado.

Corte que resiste el concreto

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} bd = 0.53 * 0.85 * (210)^{1/2} (30)(46) = 9009.14 \text{ kg}$$

Este valor se compara con el corte actuante

9,009.14 < 11,508.25 por tanto diseño de estribos por corte.

Para el corte de 11,508.25 kg

$$n_a = V_a / bd = 11,508.25 / (30 * 46) = 8.34$$

$$n_{cu} = 0.85 * 0.53 * f'c^{1/2} = 6.52$$

$$S = 2A_v f_y / (n_a - n_{cu}) * b = 2(0.71)(2810) / (11.24 - 6.52) 30 = 3990.2 / 54.6 = 73.08 \text{ cm}$$

$$S_{max} = d/2 = 46/2 = 23 \text{ cm}$$

Se coloca varillas núm. 3 @ 20 cm.

(Ver detalle de armadura en el apéndice).

Para las vigas en el sentido “y”, se calcula que el área de acero se encuentra entre los límites de mínimo y máximo por lo que su predimensionamiento está bien.

4.1.6.4 Diseño de las columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales, que soporta la columna; esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se toma, para diseñar la columna, el mayor de los momentos actuantes en sus extremos.

Para este caso se diseña por cada nivel, únicamente las columnas críticas, es decir las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo.

En esta sección, se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio de aulas, y se aplica en la columna del nivel 2.

Columna típica nivel 2

El procedimiento que debe seguirse para el diseño de las columnas, es el siguiente:

a) Datos: éstos son obtenidos del análisis estructura

Sección = 0.30m*0.30 m

Lu =3.00 m

Mx =2647.88 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido “x”

My =4474.93 Kg.m Viene de diagrama de momentos últimos sentido “y”

Vux=1627.82 Kg Viene de diagrama de cortes últimos sentido “x”

Vuy=2841.46 Kg Viene de diagrama de cortes últimos sentido “y”

b) Determinación de carga axial:

- **Cálculo de la carga última: $CU = 1.4CM + 1.7CV$**

$$CU = 1.4((0.12 * 2,400) + 90) + 1.7(100) = 699.2 \text{ Kg/m}^2$$

- **Cálculo del factor de carga última:**

$$F_{cu} = CU / (CV + CM) = 699.2 / (100 + 378) = 1.46$$

- **Cálculo de la carga axial:**

$$P_u = (A_{LOSAS} CU) + (P_{vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (14.44 * 699.2) + (0.3 * .5 * 7.625 * 2,400 * 1.46) = 14,104.15 \text{ Kg} = 14.1 \text{ Ton}$$

$A_{LOSAS} = 14.44 \text{ m}^2$ tomado por áreas tributarias.

c) Clasificar la columna por su esbeltez (E): una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud.

Por el valor de su esbeltez, las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 \leq E \leq 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas, se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias, se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas, no se construyen.

La esbeltez de la columna en el sentido “x” se calcula con el procedimiento siguiente:

- Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación:

$$\text{EXTREMO SUPERIOR: } \Psi_A = (\sum E_M I / 2) / (\sum E_M I / 2)$$

$$E_M \text{ (como todo el marco es del mismo material)} = 1$$

I = Las inercias se toman del análisis estructural

EXTREMO SUPERIOR:

$$\Psi_{sup} = \{(1/12) * (30)^4 / 300\} / \{(1/12) * (2) * (30) * (50)^3 / 350\} = 0.126$$

$$\Psi_{inf} = \{(1/12) * (30)^4 / 300 + (1/12) * (30)^4 / 450\} / \{(1/12) * (2) * (30) * (50)^3 / 350\} = 0.21$$

PROMEDIO⁽¹²⁾: $\Psi_p = (\Psi_{sup} + \Psi_{inf})/2 = (0.126+0.21)/2 = 0.168$

Cálculo de coeficiente K: $K = ((20 - \Psi_p)/20)(1 + \Psi_p)^{1/2}$ para $\Psi_p < 2$

$K = 0.9 (1 + \Psi_p)^{1/2}$ para $\Psi_p \geq 2$

$K = ((20 - 0.168)/20) (1+0.168)^{1/2} = 1.07$

- Cálculo de la esbeltez de la columna:

$E = Kl_u/\sigma$; donde $\sigma = 0.30 \cdot$ lado menor para columnas rectangulares

$E = (1.07 \cdot 3.00) / (0.30 \cdot 0.30) = 35.67$

$22 \leq 35.67 \leq 100$ por lo tanto la columna es intermedia.

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

EXTREMO SUPERIOR:

$\Psi_{sup} = \{(1/12) \cdot (30)^4 / 300\} / \{(1/12) \cdot (30) \cdot (50)^3 / 225 + (1/12) \cdot (30) \cdot (50)^3 / 600\} = 0.117$

$\Psi_{inf} = \{(1/12) \cdot (30)^4 / 300 + (1/12) \cdot (30)^4 / 450\} / \{1388.89 + 520.83\} = 0.196$

PROMEDIO⁽¹²⁾: $\Psi_p = (\Psi_{sup} + \Psi_{inf})/2 = (0.117+0.196)/2 = 0.156$

$K = ((20 - 0.156)/20)(1 + 0.156)^{1/2} = 1.07$

$E = (1.07 \cdot 3.0) / (0.30 \cdot 0.30) = 35.67$

$22 \leq 35.67 \leq 100$ por lo tanto la columna es intermedia.

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido “x” como el “y”, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto, se deben magnificar los momentos actuantes.

d) Magnificación de momentos:

Si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de los desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Esta modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de los momentos descritos a continuación:

SENTIDO “x”:

- **Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:**

$$\beta_d = CMU / CU = 529.2/699.2 = 0.76$$

- **Cálculo del EI total del material:**

$$EI = (Ec * I_g / 2.5) / (1 + \beta_d); \quad Ec = 15,100 (F'c)^{1/2}; \quad I_g = (1/12)bh^3$$

$$EI = 0.4 * \{ (15,100 * (210)^{1/2} (1/12)(30)^4 / (1 + 0.76) \} = 3.35E9 \text{Kg.cm}^2 = 335.7 \text{T-m}^2$$

- **Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:**

$$P_{cr} = \pi^2 (EI) / (KLu)^2 = \pi^2 (335.7) / (1.07 * 3)^2 = 321.54 \text{T}$$

- **Cálculo del magnificador de momento:**

$$\delta = \frac{1}{1 - (Pu / \phi P_{cr})} \quad \begin{array}{l} \phi = 0.70 \text{ si se usan estribos} \\ \phi = 0.75 \text{ si se usan zunchos} \end{array}$$

$$\delta = 1 / (1 - (14.1 / (0.70 * 321.54))) = 1.07$$

- **Cálculo de momentos de diseño:**

$$M_d = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1.07(2,647.88) = 2,833.23 \text{ Kg.m}$$

SENTIDO Y:

$$\beta_d = 529.2/699.2 = 0.76$$

$$EI = 335.7 \text{ T-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2(335.7) / (1.07*3)^2 = 321.54 \text{ T};$$

$$\delta = 1 / (1 - (14.1 / (0.70*321.54))) = 1.07$$

$$M_{dy} = 1.07(4,474.93) = 4,788.18 \text{ Kg.m}$$

e) Acero longitudinal:

Para calcular el acero longitudinal de las columnas, existen varios métodos, los que se aplican, según el tipo de cargas al que está sometida la columna. Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial, y carga axial y momento triaxial.

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados; uno de éstos es el de BRESLER, que es un método sencillo, que ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

El procedimiento que debe seguirse es el siguiente:

- **Cálculo de límites de acero:** el área de acero longitudinal mínimo es 1 % de la sección de la columna, el área de acero longitudinal máximo será de 6 %, para zonas sísmicas, y 8 % para zonas no sísmicas de la sección de la columna. Para este caso, se utilizará el 6 %, ya que es una zona sísmica.

$$A_{S_{MIN}} = 0.01(30*30) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{MAX}} = 0.06(30*30) = 54 \text{ cm}^2$$

- **Se propone un armado:** se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{S_{MIN}}$ Armado propuesto = 4 No.7 = 4(3.88) = 15.52 cm². Para este método, se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores que se van a utilizar en los diagramas son:

- **Valor de la gráfica:** véase la gráfica en el apéndice

$$\gamma = h_{NUCLEO} / h_{COLUMNA} = (0.30 - (2*0.03)) / 0.30 = 0.80$$

- **Valor de curva:**

$$\rho\mu = A_s F_y / A_g 0.85 F'_c = (15.52 * 2,810) / ((30*30) 0.85 * 210) = 0.27$$

- **Excentricidades:** $e_x = M_{dx} / P_u = 2,833.23 / 14,104.15 = 0.20$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 4,788.18 / 14,104.15 = 0.34$$

- **Conociendo las excentricidades, se calcula el valor de las diagonales:**

$$e_x / h_x = 0.20 / 0.30 = 0.67$$

$$e_y / h_y = 0.34 / 0.30 = 1.13$$

Con los datos obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , los cuales son: $K_x = 0.28$ y $K_y = 0.16$; por último, se calculan las cargas.

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :**

$$P'_{ux} = K_x * \phi * F'_c * b * h = 0.28 * 0.75 * 210 * 30 * 30 = 39,690 \text{ Kg}$$

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :**

$$P'_{uy} = K_y * \phi * F'_c * b * h = 0.16 * 0.75 * 210 * 30 * 30 = 22,680 \text{ Kg}$$

- **Carga axial de resistencia de la columna:**

$$P'_o = \phi ((0.85F'_c (A_g - A_s) + A_s F_y)) = 0.70(0.85 * 210(30 * 30 - 15.52) + (15.52 * 2,810)) = 141,043.62 \text{ Kg}$$

- **Carga de resistencia de la columna:**

$$P'_u = \frac{1}{1/P'_{ux} + 1/P'_{uy} - 1/P'_o} =$$

$$1 / ((1/39,690 + 1/22,680 - 1/141,043.62)) = 16,077.95 \text{ Kg}$$

Como $P'_u > P_u$, el armado propuesto sí resiste las fuerzas aplicadas; si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

f) Acero transversal (estribos):

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos y/o zunchos, para resistir los esfuerzos de corte y/o por armado.

Por otro lado, en zonas sísmicas, como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas; esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto, y además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación

- **Refuerzo por corte**

Se calcula el corte resistente:

$$V_R = 0.85 * 0.53 (F'_c)^{1/2} bd = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (30 * 27) = 5,287.98 \text{ Kg}$$

Comparar V_R con V_u , usando los siguientes criterios:

Si $V_R \geq V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$

Si $V_R < V_u$ se diseñan los estribos por corte

Para ambas opciones, se considera que la varilla mínima permitida es la No.3

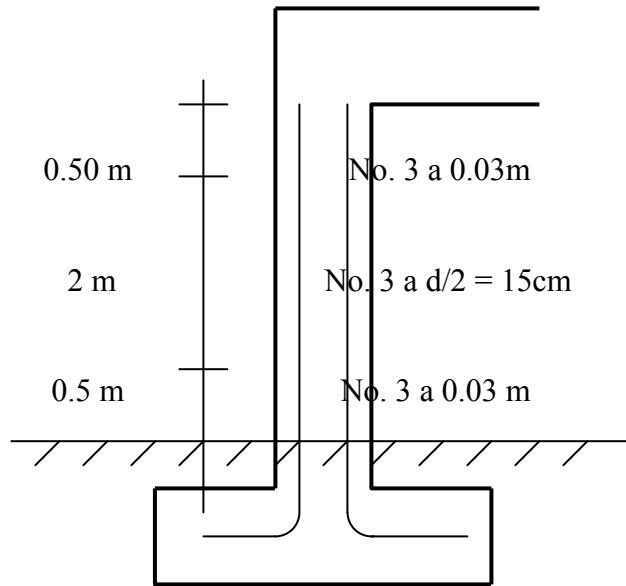
En este caso $V_R > V_u$, se colocan estribos a $S = d/2 = 27/2 = 13.5 \text{ cm}$

- **Refuerzo por confinamiento:**

La longitud de confinamiento se escoge, entre la mayor de las siguientes opciones:

Figura 17. Confinamiento de columna

$$Lo \begin{cases} Lu / 6 = 3 / 6 = 0.5 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de columna} = 0.30 \text{ m} \\ \mathbf{45\text{cm}=0.45 \text{ m}} \end{cases}$$



Luego se calcula la relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45 (A_g/A_{ch}) - 1) (0.85F'_c / F_y); \quad \rho_s \geq 0.12 (F'_c / F_y)$$

$$\rho_s = 0.45 ((30^2/24^2) - 1) (0.85*210/2,810) = 0.016$$

Y por último, el espaciamiento entre estribos en zona confinada es:

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n = (2*0.71) / (0.016*24) = 3.7 \text{ cm}$$

a. Diseño de las columnas del nivel inferior

El procedimiento que se debe seguir es el descrito anteriormente, teniendo en cuenta que la carga axial utilizada se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Carga axial} = (\text{área tributaria})(C_u) + (\text{carga de la columna del nivel superior}) + (\text{peso vigas})(F_{CU}) + (\text{peso propio de la columna del nivel superior})(F_{CU})$$

Los resultados obtenidos de este proceso se muestran en el apéndice (Planos).

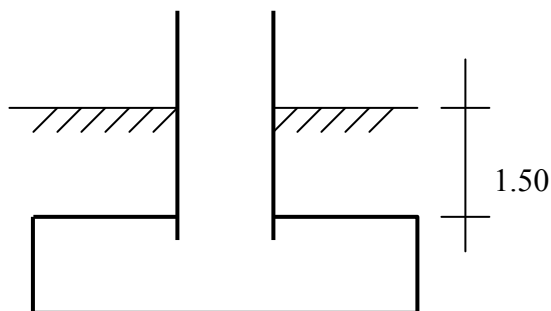
4.1.6.5 Diseño de zapatas

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; éstos, a su vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación que se va a utilizar se debe considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Zapata

a) **Datos:** los datos necesarios para el diseño de las zapatas se toman del análisis estructural y del estudio de suelo realizados en el lugar, aplicando la prueba de campo de plasticidad; a través de cilindros, se logró determinar que el tipo de terreno es una arcilla firme o semidura, para lo cual se tomó un dato del valor soporte de 16 toneladas/metro cuadrado. Los datos que deben utilizarse para el diseño de esta zapata 1 son los siguientes:

Figura 18. Diseño de zapata



$$M_x = 6,698.75 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = 7,188.88 \text{ Kg.m}$$

$$P_u = 36.94 \text{ Ton}$$

$$F_{cu} = 1.51$$

$$V_s = 16 \text{ T/m}^2$$

$$P_s = 1.4 \text{ T/m}^3$$

$$P_c = 2.4 \text{ T/m}^3$$

- a) **Área de zapata:** la losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso, se calcula el área de la losa, de la forma siguiente:

- **Cálculo de cargas de trabajo:**

$$P' = P_u / F_{cu} = 36,935.54 / 1.51 = 24,460.62 \text{ Kg} = 24.46 \text{ T}$$

$$M'_x = M_x / F_{cu} = 6,698.75 / 1.51 = 4,436.26 \text{ Kg.m} = 4.43 \text{ T.m}$$

$$M'_y = M_y / F_{cu} = 7,188.88 / 1.51 = 4,760.85 \text{ Kg.m} = 4.76 \text{ T.m}$$

- **Predimensionamiento del área de la zapata:**

$$A_z = 1.5 P' / V_s = (1.5 * 24,460.62 / 16,000) = 2.29 \text{ m}^2$$

Dando dimensiones aproximadas, se propone usar $A_z = 1.60 * 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$

- **Chequeo de presión sobre el suelo:** la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella, por medio de la superficie, en contacto con éste, y ejerce una presión, cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_x}{S_x} \pm \frac{M'_y}{S_y}$$

Donde $S = (1/6)bh^2$; además, se debe tomar en cuenta que no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte del suelo (V_s). Para la zapata se tiene:

$$S = \left(\frac{1}{6}\right)bh^2 = S_x = S_y = (1/6)(1.6)(1.6)^2 = 68$$

$$P = P' + P_{\text{Columnas}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 24.46 + 0.648 + (2.56 * 1.5 * 1.4) + (2.56 * 0.3 * 2.4) = 32.33 \text{ Ton.}$$

$$q = (32.33/2.56) + -(4.436/0.68) + -(4.76/0.68) = 26.15 \text{ y } -0.89$$

No Chequea realizar el segundo procedimiento.

Como la presión máxima sobre el suelo excede el V_s , se debe aumentar el área de la zapata, o sea, hacer otro predimensionamiento, hasta que cumpla.

- **Segundo predimensionamiento:** área propuesta $A_z = 2.00 * 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$

$$S_x = S_y = (1/6)(4.00)(4.00)^2 = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = 24.46 + (0.648) + (4 * 1.5 * 1.4) + (4 * 0.3 * 2.4) = 36.39 \text{ T.}$$

$$q = (36.39/4) + -(4.436/1.33) + -(4.76/1.33)$$

$$q_{\text{MIN}} = 2.18 \quad \text{T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo compresiones en el suelo}$$

$$q_{\text{MAX}} = 16 \quad \text{T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el } V_s$$

- b) Presión última:** como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero para efectos de diseño estructural, se toma una presión última usando el criterio:

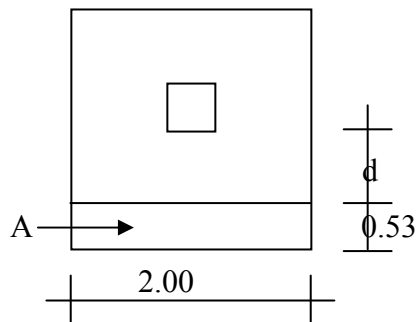
$$q_u = q_{\text{MAX}} * F_{cu} = 16 (1.51) = 24.16 \text{ T/m}^2$$

- c) **Espesor de zapata:** dimensionada el área, se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor que 0.15 m; dicho espesor debe ser tal manera que resista los esfuerzos de corte.

Considerando lo anterior, se asume $t = 0.40$ m; luego se hacen los chequeos siguientes:

- **Chequeo por corte simple:** la falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna; por esa razón, se debe comparar en ese límite, si el corte resistente es mayor que el actuante; esto se hace de la forma indicada a continuación:

Figura 19. Corte simple



$$d = t - \text{Recubrimiento} - \phi / 2 = 40 - 7.5 - (1.27/2) = 32 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (0.53 \cdot 2) \cdot 24.16 = 25.6 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (F'c)^{1/2} b d$$

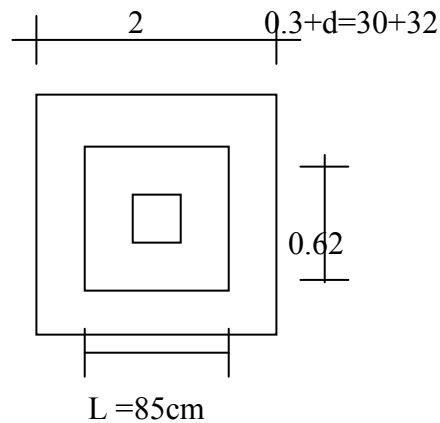
$$= (0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} \cdot 200 \cdot 32) / 1000$$

$$= 41.78 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_R \quad \text{si chequea}$$

- **Chequeo por corte punzonante:** la columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte que se producen en ella alrededor del perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. El chequeo que se realiza es el siguiente:

Figura 20. Corte punzonante



$$L = 0.85 \text{ m}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (2.00^2 - 0.62^2) \cdot$$

$$24.16 = 87.35 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 (F'c)^{1/2} b d$$

$$= (0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} \cdot 62 \cdot 4 \cdot 32) /$$

$$1000 = 103.6 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_R \text{ si chequea}$$

f) Diseño de refuerzo: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata; por esa razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

- **Momento último:** éste se define tomando la losa como en voladizo, con la fórmula:

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 24.16 \cdot 0.85^2 / 2 = 8.73 \text{ T.m,}$$

donde L es la distancia medida del rostro de columna al final de la zapata.

- **Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 (F'c)}} \right] 0.85 \left(\frac{F'c}{F_y} \right)$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$M_u = 8.73 \text{ T.m} = 8,727.8 \text{ Kg.m}$$

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$As = 10.93 \text{ cm}^2$$

$$AS_{MIN} = (14.1/2810)bd = 0.00501(100)32 = 16.06$$

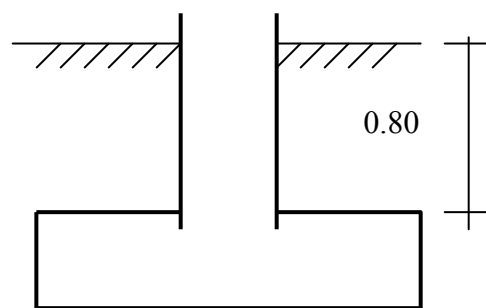
El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por: $S = Av / As$; utilizando varilla No. 4.

$$S = 1.29/16 = 0.08 \text{ Armado 1 Var No. 4 @ 8 cm.}$$

4.1.6.6 Diseño de la escalera

Figura 21. Cimiento corrido en módulo de escaleras

a) Datos



$$Fcu = 1.51$$

$$Vs = 16 \text{ T/m}^2$$

$$Ps = 1.4 \text{ T/m}^3$$

$$Pc = 2.4 \text{ T/m}^3$$

b) Carga última:

$$CU = CU_{LOSA} + CU_{MUROS} + CU_{ESCALERAS}$$

$$Cu_{Losa} = \{(1.4(0.12*2,400 + 90) + 1.7(300))(4*3.6/4)\}/4 = 935.28 \text{ Kg/m}$$

$$C_{u_{\text{muro}}} = (1.4 * 150 * 2) = 420 \text{ Kg/m}$$

$$C_{u_{\text{escalera}}} = 1.4 * ((0.12 + 0.175/2) * 2400 + 90) + 1.7(300) = 1333.2 \text{ kg/m}$$

$$C_{U_{\text{escalera}}} = 1333.2 * 1.11 * 1/1 = 1,479.85 \text{ Kg/m}$$

$$C_u = 935.28 + 420 + 1479.85 = 2,836.13 \text{ Kg/m}$$

c) Área del cimiento

Se usan una longitud unitaria de 1.00m y se propone un ancho de 0.50 m

$$A = 0.50 * 1.00 = 0.50 \text{ m}^2$$

d) Chequeo de presión sobre el suelo: $q_{\text{MÁXIMA}} = P'/A$

$$P' = C_u * 1.00 / F_{cu} + P'_{\text{SUELO}} + P'_{\text{CIMENTO}}$$

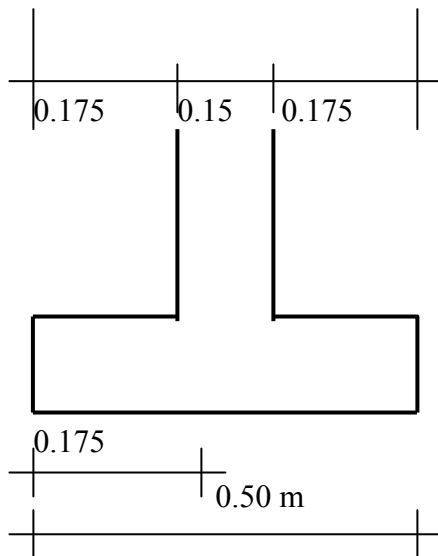
$$P' = (2835.13 * 1 / 1.51) + (0.8 * 1 * 0.5 * 1400) + (0.5 * 0.2 * 2400)$$

$$P' = 1,877.6 + 560 + 240 = 2,677.6 \text{ Ton.}$$

$$q_{\text{MÁXIMA}} = 2677.6 / 0.5 = 5,355.14 = 5.35 \text{ Ton}$$

$$q_{\text{MÁXIMA}} < V_s \text{ OK.}$$

e) Figura 22. Chequeo por corte simple:



$$V_A = A_p * q_{MAXIMO} * F_{cu}$$

$$V_A = (0.175 * 1.00) (5,355.14) (1.51)$$

$$V_A = 1,415.1 \text{ Kg}$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * (F'c^{1/2}) * b * d$$

$$V_R = 0.85(0.53) \sqrt{210} (100)(12) = 7,834.0 \text{ Kg.}$$

$$V_A < V_R \text{ OK}$$

f) Chequeo por flexión:

$$M = (q_u * L^2) * L_U / 2$$

$$q_u = q_{max} * F_{cu} = 5,355.14 * 1.51 = 8,086.26 \text{ Ton.}$$

$$M = (8,086.26 * 0.2^2 * 1) / 2 = 161.73 \text{ Kg.m}$$

$$A_{S_{MINIMO}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{0.71}{4} = 0.18 \text{ m} \quad S < 0.45 \text{ m}$$

Usar $A_{S_{MINIMO}}$ No.3 a 0.18 m

g) Acero en sentido longitudinal:

$$A_{TEMPERATURA} = 0.002 * 50 * 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

Usar $3(.71) = 2.82 = 3$ varillas No.3 corridas

Diseño de losa en rampa de escaleras

a) Espesor: la losa se apoya en los muros laterales, por esa razón, su armado es en un sentido. El espesor se asume como $t = 0.12 \text{ m}$.

b) Carga última:

$$CU = 1.4((0.12 * 2,400) + 150) + 1.7 * 300 = 1089.6 \text{ Kg/m}$$

c) Momentos últimos:

$$M_{(-)} = CU * L^2 / 14 = 1089.6 * 1.8^2 / 14 = 252.16 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CU * L^2 / 9 = 1089.6 * 1.8^2 / 9 = 392.26 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = CU * L^2 / 14 = 1089.6 * 2.00^2 / 14 = 311.31 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(+)} = CU * L^2 / 9 = 1089.6 * 2.00^2 / 9 = 484.27 \text{ Kg.m}$$

d) Acero de refuerzo:

$$As_{(-)} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{No.3 a 0.40m}$$

$$As_{(+)} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{No.3 a 0.28m}$$

e) Resultados: véase detalle de escaleras en apéndice.

4.2 Elaboración de los planos

Los planos elaborados para el edificio escolar aparecen en el apéndice de este trabajo de tesis y son los siguientes:

- a. Distribución arquitectónica
- b. Cimentación y columnas
- c. Agua potable
- d. Drenajes y techos
- e. Vigas y losas
- f. Fuerza
- g. Iluminación
- h. Detalles estructurales

- i. Secciones y elevaciones

4.3 Cuantificación de materiales y mano de obra

El presupuesto presentado se trabajó con base en los precios unitarios; la mano de obra calculada se basó en los datos proporcionados por la municipalidad, mientras que los materiales fueron cotizados en ventas de materiales de construcción de la cabecera departamental.

4.3 Presupuesto del edificio educativo

PRESUPUESTO POR RENGLONES

RENGLÓN	U	CANTIDAD	PRECIO U	TOTAL
Trabajos Preliminares	Global	1	Q 20,890.00	Q 20,890.00
Zapata Tipo I	Unidad	27	Q 2,416.30	Q 65,240.00
Cimiento Corrido 0.60*0.20*130 ml	ML	130	Q 248.23	Q 32,270.00
Cimiento Corrido 0.50*0.20*19.2 ml	ML	19.2	Q 203.75	Q 3,912.00
Columna Tipo A	Unidad	27	Q 2,274.81	Q 61,420.00
Columna Tipo B	Unidad	15	Q 182.53	Q 2,738.00
Columnas Tipo C	Unidad	27	Q 1,497.04	Q 40,420.00
Levantado Bajo Solera Hidrofuga	M2	80	Q 196.00	Q 15,680.00
Solera Hidrofuga 0.15*0.20	ML	130	Q 175.54	Q 22,820.00
Solera Intermedia 0.15*0.20	ML	180	Q 157.78	Q 28,400.00
Levantado de Paredes	M2	400	Q 95.71	Q 38,284.00
Viga Aérea V-1 (0.30*0.50*75 ML)	ML	75	Q 525.87	Q 39,440.00
Viga Aérea V-2 (0.30*0.50*84ML)	ML	84	Q 528.10	Q 44,360.00
Viga Aérea V-3 (0.30*0.50*75)	ML	75	Q 513.47	Q 38,510.00
Viga Aérea V-4 (0.30*0.50*84)	ML	84	Q 493.93	Q 41,490.00
Losa de Concreto Armado 12 Cms.	M2	475	Q 328.13	Q 155,860.00
Acabados de Losa	M2	475	Q 50.33	Q 23,905.00
Acabados de Estructura	M2	1000	Q 29.07	Q 29,070.00
Pisos y Azulejos	M2	552	Q 97.24	Q 53,675.00
Cubo de Gradass	M2	15	Q 577.33	Q 8,660.00
Instalaciones Sanitarias	Global	1	Q 19,493.50	Q 19,493.50
Inst. A.P. de Accesorios y Artefactos	Global	1	Q 9,770.50	Q 9,770.50
Puertas y Ventanas	Global	1	Q 32,460.00	Q 32,460.00
Instalaciones Electricas	Global	1	Q 10,000.00	Q 10,000.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q 838,768.00
TOTAL COSTO INDIRECTO (Adm.+fianzas + supervision + UTILIDAD)			35%	Q 293,568.80
				Q 1,132,336.80
IVA			12%	Q 135,880.42
TOTAL DEL PROYECTO			Q	1,268,217.22

CONCLUSIONES

1. Los diseños del sistema de agua potable por bombeo para la colonia Romec, y del instituto básico de San José Chacayá, Sololá cumplen con las expectativas planteadas por el municipio, por lo que las soluciones propuestas son factibles, de acuerdo con las necesidades planteadas.
2. En el análisis y diseño de una estructura, se deben considerar criterios de funcionalidad, seguridad, economía y comodidad, para garantizarle a los usuarios que la edificación va a proveerles el máximo beneficio en cuanto a su uso.
3. La fase constructiva de una edificación requiere ordenar los diversos componentes de la estructura y planear las actividades que implican el montaje real de ésta. Respecto de su ejecución, todas las fases deben inspeccionarse cuidadosamente, para garantizar que la misma sea construida de acuerdo con los planos de diseño especificados.
4. El estribo, por confinamiento para columnas, proporciona ductilidad para absorber la energía que se produce por la acción de un sismo sobre la estructura.
5. Para que el proyecto de agua potable sea sostenible, el comité deberá evaluar la posibilidad de incorporar un sistema tarifario, o bien medidor de caudal (contadores), para no depender de las autoridades municipales.

RECOMENDACIONES

1. Se debe garantizar la supervisión técnica, cuando se ejecuten los proyectos, para que se cumpla con todas las especificaciones contenidas en los planos.
2. Es conveniente realizar un estudio tarifario, conjuntamente con el comité local, de manera que esté de acuerdo con la capacidad económica de los usuarios del sistema.
3. Es necesario garantizar la cloración del sistema de agua potable y darle el mantenimiento requerido.
4. Se debe hacer conciencia a la población beneficiada con respecto del uso racional y adecuado del servicio de agua potable, que garantice la dotación adecuada para toda la población.
5. Cuando se construya el centro educativo, debe dársele el uso adecuado para el cual fue diseñado.
6. Se debe organizar tanto al sector de maestros, como a padres de familia y alumnos, para proveer el mantenimiento necesario del edificio.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. **Bases Generales de Diseño y Construcción.** (Colección NR-1) Guatemala: s.e., 2002. 7pp.
2. Castillo Martínez, Hebert. **Análisis y Diseño Estructural,** México: Centro Regional de Ayuda Técnica, 1973.
3. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). **Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.** Guatemala: junio de 1997.
4. Instituto Mexicano del cemento y del concreto. **Diseño de edificios de concreto de poca altura. S.A.** México: Editorial Limusa, 1990.
5. **Mitigación de desastres en sistemas de agua potable y saneamiento.** www.Cepis.ops-oms.org. Guatemala, junio 2006.
6. Rice, Paúl F. y Hoffman, Edgard S. **Diseño Estructural con Normas de ACI.** México: Limusa 1998.
7. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR). **Guía Encargado de Mantenimiento 1, Operación y Mantenimiento de Acueductos Rurales.** Guatemala julio de 1980.

ANEXOS

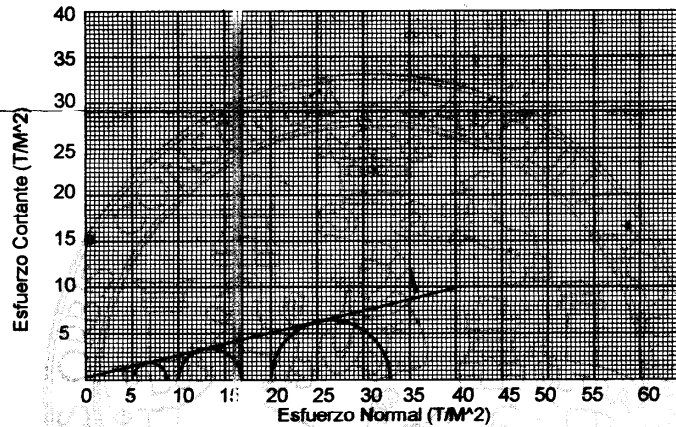


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAJO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 412 S.S. O.T.No.: 20,513
 INTERESADO: José Amner Cutzal Muz
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 UBICACION: Departamento de Solalá FECHA: 29 de septiembre de 2006
 Pozo No.: 1 Profundidad: 2 mts.



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 13,48^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 0,3 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arenoso con grava color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el personal de laboratorio.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	2,4	6,83	12,89
PRESIÓN INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA, E _r (%)	2,0	4,0	5,5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,19	1,19	1,19
HUMEDAD (%H)	54,6	54,6	54,6

Vo. Bo.

Ing. Cesar Alfonso García Guerra
DIRECTOR CIUSAC

Atentamente,

Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
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://cii.usac.edu.gt>



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) - CENTRO
DE INVESTIGACIONES (CII)
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 13

O.T. No. 20 392		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22 442	
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	José Amner Cutzaj y Luz	DEPENDENCIA:	U.S.A.C.		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	San José Chacoyá	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-08-04; 10 h 20 min.		
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2006-08-04; 15 h 10 min.		
MUNICIPIO:	San José Chocoyá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Solalá				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) ... °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. LABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	92,00 μ mhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,19 UNT	6. potencial de Hidrógeno (pH):	06,80 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONÍACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl ⁻)	06,00	11. SÓLIDOS TOTALES	63,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,16	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	02,42	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	02,00	13. SÓLIDOS FIJOS	54,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,20
5. MANGANESO (Mn)	00,20	10. DUREZA TOTAL	44,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	49,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	mg/L	CABONATOS	mg/L	BICARBONATOS	mg/L
	00,00		00,00		60,00
ALCALINIDAD TOTAL mg/L: 60,00					

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 20th EDITION 2005, NORMA COGUANOS NCO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-08-16

Vo.Bo.
 Ing. José Amner Cutzaj Guzmán
 DIRECTOR CII/USAC





M. Soberón Ingeniero Sanitario
 jefe Técnico Laboratorio

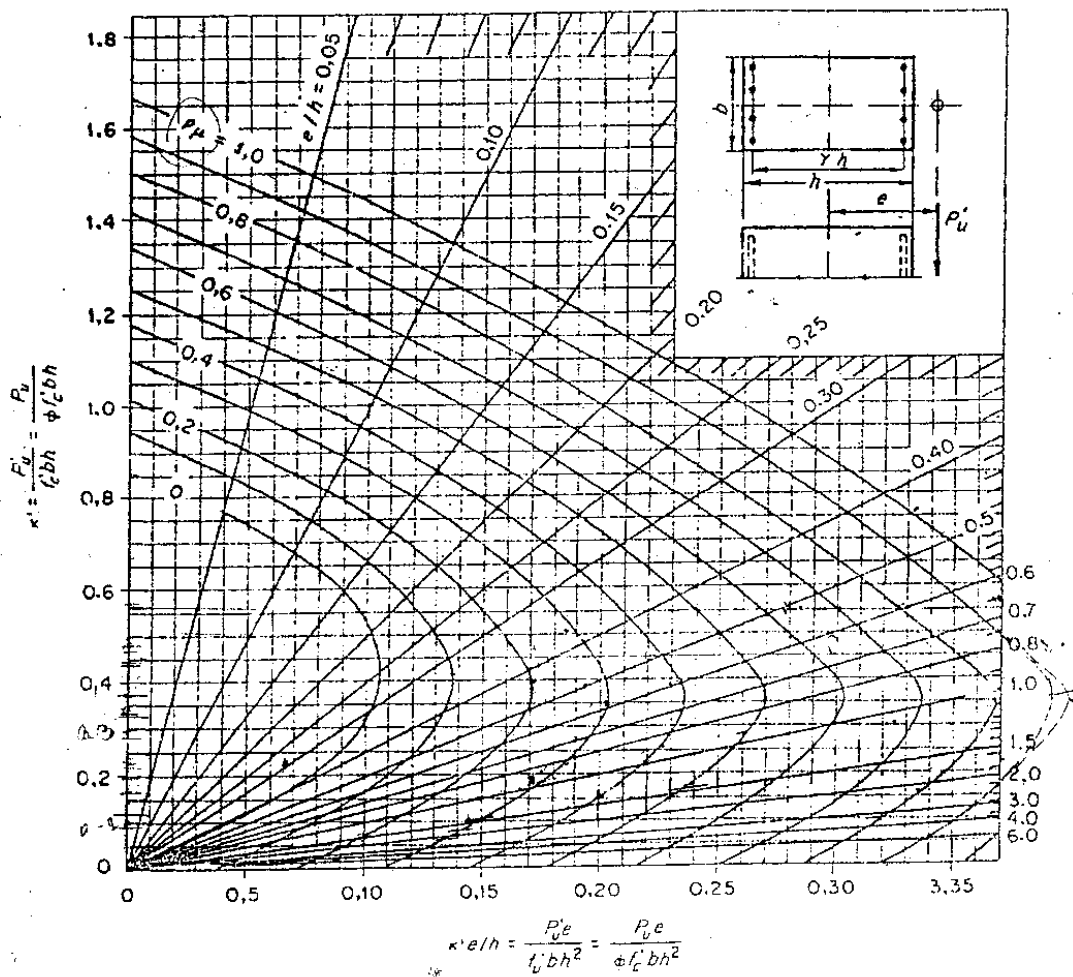




LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) - CENTRO DE INVESTIGACIONES (CH)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 22 392		INF. No. A-199 684	
INTERESADO	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD DE AGUA
MUESTRA RECOLECTADA POR	José Amador Cutzal M.	DEPENDENCIA:	U.S.A.C.
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	San José Chacavá	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-08-04: 10 h 20 min
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2006-08-04: 15 h 10 min.
MUNICIPIO:	San José Chacavá	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Sin refrigeración
DEPARTAMENTO:	Sololá	SABOR:	-----
SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	clara	CLORO RESIDUAL	----
OLOR:	inodora		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRELIMINAR	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+ + - -	+++	++ -
01,00 cm ³	+ - - -	+	+
00,10 cm ³	- - - -	innecesaria	innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE COLIFORMES/100cm ³		11	7
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
CONCLUSION clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud.			
Guatemala, 2006-08-16			
Vo.Bo.  Ing. César Alonso García Guerra DIRECTOR CH / USAC		 Zena Wuel Santos Ing. Químico No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

Gráfica de interacción para columna rectangular.



Fuente: Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto**. Apéndice A gráfico A. 12.

**ANÁLISIS DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA COLONIA ROMEC
SECTOR 2**

Nodo No.	De Nodo	A Nodo	Longitud (mts)	Diametro (mm)	Dotación	Caudal l/seg	Velocidad m/seg
1	1	2	1032.07	45	150	1.7	1.09
8	2	7	97.01	30	150	0.68	0.94
6	7	6	199.98	24	150	0.21	0.47
7	7	4	109.52	18	150	0.16	0.62
5	6	5	59.14	18	150	0.16	0.61
4	4	5	137.83	18	150	0.08	0.3
3	3	4	141.77	24	150	0.25	0.57
2	2	3	151.7	30	150	0.58	0

Nodo No.	Caudal l/seg	Elevación (mts.)	Piezométrica (mts)	Presión
1 R	1.702	105	105	0
2	-0.441	63.75	75.32	11.57
3	-0.331	39.04	71.48	32.44
4	-0.331	49.37	68.8	19.43
5	-0.236	52.35	67.76	15.41
6	-0.047	56.54	69.4	12.86
7	-0.315	61.98	71.98	10

Fuente: Programa Loop.

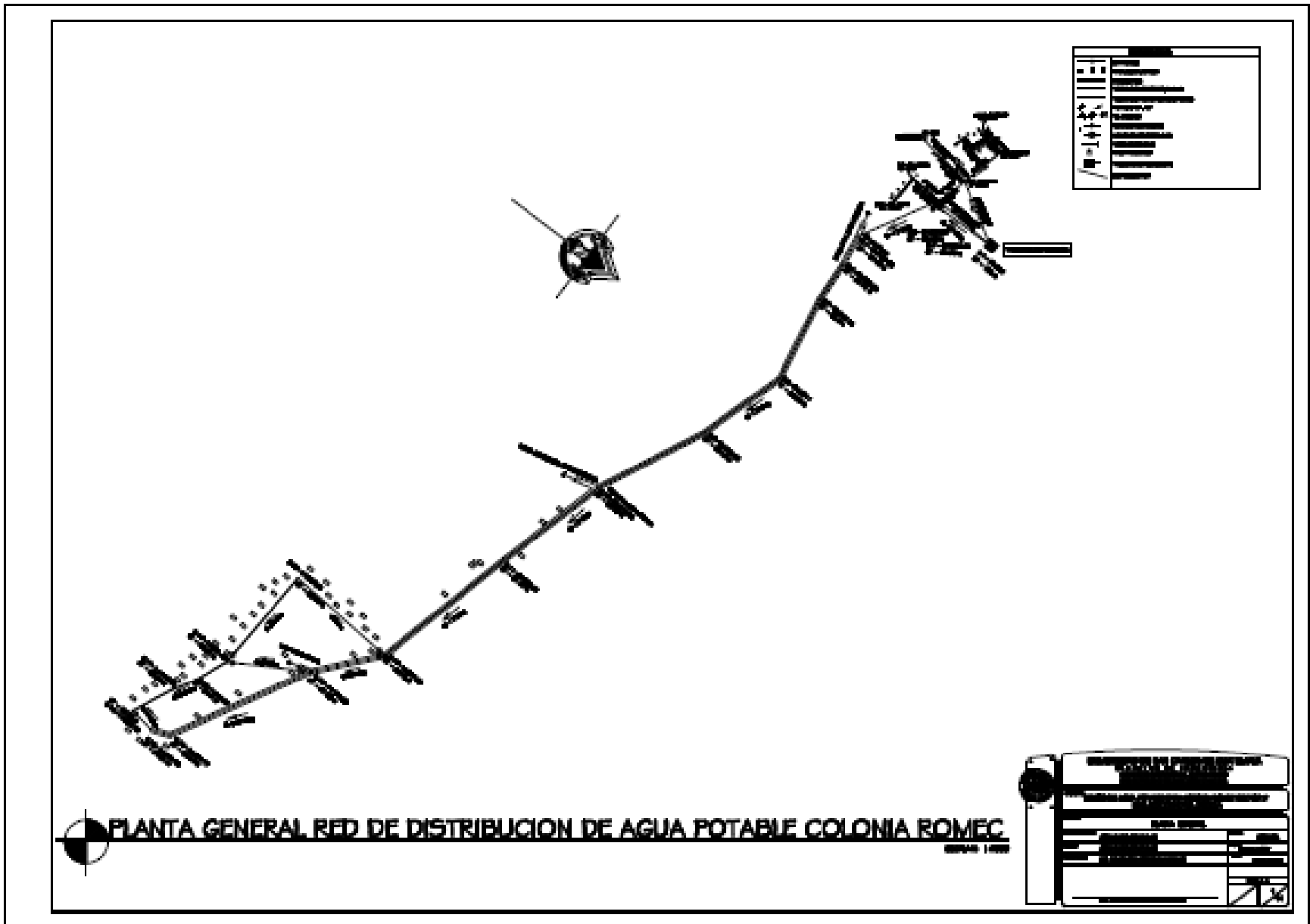
**ANALISIS DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA COLONIA ROMEC
SECTOR 1**

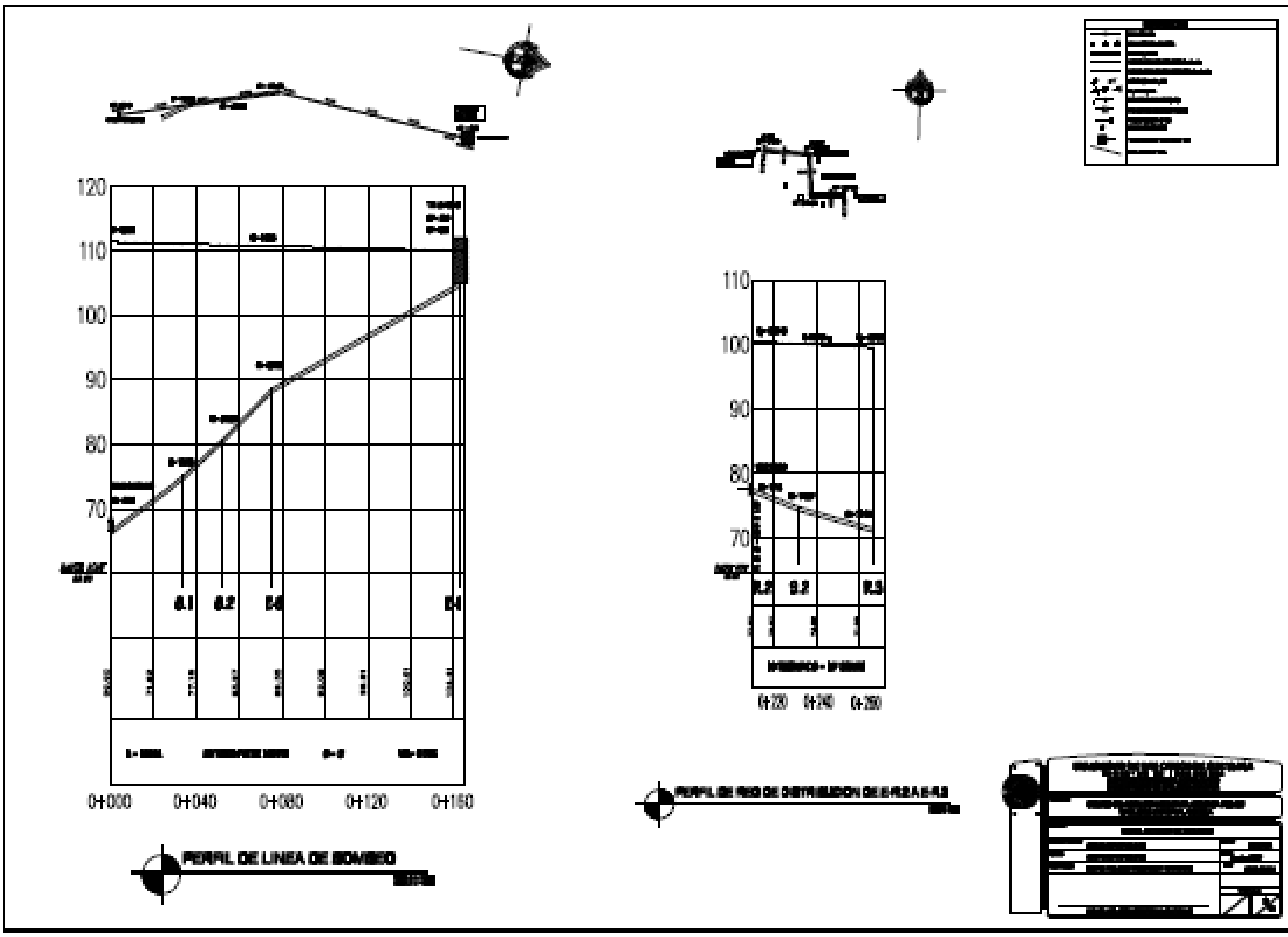
Nodo No.	De Nodo	A Nodo	Longitud (mts)	Diametro (mm)	Dotación	Caudal l/seg	Velocidad m/seg
1	9	7	86.96	45	150	1.06	0.68
2	7	8	85.31	18	150	0.13	0.49
3	7	5	41.79	39	150	0.75	0.63
4	5	6	43.22	18	150	0.2	0.76
5	5	3	61.31	24	150	0.39	0.91
6	3	2	22.53	24	150	0.24	0.54
7	2	1	27.34	18	150	0.05	0.18LO
8	2	4	56.33	18	150	0.12	0.45

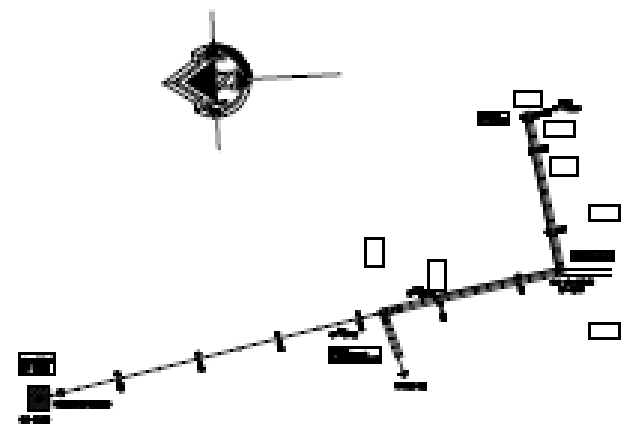
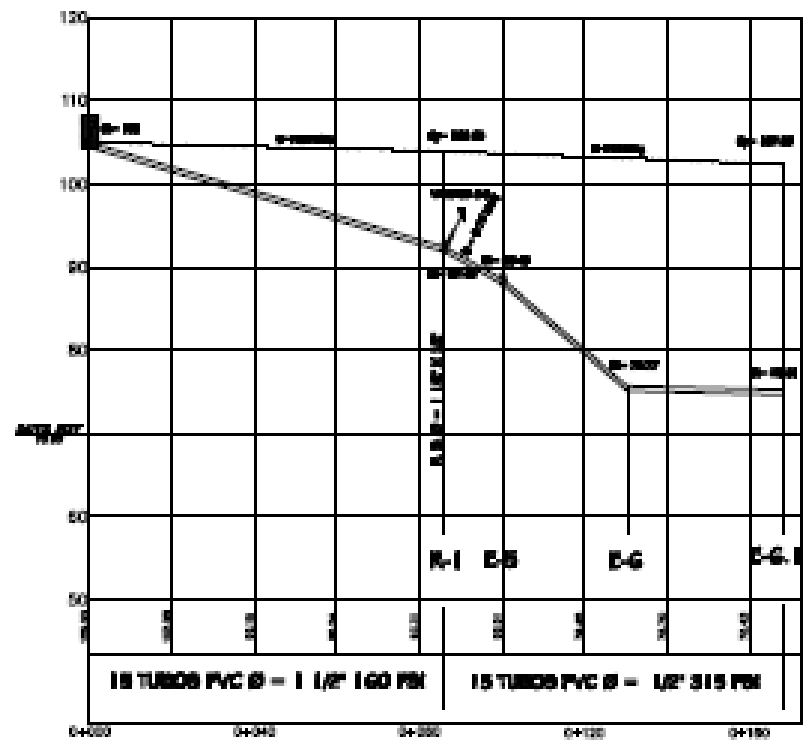
Nodo No.	Caudal l/seg	Elevación (mts.)	Piezométrica (mts)	Presión
9 R	1.064	105	105	0
7	-0.189	92.43	103.95	11.52
8	-0.126	75.31	102.39	27.08
5	-0.158	88.63	103.44	14.81
6	-0.197	75.15	101.64	26.49
3	-0.158	79.87	100.8	20.93
2	-0.071	77.6	100.43	22.03
1	-0.047	67.91	100.34	32.43
4	-0.118	70.58	99.51	28.93

Fuente: Programa Loop.

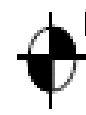
APÉNDICE







—	Tubo PVC Ø 1 1/2" 160 PN
—	Tubo PVC Ø 1 1/2" 315 PN
—	Valvula
—	Hydrante
—	Manometro
—	Regulador de Presion
—	Accesorios

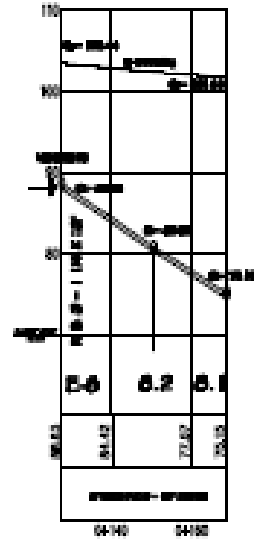
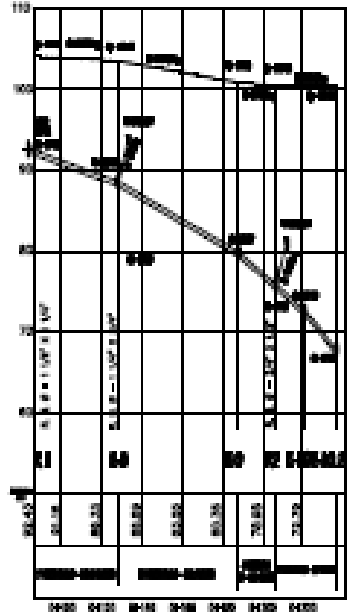


PLANTA Y PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION DE T.D. A E-6.1

—	Tubo PVC Ø 1 1/2" 160 PN
—	Tubo PVC Ø 1 1/2" 315 PN
—	Valvula
—	Hydrante
—	Manometro
—	Regulador de Presion
—	Accesorios



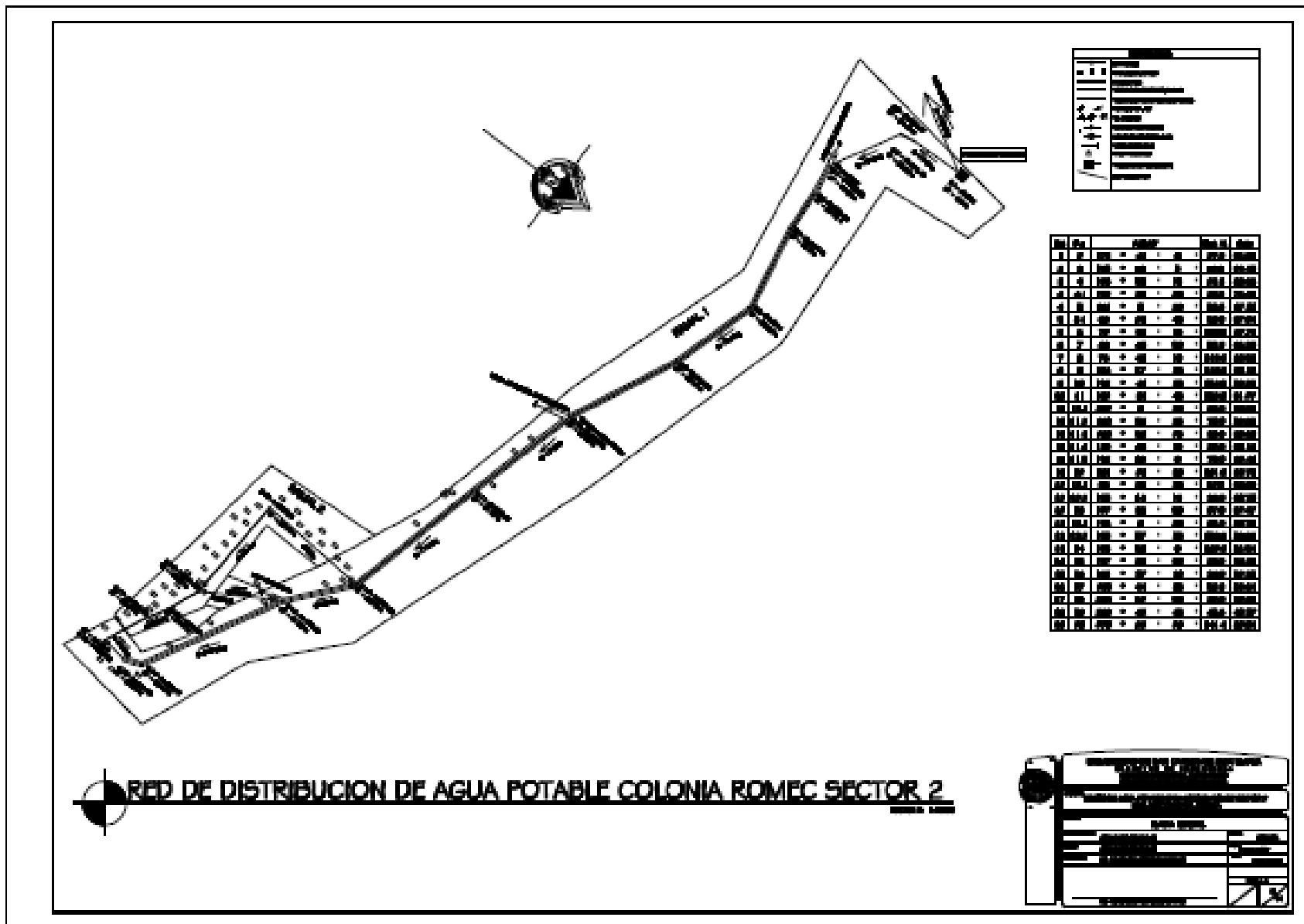
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

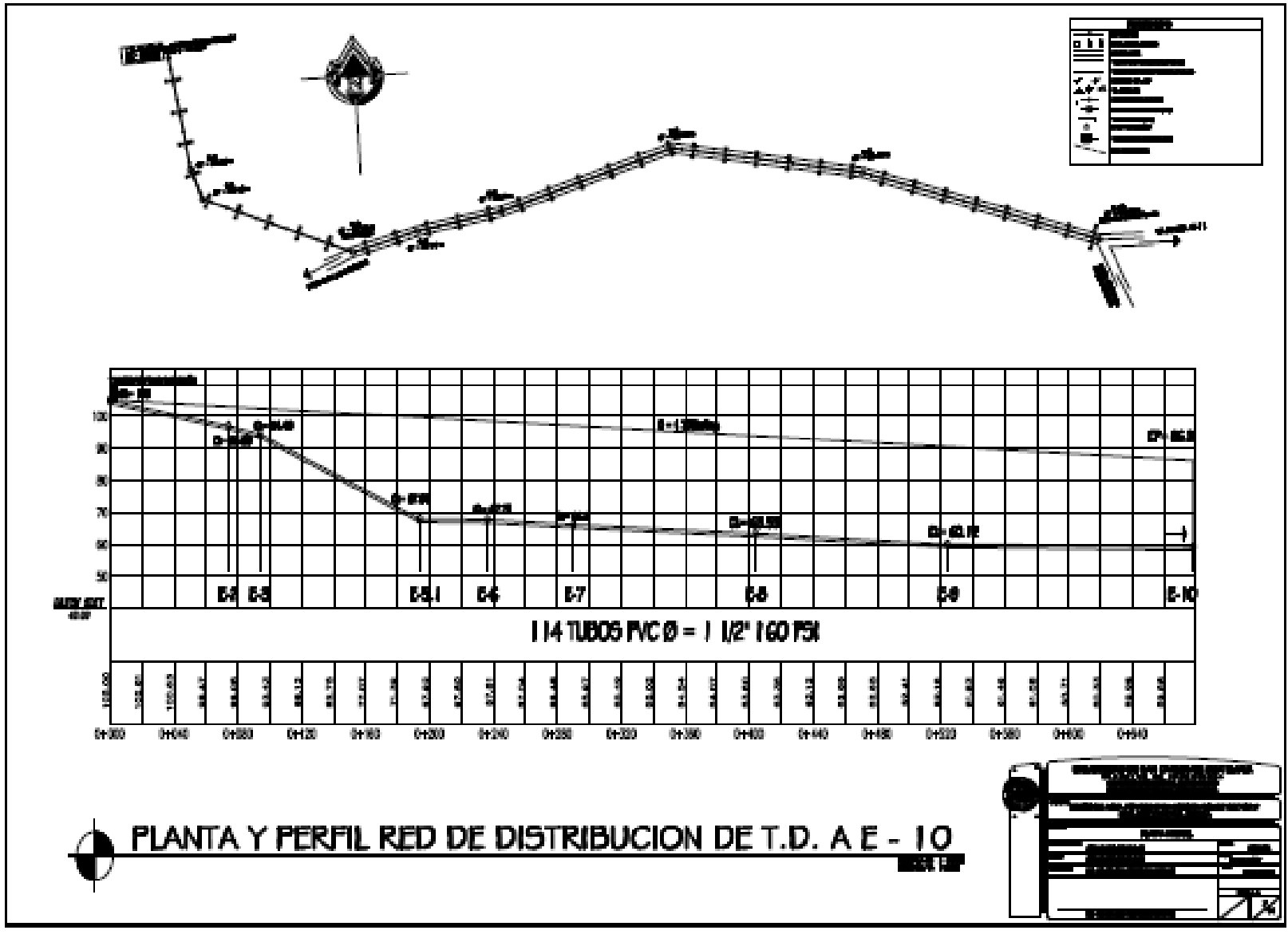


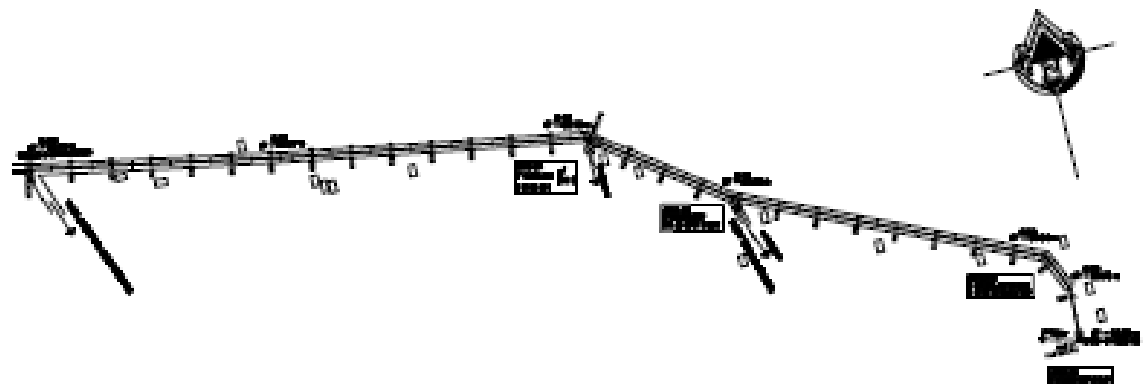
PLANO Y PERFIL DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE D.C. 1-A-102

PERFIL DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE D.C. 2-A-21

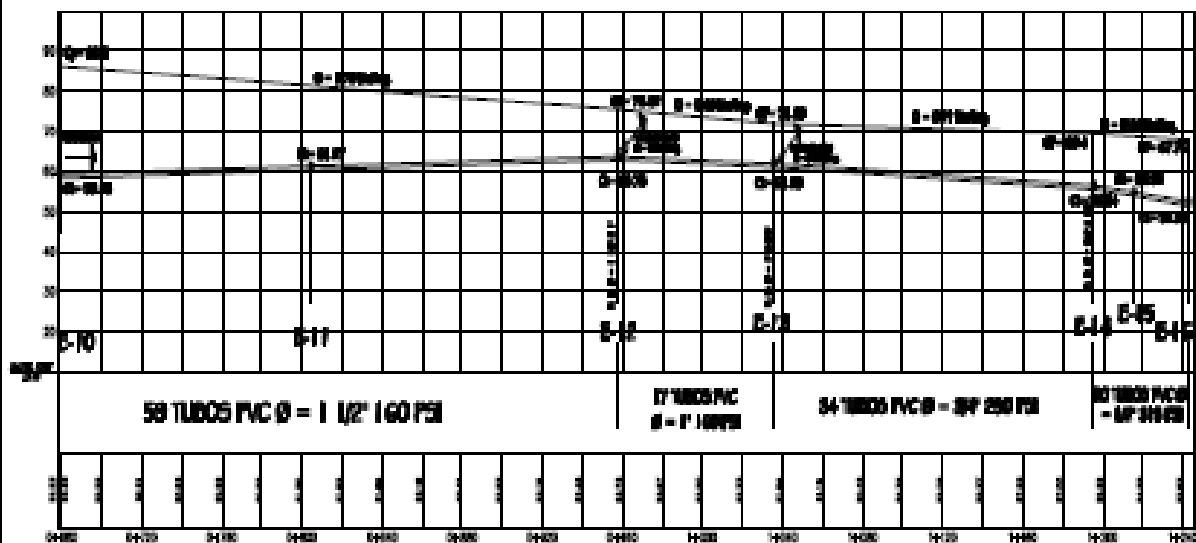
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----





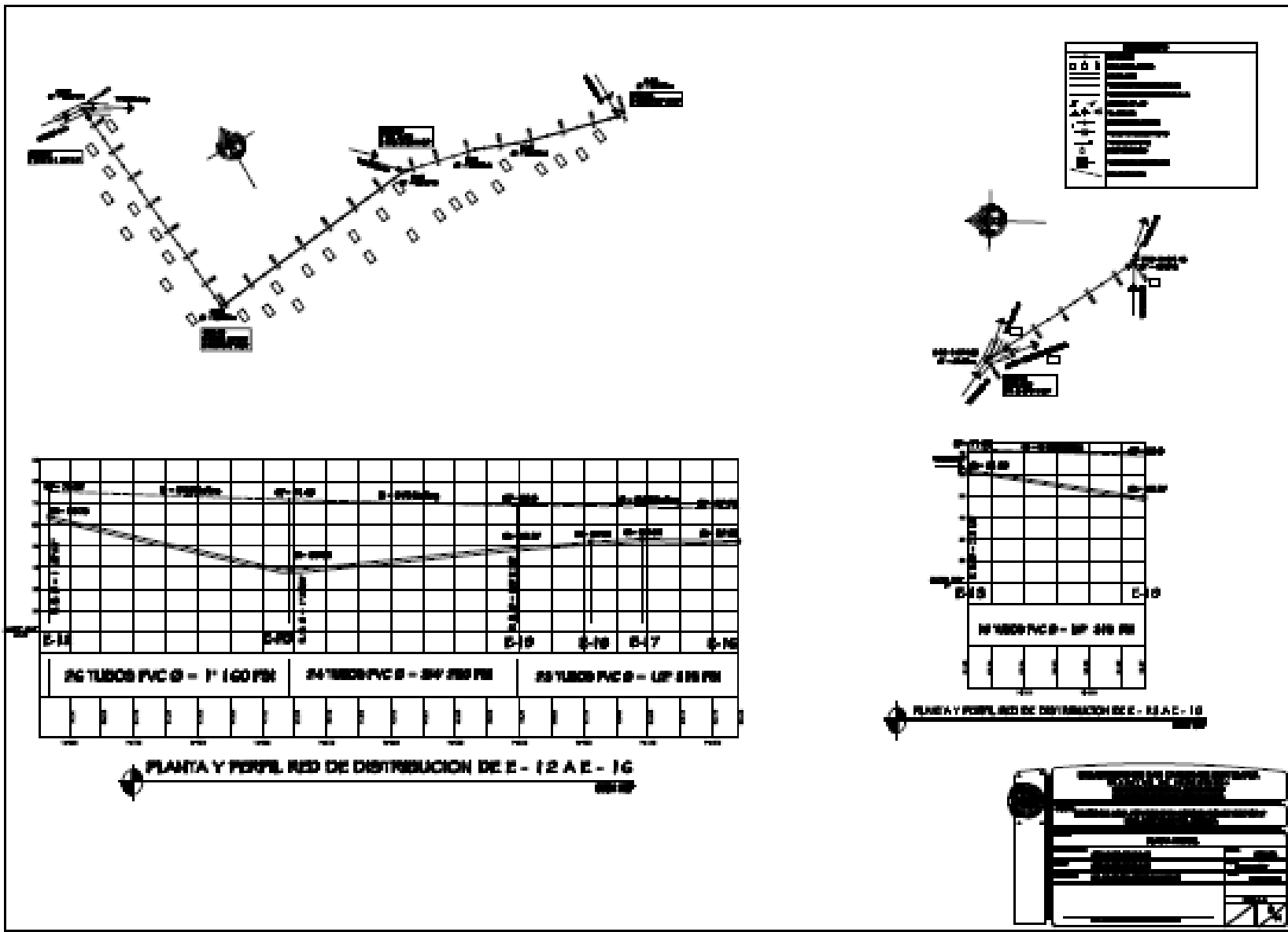


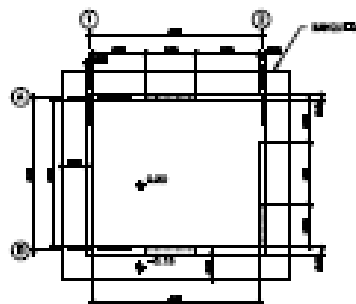
○	Mano de obra
□	Material
△	Equipo
◇	Transporte
○	Mano de obra
□	Material
△	Equipo
◇	Transporte



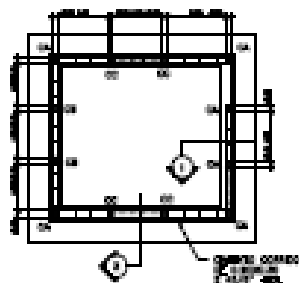

PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION DE E - 10 A E - 16

PROYECTO DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	
CLIENTE MUNICIPALIDAD DE...	
FECHA 2023	
ESCALA 1:500	
PROYECTISTA [Firma]	
REVISOR [Firma]	
APROBADO [Firma]	



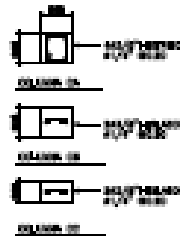


PLANTA DE COTAS
ESCALA 1/20

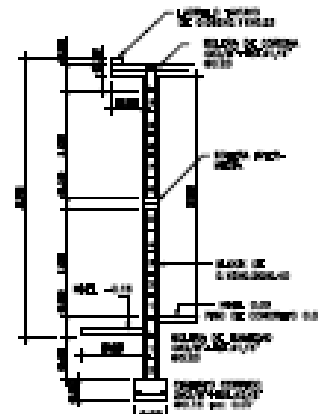


PLANTA DE FUNDACION
ESCALA 1/20

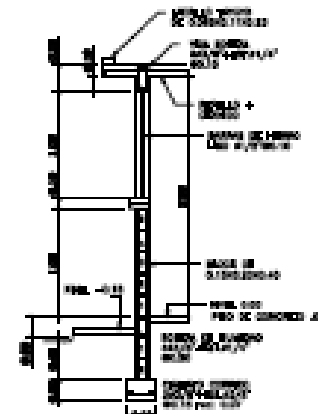
PLANILLA DE COLUMNAS		
TIPO	SECCION	ESPESOR
01	0.10x0.10	180/210/240/270" BLOQ
02	0.10x0.10	210/240/270/300" BLOQ
03	0.10x0.10	240/270/300/330" BLOQ



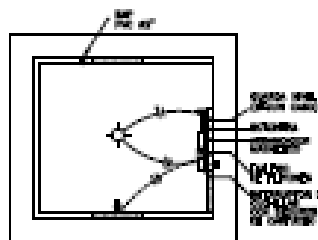
DETALLE DE COLUMNAS
ESCALA 1/20



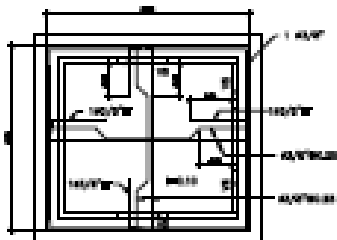
SECCION 1
ESCALA 1/20



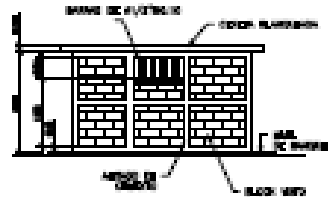
SECCION 2
ESCALA 1/20



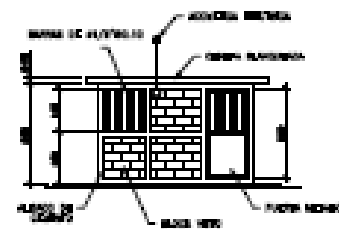
PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA
ESCALA 1/20



PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO
ESCALA 1/20



FACHADA LATERAL
ESCALA 1/20

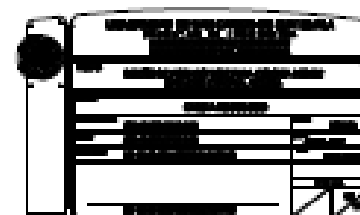


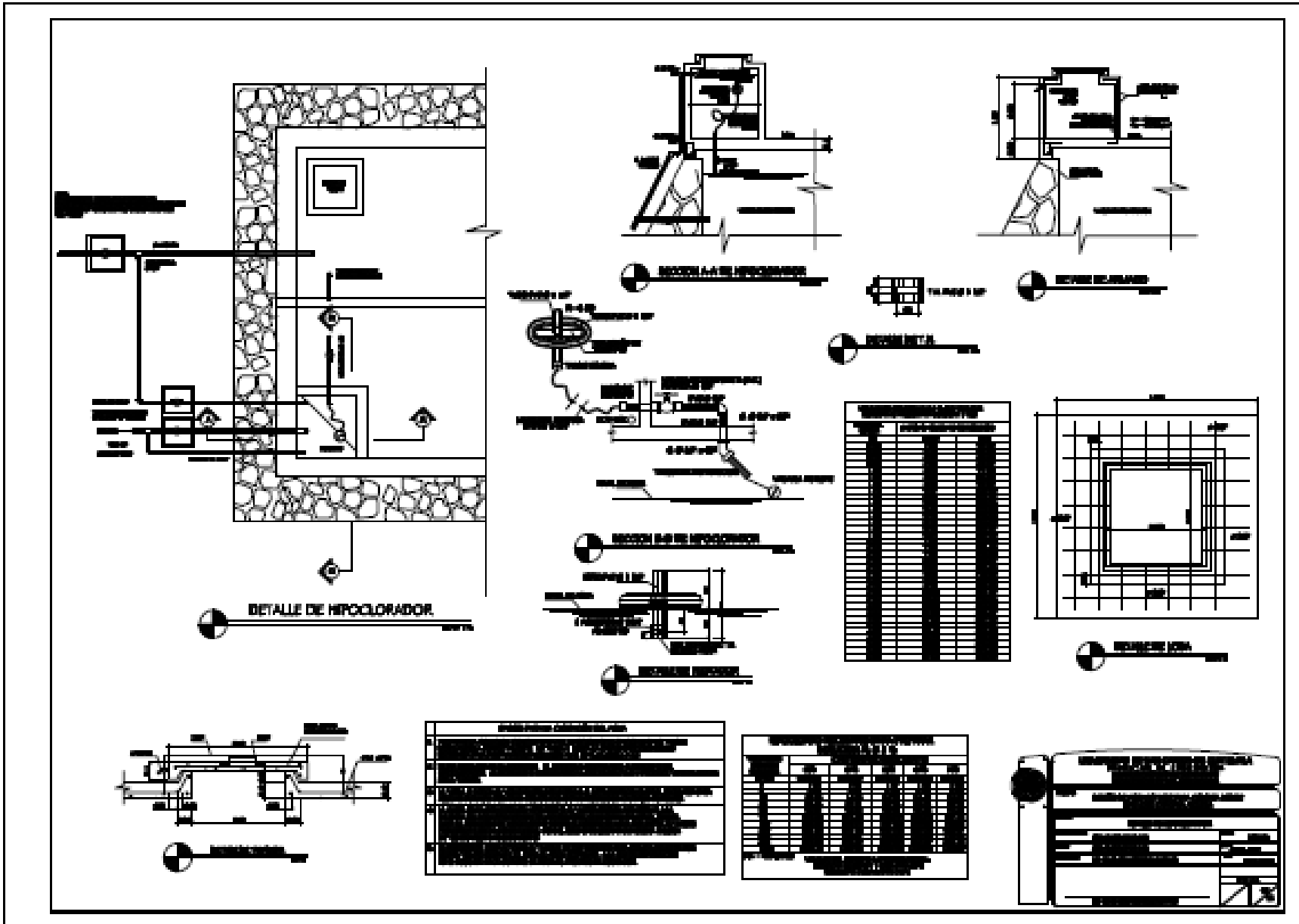
FACHADA FRONTERA
ESCALA 1/20

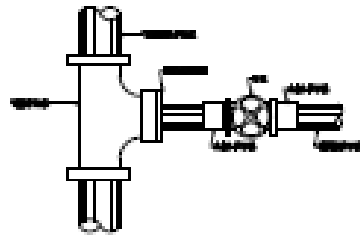
PLANILLA DE SIMBOLOS	
	FUNDACION MUR DE FONDO
	FUNDACION MUR DE LATERAL
	FUNDACION MUR INTERIOR
	MUR
	PUERTA
	VENTANA
	MURADO AL. 10 CM
	FRENTE PLAT. DE LATA
	FRENTE PLAT. DE YESO

PLANILLA DE COLUMNAS		
TIPO	SECCION	ESPESOR
01	0.10x0.10	180/210/240/270" BLOQ
02	0.10x0.10	210/240/270/300" BLOQ
03	0.10x0.10	240/270/300/330" BLOQ

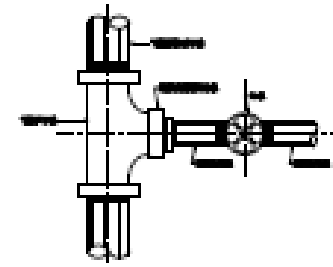
En el caso de las columnas de 0.10x0.10 m.
 En el caso de las columnas de 0.15x0.15 m.
 En el caso de las columnas de 0.20x0.20 m.



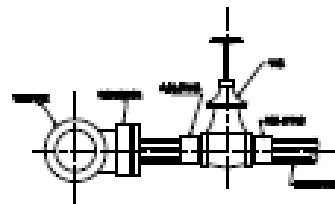




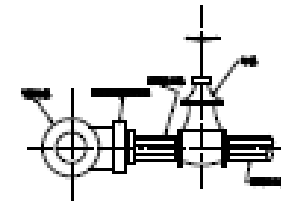
PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.D.



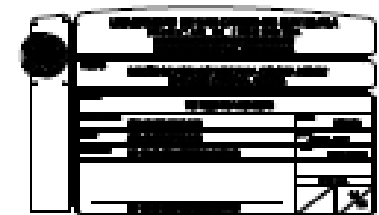
PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS H.D.

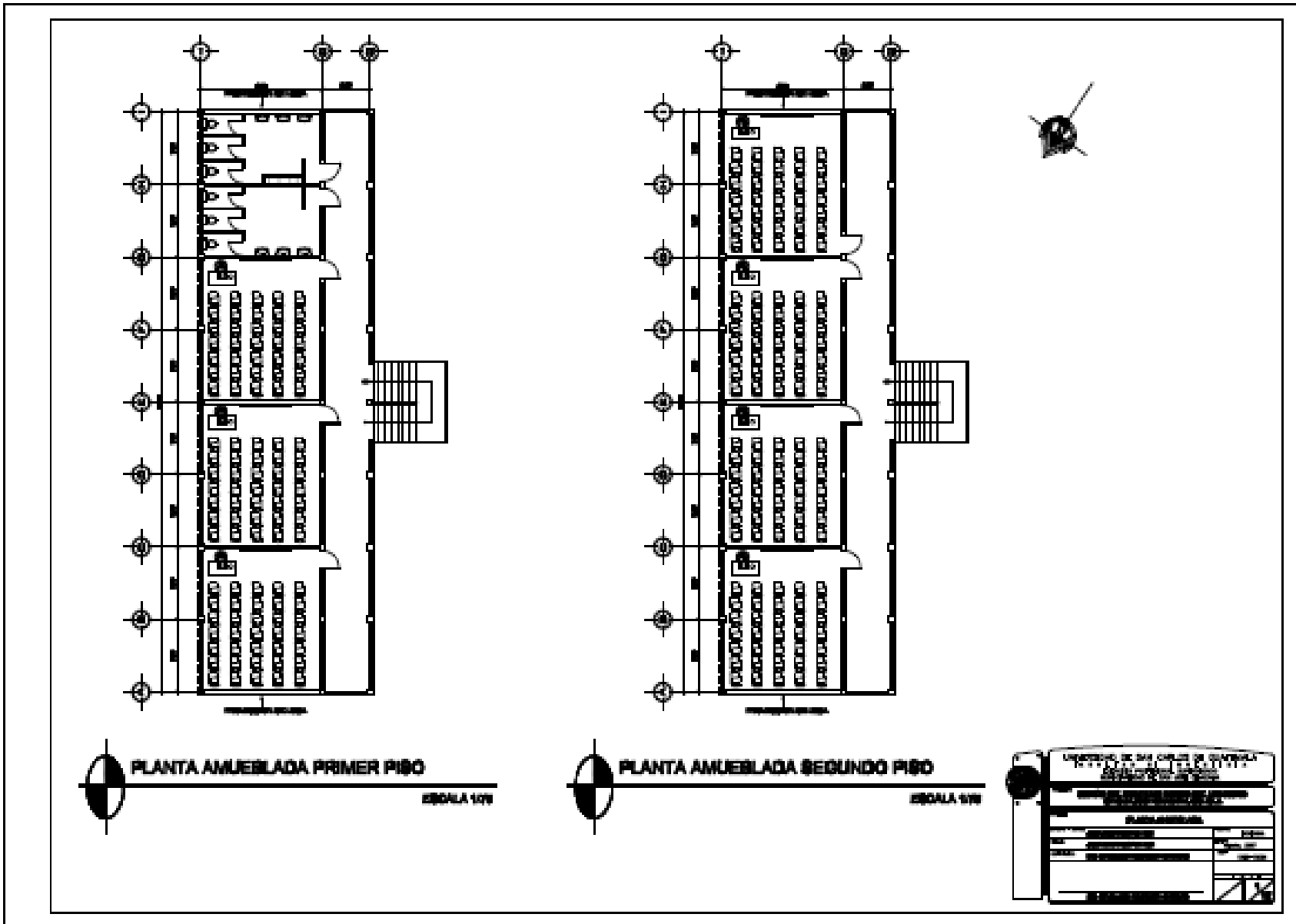


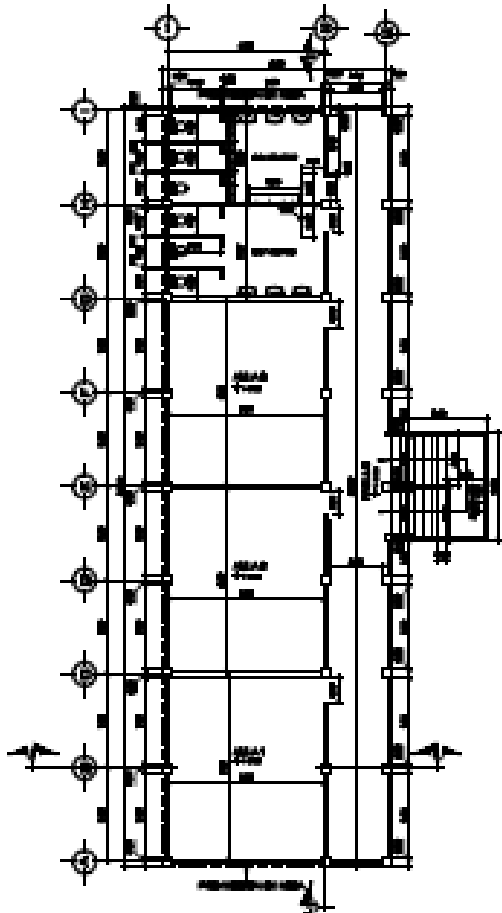
ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.D.



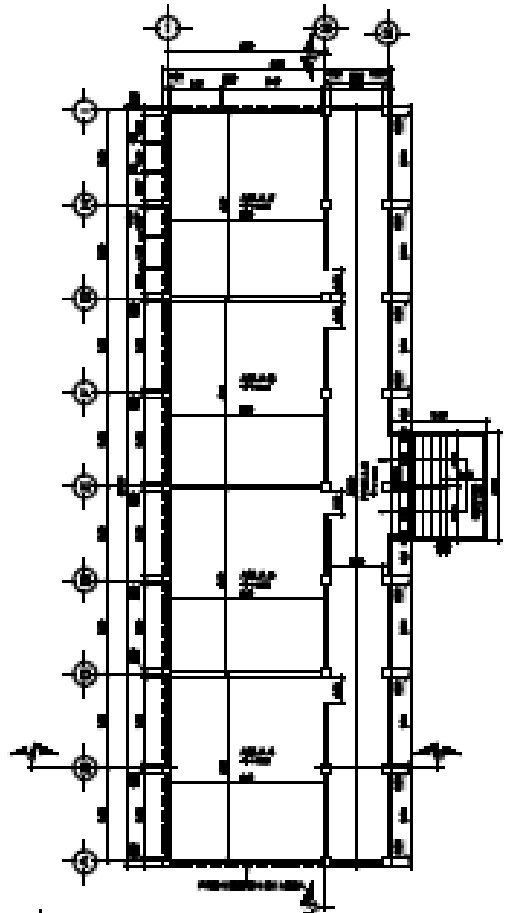
ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS H.D.






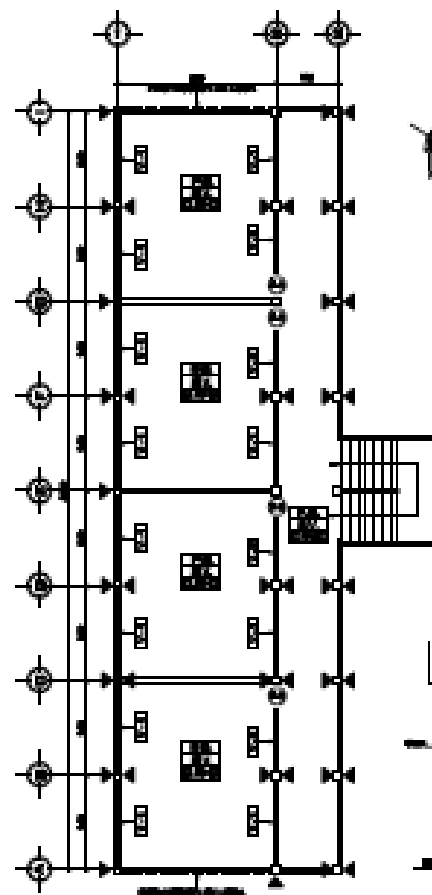
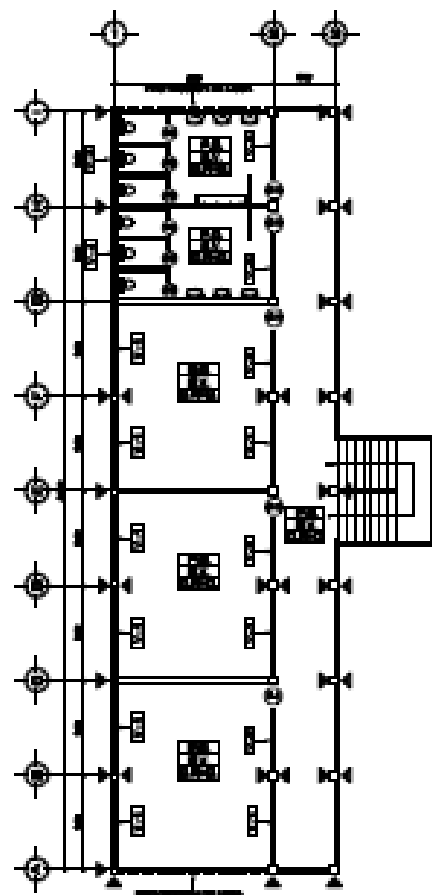



PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL
 ESCALA 1/20




PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL
 ESCALA 1/20

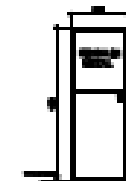
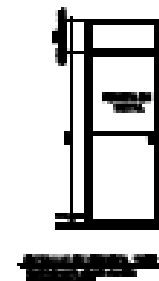
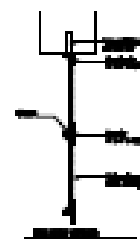
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
INGENIERIA EN CIVIL	
ESTRUCTURAS	
PROYECTO DE EDIFICIO	
AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]	
LUGAR: [Lugar]	
TITULO: [Titulo]	
PROFESOR: [Nombre]	
ESTUDIANTE: [Nombre]	
CARRERA: [Carrera]	
CATEDRA: [Carrera]	
SEMESTRE: [Semestre]	
AÑO: [Año]	
FOLIO: [Folio]	



PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ALICAT.	ANCHO	ALTO	QUANT.	VALOR
P-1	0.90x	2.00x	2.00x	1.00	2.00
P-2	0.90x	2.00x	2.00x	1.00	2.00

PLANILLA DE VENTANAS					
TIPO	ALICAT.	ANCHO	ALTO	QUANT.	VALOR
V-1	0.90x	1.50x	1.50x	1.00	1.50
V-2	0.90x	1.50x	1.50x	1.00	1.50
V-3	0.90x	1.50x	1.50x	1.00	1.50
V-4	0.90x	1.50x	1.50x	1.00	1.50

LEGENDA DE DETALLES	
-----	PUERTA
-----	VENTANA
-----	ALICATADO
-----	ALICATADO
-----	ALICATADO
-----	ALICATADO
-----	ALICATADO

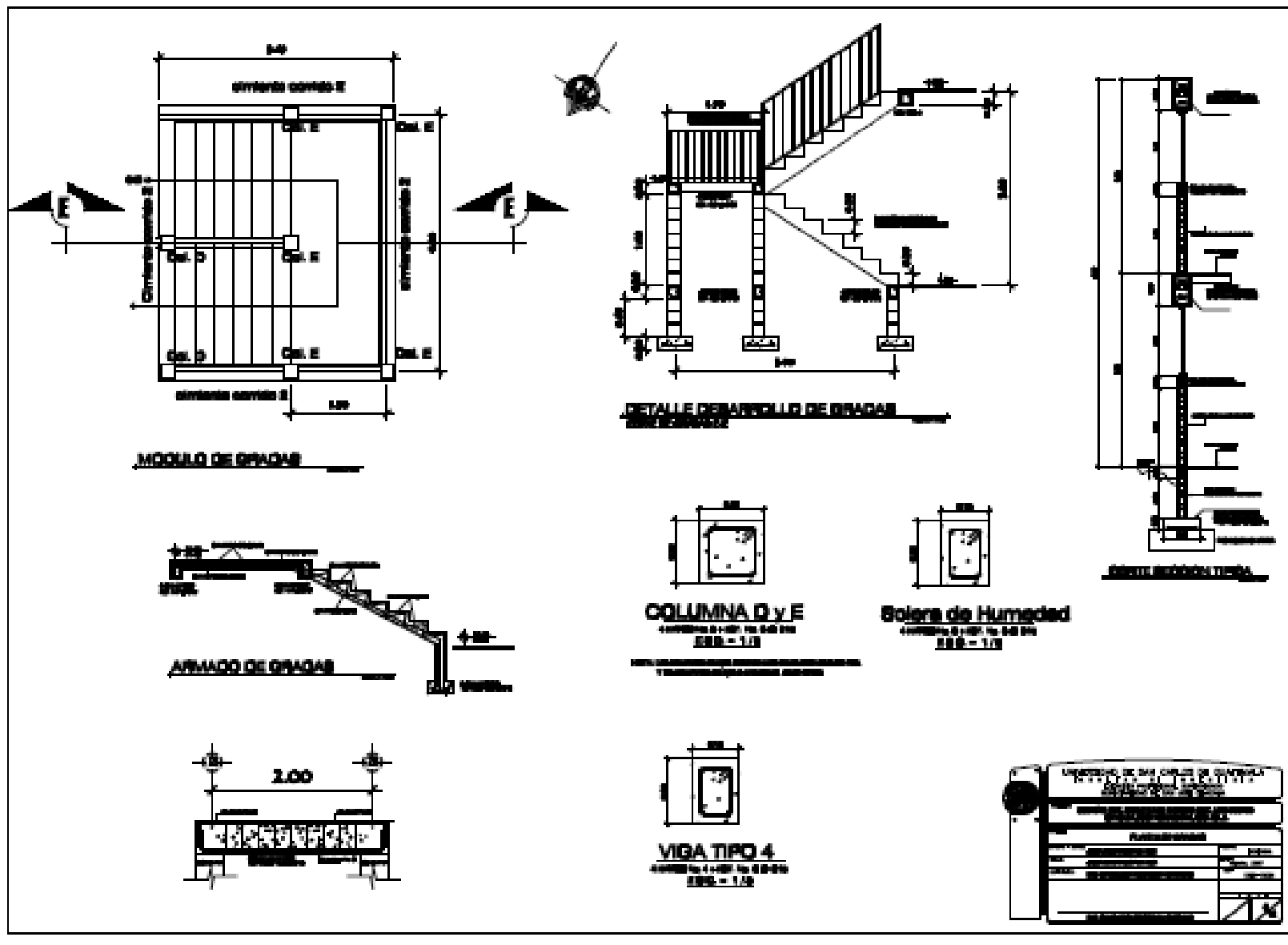


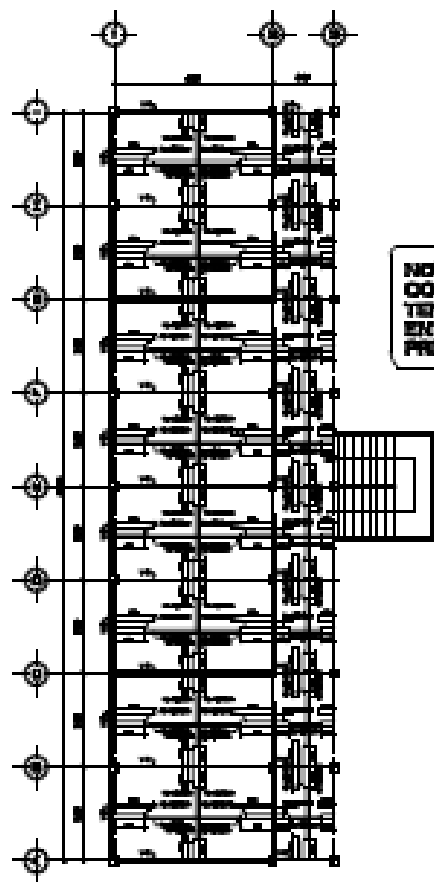
PLANTA DE ACABADOS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/20

NOTA: Las puertas se fabrican hacia afuera con un abombamiento como mínimo de 60 grados

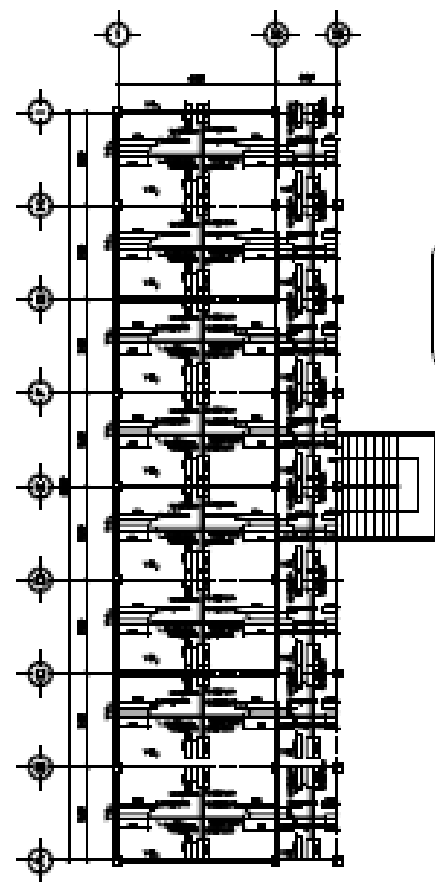
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD	
ALUMNO: _____	
MATERIA: _____	
FECHA: _____	
PROFESOR: _____	
TITULO: _____	






NOTA: ARMADO DE LOSAS
 CON ACERO No. 4 @ 0.30 ENTRE
 TENSON Y BASTON Y @ 0.30
 ENTRE REJES PARA LOSA DE
 PRIMER NIVEL.

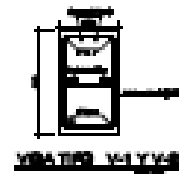
PLANTA DE ARMADO DE LOSA PRIMER NIVEL
 ESCALA 1/75



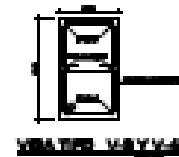
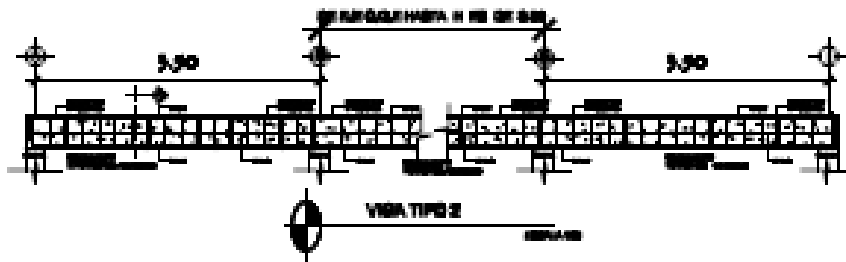
NOTA: ARMADO DE LOSAS
 CON ACERO No. 3 @ 0.15 ENTRE
 TENSON Y BASTON Y @ 0.15
 ENTRE REJES PARA LOSA DE
 SEGUNDO NIVEL.

PLANTA DE ARMADO DE LOSA SEGUNDO NIVEL
 ESCALA 1/75

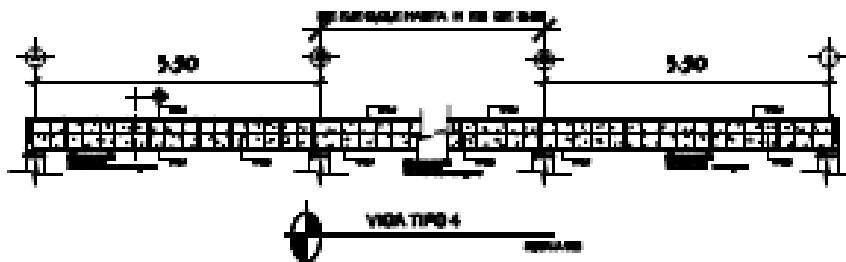
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO DE GRADUACION	
PLANTAS DE LOSAS	
Nombre del Proyecto:	
Nombre del Cliente:	
Nombre del Diseñador:	
Nombre del Profesor:	
Fecha:	
	



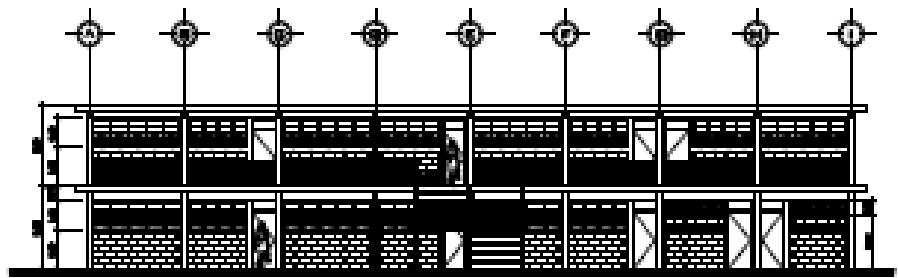
REPROPOSICIONES
 1. Se debe considerar el tipo de pavimento que se utilizará en el puente.
 2. Se debe considerar el tipo de revestimiento que se utilizará en el puente.
 3. Se debe considerar el tipo de pintura que se utilizará en el puente.
 4. Se debe considerar el tipo de protección que se utilizará en el puente.
 5. Se debe considerar el tipo de iluminación que se utilizará en el puente.
 6. Se debe considerar el tipo de señalización que se utilizará en el puente.
 7. Se debe considerar el tipo de drenaje que se utilizará en el puente.
 8. Se debe considerar el tipo de protección contra incendios que se utilizará en el puente.
 9. Se debe considerar el tipo de protección contra explosiones que se utilizará en el puente.
 10. Se debe considerar el tipo de protección contra contaminación que se utilizará en el puente.



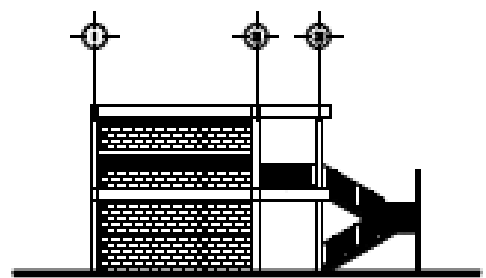
REPROPOSICIONES DEL CONCRETO
 1. Se debe considerar el tipo de concreto que se utilizará en el puente.
 2. Se debe considerar el tipo de aditivo que se utilizará en el concreto.
 3. Se debe considerar el tipo de protección que se utilizará en el concreto.
 4. Se debe considerar el tipo de reparación que se utilizará en el concreto.
 5. Se debe considerar el tipo de mantenimiento que se utilizará en el concreto.
 6. Se debe considerar el tipo de inspección que se utilizará en el concreto.
 7. Se debe considerar el tipo de registro que se utilizará en el concreto.
 8. Se debe considerar el tipo de documentación que se utilizará en el concreto.
 9. Se debe considerar el tipo de comunicación que se utilizará en el concreto.
 10. Se debe considerar el tipo de coordinación que se utilizará en el concreto.



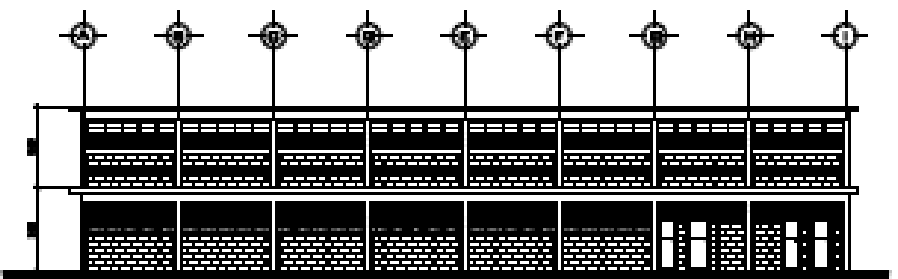
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO DE OBRAS DE CONSTRUCCION	
REPROPOSICIONES DEL CONCRETO	
AUTORIZACIONES	
PROFESOR:	FECHA:
ALUMNO:	FECHA:
PROFESOR:	FECHA:
ALUMNO:	FECHA:
PROFESOR:	FECHA:
ALUMNO:	FECHA:



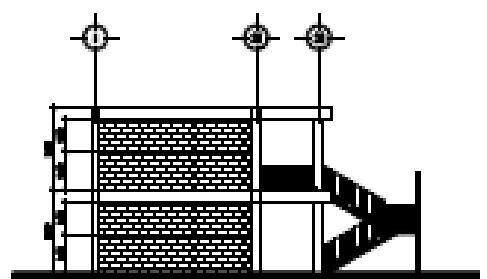
ELEVACION FRONTAL
 ESCALA 1/20



ELEVACION LATERAL
 ESCALA 1/20

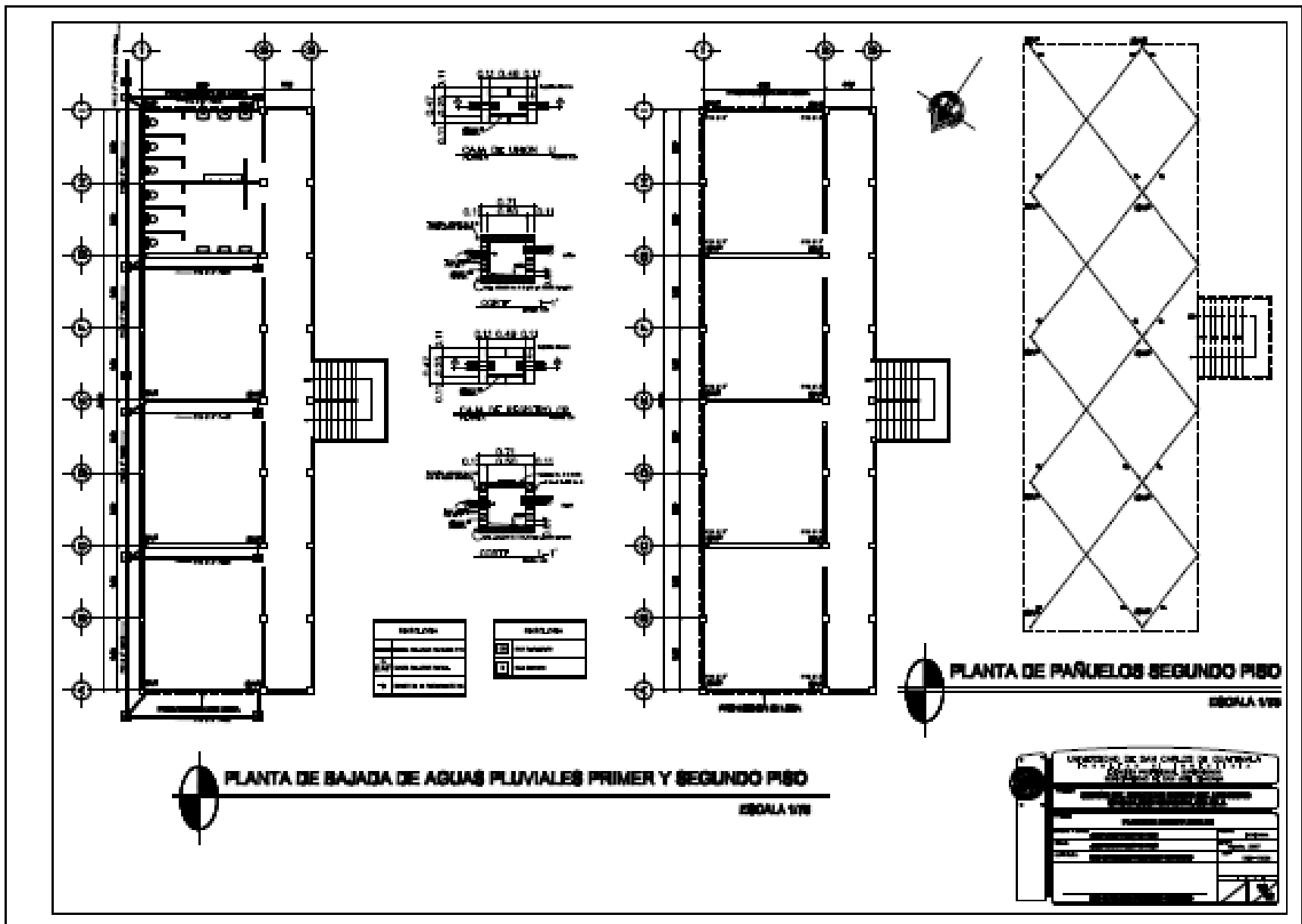


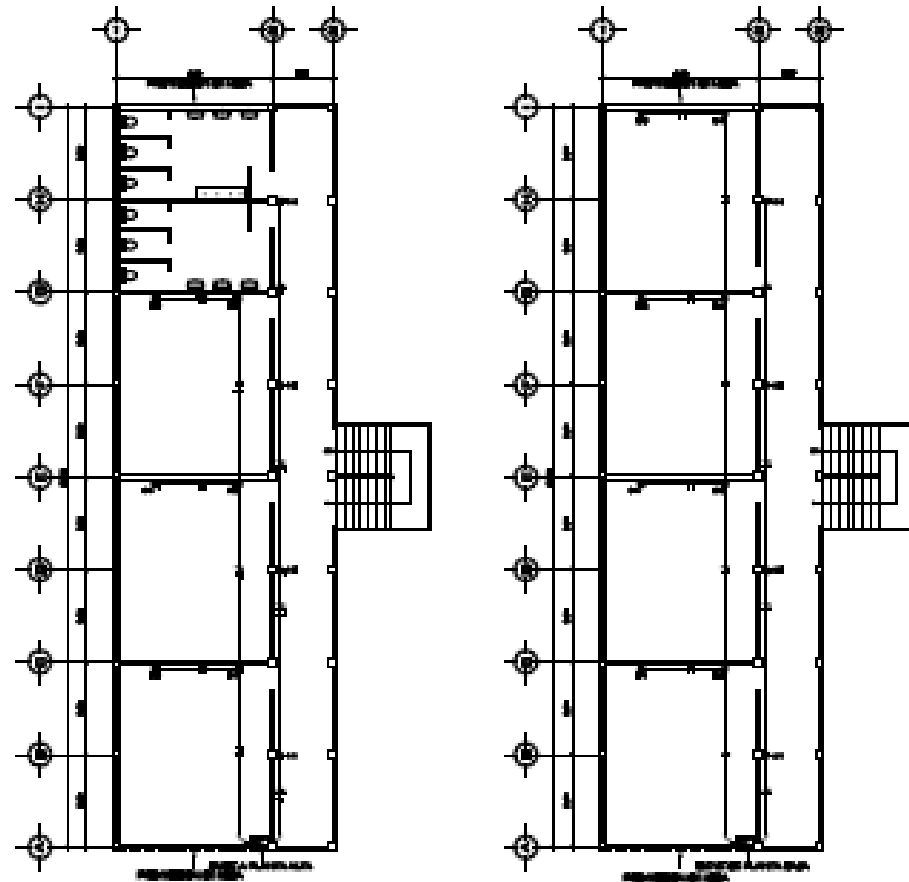
CORTE DEL EJE 2-2
 ESCALA 1/20



CORTE DEL EJE B-B
 ESCALA 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD	
GRUPO DE ASIGNATURA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS	
PROYECTO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS	
AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]	
LUGAR: [Lugar]	
TÍTULO: [Título]	
[Espacio para firmas y sellos]	





LEYENDA	
—	ESTRUCTURA
—	PLANTA DE FUERZA
—	PLANTA DE CALDERAS
—	PLANTA DE CONDENSADOR
—	PLANTA DE REFRIGERACION
—	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA
—	PLANTA DE TRANSFORMACION
—	PLANTA DE ALMACENAMIENTO
—	PLANTA DE DISTRIBUCION
—	PLANTA DE CONTROL
—	PLANTA DE MANTENIMIENTO



PLANTA DE FUERZA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD	
PLANTAS DE FUERZA	
Nombre del Proyecto:	
Fecha:	
Elaborado por:	
Revisado por:	
Aprobado por:	
