



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA
OFICINAS MUNICIPALES Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO
NUEVO, MUNICIPIO DE PASTORES, DEPARTAMENTO DE
SACATEPÉQUEZ**

Jorge Mario García Bautista
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA
OFICINAS MUNICIPALES Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO
NUEVO, MUNICIPIO DE PASTORES, DEPARTAMENTO DE
SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JORGE MARIO GARCÍA BAUTISTA

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2006

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	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE PASTORES, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de febrero de 2006.

Jorge Mario García Bautista

AGRADECIMIENTOS A:

Dios creador y a la Virgen: Por darme la vida, estar siempre a mi lado y permitirme alcanzar tan anhelado triunfo.

Mis padres: Jorge Aparicio y Gloria Azucena; por la entrega y confianza depositada en mí, les dedico este momento importante de mi vida.

Mi hermana: María Azucena; Por el amor, respeto y admiración que nos une.

Mi familia en general: Papi Alipio, tíos y primos, con especial afecto, por hacerme sentir el amor de una gran familia y ser un motivo de inspiración.

Mis amigos: Por su sincera amistad y fidelidad; les agradezco el apoyo incondicional brindado.

La Universidad de San Carlos: Especialmente al Ing. Juan Merck, por su intachable labor como docente y orientación durante la culminación de mi carrera.

Los que han partido al cielo: Familiares y amigos, con los que compartimos momentos inolvidables, estarán siempre en mi corazón.

A todas las personas que han confiado, creído y acompañado a lo largo de mi vida, agradezco a Dios haber puesto en ustedes un gran tesoro en mi camino.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
RESUMEN	VII
OBJETIVOS	IX
INTRODUCCIÓN	XI
1 FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía del municipio de Pastores, sacatepéquez	
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Antecedentes históricos	1
1.1.3 Localización	2
1.1.4 Situación demográfica	2
1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas	2
1.1.6 Aspectos sociales	3
1.1.7 Topografía, orografía e hidrografía	3
1.1.8 Clima	3
1.1.9 Vías de acceso	4
1.1.10 Servicios públicos	4
1.1.11 Comercio	4
1.1.12 Turismo	5
1.1.13 Necesidades en infraestructura y servicios básicos	5
1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea San Luis Pueblo Nuevo y de la cabecera municipal del municipio de Pastores, Sacatepéquez	
1.2.1 Descripción de las necesidades	5
1.2.2 Priorización de las necesidades	7

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales

2.1.1	Descripción del proyecto	9
2.1.2	Descripción del área disponible	9
2.1.2.1	Localización del terreno	9
2.1.2.2	Topografía del terreno	10
2.1.3	Evaluación de la calidad del suelo y determinación del valor soporte	10
2.1.4	Normas para el diseño de edificio de oficinas	12
2.1.4.1	Criterios de conjunto	12
2.1.4.2	Criterios de iluminación	13
2.1.4.3	Otros criterios	13
2.1.5	Diseño estructural	13
2.1.5.1	Estructuración	13
2.1.5.1.1	Selección del sistema estructural	14
2.1.5.1.2	Diseño arquitectónico	14
2.1.5.2	Análisis estructural	15
2.1.5.2.1	Predimensionamiento estructural	15
2.1.5.2.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	17
2.1.5.2.3	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	18
2.1.5.2.3.1	Cargas verticales	18
2.1.5.2.3.2	Cargas horizontales	20
2.1.5.2.4	Cargas sísmicas	20
2.1.5.2.4.1	Cálculo del corte basal	21
2.1.5.2.5	Aplicación del método de análisis estructural	28

2.1.5.2.6	Dimensionamiento	39
2.1.5.2.6.1	Cubierta y entrepisos	40
2.1.5.2.6.2	Vigas	47
2.1.5.2.6.3	Columnas	50
2.1.5.2.6.4	Cimientos	59
2.1.6	Planos Constructivos	63
2.1.7	Presupuesto	64
2.1.8	Cronograma de ejecución	65
2.2	Diseño de red de distribución de agua potable para la aldea San Luis Pueblo Nuevo, del municipio de Pastores, Sacatepéquez	
2.2.1	Localización de las fuentes de abastecimiento	69
2.2.2	Descripción del funcionamiento del sistema	69
2.2.3	Calidad del agua	71
2.2.3.1	Análisis físico-químico sanitario	71
2.2.3.2	Análisis bacteriológico	71
2.2.4	Levantamiento topográfico	72
2.2.5	Parámetros de diseño	73
2.2.5.1	Período de diseño	73
2.2.5.2	Tasa de crecimiento poblacional	73
2.2.5.3	Estimación de la población de diseño	74
2.2.5.4	Dotación	74
2.2.6	Determinación de caudales	75
2.2.6.1	Caudal medio diario	75
2.2.6.2	Caudal día máximo	75
2.2.6.3	Caudal máximo horario	76
2.2.6.4	Caudal de vivienda	76
2.2.6.5	Caudal instantáneo	77
2.2.7	Diseño de los componentes del sistema	77

2.2.7.1	Tanque de almacenamiento	77
2.2.7.2	Caseta de bombeo	91
2.2.7.3	Red de distribución	92
2.2.7.4	Obras hidráulicas	101
2.2.7.5	Sistema de desinfección	103
2.2.8	Programa de desinfección y mantenimiento	103
2.2.9	Propuesta de tarifa	104
2.2.10	Planos y detalles	107
2.2.11	Presupuesto	108
2.2.12	Cronograma de ejecución	108
2.2.13	Evaluación de impacto ambiental	111
2.2.14	Evaluación socioeconómica	112
2.2.14.1	Valor presente neto	112
2.2.14.2	Tasa interna de retorno	115
CONCLUSIONES		117
RECOMENDACIONES		119
BIBLIOGRAFÍA		121
APENDICE		123

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Área tributaria de columna crítica	16
2	Distribución de módulos del edificio municipal	18
3	Áreas tributarias para cargas vivas y muertas del módulo 1	19
4	Centro de masa y centro de rigidez del módulo 1	26
5	Cargas aplicadas a marcos dúctiles, eje X, módulo 1	27
6	Cargas aplicadas a marcos dúctiles, eje Y, módulo 1	28
7	Diagrama de momentos (kg*m) carga muerta marco dúctil eje Y	33
8	Diagrama de momentos (kg*m) carga viva marco dúctil eje Y	33
9	Diagrama de momentos (kg*m) carga sísmica marco dúctil eje Y	37
10	Diagrama de momentos últimos (kg*m) marco dúctil eje Y	38
11	Diagrama de cortes (kg) marco dúctil eje Y, Módulo 1	39
12	Losa de entrepiso del módulo 1	41
13	Esquema de losa 1 para cálculo de momentos	42
14	Momentos actuantes (kg*m) en losas del módulo 1	43
15	Momentos a balancear entre losas 6 y 7	44
16	Momentos balanceados (kg*m) en losa de entrepiso del módulo 1	44
17	Columna crítica del módulo 1	51
18	Área de zapata donde actúa el momento simple	61
19	Área de zapata donde actúa el corte punzonante	62
20	Longitud H de zapata donde actúa el momento último	62
21	Esquema de tanque de almacenamiento	78
22	Momentos actuantes en losa 1	79
23	Momentos actuantes (kg*m) en losa de tanque de almacenamiento	80

24	Esquema de tanque de almacenamiento y distribución de muros	83
25	Elevación de muro perimetral	84
26	Áreas tributarias para los muros perimetrales	84
27	Elevación de muro intermedio	88
28	Área tributaria para el muro intermedio	89
29	Distribución de nodos, longitudes y diámetros de tuberías	93
30	Circuitos, longitudes de tramo y nodos en red principal	93
31	Esquema de ingresos y egresos durante el periodo de diseño	113
32	Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr	145
33	Análisis Físico Químico Sanitario	147
34	Examen Bacteriológico	149

TABLAS

I	Peso total de la estructura por nivel del módulo 1	22
II	Coefficientes para cálculo del corte basal	23
III	Fuerzas por nivel en los marcos dúctiles	25
IV	Fuerzas por marco del módulo 1 del eje X	27
V	Fuerzas por marco del módulo 1 del eje X	27
VI	Momentos que faltan por resistir en losa del módulo 1	46
VII	Momento que produce el peso propio del muro perimetral	84
VIII	Cálculo del momento que produce el peso del muro Intermedio	88
IX	Caudales en tramos de red de distribución	95
X	Primera iteración del método de Hardy Cross	98
XII	Tercera iteración, final del método	98
XII	Perdidas, velocidad, longitudes y diámetros finales en tramos	99
XIII	Cálculo de cota piezométrica y presiones	100
XIV	Presiones finales en ramales abiertos	101
XV	Evaluación de impacto ambiental	111

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene el desarrollo de los proyectos: Edificación de dos niveles para oficinas municipales y red de distribución de agua potable para la aldea San Luis Pueblo Nuevo, ambos ubicados en el municipio de Pastores, Sacatepéquez, como un aporte del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

El primer capítulo contiene la fase de investigación donde se detalla la monografía del municipio, así como un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura describiéndolas y realizando una priorización.

En la segunda parte se presenta la fase de servicio técnico profesional, desarrollando tanto el diseño estructural del edificio municipal de dos niveles, como el diseño hidráulico de la red de distribución de agua potable.

En la parte final se adjuntan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y apéndices -planos constructivos, presupuestos, cronogramas y resultados- como complemento a la fase de servicio técnico profesional.

OBJETIVOS

EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA OFICINAS MUNICIPALES

General

- Diseñar la edificación de dos niveles para oficinas municipales que supla las necesidades de espacio, ambiente y atención que requiere la población del área urbana.

Específicos

1. Dotar al edificio con espacios que cumplan con las normas de diseño.
2. Diseñar ambientes que proporcionen suficiente iluminación natural para la comodidad de los trabajadores municipales.
3. Dotar al edificio de ambientes para locales comerciales que generen ingresos, con el fin de garantizar su mantenimiento.

RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO

General

- Diseñar un sistema de red de distribución de agua potable que supla las necesidades de la población.

Específicos

1. Satisfacer la demanda actual y futura de agua potable que requiere la población de la aldea San Luis Pueblo Nuevo.
2. Evitar enfermedades gastrointestinales que pueda sufrir la población por abastecerse de fuentes inadecuadas.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las comunidades se basa en la infraestructura y servicios básicos que posean; a medida que las necesidades primarias sean suplidas, el potencial de la población se concentrará en obtener fuentes de ingreso que le permitan vivir plenamente, generando, con ello, la expansión económica.

Tal es el caso del municipio de Pastores, que carece de infraestructura, edificio para oficinas municipales, que les permita el desarrollo de sus actividades en forma cómoda y eficiente; así como la situación de la aldea San Luis Pueblo Nuevo, el cual tiene dificultades con el sistema de distribución de agua potable, provocando con ello problemas de diversa índole en el área de salud.

Este trabajo de graduación está enfocado en el planteamiento de soluciones, tanto técnicas como económicas, factibles para ambas situaciones, presentando los diseños del edificio para oficinas municipales y la red de distribución de agua potable. Como parte final, se adjuntan las conclusiones y recomendaciones respectivas.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de Pastores

1.1.1 Aspectos generales

Pastores es uno de los dieciséis municipios que integran el departamento de Sacatepéquez, su jurisdicción municipal comprende la cabecera municipal, tres aldeas, nueve cantones y ocho fincas distribuidos en un área de diecinueve kilómetros cuadrados a 1650 metros sobre el nivel del mar.

1.1.2 Antecedentes históricos

Según cuenta la historia, este municipio debe su nombre a que durante la época colonial, Don Pedro de Alvarado lo destinó a la crianza de ovejas y cabras, por tal razón, fue habitado inicialmente por familias de pastores que cuidaban del rebaño, convirtiéndose con el tiempo, en una gran comunidad, conocida con el nombre de San Dionisio Pastores, desde entonces reconocido como municipio del departamento de Sacatepéquez.

Por Acuerdo Gubernativo del 27 de junio de 1,876, la aldea San Luis Las Carretas pasó a jurisdicción de San Lorenzo El Tejar; volviendo a la jurisdicción de Pastores el doce de abril de 1,889, según acuerdo gubernativo de esta fecha. San Lorenzo El Tejar, fue anexado al Municipio de Pastores, según acuerdo gubernativo del 23 de agosto de 1,935.

1.1.3 Localización

El municipio de Pastores, está ubicado al noroeste del departamento de Sacatepéquez. Su extensión territorial es de diecinueve kilómetros cuadrados; limita al norte con el municipio de Sumpango, y El Tejar, del departamento de Chimaltenango; al sur, Santa Catarina Barahona y La Antigua Guatemala; al este, Jocotenango y Antigua Guatemala; al oeste, Santa Catarina Barahona y Parrámos, este último del departamento de Chimaltenango.

1.1.4 Situación demográfica

La población asciende a once mil seiscientos ochenta y dos habitantes, de los cuales el 50.2% pertenecen al sexo masculino y el 49.8% al femenino, de acuerdo al censo efectuado por el Instituto Nacional de Estadística, INE, en Noviembre de 2002. El crecimiento demográfico a nivel municipal, tiene un promedio del 3.4% anual.

Según grupo étnico, el 5.98% de la población pertenece al grupo indígena y el 94.02% pertenece a grupos no indígenas.

1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas

La economía es impulsada principalmente por el sector agropecuario, los productos obtenidos por esta actividad son empleados en su mayoría para el consumo familiar. Se encuentran establecimientos comerciales y de servicios que atienden las necesidades de la población; no obstante, el municipio no es altamente comercial, por lo que casi la totalidad de las compras al por mayor se efectúan en la ciudad de Antigua Guatemala.

1.1.6 Aspectos Sociales

La mayoría de la población del municipio es ladino-mestiza, cuyo único idioma es el español. Sus habitantes tienen gran vocación por la agricultura y la artesanía. La religión que se practica principalmente es la católica, con gran tradición, en menor escala la evangélica. La mayor actividad social se concentra en la cabecera municipal.

Existen organizaciones de carácter social, deportivo y religioso, que reúnen a la población, tales como cofradías, hermandades, etc.; organizándose eventualmente comités con determinados fines.

1.1.7 Topografía, orografía e hidrografía

El territorio que compone el municipio es irregular, presentando amplios valles y cerros cultivables, como el Cerro Paula, El Manzanillo y Maturite, que también producen maderas finas y de construcción. Riegan su territorio varias corrientes pluviales, siendo la mayor la del río Guacalate, que recibe en su curso los riachuelos llamados El Tizate, Paso de San Luis, Del Paso Grande y Papúa, atravesando el municipio de norte a sur.

1.1.8 Clima

El municipio registra alturas que oscilan entre 1,600 y 1,750 metros sobre el nivel del mar. Por lo que el clima es templado con un invierno benigno, la temperatura media anual es de 20 grados centígrados, con una biotemperatura de 18.5 grados centígrados. La estación meteorológica más cercana es la llamada “Suiza Contenta” ubicada en el municipio de San Lucas Sacatepéquez del departamento de Guatemala.

1.1.9 Vías de acceso

La cabecera municipal se encuentra a cuarenta y siete kilómetros de la capital de la República, y a cuatro de la cabecera departamental de Sacatepéquez, ambas distancias sobre carretera asfaltada de primera clase. Así mismo, posee una red de caminos intermunicipales de terracería.

Existen dos vías de acceso alternas: Por la carretera CA-1 y por la ruta Antigua Guatemala-Pastores, siendo este el acceso más utilizado.

1.1.10 Servicios públicos

La población cuenta con servicios de agua potable, drenajes, energía eléctrica, correos, telecomunicaciones, teléfonos residenciales, telefonía celular, escuelas, centros de salud y educativos, canchas deportivas, rastro de ganado y cementerio general.

Existe además, servicio diario de transporte motorizado, tanto hacia la cabecera departamental de Sacatepéquez, como a Chimaltenango, incluyendo los pueblos aledaños y la capital de la República.

1.1.11 Comercio

La agricultura es el factor más importante; los principales productos son el café, maíz, frijol, papas, habas, hortalizas y algunas frutas del clima templado propio de la región.

En la ganadería se atiende la crianza de bovinos, equinos, ovinos, porcinos y aves de corral. Respecto a la actividad industrial, cabe mencionar, el

molino de cereales, instalado en la finca del mismo nombre; beneficios de café, fábricas de muebles, tejidos típicos y, principalmente, calzado de buena calidad.

1.1.12 Turismo

La percepción de ingresos o beneficios que la población obtiene de la actividad turística en el municipio, es escasa, debido a que no existen sitios de interés para este fin.

1.1.13 Necesidades en infraestructura y servicios básicos

Algunas áreas del municipio de Pastores sufrieron daños en su infraestructura debido al paso del huracán “Stan” por el país en Octubre del año 2005, siendo de relevancia las siguientes necesidades: construcción de viviendas populares, diseño e instalación de tramos de agua potable y drenaje, rehabilitación de puentes peatonales afectados.

Es de vital importancia que se realice el dragado del río Guacalate, pues hace susceptibles de inundaciones tanto a la cabecera municipal como a otras poblaciones que se encuentran sobre su cauce.

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura para la aldea San Luis Pueblo Nuevo y de la cabecera municipal de Pastores, Sacatepéquez

1.2.1 Descripción de las necesidades

Cabecera municipal de Pastores

- ✓ Construcción de edificio municipal: La edificación existente carece de las condiciones necesarias para el buen desempeño de actividades laborales y servicios que presta a la población.
- ✓ Diseño e instalación de drenajes sanitarios y pluviales: Es necesario el cambio de tubería en los sectores de las redes existentes, dañados debido al paso del huracán Stan.
- ✓ Creación de planta de tratamiento de desechos sólidos: Para reducir el impacto ambiental que éstos producen, se requiere de un sistema de manejo y disposición adecuados.
- ✓ Construcción y ampliación de escuelas: Es necesaria debido al incremento acelerado de la población estudiantil y la escasa infraestructura para la educación, lo que conlleva un mal proceso de enseñanza y aprendizaje.

Aldea San Luis Pueblo Nuevo

- ✓ Mejoramiento de red de distribución de agua potable: Se cuenta con una red de distribución deficiente por lo que es necesario rediseñarla.
- ✓ Ampliación y mejoramiento de drenaje sanitario: Algunos sectores de la población carecen de drenaje sanitario, debido a lo cual debe ampliarse el sistema; evitando contaminación y enfermedades que perjudiquen la salud de los pobladores.
- ✓ Adoquinamiento de calles: El acceso principal y algunos sectores de la aldea se encuentran adoquinados; sin embargo otros accesos, incluyendo algunas

calles, son de terracería. Razón por la que concluir este trabajo, es prioridad en la aldea.

- ✓ Construcción de edificación para mercado: Actualmente, la población carece de un lugar destinado a fomentar la actividad comercial, por lo que requiere de un mercado para productos agropecuarios y artesanales.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de la alcaldía como de los comités, se enumeran a continuación según el orden de prioridad asignado.

Área urbana del municipio de Pastores

- ✓ Ampliación y mejoramiento de drenajes.
- ✓ Construcción de edificio para oficinas municipales.
- ✓ Construcción de drenaje pluvial para el caserío Cerro del Niño.
- ✓ Creación de planta de tratamiento de desechos sólidos.
- ✓ Construcción de escuelas.
- ✓ Reforestación y creación de viveros forestales.

Aldea San Luis Pueblo Nuevo

- ✓ Ampliación de drenaje sanitario.
- ✓ Mejoramiento de la red de distribución de agua potable.
- ✓ Mejoramiento de la captación de agua potable.
- ✓ Adoquinamiento de calles.
- ✓ Construcción de mercado.
- ✓ Reforestación y creación de viveros forestales.

De las anteriores se priorizaron los proyectos de diseño de edificación para oficinas municipales en la cabecera municipal y la red de distribución de agua potable de la aldea San Luis Pueblo Nuevo, siendo de primera necesidad para el municipio de Pastores, Sacatepéquez.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de una edificación de dos niveles para oficinas municipales, con servicios de energía eléctrica, agua potable y drenajes. Estará conformada por seis locales comerciales, área de secretaría, oficina de tesorería, sala de recepción, salón de reuniones, despacho municipal con servicio sanitario, oficinas para organizaciones no gubernamentales, oficina de planificación municipal, oficina para el impuesto único sobre inmuebles, área de biblioteca, guardianía, bodega general, servicios sanitarios, plaza municipal, área cívica, pasillos, áreas de servicio y áreas verdes.

La estructura estará formada por marcos dúctiles con cimentaciones y losas planas de concreto reforzado, muros tabiques de mampostería de block con acabados; piso de granito en los ambientes interiores y concreto alisado en las áreas de servicio; artefactos sanitarios y azulejos en los baños. Ventanería de vidrios con marcos de aluminio y puertas de madera y/o metal.

2.1.2 Descripción del área disponible

2.1.2.1 Localización del terreno

Para la construcción del edificio se dispone del terreno de esquina donde se encuentran actualmente la municipalidad y una escuela, localizado a una distancia de 200 metros del centro del municipio. Las colindancias son: Al norte,

comercios de ventas de calzado; al sur, con calle principal de acceso al municipio; al oeste, viviendas; al este, carretera que conduce a Antigua Guatemala.

2.1.2.2 Topografía del terreno

La forma del terreno es irregular. Tiene un área de 768.76mts² distribuidos en un polígono de seis lados con dimensiones asimétricas. Es un terreno sin desnivel a partir de la calle.

2.1.3 Evaluación de la calidad del suelo y determinación del valor soporte

El suelo encontrado en esta área es arena limosa color café oscuro, este se define como granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05mm de diámetro. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse. En combinación con el limo, son poco plásticas, mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 1.20 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³ que se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba de no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte, siendo éstos:

Ángulo de fricción interna $\phi = 32.13^\circ$

Carga última CU= 1.5 ton/m²

Descripción del suelo= Arena limosa color café oscuro

Densidad seca= 1.53 ton/m³

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó el método propuesto por el Dr. Karl Terzaghi. La siguiente resolución es para un suelo areno-limoso.

Datos: Base B= 1.00mts

Peso específico del suelo $\rho_{\text{suelo}} = 1.53 \text{ ton/m}^3$

Ángulo de fricción interna $\phi = 32.13^\circ = 0.5608 \text{ rad}$

Carga última CU= 1.5 ton/m²

Desplante (profundidad a la que se tomó la muestra) D= 1.20mts

Factor de flujo de carga (Hq)

$$Hq = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$Hq = \frac{e^{(3\pi/2 - 0.5608) \tan 32.13}}{2 \cos^2(45 + 32.13/2)}$$

$$Hq = 28.97 \text{ Ton/m}^2$$

factor de flujo de carga última Nc

$$Nc = \cot(\phi) * (Hq - 1)$$

$$Nc = \cot(32.13) * (28.97 \text{ ton/m}^2 - 1 \text{ ton/m}^2)$$

$$Nc = 44.53 \text{ Ton/m}^2$$

Factor de flujo del suelo N γ

$$N\gamma = 2 * (Hq + 1) * \tan(\phi)$$

$$N\gamma = 2 * (28.97 \text{ ton/m}^2 + 1) * \tan(32.13)$$

$$N\gamma = 37.64 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte último q_o

$$q_o = 0.4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N\gamma + 1.3 * C_u * Nc + \gamma_{\text{suelo}} * D * Hq$$

$$q_o = 0.4 * 1.53 \text{ ton/m}^3 * 1 \text{ m} * 37.64 \text{ ton/m}^2 + 1.3 * 1.5 \text{ ton/m}^2 * 44.53 \text{ ton/m}^2 + 1.53 \text{ ton/m}^3 * 1.20 \text{ m} * 28.97 \text{ ton/m}^2$$

$$q_o = 148.37 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte neto último q_u

$$q_u = q_o - \gamma * D$$

$$q_u = 148.37 \text{ ton/m}^2 - 1.53 \text{ ton/m}^3 * 1.20 \text{ m}$$

$$q_u = 146.53 \text{ ton/m}^2$$

El factor de seguridad FS es un número que puede estar comprendido entre 1.5 y 3, dependiendo del tipo de suelo, para este cálculo del valor soporte del suelo se utilizará el valor de 3.

Valor soporte de diseño q_d

$$q_d = q_u / FS$$

$$q_d = 146.53 \text{ ton/m}^2 / 3$$

$q_d = 48.84 \text{ ton/m}^2$. Por lo tanto, se diseñará utilizando un valor soporte de 40 ton/m^2

2.1.4 Normas para el diseño de edificio de oficinas

El diseño estructural, se realizó basado en el Código de Diseño de Hormigón Armado, ACI 318R-99. Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se aplicaron los requerimientos de ambientes para edificios municipales del Instituto de Fomento Municipal - INFOM; así como las normas contenidas en los Reglamentos de Construcción de las municipalidades de Guatemala y Mixco debido a que el municipio de Pastores carece de un reglamento específico. Los criterios de diseño, se describen a continuación.

2.1.4.1 Criterios de conjunto

Se utilizaron criterios arquitectónicos, tomando como base los requisitos que debe cumplir un edificio para oficinas municipales según las actividades que se realizan en él, contemplando las áreas y su funcionalidad. Además se consideró el emplazamiento del conjunto arquitectónico, con base a que la

relación entre el área construida de la planta baja y el área del terreno no debe exceder el 70%.

Los criterios de ubicación empleados buscan la correcta orientación del edificio, norte a sur, para una óptima iluminación, ventilación, circulación y asolamiento de todos los ambientes.

Finalmente se aplicaron criterios de superficie y altura del edificio, que están en función de las necesidades a satisfacer, tanto en capacidad de concentración de personas, así como funcionalidad e importancia del edificio; dando como resultado la distribución de una planta baja general y un sector con segundo nivel.

2.1.4.2 Criterios de iluminación

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, tomando en cuenta el número de ventanas para iluminación natural y artefactos eléctricos para iluminación artificial.

2.1.4.3 Otros criterios

Se consideró que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas deban garantizar seguridad de operación, capacidad adecuada para prestar el servicio de forma constante, así como proporcionar protección contra agentes nocivos, principalmente ambientales.

2.1.5Diseño estructural

2.1.5.1 Estructuración

En busca de una óptima estructuración, se tomaron en cuenta distintas selecciones para el diseño del edificio municipal, tales como el sistema estructural a utilizar, el diseño arquitectónico, requerimientos de área, ubicación del edificio, etc. Estas selecciones se describen a continuación.

2.1.5.1.1 Selección del sistema estructural a utilizar

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

El diseño contempla marcos dúctiles; debido a ello, el edificio se divide en cuatro módulos independientes separados por juntas de construcción, para obtener marcos simétricos. Se utilizarán losas planas de concreto reforzado y muros tabiques de mampostería de block, además, todo el sistema se construirá en obra según los métodos tradicionales.

2.1.5.1.2 Diseño arquitectónico

La relación de la edificación con su entorno, contactos visuales y auditivos, así como las influencias del ambiente que repercuten alrededor de ella tienen una importancia decisiva para su calidad. Estos elementos deben considerarse dentro de la planificación del diseño arquitectónico, para asegurar las relaciones positivas o bien suprimir las influencias negativas.

Los módulos del edificio se distribuirán así: El primer módulo se ubicará en la parte norte del terreno; será de dos niveles, constituidos por las oficinas para organizaciones no gubernamentales, planificación municipal, biblioteca; bodega general, servicios sanitarios y dormitorio de servicio. El segundo módulo estará diseñado para ocupar la parte este del solar; será de un nivel, integrado por seis locales comerciales. Los módulos tres y cuatro serán de un nivel, conformados por oficinas principales de la municipalidad y el acceso al edificio, estarán ubicados sobre el área sur y sur-oeste del terreno, respectivamente.

A solicitud de la administración de la municipalidad, todos los módulos de una planta se diseñaron para que su estructura resista un segundo nivel, previendo necesidades de construcciones a futuro.

2.1.5.2 Análisis estructural

Para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla, se realizó el análisis estructural, utilizando los siguientes parámetros.

2.1.5.2.1 Predimensionamiento estructural

Para el predimensionamiento estructural se utilizaron métodos analíticos cortos que se indican en el código ACI 318R-99, estos se describen a continuación.

Columnas: El método que se utiliza para predimensionar las columnas determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por

tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

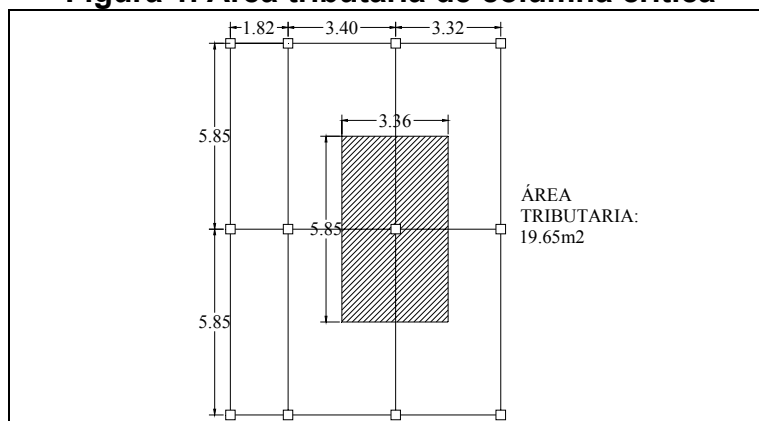
Cálculo de la carga aplicada a la columna, para elementos con estribos

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

Donde A_g es el área total de la sección y A_s es el área de acero del elemento que oscila entre $0.01A_g < A_s < 0.08A_g$, según el código ACI 318-99 capítulo 10, sección 9.1.

El área tributaria de la columna más crítica es la siguiente:

Figura 1. Área tributaria de columna crítica



$$P = A_t * \gamma_c$$

$$P = 19.65m^2 * 2400kg/m^3$$

$$P = 47160kg/m$$

$$A_s = 0.01A_g$$

$$47160kg/m = 0.8 * (0.225 * 210kg/cm^2 * A_g + 2810kg/cm^2 * 0.01 * A_g)$$

$$A_g = 782.35cm^2$$

Se propone una columna de 30cms*30cms, $A=900cms^2$

Vigas: Para predimensionar las vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubre la misma. La base

de la viga queda a criterio del diseñador, se usa aquí el ancho de las columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud.

$$H_{\text{viga}} = L_{\text{viga}} * 0.08$$

$$H_{\text{viga}} = 5.85 * 0.08$$

$$H_{\text{viga}} = 0.47\text{mts}$$

Sin embargo, el código ACI 318R-99 en el capítulo 9 sección 9.53, especifica que la altura de la viga está dada por:

$$H_{\text{viga}} = \frac{L_{\text{viga}}}{18.5} = \frac{5.85}{18.5} = 0.32\text{mts}$$

Por lo que se usará el promedio de ambos predimensionamientos, teniendo una viga de 0.30m*0.40m

Losas: Se predimensiona el peralte de la losa. El método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en los cuatro lados y aunque se tienen diferentes medidas, se toma el área crítica y el peralte resultante se aplica para todas las demás.

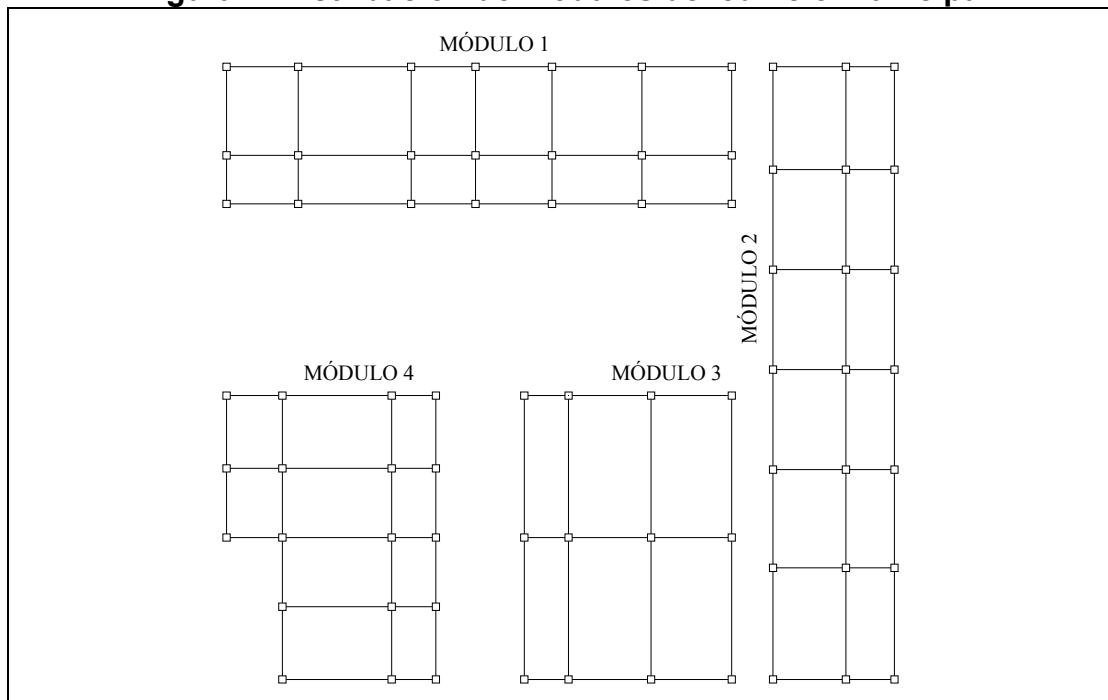
$$t = \text{perimetro} / 180 = 2 * (5.85 + 3.40) / 180 = 0.1027\text{m}$$

Se diseñará la losa con un espesor de 11cms.

2.1.5.2.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Los modelos matemáticos son gráficas que representan la forma de las cargas que soporta el marco dúctil, y se utilizan para hacer el análisis estructural. A continuación se presentan los marcos dúctiles de los cuatro módulos y el análisis del caso crítico para el módulo 1.

Figura 2. Distribución de módulos del edificio municipal



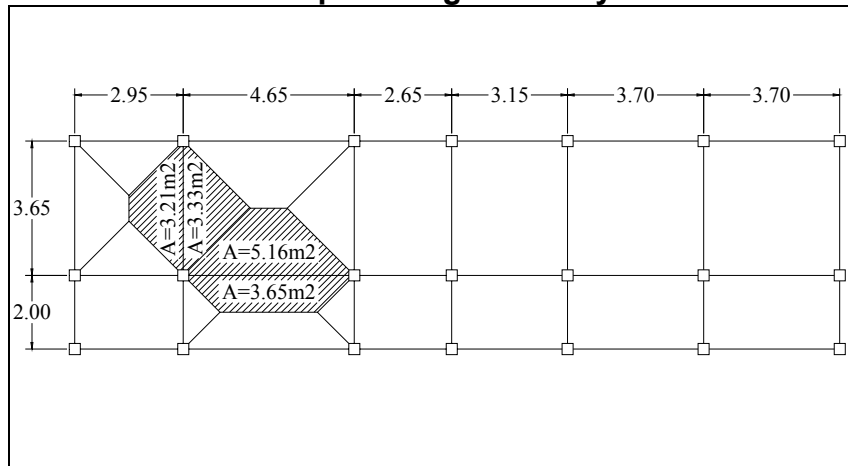
2.1.5.2.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente tipo; para clasificarlas existen varios criterios, uno de ellos, el de agruparlas en tres categorías: cargas muertas, vivas y ambientales. Éstas se integraron de acuerdo con la dirección de su aplicación, para su análisis.

2.1.5.2.3.1. Cargas verticales

Las cargas muertas y vivas son las que actúan verticalmente sobre la estructura, las magnitudes mínimas para las cuales debe diseñarse el edificio municipal, son las siguientes:

Figura 3. Áreas tributarias para cargas vivas y muertas del módulo 1



Carga muerta (CM)

Peso del concreto= 2400kg/m^3

Peso de acabados= 100kg/m^2

Peso de muros= 150kg/m^2

Carga viva (CV), según especificaciones de AGIES NR-2:2000 cuadro 8.1

Carga viva en techos inaccesibles= 100kg/m^2

Carga viva en oficinas= 300kg/m^2

Carga viva en pasillos y gradas de acceso= 400kg/m^2

Para realizar el análisis estructural, se determinan las cargas linealmente distribuidas, tomando en cuenta los valores anteriores y la geometría de la planta utilizando el siguiente procedimiento:

Marco dúctil sentido X-X módulo 1, Nivel 1

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

$$CM = \frac{A_{\text{tributaria}} * t * \gamma_c}{L} + b * h * \gamma_c + L * P_{\text{muros}} + \frac{A_{\text{tributaria}} * P_{\text{acabados}}}{L}$$

$$CM = \frac{8.81 * 0.11 * 2400}{4.65} + 0.30 * 0.40 * 2400 + 4.65 * 150 + \frac{8.81 * 100}{4.65}$$

$$CM = 1675.14\text{kg/m}$$

$$CV = \frac{A_{\text{tributariaoficinas}} * C_{\text{voficinas}}}{L} + \frac{A_{\text{tributariapasillos}} * C_{\text{vpasillos}}}{L}$$

$$CV = \frac{5.16 * 300}{4.65} + \frac{3.65 * 400}{4.65} = 646.88 \text{kg/m}$$

Nivel 2

$$CM = \frac{8.81 * 0.11 * 2400}{4.65\text{m}} + 0.30 * 0.40 * 2400 + \frac{8.81 * 100}{4.65} = 977.64 \text{kg/m}$$

$$CV = \frac{At * C_{\text{techoinaccesible}}}{L} = \frac{8.81 * 100}{4.65} = 189.46 \text{kg/m}$$

Los valores de cargas uniformemente distribuidas en los marcos de todos los módulos fueron calculados según el procedimiento anterior.

2.1.5.2.3.2 Cargas horizontales

Existen dos fuerzas que producen cargas horizontales: viento y sismo, un edificio está expuesto comúnmente a ellas. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener a la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamientos y de fuerzas que pueden tener resultados catastróficos. Por lo tanto, la respuesta sísmica depende fuertemente de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura, Guatemala es un país con riesgo sísmico alto, por tal razón se dimensionan las estructuras de manera que puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno. Además, el análisis realizado con la fuerza de sismo, cubre los efectos de la fuerza de viento si se presentara.

2.1.5.2.4 Cargas sísmicas

La seguridad de una estructura sometida a cargas sísmicas se fundamenta en la comprensión del diseñador con respecto a la respuesta de la estructura al

movimiento del terreno, se desea aquí, diseñar el edificio de manera que soporte sismos moderados sin daño y sismos severos sin colapso.

El diseño sismorresistente se diferencia del diseño para cargas gravitacionales y de viento en la mayor sensibilidad relativa de las fuerzas inducidas por el sismo a la geometría de la estructura. Sin un diseño cuidadoso, las fuerzas y los desplazamientos pueden concentrarse en partes de la estructura incapaces de proporcionar la resistencia o ductilidad adecuadas.

2.1.5.2.4.1 Cálculo del corte basal

Para hallar las fuerzas sísmicas aplicadas a los marcos del edificio municipal, se utilizará el método SEAOC.

El corte basal (V) es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se aplica la fórmula siguiente:

$$V = Z * I * C * S * K * W$$

Donde: Z = Coeficiente que depende de la zona sísmica; para Sacatepéquez, que es parte de la zona central, el valor es 1.

I = Coeficiente de importancia del edificio, según la necesidad de respuesta para resguardo de la población, a la hora de un sismo. Su rango está comprendido entre 1 y 1.50. Para este caso, 1.4.

C = Coeficiente de flexibilidad de la estructura, depende del período natural de vibración del edificio, y está dado por:

$$C = \frac{1}{15 * \sqrt{t}}$$
$$t = \frac{t_{losa} * H_{edificio}}{\sqrt{Base}}$$

S = Coeficiente que depende del tipo de suelo donde se cimienta la estructura, para un suelo areno-limoso el valor es de 1.5, además se debe verificar que el producto de C*S sea menor o igual a 0.14, si excede este valor, se toma $C*S = 0.14$.

K = Factor que refleja la ductilidad de la estructura, para edificios con marcos dúctiles se usará 0.67.

W = Peso propio de la estructura más un 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 Y (longitudinal y transversal respectivamente). Con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

Cálculo del peso de la estructura + 25% de las cargas vivas

$$W = W_{\text{nivel1}} + W_{\text{nivel2}}$$

$$W_{\text{nivel}} = W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}} + 0.25CV$$

$$W_{\text{losas}} = \text{Área} * t * \gamma_c$$

$$W_{\text{vigas}} = H * B * L_{\text{total}}$$

$$W_{\text{columnas}} = B * B * H * L_{\text{total}} * \gamma_c$$

$$W_{\text{muro}} = C_{\text{muros}} * L_{\text{total}}$$

Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla I. peso total de la estructura por nivel módulo 1

MÓDULO 1						
NIVEL	Wlosa kg	Wviga kg	Wcolumna kg	Wmuro kg	0.25*CV kg	Wtotal nivel kg
1	29927	28959	16329.6	15082.5	9438	99736.1
2	29927	28959	11794	15082.5	2834	88596.5
					Wtotal	188332.6

Cálculo del coeficiente C

El coeficiente C para el sentido X y Y del módulo 1 es

$$C = \frac{1}{15 * \sqrt{t}}$$

$$t = \frac{t_{losa} * H_{edificio}}{\sqrt{Base}}$$

$$tx1 = \frac{0.11m * 7m}{\sqrt{20.80}} = 0.1688$$

$$ty1 = \frac{0.11m * 7m}{\sqrt{5.65}} = 0.3239$$

$$C1x = \frac{1}{15 * \sqrt{0.1688}} = 0.1622$$

$$C1y = \frac{1}{15 * \sqrt{0.3239}} = 0.1171$$

Los otros módulos se trabajaron de la misma forma, La siguiente tabla presenta los resultados.

Tabla II. Coeficientes para el cálculo del corte basal

MÓDULO	EJE	t _{losa} mts	H _{edificio} mts	B _{edificio} mts	t vibración	C
1	X	0.11	7	20.8	0.1688	0.1622
1	Y	0.11	7	5.65	0.3239	0.1171
2	X	0.11	4	5	0.1968	0.1503
2	Y	0.11	4	25.25	0.0876	0.2253
3	X	0.11	4	8.55	0.1505	0.1719
3	Y	0.11	4	11.7	0.1286	0.1859
4	X	0.11	4	8.63	0.1498	0.1723
4	Y	0.11	4	11.7	0.1286	0.1859

En la comparación del producto de C*S, todos los resultados exceden de 0.14, por lo tanto, se usará el valor de 0.14 para todos los ejes de los módulos, entonces, se tiene

$$V = V_x = V_y$$

$$V = Z * I * C * S * K * W$$

$$V_{módulo1} = 1 * 1.4 * 0.14 * 0.67 * 188332.6 = 24731.8kg$$

$$V_{módulo2} = 1 * 1.4 * 0.14 * 0.67 * 109702 = 14406.1kg$$

$$V_{\text{módulo3}} = 1 * 1.4 * 0.14 * 0.67 * 87757.02 = 11524.3\text{kg}$$

$$V_{\text{módulo4}} = 1 * 1.4 * 0.14 * 0.67 * 80696.99 = 10597.1\text{kg}$$

Cálculo de las fuerzas por nivel (F_{ni})

$$F_{ni} = \frac{(V - F_t) * W_{Hi}}{\sum W_i * H_i}$$

Donde

F_{ni} =Fuerza por nivel

V = Corte basal

F_t = Fuerza de cúspide, cuando el periodo natural de vibración (t) es menor que 0.25, $F_t=0$, de lo contrario, $F_t=0.07*t*V$

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

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

H_i = Altura medida desde la cimentación al nivel considerado.

Para calcular la fuerza por nivel de los marcos, se tiene:

Nivel 1 módulo 1, eje X

Como $t_x < 0.25$, entonces $F_{tx} = 0$

$$F_{nx1} = \frac{(24731.8\text{kg} - 0) * 99736.1\text{kg} * 4\text{m}}{(99736.1\text{kg} * 4\text{m} + 88596.5\text{kg} * 7\text{m})} = 9681.50\text{kg}$$

Nivel 2 módulo 1 eje X

$$F_{nx2} = \frac{(24731.8\text{kg} - 0) * 88596.5\text{kg} * 7\text{m}}{(99736.1\text{kg} * 4\text{m} + 88596.5\text{kg} * 7\text{m})} = 15050.3\text{kg}$$

Nivel 1 módulo 1 eje Y

Como $t_y = 0.3239 > 0.25$, entonces $F_{ty} = 0.07 * (0.3239) * 24731.8\text{kg} = 560.74\text{kg}$

$$F_{ny1} = \frac{(24731.8\text{kg} - 560.74\text{kg}) * 99736.1\text{kg} * 4\text{m}}{(99736.1\text{kg} * 4\text{m} + 88596.5\text{kg} * 7\text{m})} = 9462\text{kg}$$

Nivel 2 módulo 1 eje Y

$$F_{ny1} = \frac{(24731.8\text{kg} - 560.74\text{kg}) * 88596.5\text{kg} * 7\text{m}}{(99736.1\text{kg} * 4\text{m} + 88596.5\text{kg} * 7\text{m})} = 14709.06\text{kg}$$

El procedimiento para el cálculo de las fuerzas por nivel del resto de los módulos se realizó de la misma forma. Se presentan los datos a continuación.

Tabla III. Fuerzas por nivel de los marcos dúctiles

MÓDULO	NIVEL	EJE	W	Hi	W*Hi	Ft	V-Ft	Fn
1	1	X	99736.1	4	398944.4	0	24731.8	9681.50
1	2	X	88596.5	7	620175.5	0	24731.8	15050.30
				SUMA	1019119.9			
1	1	Y	99736.1	4	398944.4	560.74	24171.06	9462.00
1	2	Y	88596.5	7	620175.5	560.74	24171.06	14709.06
				SUMA	1019119.9			
2	1	X	109702	4	438808	0	14406.1	14406.1
2	1	Y	109702	4	438808	0	14406.1	14406.1
3	1	X	87757.02	4	351028.08	0	11524.3	11524.3
3	1	Y	87757.02	4	351028.08	0	11524.3	11524.3
4	1	X	80696.99	4	322787.96	0	10597.1	10597.1
4	1	Y	80696.99	4	322787.96	0	10597.1	10597.1

Cálculo de las fuerzas por marco (FM)

Para el cálculo de las fuerzas por marco se utiliza el siguiente procedimiento:

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

Donde:

$$FM' = \frac{K * F_{ni}}{\sum K_i}$$

$$FM'' = \frac{e * F_{ni} * K_i * d_i}{\sum K_i * d_i^2}$$

$$e = CM - CR$$

$$e_{min} = 0.05H_{edificio}$$

$$CR = \frac{\sum K_i * d_i}{\sum K_i}$$

$$CM = \frac{L_{Total}}{2}$$

Donde: K_i =Rigidez del marco

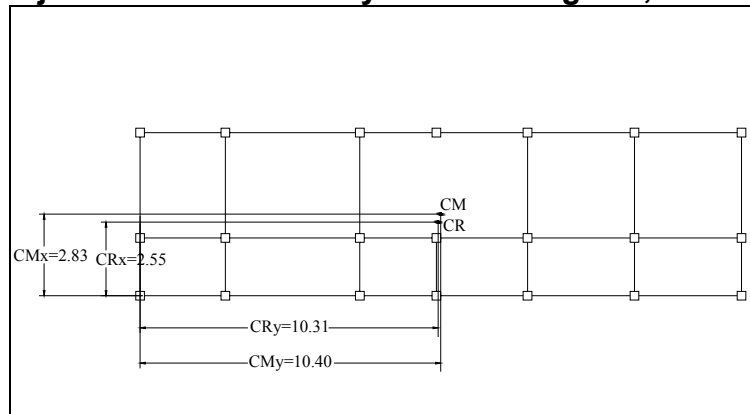
CR=Centro de rigidez

CM=centro de masa

d_i =Distancia del centro de rigidez al marco considerado
 e =excentricidad de la estructura.

La siguiente figura muestra la ubicación de los centros de masa y centros de rigidez de los marcos dúctiles de los módulos:

Dibujo 4. Centro de masa y centro de rigidez, módulo 1



Cálculo de la excentricidad (e)

$$e_x = 10.41\text{m} - 10.31\text{m} = 0.10\text{m}$$

$$e_y = 2.83\text{m} - 2.55\text{m} = 0.28\text{m}$$

$$e_{\text{min}} = 0.05 * 7\text{m} = 0.35\text{m}$$

Por lo tanto, para ambos ejes del módulo 1, se utilizará el valor de la excentricidad mínima.

Por simetría de los marcos, la rigidez es la misma, y para simplificar los cálculos se usará una rigidez de $K=1$. De las excentricidades se toma la mayor entre la excentricidad calculada y la excentricidad mínima, con los valores obtenidos se procede a calcular las variables de la siguiente tabla.

Tabla IV. Fuerzas por marco del módulo 1, eje X

Marco	Ki	di	Ki*di	Ki*di^2	FM'	FM''	FMnivel1	FM'	FM''	FMnivel2
1	1	-2.55	-2.55	6.5025	3227.17	-526.39	2700.77	5016.77	-818.3	4198.47
2	1	-0.55	-0.55	0.3025	3227.17	-113.54	3113.63	5016.77	-176.5	4840.27
3	1	3.10	3.1	9.61	3227.17	639.929	3867.1	5016.77	994.80	6011.56
suma	3		suma	16.415						

Tabla V. Fuerzas por marco del módulo 1, eje Y

Marco	Ki	di	Ki*di	Ki*di^2	FM'	FM''	FMnivel1	FM'	FM''	FMnivel2
1	1	10.31	10.31	106.30	1364	-92	1272	2088	-140	1948
2	1	-7.37	-7.37	54.32	1364	-66	1298	2088	-100	1988
3	1	-2.69	-2.69	7.24	1364	-24	1340	2088	-37.00	2051
4	1	-0.04	-0.04	0.0016	1364	-0.35	1363	2088	-0.54	2087
5	1	3.11	3.11	9.67	1364	28	1392	2088	42.00	2131
6	1	6.80	6.80	46.24	1364	60	1424	2088	92.00	2180
7	1	10.49	10.49	110.04	1364	93	1457	2088	142.00	2222
suma	7		suma	167.849						

Los demás marcos de los módulos restantes fueron calculados de la misma manera. Los resultados se muestran a continuación.

Figura 5. Cargas aplicadas a marcos dúctiles eje X, módulo 1

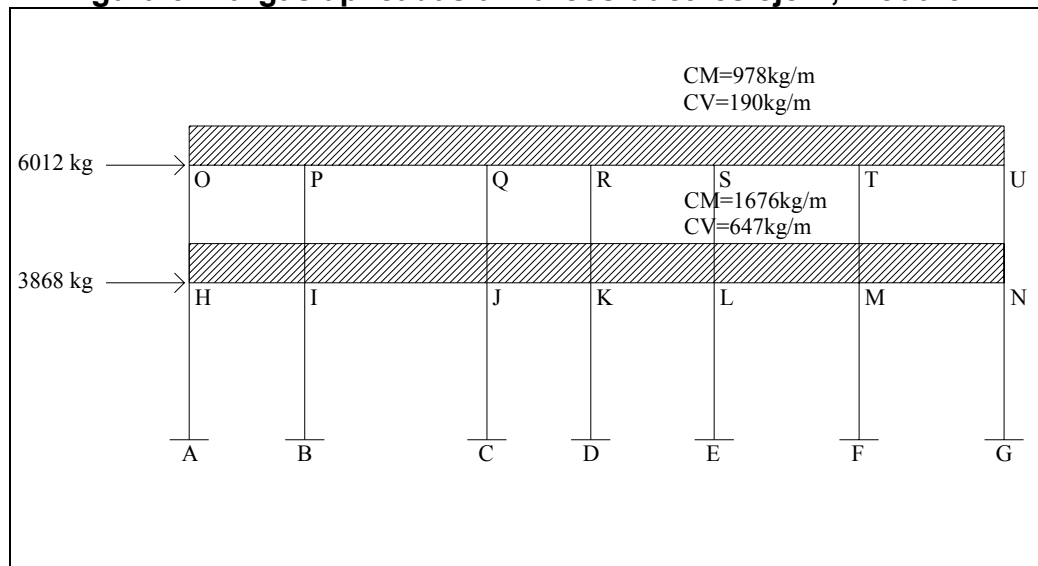
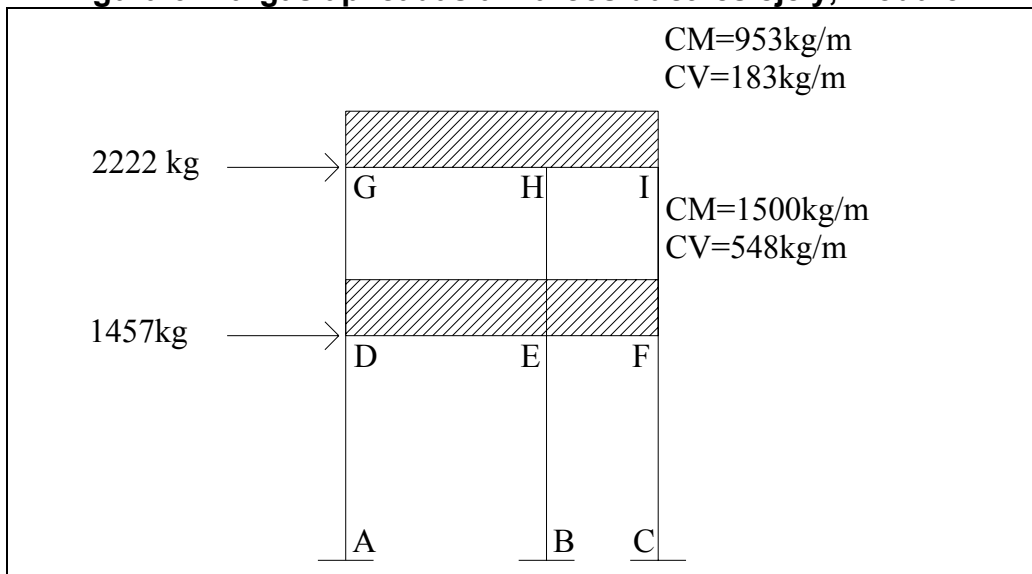


Figura 6. Cargas aplicadas a marcos dúctiles eje y, módulo 1



2.1.5.2.5 Aplicación del método de análisis estructural

Para analizar estructuralmente los marcos, se utilizó el 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 columnas.

Método de Kani para carga muerta

Marco dúctil eje Y, módulo 1

Cálculo de los momentos fijos (MF_{ik}):

$$MF_{ik} = \frac{\pm WL^2}{12}$$

Donde W es la carga uniformemente distribuida calculada en los incisos anteriores y L es la longitud del tramo.

$$MF_{DE} = -1500\text{kg/m}^2 \cdot 3.60^2 / 12 = -1620\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{ED} = +1620\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{EF} = -500\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{FE} = +500\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{GH} = -1029.24\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{HG} = +1029.24\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{HI} = -317.67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{IH} = +317.67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para calcular la rigidez (K_{ik}) de los elementos se utilizará la fórmula:

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Donde I es la inercia del elemento y L la longitud del tramo.

$$I_{\text{viga}} = \frac{30 \text{ cms} \cdot (40 \text{ cms})^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{30 \text{ cm} \cdot (30 \text{ cm})^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas

$$I_{\text{columna}} = 1$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{160000}{67500} = 2.37$$

Rigidez:

$$K_{AD} = K_{DA} = K_{EB} = K_{BE} = K_{FC} = K_{CF} = 1/4 = 0.25$$

$$K_{DG} = K_{GD} = K_{EH} = K_{HE} = K_{FI} = K_{IF} = 1/3 = 0.33$$

$$K_{DE} = K_{ED} = K_{GH} = K_{HG} = 2.37/3.60 = 0.66$$

$$K_{EF} = K_{FE} = K_{HI} = K_{IH} = 2.37/2 = 1.19$$

Los factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik}) se calculan con la fórmula:

Nudo D

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}, \mu_{DG} = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.33}{0.25 + 0.33 + 0.66} \right) = -0.13$$

$$\mu_{DA} = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.25}{0.25 + 0.33 + 0.66} \right) = -0.10$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.33}{0.25 + 0.33 + 0.66} \right) = -0.27$$

Este procedimiento se debe realizar en todos los nudos del marco.

Cálculo de los factores de corrimiento (λ_{ik}), éstos se calculan por cada nivel y cuando hay ladeo causado por la asimetría de la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$\lambda_{ik} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

Nivel 1

$$\lambda_{AD} = \lambda_{BE} = \lambda_{CF} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{AD}}{K_{AD} + K_{BE} + K_{CF}} \right)$$

$$\lambda_{AD} = \lambda_{BE} = \lambda_{CF} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{0.25}{0.25 + 0.25 + 0.25} \right) = -0.50$$

Nivel 2

$$\lambda_{DG} = \lambda_{EH} = \lambda_{FI} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{DG}}{K_{DG} + K_{EH} + K_{FI}} \right)$$

$$\lambda_{DG} = \lambda_{EH} = \lambda_{FI} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33} \right) = -0.50$$

Cálculo de los momentos de sujeción (M_s) para cada nudo:

$$M_s = \sum M_{Fik}$$

$$\text{NudoD} = M_{DE} = -1620 \text{kg} * \text{m}$$

$$\text{NudoE} = M_{ED} + M_{EF} = 1620 - 500 = 1120 \text{kg} * \text{m}$$

$$\text{NudoF} = M_{FE} = 500 \text{kg} * \text{m}$$

$$\text{NudoG} = M_{GH} = -1029.24 \text{kg} * \text{m}$$

$$\text{NudoH} = M_{HG} + M_{HI} = 1029.24 - 317.67 = 711.57 \text{kg} * \text{m}$$

$$\text{NudoI} = M_{IH} = 317.64 \text{kg} * \text{m}$$

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

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

El proceso consiste en iteraciones continuas para encontrar la influencia de giro que se genera en cada uno de los elementos que conforman un nudo.

La primera iteración, en el nudo inicial, se multiplica el momento de sujeción del nudo por el coeficiente de reparto de cada elemento convergente a él; en los demás nudos, se suma el momento de sujeción más el producto calculado en el nudo anterior para el o los elementos en común entre nudos, multiplicando el resultado por el coeficiente de reparto correspondiente. Se continúa el ciclo hasta volver al nudo inicial.

En la segunda iteración se suma el momento de sujeción más todos los momentos de la primera iteración, que vienen hacia el nudo en cuestión, y luego, nuevamente se multiplican por el coeficiente de reparto de cada elemento. El número de iteraciones dependerá de obtener una diferencia entre las influencias de giro entre la última y penúltima iteración con tendencia a cero. A continuación se analizan dos nudos y se calcula la influencia de giro.

Primera iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DG} = -0.13 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 + 0 + 0) = 210.60\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DA} = -0.10 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 + 0 + 0) = 162\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DE} = \mu_{DE} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DE} = -0.27 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 + 0 + 0) = 437.40\text{kg} * \text{m}$$

Nudo G

$$M'_{GD} = \mu_{GD} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG})$$

$$M'_{GD} = -0.14 * (-1029.24\text{kg} * \text{m} + 210.60\text{kg} * \text{m} + 0) = 114.61\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{GH} = \mu_{Gh} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG})$$

$$M'_{GH} = -0.36 * (-1029.24\text{kg} * \text{m} + 210.60\text{kg} * \text{m} + 0) = 294.71\text{kg} * \text{m}$$

Segunda iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DG} = -0.13 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 - 185.94\text{kg} * \text{m} + 114.61\text{kg} * \text{m}) = 219.87\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DA} = -0.10 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 - 185.94\text{kg} * \text{m} + 114.61\text{kg} * \text{m}) = 169.13\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DE} = \mu_{DE} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD})$$

$$M'_{DE} = -0.27 * (-1620\text{kg} * \text{m} + 0 - 185.94\text{kg} * \text{m} + 114.61\text{kg} * \text{m}) = 456.66\text{kg} * \text{m}$$

Nudo G

$$M'_{GD} = \mu_{GD} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG})$$

$$M'_{GD} = -0.14 * (-1029.24\text{kg} * \text{m} + 219.87\text{kg} * \text{m} - 161.00\text{kg} * \text{m}) = 135.85\text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{GH} = \mu_{GH} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG})$$

$$M'_{GH} = -0.36 * (-1029.24\text{kg} * \text{m} + 219.87\text{kg} * \text{m} + 161.00\text{kg} * \text{m}) = 349.33\text{kg} * \text{m}$$

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

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

Columnas

$$M_{DA} = MF_{DA} + 2M'_{DA} + M'_{AD} + M''_{DA}$$

$$M_{DA} = 0 + 2 * 169.18\text{kg} * \text{m} + 0 + 0$$

$$M_{DA} = 338.36\text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = MF_{AD} + 2M'_{AD} + M'_{DA} + M''_{AD}$$

$$M_{AD} = 0 + 2 * 0\text{kg} * \text{m} + 169.18 + 0$$

$$M_{AD} = 169.18\text{kg} * \text{m}$$

Vigas

$$M_{DE} = MF_{DE} + 2M'_{DE} + M'_{ED} + M''_{DE}$$

$$M_{DE} = -1620\text{kg} * \text{m} + 2 * 456.79\text{kg} * \text{m} - 206.08\text{kg} * \text{m} + 0$$

$$M_{DE} = -912.51\text{kg} * \text{m}$$

$$M_{ED} = MF_{ED} + 2M'_{ED} + M'_{DE} + M''_{ED}$$

$$M_{ED} = 1620\text{kg} * \text{m} + 2 * -206.08\text{kg} * \text{m} + 456.79\text{kg} * \text{m} + 0$$

$$M_{ED} = 1664.62\text{kg} * \text{m}$$

Cálculo de los momentos positivos en vigas (M_{ik+})

$$M_{ik+} = \frac{WL^2}{8} - \frac{M_{i-} + M_{k-}}{2}$$

$$M_{DE+} = \frac{1500\text{kg} \cdot \text{m} \cdot (3.60\text{m})^2}{8} - \frac{(-912.51\text{kg} \cdot \text{m} + 1664.62)}{2} = 2053.94\text{kg} \cdot \text{m}$$

Se procede de la misma forma para calcular los demás momentos finales de cada elemento, en las figuras siguientes se muestran los momentos del marco dúctil eje y para cargas muertas y vivas.

Figura 7. Diagrama de momentos (kg*m) carga muerta marco dúctil eje Y

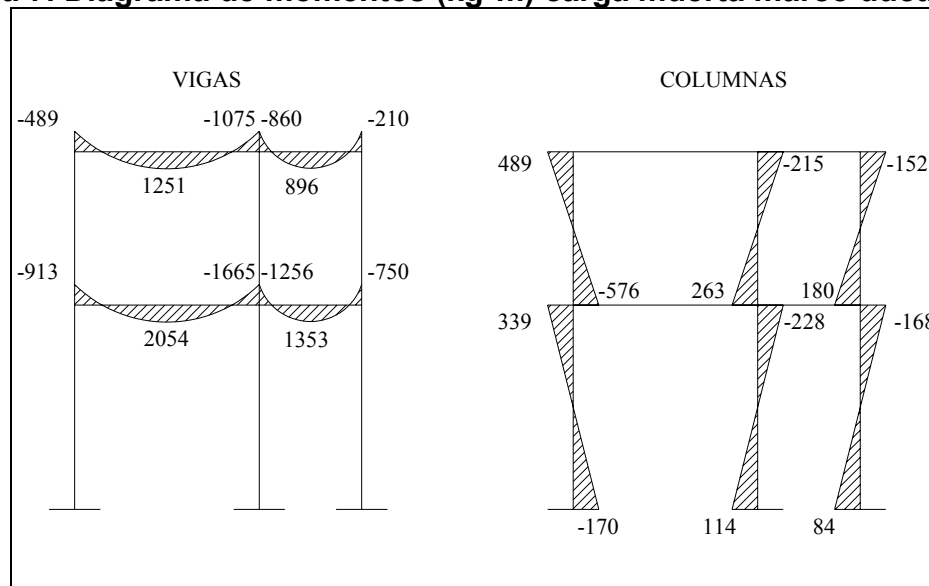
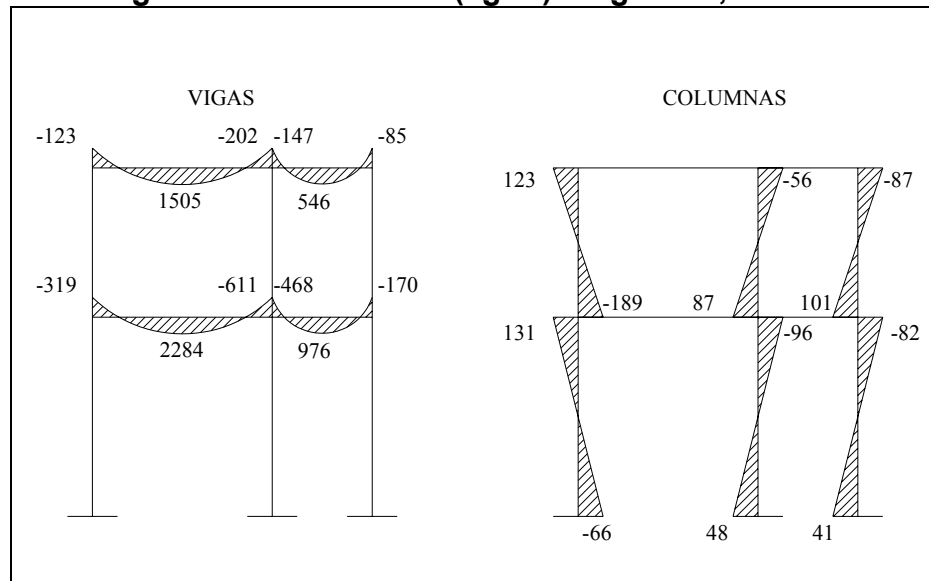


Figura 8. Diagrama de momentos (kg*m) carga viva, marco dúctil eje Y



Método de Kani para carga sísmica

Marco dúctil eje Y, módulo 1

Las rigideces, los factores de giro y los factores de corrimiento, son los mismos que se calcularon en análisis de la carga muerta.

Cálculo de las fuerzas de sujeción (H), ésta es la fuerza por marco por nivel, y se toma del análisis sísmico anterior.

$$H = FM_{\text{nivel}_n}$$

$$FM_{\text{nivel1}} = 1457 \text{kg}$$

$$FM_{\text{nivel2}} = 2222 \text{kg}$$

Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)

$$Q_n = \sum H$$

$$Q_{\text{nivel1}} = 2222 \text{kg} + 1457 \text{kg} = 3679 \text{kg}$$

$$Q_{\text{nivel2}} = 2222 \text{kg}$$

Cálculo de los momentos de piso (M_n)

$$M_n = \frac{Q_n * H_n}{3}$$

Donde H_n es la altura del piso n

$$M_{\text{nivel1}} = \frac{3679 \text{kg} * 4 \text{m}}{3} = 4905.33 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{\text{nivel2}} = \frac{2222 \text{kg} * 3 \text{m}}{3} = 2222 \text{kg} * \text{m}$$

Cálculo de iteraciones, influencia de desplazamiento (M''_{ik})

$$M''_{ik} = \lambda_{ik} * (M_{\text{nivel}_n} + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

El proceso, consiste en iteraciones continuas para encontrar la influencia de desplazamiento que se genera en cada uno de las columnas que conforman un nivel, el procedimiento se muestra a continuación.

Primera iteración

Nivel 1

$$M''_{AD} = \lambda_{AD} * (M_{nivel1} + \sum (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB} + M'_{CF} + M'_{FC}))$$

$$M''_{AD} = -0.50 * (4905.33 \text{kg} * \text{m} + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = -2452.67 \text{kg} * \text{m}$$

$$M''_{AD} = M''_{BE} = M''_{CF}$$

Nivel 2

$$M''_{DG} = \lambda_{DG} * (M_{nivel2} + \sum (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{EH} + M'_{HE} + M'_{FI} + M'_{IF}))$$

$$M''_{DG} = -0.50 * (2222 \text{kg} * \text{m} + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = -1111 \text{kg} * \text{m}$$

$$M''_{DG} = M''_{EH} = M''_{FI}$$

Segunda iteración

Nivel 1

$$M''_{AD} = \lambda_{AD} * (M_{nivel1} + \sum (M'_{AD} + M'_{DA} + M'_{BE} + M'_{EB} + M'_{CF} + M'_{FC}))$$

$$M''_{AD} = -0.50 * (4905.33 + 0 + 0 + 0)$$

$$M''_{AD} = M''_{BE} = M''_{CF} = -2452.7 \text{kg} * \text{m}$$

Nivel 2

$$M''_{DG} = \lambda_{DG} * (M_{nivel2} + \sum (M'_{DG} + M'_{GD} + M'_{EH} + M'_{HE} + M'_{FI} + M'_{IF}))$$

$$M''_{DG} = -0.50 * (2222 + 155.54 + 400.52 + 42.66 + 163.61 + 82.07 + 313.34)$$

$$M''_{DG} = M''_{EH} = M''_{FI} = -1689.9 \text{kg} * \text{m}$$

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

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

El proceso, al igual que el anterior para carga muerta, consiste en iteraciones continuas para encontrar la influencia de desplazamiento que se genera en cada uno de los elementos que conforman un nudo.

Segunda iteración

Nudo D

$$M'_{DG} = \mu_{DG} * (M_{SD} + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD} + M''_{AD} + M''_{ED})$$

$$M'_{DG} = -0.13 * (0 + 0 + 155.54 + 327.217 - 2452.7 - 1111) = 400.52 \text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DA} = \mu_{DA} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD} + M''_{AD} + M''_{ED})$$

$$M'_{DA} = -0.10 * (0 + 0 + 0 + 155.54 + 327.217 - 1111) = 308.09 \text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{DE} = \mu_{DE} * (MS_D + M'_{AD} + M'_{ED} + M'_{GD} + M''_{AD} + M''_{ED})$$

$$M'_{DE} = -0.27 * (0 + 0 + 0 + 155.54 + 327.217 - 1111) = 831.85 \text{kg} * \text{m}$$

Nudo G

$$M'_{GD} = \mu_{GD} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG} + M''_{DG})$$

$$M'_{GD} = -0.14 * (0 + 0 + 0 - 1111) = 155.54 \text{kg} * \text{m}$$

$$M'_{GH} = \mu_{GH} * (MS_G + M'_{DG} + M'_{HG} + M''_{DG})$$

$$M'_{GH} = -0.36 * (0 + 0 + 0 - 1111) = 399.96 \text{kg} * \text{m}$$

Momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

Columnas

$$M_{DA} = MF_{DA} + 2M'_{DA} + M'_{AD} + M''_{DA}$$

$$M_{DA} = 0 + 2 * 419.96 \text{kg} * \text{m} + 0 - 2856.5$$

$$M_{DA} = -2016.58 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = MF_{AD} + 2M'_{AD} + M'_{DA} + M''_{AD}$$

$$M_{AD} = 0 + 2 * 0 + 419.96 - 2856.5 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = 2436.54 \text{kg} * \text{m}$$

Vigas

$$M_{DE} = MF_{DE} + 2M'_{DE} + M'_{ED} + M''_{DE}$$

$$M_{DE} = 0 + 2 * 1133.9 \text{kg} * \text{m} + 294.17 \text{kg} * \text{m} + 0$$

$$M_{DE} = 2561.97 \text{kg} * \text{m}$$

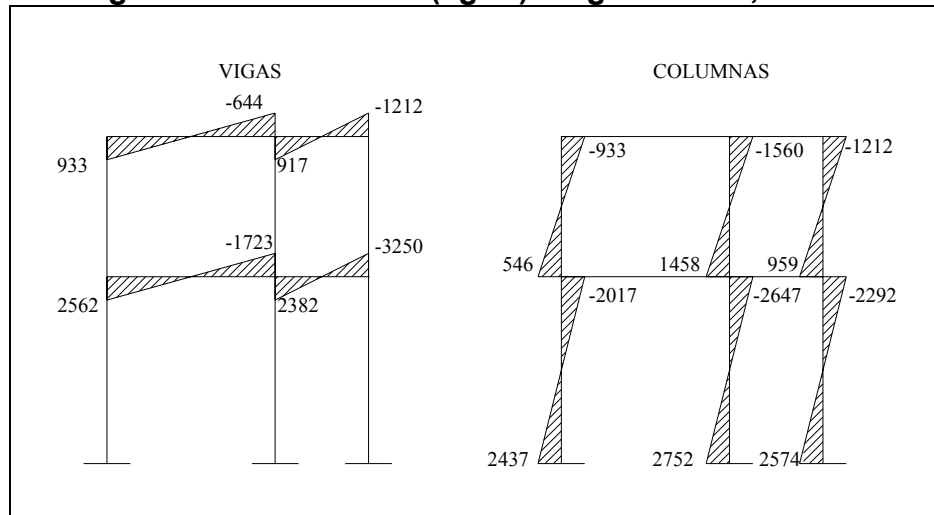
$$M_{ED} = MF_{ED} + 2M'_{ED} + M'_{DE} + M''_{ED}$$

$$M_{ED} = 0 + 2 * 294.17 \text{kg} * \text{m} + 1133.9 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{ED} = 1722.24 \text{kg} * \text{m}$$

En la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos del análisis de carga sísmica.

Figura 9. Diagrama de momentos (kg*m) carga sísmica, marco dúctil eje Y



Momentos últimos por envolventes de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, viva y sísmica. Para considerar la superposición de efectos, el código ACI 318R-99, capítulo 9, sección 9.2.1 y 9.2.2, propone las siguientes combinaciones:

$$M_U = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$$

$$M_U = 0.75 * (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_{CS})$$

$$M_U = 0.75 * (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_{CS})$$

$$M_U = 0.9M_{CM} + 1.3M_{CS}$$

$$M_U = 0.9M_{CM} - 1.3M_{CS}$$

Donde M son los momentos finales encontrados del análisis anterior y las combinaciones de carga deben incluir tanto el valor total, como el valor cero de la carga viva para determinar la condición más crítica.

Envolvente de momentos, marco dúctil sentido Y

Vigas

$$M_{DE} = 1.4 * -912.51 + 1.87 * -318.59 = -1819.12 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{DE} = 0.75 * (1.4 * -912.51 + 1.7 * -318.59 + 1.87 * 2561.91) = 1902.1 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{DE} = 0.75 * (1.4 * -912.51 + 1.7 * -318.59 - 1.87 * 2561.91) = 4630.771 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{DE} = 0.9 * -912.51 + 1.3 * 2561.91 = 2509.22 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{DE} = 0.9 * -912.51 - 1.3 * 2561.91 = 4151.74 \text{kg} * \text{m}$$

Se diseñará con el valor máximo de estas combinaciones, para este caso, el momento último de la viga DE es de 4630.77kg*m

Columnas

$$M_{AD} = 1.4 * 169.18 + 1.87 * 65.15 = 347.61 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = 0.75 * (1.4 * 169.18 + 1.7 * 65.15 + 1.87 * 2581) = 3551.48.1 \text{kg} * \text{m}$$

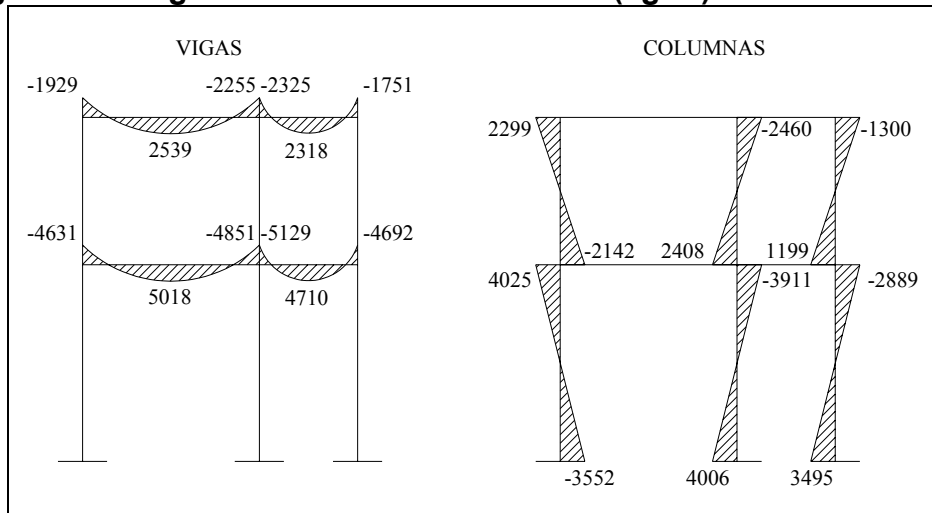
$$M_{AD} = 0.75 * (1.4 * 169.18 + 1.7 * 65.15 - 1.87 * 2581) = -3030.071 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = 0.9 * 169.18 + 1.3 * 2581 = 3507.56 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{AD} = 0.9 * 169.18 - 1.3 * 2581 = -3203.03 \text{kg} * \text{m}$$

Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

Figura 10. Diagrama de momentos últimos (kg*m) marco dúctil eje Y



Cortes últimos en marcos dúctiles

Para calcular los cortes en los marcos, se utilizan las siguientes fórmulas:

Marco dúctil eje Y

Corte en vigas

$$V_v = 0.75 * \left[\frac{1.4 * W_{CM} * L}{2} + \frac{1.7 * W_{CV} * L}{2} + \frac{1.87 * \sum Ms}{L} \right]$$

$$V_{DE} = 0.75 * \left[\frac{1.4 * 1500 * 3.60}{2} + \frac{1.7 * 548 * 3.60}{2} + \frac{1.87 * (2561.91 - 1722.24)}{3.60} \right]$$

$$V_{DE} = 4420 \text{kg}$$

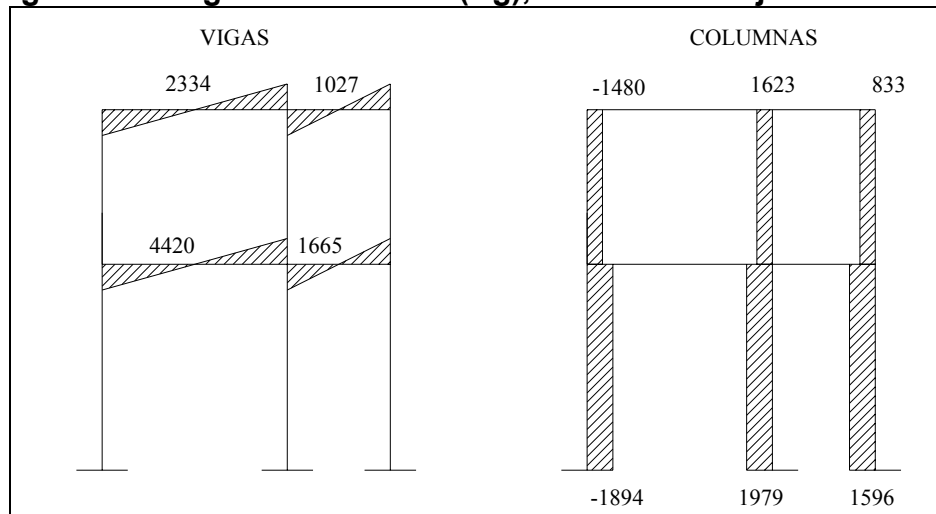
Corte en columnas

$$V_c = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

$$V_{AD} = \frac{-3551 - 4025}{4} = -1894 \text{kg}$$

Los resultados se muestran a continuación.

Figura 11. Diagrama de cortes (Kg), marco dúctil eje Y módulo 1



Los marcos de los módulos 2, 3 y 4 se trabajaron de la misma manera que los marcos del módulo 1.

2.1.5.2.6 Dimensionamiento

El dimensionamiento estructural se realizará con el fin de calcular la cantidad de concreto y refuerzo de los diferentes elementos que componen la

estructura, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados de sobrecarga a los que estará sometida.

Para el diseño estructural, se usarán las siguientes especificaciones generales de los materiales a utilizar.

Materiales:	$F_y=2810\text{kg/cm}^2$	$F'_c=210\text{kg/cm}^2$
	$E_s=2.1\text{E}6\text{kg/cm}^2$	$E_c=2.19\text{E}5\text{kg/cm}^2$
	$\gamma_{\text{concreto}}=2400\text{kg/m}^3$	$\gamma_{\text{suelo}}=1388\text{kg/m}^3$
Recubrimientos:	Vigas=0.04mts	Columnas= 0.03mts
	Losas=0.025mts	$q_d=40000\text{kg/m}^3$

Los recubrimientos descritos para los distintos elementos son requeridos según se especifican en el código ACI 318R-99 en la sección 7.7.

2.1.5.2.6.1 Cubierta y entrepisos

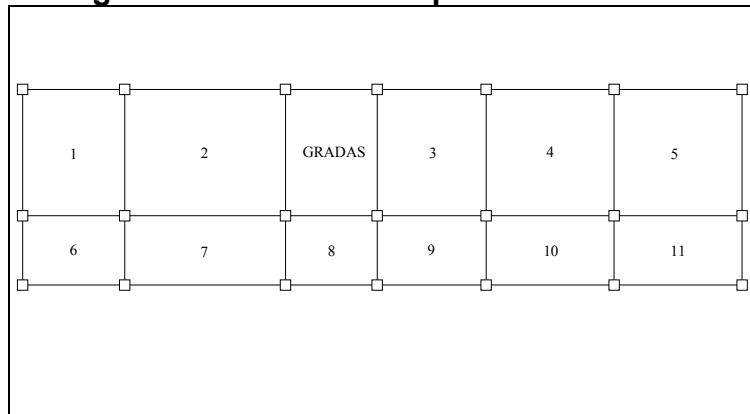
Las losas serán apoyadas en los cuatro lados, a modo de obtener una acción de losas en dos direcciones. El acero de refuerzo se colocará en dirección paralela a las superficies. A menudo se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan hacia arriba para proporcionar el refuerzo para cubrir los esfuerzos negativos sobre los apoyos.

Del predimensionamiento estructural, se obtuvo el espesor de la losa, de once centímetros (losa plana), para diseñarla se aplicará el método 3 del código ACI 318R-99.

2.1.5.2.6.1.1 Entrepiso del nivel 1-nivel 2

Diseño de losa de entrepiso del módulo 1

Figura 12. Losa de entrepiso del módulo 1



Cálculo de la carga última o carga de diseño:

$$CM = t * Wc + W_{ACABADOS} + W_{MUROS}$$

$$CM = 0.11m * 2400kg/m^3 + 150kg/m^2 + 100kg/m^2 = 514kg/m^2$$

$$CV = 400kg/m^2(\text{pasillos})$$

$$CV = 300kg/m^2(\text{oficinas})$$

$$CMU = 1.4 * 514 = 719.6kg/m^2$$

$$CVU = 1.7 * 400 = 680kg/m^2(\text{pasillos})$$

$$CVU = 1.7 * 300 = 510Kg/m^2(\text{oficinas})$$

$$CUT = CMU + CVU$$

$$CUT = 1399.6kg/m^2(\text{pasillos})$$

$$CUT = 1229.6kg/m^2(\text{oficinas})$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1m.

$$CMU = 719.6kg/m^2 * 1m = 719.6kg/m$$

$$CVU = 680kg/m^2 * 1m = 680kg/m(\text{pasillos})$$

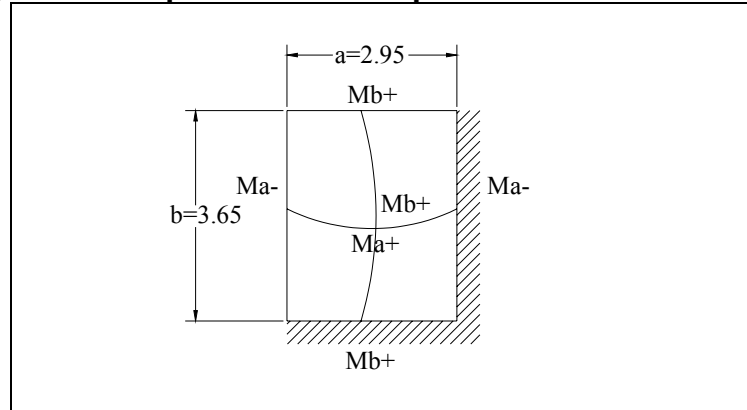
$$CVU = 510kg/m^2 * 1m = 510kg/m(\text{oficinas})$$

$$CUT = 1399.6kg/m(\text{pasillos})$$

$$CUT = 1229.6kg/m(\text{oficinas})$$

Cálculo de los momentos actuantes
Losa 1

Figura 13. Esquema de losa 1 para cálculo de momentos



Momentos negativos:

$$M_{a-} = C_{a-} * C_{UT} * a^2$$

$$M_{b-} = C_{b-} * C_{UT} * b^2$$

Donde:

M=momento actuante

C=coeficiente de tablas de ACI 318R-99 para momentos

CU=cargas últimas vivas, muertas y totales

a,b=Dimensión del lado corto y largo de la losa respectivamente.

m=0.8 caso 4

$$M_{a-} = 0.071 * 1229.6 * 2.95^2 = 759.74 \text{ kg} * \text{m}$$

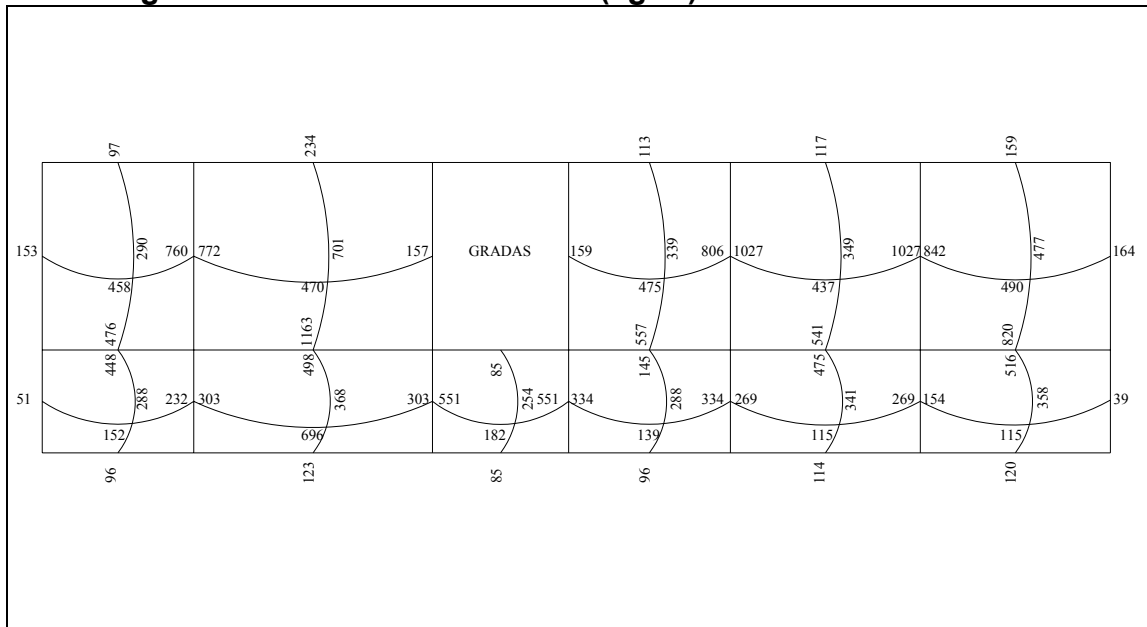
$$M_{b-} = 0.029 * 1229.6 * 3.65^2 = 475.06 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{a+} = 0.039 * 719.6 * 2.95^2 + 0.048 * 510 * 2.95^2 = 457.27 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{b+} = 0.016 * 179.6 * 3.65^2 + 0.020 * 510 * 3.65^2 = 289.28 \text{ kg} * \text{m}$$

Con el procedimiento anterior, se calcularon los momentos en todas las losas de entrepiso, los resultados se muestran a continuación.

Figura 14. Momentos actuantes (kg*m) en losas del modulo 1



Balance de momentos

Cuando dos losas tienen un lado en común y tienen momentos diferentes, se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. Estos momentos se pueden balancear de la siguiente manera.

$$\text{si } 0.80 * M_{\text{MAYOR}} \leq M_{\text{MENOR}} \rightarrow M_b = \frac{M_{\text{MAYOR}} + M_{\text{MENOR}}}{2}$$

$$\text{si } 0.80 * M_{\text{MAYOR}} > M_{\text{MENOR}} \rightarrow \text{Balance por rigidez}$$

El balance por rigidez está dado por

$$K1 = \frac{1}{L1}$$

$$K2 = \frac{1}{L2}$$

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2}$$

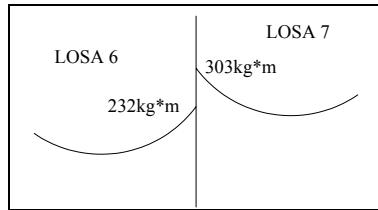
$$D2 = \frac{K2}{K1 + K2}$$

D1	D2
M1	M2
D1*(M2-M1)	D2*(M2-M1)
Mb	Mb

Balance de momentos entre losa 6 y 7

M1=231.42, M2=302.63. Como 0.8M2>M1, se balancea por rigidez

Figura 15. Momentos a balancear entre losa 6 y 7



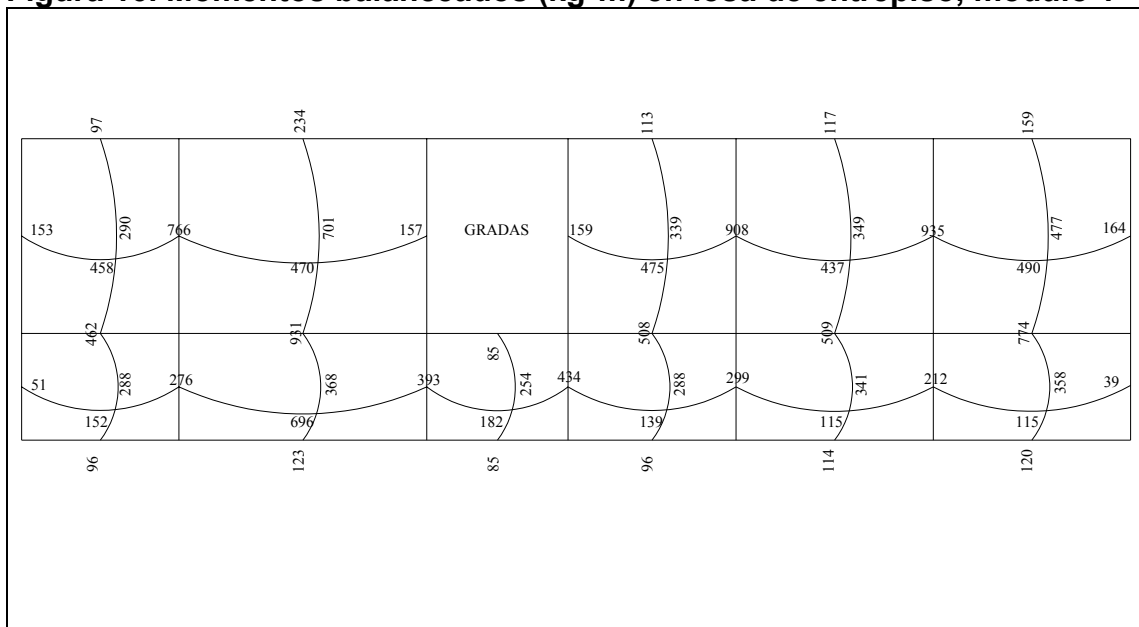
$$K1 = \frac{1}{2.95} = 0.34 \quad K2 = \frac{1}{4.65} = 0.22$$

$$D1 = \frac{0.34}{0.34 + 0.22} = 0.61 \quad D2 = \frac{0.22}{0.34 + 0.22} = 0.39$$

0.61	0.39
232	303
0.61(303-232)	0.39(303-232)
275.31	275.31

Los resultados se muestran a continuación.

Figura 16. Momentos balanceados (kg*m) en losa de entepiso, módulo 1



Diseño del acero de refuerzo

Cálculo de límites para el acero (losa 1)

Peralte efectivo (d): Se propone un armado con varillas No. 3 (diámetro de 0.9525cms), y se diseñará con una franja unitaria de $b=100\text{cms}$

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

$$d = 11 - 2.5 - \frac{0.9525}{2} = 8.02\text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.4 * 14.1 * b * d}{F_y} = \frac{0.4 * 14.1 * 100 * 8.02}{2810} = 1.61\text{cms}^2$$

Espaciamiento S para $A_{s_{\min}}$

$$1.61\text{cms}^2 \rightarrow 100\text{cms}$$

$$0.71\text{cms}^2 \rightarrow s$$

$$s = 44\text{cms}$$

Pero el espaciamiento de la armadura en las secciones no debe exceder de dos veces el espesor de la losa según el código ACI 318R-99 en el capítulo 13, sección 13.3.2

$$S_{\max} = 2 * 0.11 = 0.22 \approx 0.20\text{mts}$$

El área de acero para el espaciamiento máximo es:

$$A_{s_{\min}} \rightarrow 100\text{cms}$$

$$0.71\text{cms}^2 \rightarrow 20\text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = 3.55\text{cms}^2$$

Cálculo del momento máximo que resiste el $A_{s_{\min}}$:

$$M_{A_{s_{\min}}} = 0.90 * \left[A_{s_{\min}} * F_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * F_y}{1.7 * F'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 0.90 * \left[3.55 * 2810 * \left(8.02 - \frac{3.55 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 69494.5\text{kg} * \text{cm} = 694.94\text{kg} * \text{m}$$

Para los momentos menores al $M_{as_{min}}$, se utilizará el $A_{s_{min}}$ y el S_{max} , para los mayores, se utilizarán bastones adicionales para cubrir el A_s que falta por resistir.

A continuación se calcula el A_s requerido para los momentos mayores al momento que resiste el área de acero mínimo.

$$A_{s_{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{act} * b}{0.003825 * F'c}} \right] * \frac{0.85 * F'c}{F_y}$$

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 8.02 - \sqrt{(100 * 8.02)^2 - \frac{761 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 3.90 \text{cm}^2$$

El resto de áreas que faltan por resistir se calcularon de la misma manera, a continuación se presentan los resultados:

Tabla VI. Momentos que faltan por resistir en losa del módulo 1

Tipo de momento	momento kg*m	Base cms	Espesor cms	Peralte cms	Asreq cms2	No de varilla	Sreq cms	S cms
-	761	100	11	8.02	3.90	3	18	10
-	908	100	11	8.02	4.69	3	15	10
-	935	100	11	8.02	4.84	3	14	10
+	696	100	11	8.02	3.56	3	19	10
-	931	100	11	8.02	4.81	3	14	10
-	714	100	11	8.02	3.65	3	19	10
+	701	100	11	8.02	3.58	3	19	10

Chequeo por corte

Todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales que la conforman. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, estos esfuerzos deben resistirse por el concreto, por tal razón, se debe chequear si el espesor de la losa es el adecuado. Para poder realizar el chequeo se procede de la siguiente manera.

$$V_{max} = \frac{CU * L}{2} = \frac{1399.6 \text{kg/m} * 3.60 \text{m}}{2} = 2554.27 \text{kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente (V_{rc})

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

$$V_{rc} = 45 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 11 = 7173.23\text{kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte máximo actuante, se concluye que el espesor utilizado es el adecuado.

2.1.5.2.6.1.2 Losa del nivel 2

La losa del nivel 2 fue analizada de la misma forma que la del nivel 1. El armado y detalles finales pueden observarse en la hoja de planta de losas y vigas del conjunto de planos mostrados en el apéndice.

2.1.5.2.6.1.3 Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte, esta parte tratará el análisis y diseño de las vigas de la estructura, incluyendo la medición de las secciones transversales de concreto y la selección y ubicación del acero de refuerzo.

Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes que se calcularon en el análisis estructural. El procedimiento a seguir es el siguiente.

Viga 1: Esta viga se ubica en el marco dúctil típico sentido Y, nivel 1. Los datos necesarios se presentan a continuación.

Diagrama de momentos y cortes últimos en la viga tipo 1

Sección=0.30m*0.40m

Peralte efectivo (d)=0.40-0.04=0.36m

Longitud=3.60m

Tramo: D-E eje Y

Cálculo de los límites de acero

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * d = \frac{14.1}{Fy} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 30 * 36$$

$$As_{\min} = 5.42\text{cm}^2$$

$$As_{\max} = \rho_{\max} * b * d = \left[0.5 * \frac{0.85 * B1 * f'c * 6090}{Fy * (Fy + 6090)} \right] * b * d$$

$$As_{\max} = \left[0.5 * \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6090}{2810 * (6090 + 2810)} \right] * 30 * 36 = 19.95\text{cm}^2$$

Cálculo del refuerzo longitudinal

Utilizando los momentos que se presentaron en la figura anterior, se procede a calcular las áreas de acero con la fórmula siguiente:

$$As_{\text{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{\text{act}} * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{Fy}$$

$$As_{\text{req}M_{\text{-mayor}}} = \left[30 * 36 - \sqrt{(30 * 36)^2 - \frac{4851 * 30}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810}$$

$$As_{\text{req}M_{\text{-mayor}}} = 5.55\text{cms}^2$$

$$As_{\text{req}M_{\text{-menor}}} = 5.29\text{cms}^2$$

$$As_{\text{req}M_{\text{+}}} = 5.75\text{cms}^2$$

Después de calcular el As requerido para cada momento actuante, se procede a distribuir las varillas de acero de forma que, el área de las secciones supla lo solicitado en los cálculos de Asreq; para ello, se hace tomando los siguientes requisitos sísmicos:

Refuerzo en cama inferior en apoyos. Se debe colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:

$$As_{min} \begin{cases} 50\% * As_{reqM_{-mayor}} = 0.50 * 2.78 = 1.39cms^2 \\ 50\% * As_{reqM_{+}} = 0.50 * 2.87 = 1.44cms^2 \\ As_{min} = 5.42cms^2 \\ As_{corrido} = 3No.5 = 5.94cms^2 \end{cases}$$

Refuerzo en cama superior al centro. Se tomará el mayor de los siguientes valores:

$$As_{min} \begin{cases} 33\% * As_{reqM_{-mayor}} = 0.50 * 2.78 = 1.39cms^2 \\ As_{min} = 5.42cms^2 \\ As_{corrido} = 3No.5 = 5.94cms^2 \end{cases}$$

La diferencia entre el As requerido menos el As corrido, en ambas camas, se coloca como bastones adicionales al armado existente, el resultado de los requerimientos de acero de la viga 1 pueden observarse en la siguiente tabla.

momento Kg*m	As a usar	No de varillas
-4631	Ascorridas	3
5018	Ascorridas	3
-4851	Ascorridas	3

Refuerzo transversal (estribos). También se le llama refuerzo en el alma, en general éste se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. Los objetivos de colocar acero transversal son: por armado, manteniendo el refuerzo longitudinal en la posición deseada y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir con esta función. El procedimiento para el diseño de estribos es el siguiente:

Cálculo del esfuerzo de corte que resiste el concreto (V_{cu})

$$V_{cu} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \text{Donde } \phi = 0.85 \text{ para corte}$$

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 36$$

$$V_{cu} = 7050.63kg$$

El corte actuante, tomado del diagrama de corte último, de la viga 1 es de 5762kg.

Como $V_{cu} > V_{act}$, la viga necesita estribos sólo por armado; el espaciamiento de éstos es, $S_{max} = d/2$, usando para ellos, varillas No.3. Como $d = 36\text{cms}$, entonces, $S_{max} = 18\text{cms}$.

Espaciamientos de estribos en área confinada

La longitud de confinamiento (L_{zc}) que ocuparán los estribos por diseño debe ser de $2*d$ a partir de la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, según el código ACI 318R-99 capítulo 21 sección 10.4.2.

$L_{zc} = 2*36 = 72\text{cms}$. El espaciamiento de estribos (S_{zc}) en esta zona será el menor de los siguientes valores:

$$S_{zc} \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{36\text{cms}}{4} = 9\text{cms} \\ 8 * \phi_{\text{varilla+pequeña}} = 8 * 1.5875\text{cms} = 12.7\text{cms} \\ 24 * \phi_{\text{varillaestribo}} = 24 * 0.9525 = 22.86\text{cms} \\ 30\text{cms} \end{cases}$$

Por lo que se usará un S_{zc} de 0.09mts. Este procedimiento se debe realizar de igual forma para todas las vigas de los módulos, a manera de no sobredimensionar alguna de ellas o que no se cubra el área de acero requerido por los momentos actuantes.

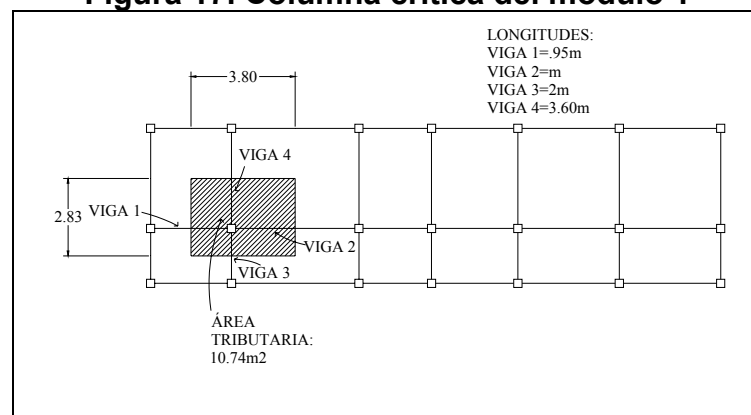
2.1.5.2.6.2 Columnas

El refuerzo principal es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga axial, que es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la

columna y está determinada por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se toma para el diseño, el mayor de los dos momentos actuantes en los extremos de la columna.

Para este caso, se diseña la columna más crítica, es decir, la que está sometida a mayores esfuerzos. El diseño resultante es aplicado a todas las demás columnas de los módulos.

Figura 17. Columna crítica del módulo 1



Sección: 0.30m*0.30m

L=3mts

$M_x=4286\text{kg}\cdot\text{m}$

$M_y=4006\text{kg}\cdot\text{m}$

$V_{act}=2093\text{kg}$

Área de carga= 10.74m^2

Peso propio de vigas= $0.30\text{m}\cdot 0.40\text{m}\cdot (3.80\text{m}+2.83\text{m})\cdot 2400\text{kg}/\text{m}^3=1909.44\text{kg}$

Cálculo de la carga última

Nivel 1

$CM=0.11\text{m}\cdot 2400\text{kg}/\text{m}^3+100\text{kg}/\text{m}^2+150\text{kg}/\text{m}^2=514\text{kg}/\text{m}^2$

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

$CT=814\text{kg}/\text{m}^2$

$CU=1.4\cdot 514+1.7\cdot 300=1229.6\text{kg}/\text{m}^2$

Nivel 2

$$CM=0.11m*2400kg/m^3+100=364kg/m^2$$

$$CV=100kg/m^2$$

$$CT=464kg/m^2$$

$$CU=1.4*364+1.7*100=679.6kg/m^2$$

$$CU_{total}=1229.6+679.6=1909.2kg/m^2$$

El factor de carga última es:

$$FCU = \frac{CUT}{CT} = \frac{1909.2}{878 + 464} = 1.49$$

Cálculo de la carga axial (PU)

$$PU = A_{LOSA} * CU_{TOTAL} + PP_{VIGAS} * FCU$$

$$PU = 10.74m^2 * 1909.2kg/m^2 + 1906.6kg * 1.49 = 23353.67kg$$

Cálculo de esbeltez de la columna (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 ($21 < E < 100$), 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 se calcula con el procedimiento siguiente:

No. De viga	Longitud	Inercia
V-1 eje X	2.95	$b*h^3/12=160000$
V-2 eje X	4.65	160000
V-3 Eje y	2	160000
V-4 eje y	3.65	160000

No. de col.	Longitud	Inercia
A	4	67500
B	3	67500

Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento en la rotación (ψ)

Extremo superior de la columna

$$\psi = \frac{\sum \left[\frac{E_m * I}{L} \right]_{\text{columnas}}}{\sum \left[\frac{E_m * I}{L} \right]_{\text{vigas}}}$$

Donde m=1 (porque todo el marco es del mismo material)

I=Inercias de cada elemento estructural

L=Longitud de cada elemento estructural

$$\psi_{ax} = \frac{\frac{1 * 67500}{4} + \frac{1 * 67500}{3}}{\frac{1 * 160000}{2.95} + \frac{1 * 160000}{4.65}} = 0.44$$

$$\psi_{ay} = 0.32$$

Extremo inferior de la columna

$$\psi_{bx} = \psi_{by} = 0$$

Promedio:

$$\psi_x = \frac{(0.44 + 0)}{2} = 0.22$$

$$\psi_y = 0.16$$

Cálculo del coeficiente K

$$K = \frac{(20 - \psi) * \sqrt{1 + \psi_p}}{20}$$

$$K_x = \frac{(20 - 0.22) * \sqrt{1 + 0.22}}{20} = 1.09$$

$$K_y = 1.07$$

Cálculo de la esbeltez de la columna (E)

$$E = \frac{K * L}{\sigma} \quad \text{Donde } \sigma = 0.30 * L_{\text{lado menor de columna, para columnas rectangulares}}$$

$$E_x = \frac{1.09 * 4}{0.30 * 0.30} = 48.44$$

$$E_y = 35.66$$

Para ambos valores obtenidos de E, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por lo tanto, se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

En este caso, se trabajará de acuerdo al método de magnificación de momentos del código ACI 318R-99 sección 10, capítulo 13, que se describe a continuación.

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto (BD)

$$BD = \frac{CMU}{CU} = \frac{1.4 * (514 \text{kg/m}^2 + 364 \text{kg/m}^2)}{1909.2 \text{kg/m}^2} = 0.64$$

Cálculo del EI total del material:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2.5 * (1 + BD)}$$

donde: E_c es el módulo de elasticidad del concreto y está dado por:

$$E_c = 15100 * \sqrt{F'_c}$$

I_g es la inercia bruta del elemento y está dada por: $I_g = \frac{B * H^3}{12}$

$$E_c = 15100 * \sqrt{210} = 218819.79 \approx 2.19E5 \text{kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{30 * 30^3}{12} = 67500 \text{cm}^4$$

$$EI = \frac{219000 * 67500}{2.5 * (1 + 0.64)} = 3605487805 \text{kg * cm}^2 = 360.55 \text{ton * m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler (Pcr)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L)^2}$$

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 * 360.55}{(1.09 * 4)^2} = 187.19 \text{ ton}$$

$$P_{cry} = 194.26 \text{ ton}$$

Cálculo del magnificador del momento (δ)

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi * P_{cr}} \right)} \quad \text{Donde } \phi = 0.70 \text{ para columnas con estribos}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \left(\frac{23.35 \text{ ton}}{0.70 * 187.19 \text{ ton}} \right)} = 1.22$$

$$\delta_y = 1.21$$

Cálculo de los momentos de diseño (Md)

$$M_d = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1.22 * 4286 \text{ kg} * \text{m} = 5228.92 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{dy} = 1.21 * 4006 \text{ kg} * \text{m} = 4847.23 \text{ kg} * \text{m}$$

Refuerzo longitudinal

Para calcular el acero de refuerzo, se utilizó el método de Bresler, debido a que las columnas están sometidas a cargas axiales y momentos biaxiales. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo de límites de acero: Estos fueron calculados según el código ACI 318R-99, capítulo 10, sección 9.1.

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.08A_g$$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 * 30\text{cms} * 30\text{cms} = 9\text{cms}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.08 * 30\text{cms} * 30\text{cms} = 72\text{cms}^2$$

Se propone un armado de 4 varillas No. 8 ($A_s=20.27\text{cms}^2$). Para este método se utilizan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar son:

Valor de la gráfica (Y)

$$Y = \frac{H_{\text{nucleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2 * \text{rec}}{H_{\text{columna}}} = \frac{0.30 - 2 * 0.03}{0.30} = 0.80$$

Valor de la curva (ρ_{tu})

$$\rho_{tu} = \frac{A_s * F_y}{A_g * 0.85 * f'_c} = \frac{20.27 * 2810}{30 * 30 * 0.85 * 210} = 0.35$$

Excentricidades (e)

$$e_x = M_{dx} / P_u = 5228.92 / 23353.67 = 0.224$$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 4847.23 / 23353.67 = 0.207$$

Valor de las diagonales (e/h)

$$e_x / h_x = 0.224 / 0.30 = 0.75$$

$$e_y / h_y = 0.207 / 0.30 = 0.69$$

Con los datos obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K'_x y K'_y en los diagramas de iteración, siendo estos:

$$K'_x=0.42 \text{ y } K'_y=0.38$$

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e (P'_u)

$$P'_u = K' * \phi * f'_c * b * h$$

$$P'_{ux} = 0.42 * 0.70 * 210 * 30 * 30 = 55566\text{kg}$$

$$P'_{uy} = 0.38 * 0.70 * 210 * 30 * 30 = 50274\text{kg}$$

Cálculo de la carga axial de resistencia (P' o)

$$P'o = \phi * [0.85 * f'c * (Ag - As) + As * Fy]$$

$$P'o = 0.70 * [0.85 * 210 * (900 - 20.27) + 20.27 * 2810] = 149793.35\text{kg}$$

Cálculo de la carga de resistencia de la columna (P' u)

$$P'u = \frac{1}{1/P'ux + 1/P'uy - 1/P'o} = \frac{1}{1/55566 + 1/50274 - 1/149793.35}$$

$$P'u = 32039.22\text{kg}$$

Como P' u es mayor a Pu (carga axial), el armado propuesto si resiste las cargas aplicadas, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

Refuerzo transversal

Se proveerá de refuerzo transversal por medio de estribos para resistir los esfuerzos de corte y 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 de estribos 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 de refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Cálculo del esfuerzo de corte que resiste el concreto (VCU)

$$VCU = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$VCU = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 27 = 5287.98\text{kg}$$

El corte actuante, se toma del diagrama de corte último, y este es $V_a=2093\text{kg}$, como VCU es mayor a V_a , se colocan estribos a $d/2$, con varillas No. 3, entonces:

$$S = d/2 = 27/2 = 13.5\text{cms} \approx 10\text{cms}$$

Refuerzo por confinamiento: Según el código ACI 318R-99 en la sección 21 capítulo 10.5.1, la longitud de confinamiento se toma entre el mayor de los siguientes valores:

$$L = \begin{cases} L/6 = 4\text{m}/6 = 0.67 \approx 0.70\text{m} \\ L_{\text{columna}} = 0.30\text{m} \\ 0.50\text{m} \end{cases}$$

Se tomará la longitud de 0.70m para el confinamiento en las columnas del primer nivel y de 0.50m para las columnas del segundo nivel.

Cálculo de la relación volumétrica (ρ_s)

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \left(\frac{0.85 * f'_c}{F_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{30 * 30}{24 * 24} - 1 \right) * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 0.01608$$

Cálculo del espaciamiento entre estribos en la zona confinada (S_{zc})

$$S_{zc} = \frac{2 * A_v}{\rho_s * L_{A_{ch}}} = \frac{2 * 0.71}{0.01608 * 24} = 3.7 \approx 3.5\text{cms}$$

El espaciamiento de estribos en las zonas confinadas de las columnas, será de 3.5cms con varillas No. 3. La sección de la columna se presenta en la Planta de cimentación y columnas, hoja No. 5 de los planos constructivos mostrada en el apéndice.

2.1.5.2.6.3 Cimientos

Las zapatas se diseñan para transmitir las cargas de la estructura hasta los estratos más sólidos del suelo, serán de forma cuadrada, pensando en un armado sencillo y económico.

Los antecedentes a tomar para el diseño de las zapatas son las fuerzas y los momentos del análisis estructural y los datos del valor soporte del suelo, los datos a utilizar para el diseño de la zapata tipo 1 son:

$$\begin{array}{ll} P_u=23.35\text{ton} & FCU=1.5 \\ M_{ux}=4.286\text{ton}\cdot\text{m} & \text{Sección de columna}=0.30\text{m}\cdot 0.30\text{m} \\ M_{uy}=4.006\text{ton}\cdot\text{m} & \gamma_s=1.53\text{ton}/\text{m}^3 \\ V_s=40\text{ton}/\text{m}^2 & \gamma_c=2400\text{kg}/\text{m}^3 \end{array}$$

Cálculo de cargas de trabajo

$$\begin{aligned} P' &= \frac{P_u}{FCU} = \frac{23.35\text{ton}}{1.5} = 15.57\text{ton} \\ M'_x &= \frac{M_{ux}}{FCU} = \frac{4.286\text{ton}\cdot\text{m}}{1.5} = 2.86\text{ton}\cdot\text{m} \\ M'_y &= \frac{M_{uy}}{FCU} = \frac{4.006\text{ton}\cdot\text{m}}{1.5} = 2.67\text{ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo del área de la zapata (A_z)

$$A_z = \frac{1.5 \cdot P'}{V_s} = \frac{1.5 \cdot 15.57\text{ton}}{40\text{ton}/\text{m}^2} = 0.68\text{m}^2$$

Se propone una zapata de $1.50\text{m}\cdot 1.50\text{m}$ y un espesor de $t=0.35\text{m}$, debido a que el suelo tiene una alta resistencia, pero no ayuda a contrarrestar la presión debajo del suelo.

Chequeo de presión sobre el suelo

La zapata transmite verticalmente al suelo cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con éste, ejerciendo una presión cuyo valor se define por la siguiente fórmula:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{M'x}{Sx} \pm \frac{M'y}{Sy} \quad \text{Donde: } Sx = \frac{a * b^2}{6} \quad Sy = \frac{b * a^2}{6}$$

Para este chequeo, se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativa, ni mayor que el valor soporte del suelo, por consiguiente se tiene:

$$Sx = Sy = \frac{1.50 * 1.50^2}{6} = 0.56$$

$$P = P' + P_{\text{COLUMNA}} + P_{\text{SUELO}} + P_{\text{ZAPATA}}$$

$$P_{\text{COLUMNA}} = a_{\text{col}} * b_{\text{col}} * l_{\text{col}} * \gamma_c = 0.30\text{m} * 0.30\text{m} * 7\text{m} * 2.4\text{ton/m}^3 = 1.51\text{ton}$$

$$P_{\text{SUELO}} = a_{\text{zapata}} * b_{\text{zapata}} * t_{\text{zapata}} * \gamma_s = 1.50\text{m} * 1.50\text{m} * 1\text{m} * 1.53\text{ton/m}^3 = 3.44\text{ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = a_{\text{zapata}} * b_{\text{zapata}} * t_{\text{zapata}} * \gamma_c = 1.50\text{m} * 1.50\text{m} * 0.35\text{m} * 2.4\text{ton/m}^3 = 1.89\text{ton}$$

$$P = 15.57\text{ton} + 1.51\text{ton} + 3.44\text{ton} + 1.89\text{ton} = 22.41\text{ton}$$

La presión será entonces

$$q = \frac{22.41\text{ton}}{1.50\text{m} * 1.50\text{m}} \pm \frac{2.86\text{ton} * \text{m}}{0.56} \pm \frac{2.67\text{ton} * \text{m}}{0.56}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{22.41\text{ton}}{1.50\text{m} * 1.50\text{m}} + \frac{2.86\text{ton} * \text{m}}{0.56} + \frac{2.67\text{ton} * \text{m}}{0.56} = 19.78\text{ton/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{22.41\text{ton}}{1.50\text{m} * 1.50\text{m}} - \frac{2.86\text{ton} * \text{m}}{0.56} - \frac{2.67\text{ton} * \text{m}}{0.56} = 0.13\text{ton/m}^2$$

$q_{\text{max}} < V_s$ La presión máxima no excede el valor soporte del suelo.

$q_{\text{min}} > 0$ No existe presiones negativas. Por lo que el área propuesta para la zapata es la adecuada, entonces, la presión última o presión de diseño será:

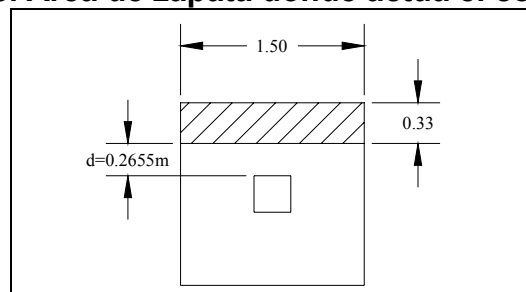
$$q_{dis} = q_{max} * FCU = 19.78 * 1.5 = 29.67 \text{ ton/m}^2$$

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 tal razón, se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante. Esto se chequeará con el siguiente procedimiento: (Se propone el armado de zapatas con varillas No. 6).

$$d = t - \phi / 2 - \text{rec} = 35 - 1.91 / 2 - 7.5 = 26.55 \text{ cms}$$

Figura 18. Área de zapata donde actúa el corte simple



Cálculo del corte actuante (V)

$$V_{actX} = A_x * q_{dis} = 1.50 \text{ m} * 0.33 \text{ m} * 29.67 \text{ ton/m}^2 = 14.69 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{actX} = V_{acty}$$

Cálculo del esfuerzo de corte que resiste el concreto (VCU):

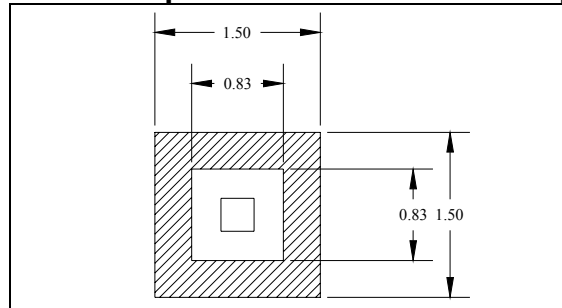
$$VCU = \frac{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d}{1000} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 150 * 26.55}{1000} = 26 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que el corte actuante en ambos sentidos no excede del corte que resiste el concreto; el espesor de la zapata soporta adecuadamente el corte simple.

Chequeo por corte punzonante

La columna tiende a punzonar a 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. Para chequear el punzonamiento se procede de la siguiente manera:

Figura 19. Área de zapata donde actúa el corte punzonante



$$V_a = A_{\text{punzonada}} * q_{\text{dis}} = (1.50\text{m} * 1.50\text{m} - 0.83\text{m} * 0.83\text{m}) * 29.67$$

$$V_{ax} = V_{ay} = 46.32\text{ton}$$

$$VCU = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * P_{\text{punzonado}} * d / 1000 \quad P_{\text{punzonado}} = \text{perímetro punzonado}$$

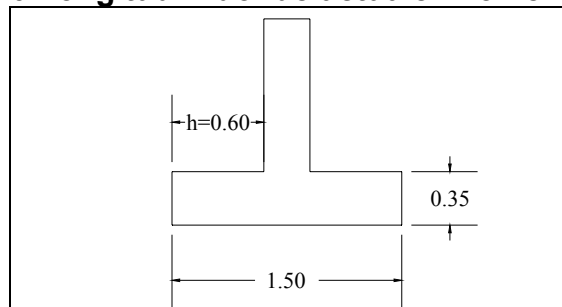
$$VCU = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (0.83) * 4 * 26.54 / 1000$$

$$VCU = 115.21\text{ton}$$

Como $VCU > V_a$, se concluye que el espesor propuesto para la zapata es el adecuado.

Diseño de refuerzo por flexión

Figura 20 Longitud H donde actúa el momento último



Cálculo del momento último

$$M_u = \frac{q_{dis} * h^2}{2} = \frac{29.67 * 0.6^2}{2} = 5.34 \text{ ton} * \text{ m} = 5340 \text{ kg} * \text{ m}$$

Cálculo del área de acero (A_s)

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = \left[100 * 26.55 - \sqrt{(100 * 26.55)^2 - \frac{5340 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 8.15 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} = \frac{14.1 * 100 * 26.55}{2810} = 13.32 \text{ cms}^2$$

Como $A_{s_{min}} > A_{s_{req}}$, entonces se utiliza $A_{s_{min}}$.

Cálculo del espaciamiento entre varillas (S)

$$S = \frac{A_{varilla}}{A_s} = \frac{2.85 \text{ cms}^2}{13.32 \text{ cms}^2} = 0.21$$

Por lo tanto, se colocarán varillas No. 6 @ 0.20m. Por ser esta la zapata más crítica, todas las demás tendrán el mismo armado.

2.1.6 Planos constructivos

Los planos para el edificio municipal comprenden: Planta amueblada, planta acotada, elevaciones y cortes, planta de acabados, planta cimentación y columnas, planta de losas y vigas, detalles estructurales, planta de instalaciones eléctricas, planta de instalaciones hidráulicas y planta de instalaciones sanitarias, los cuales se presentan en el apéndice.

2.1.7 Presupuesto

Para la planificación de este proyecto, se elaboró el presupuesto incluyendo la demolición del edificio existente y la construcción de la nueva edificación, el procedimiento para desarrollarlos es el siguiente:

Renglones de trabajo. Se separa cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por incisos ordenados, siguiendo la secuencia lógica de ejecución.

Cuantificación de renglones. Se le asigna a cada renglón, una unidad de medida. Luego se calculan todas las cantidades de trabajo de cada renglón.

Costo directo. Se incluyen los precios de los materiales y de mano de obra calificada y no calificada, necesaria en cada unidad de ejecución.

Costo indirecto. Es la suma de todos los gastos administrativos. Se valoriza como un porcentaje del costo directo, que se basa en la experiencia en obras similares e incluye imprevistos, supervisión, gastos administrativos e impuestos. Este porcentaje debe estar en el rango de 25% y 45%, Para este proyecto se tomó el valor de 35%

Precio unitario. Es el precio por unidad de medida o unidad de pago, este se obtuvo a través de la integración de valores del costo directo e indirecto.

Costo total por renglón. Se calcula como el producto entre la cantidad de trabajo por el precio unitario de cada renglón.

Costo total del proyecto. Se define como la sumatoria de todos los costos totales por renglón. El presupuesto de construcción se presenta en la siguiente página.

2.1.8 Cronograma de ejecución

Como resultado del diseño del edificio municipal, es necesario realizar un estimado en tiempo para la ejecución del proyecto, presentado por la secuencia lógica de construcción basado en los renglones de trabajo obtenidos anteriormente y el rendimiento de la mano de obra para la realización de las tareas. A continuación se presenta el presupuesto de construcción y cronograma de ejecución

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN

No.	DESCRIPCIÓN (renglones de trabajo)	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL DEL RENGLÓN
1	Demolición de edificio existente					
	1.1 Demolición					Q155,014.82
	1.1.1 Demolición del edificio existente	m3	1751.166	Q47.25	Q82,742.59	
	1.1.2 Extracción del material (desperdicio)	m3	1751.166	Q40.50	Q70,922.22	
	1.1.3 Topografía (nivelación)	Día	2	Q675.00	Q1,350.00	
2	Obra civil					
	2.1 Preliminares					Q2,689.63
	2.1.1 Limpieza	m2	768.58	Q1.42	Q1,089.46	
	2.1.2 Trazo y estaqueado	ml	388.625	Q4.12	Q1,600.16	
	2.2 Movimiento de tierra					Q2,041.49
	2.2.1 Relleno con material selecto t=0.15m	m3	72.93	Q27.99	Q2,041.49	
	2.3 Cimentación					Q190,703.42
	2.3.1 Zapatas (1.35*1.35*0.35)	unidad	74	Q1,167.84	Q86,420.03	
	2.3.2 Cimiento corrido (60cms*20cms)	ml	388.625	Q164.83	Q64,058.24	
	2.3.3 Levantado bajo solera de humedad	m2	233.175	Q172.51	Q40,225.15	
	2.4 Levantado de muros					Q481,603.14
	2.4.1 Levantado muro block (t=15cms)	m2	1264.9	Q172.51	Q218,208.61	

Continuación							
	2.4.2	Columnas (30cms*30cms)	ml	329	Q375.19	Q123,435.92	
	2.4.3	Columnas (15cms*15cms)	ml	212	Q100.06	Q21,212.48	
	2.4.4	Columnas (15cms*10cms)	ml	152	Q54.68	Q8,311.81	
	2.4.5	Solera de humedad (15cms*15cms)	ml	388.625	Q142.08	Q55,217.16	
	2.4.6	Solera intermedia (15cms*15cms)	ml	388.625	Q142.08	Q55,217.16	
2.5	Losas y vigas						Q423,676.59
	2.5.1	Vigas (30cms*40cms)	ml	379.25	Q509.42	Q193,198.02	
	2.5.2	Losa de entrepiso de concreto (t=11cms)	m2	486.18	Q372.53	Q181,114.85	
	2.5.3	Losa de techo de concreto (t=11cms)	m2	123.51	Q372.53	Q46,010.73	
	2.5.4	Techo de lamina sobre artesón de metal	m2	29.22	Q114.75	Q3,353.00	
2.6	Detalles varios						Q19,475.92
	2.6.1	Gradas principales	m2	9.68	Q868.38	Q8,405.92	
	2.6.2	Muro exterior (muro perimetral)	m2	64.17	Q172.51	Q11,070.00	

3	Acabados finales					
	3.1	Acabados en muros				Q122,114.45
	3.1.1	Repello de muros	m2	2529.8	Q13.81	Q34,925.77
	3.1.2	Cernido vertical de muros	m2	2529.8	Q16.96	Q42,904.03
	3.1.3	Repello de columnas libres y vigas	m2	163.9944	Q11.50	Q1,886.72
	3.1.4	Cernido en vigas y columnas libres	m2	163.9944	Q16.96	Q2,781.26
	3.1.5	Pintura en muros	m2	2529.8	Q15.66	Q39,616.67
	3.2	Acabados en pisos				Q97,074.49
	3.2.1	Piso de granito de 30cms*30cms	m2	609.69	Q133.41	Q81,340.48
	3.2.2	Piso de torta de concreto t=10cms	m2	158.89	Q99.02	Q15,734.01
	3.3	Acabados en cielos				Q22,658.62
	3.3.1	Repello de cielo	m2	609.69	Q18.24	Q11,122.75
	3.3.2	Cernido remolineado en cielo	m2	609.69	Q18.92	Q11,535.87
	3.4	Acabados cerámicos en paredes y pisos				Q3,000.57
	3.4.1	Azulejo en muros de baños	m2	24.192	Q117.25	Q2,836.43
	3.4.2	Azulejo en pila	m2	1.4	Q117.25	Q164.15
	3.5	Puertas				Q108,000.19
	3.5.1	Puerta ingreso de rejas h=2.60m	unidad	1	Q945.00	Q945.00
	3.5.2	Puertas de madera h=2.60m	unidad	8	Q3,577.50	Q28,620.00
	3.5.3	Puertas de metal h=2.60m	unidad	14	Q1,460.70	Q20,449.80
	3.5.4	Persianas enrollables h=2.10m	m2	41.58	Q1,394.55	Q57,985.39
	3.6	Ventanería				Q23,833.38
	3.6.1	Ventanería de aluminio	m2	47.836	Q498.23	Q23,833.38
	3.7	Varios				Q2,976.65
	3.7.1	Acabados en juntas de construcción	ml	25.52	Q116.64	Q2,976.65

Continuación							
4	Instalaciones hidráulicas y artefactos						
4.1	Instalaciones hidráulicas						Q42,264.42
4.1.1	Red agua fría (PVC 250PSI)	ml	33.00	Q138.79	Q3,392.53		
4.1.2	Red drenaje de aguas servidas (PVC 160PSI)	ml	22.96	Q1,607.97	Q27,351.40		
4.1.3	Red drenaje de aguas pluviales (PVC 125PSI)	ml	20.13	Q572.40	Q11,520.49		
4.2	Artefactos y accesorios sanitarios						Q17,224.31
4.2.1	Instalación Lavamanos	unidad	16	Q356.81	Q5,708.88		
4.2.2	Instalación Retretes	unidad	14	Q591.91	Q8,286.71		
4.2.3	Instalación mingitorios	unidad	2	Q1,427.56	Q2,855.12		
4.2.4	Instalación Pila	unidad	1	Q373.61	Q373.61		
4.3	Varios						Q1,620.00
4.3.1	Instalación fuente	global	1	Q1,620.00	Q1,620.00		

5	Instalaciones eléctricas y especiales						
5.1	Fuerza						Q3,825.71
5.1.1	Tomacorrientes 110v monofásico	unidad	40	Q60.75	Q2,430.00		
5.1.2	Tableros de distribución	unidad	3	Q465.24	Q1,395.71		
5.2	Iluminación						Q6,810.75
5.2.1	Lamparas tipo industrial con interruptor	unidad	49	Q108.00	Q5,292.00		
5.2.2	Plafoneras con bombillo e interruptor	unidad	15	Q101.25	Q1,518.75		
5.3	Conexiones especiales						Q40,453.97
5.3.1	Conexiones de telefono	ml	91.88	Q229.50	Q21,086.46		
5.3.2	Salidas de cable/televisión	ml	24.49	Q229.50	Q5,620.46		
5.3.3	Salidas internet	ml	49.9	Q229.50	Q11,452.05		
5.3.4	Timbre	unidad	1	Q2,295.00	Q2,295.00		
5.4	Acometidas						Q12,352.50
5.4.1	Acometidas 110/220V	global	1	Q9,720.00	Q9,720.00		
5.4.2	Acometida teléfono	global	1	Q945.00	Q945.00		
5.4.3	Acometida cable/televisión	global	1	Q810.00	Q810.00		
5.4.4	Acometida internet	global	1	Q877.50	Q877.50		

Total	Q1,779,415.00
Precio por m ²	Q2,664.31

Total en letras	Un millón, setecientos setenta y nueve mil cuatrocientos quince quetzales exactos.
-----------------	--

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN
PROYECTO
EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
PARA EL MUNICIPIO DE PASTORES, SACATEPÉQUEZ

No.	DESCRIPCIÓN	TIEMPO EN MES / SEMANAS																																						
		MES 1			MES 2			MES 3			MES 4			MES 5			MES 6			MES 7			MES 8			MES 9														
		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			
1	Demolición de edificio existente																																							
2	Trabajos preliminares																																							
3	Cimentación																																							
4	Levantado de muros																																							
5	Detalles varios																																							
6	Instalaciones hidráulicas																																							
7	Instalaciones eléctricas																																							
8	Losas y vigas																																							
9	Acabados finales																																							

2.2 Diseño de red de distribución de agua potable para la aldea San Luis Pueblo Nuevo del municipio de Pastores, Sacatepéquez.

2.2.1 Localización de las fuentes de abastecimiento

Para el abastecimiento de la red de distribución, se cuenta con tres fuentes, dos de ellas superficiales a través de nacimientos ubicados a cuatro kilómetros hacia el poniente de la aldea, llamados “Los Granadales” y “El Rebalse”; además se tiene una fuente subterránea de donde se extrae el líquido por medio de un pozo mecánico de 80 metros de profundidad, éste posee una caseta de protección con una bomba sumergible marca “Meyer” de 15 Hp y está ubicado en la parte sur-oeste de la aldea, colindando con la finca “Mayacrops”.

2.2.2 Descripción del funcionamiento del sistema

La aldea San Luis Pueblo Nuevo cuenta con un sistema de distribución de agua potable que no satisface la demanda de toda la población. Se han implementado componentes sin una planificación adecuada, haciendo que aunque se cuente con ellos sean de poco beneficio.

El caudal total de conducción se almacena en un tanque superficial de 75m³ ubicado dentro de la aldea; a la salida del mismo está instalado un equipo de bombeo marca “Meyer” de 10 Hp que eleva el líquido hacia el tanque de distribución metálico de 185m³ a una altura de 15 metros a partir del nivel del terreno. Puesto que el volumen almacenado es escaso, se requiere bombeo continuo, tanto de la fuente subterránea como entre ambos tanques.

El sistema de desinfección actual es empírico, consiste en verter, manualmente, cloro líquido al tanque de almacenamiento; la dosificación está sujeta a criterio del fontanero. Además no se cuenta con recursos económicos para suministrar permanentemente la dotación de cloro.

La red de distribución esta formada por tuberías PVC de 160psi, de diámetros variados. A medida del incremento poblacional, se han adherido nuevas conexiones a la red principal que no estaban contempladas en el diseño inicial, esto hace que el servicio en puntos cercanos al tanque de distribución sea escaso.

Debido a lo expuesto anteriormente, se propone un nuevo diseño de red de distribución de agua potable con las siguientes características:

Se sustituirá el tanque de almacenamiento existente por uno con capacidad de 194m³, éste será enterrado, por condiciones de espacio, seguridad y ambiente. Al ingreso del mismo, se instalará una caja reunidora de caudales para las líneas de conducción; el sistema de bombeo con el que se cuenta actualmente será anexado en la salida hacia el tanque de distribución.

El sistema de desinfección, será a través de un alimentador automático, constituido por un recipiente cilíndrico con tabletas de tricloro que se disuelven mediante el paso del agua. Se instalará a la salida del tanque de almacenamiento.

La red de distribución se diseñó con base al período de diseño, estará compuesta por dos circuitos cerrados, una red secundaria y ramales abiertos. La tubería será de PVC de 160psi. Se contempla también, el servicio a zonas de incremento poblacional potencial.

2.2.3 Calidad del agua

El agua a suministrar debe ser sanitariamente segura, a manera de proporcionarla para consumo humano; esto se garantiza cumpliendo los límites sobre calidad establecidos por la norma COGUANOR NGO 29001.

Con el fin de conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua en el sistema, se tomaron dos muestras representativas a las que se realizaron análisis de calidad.

2.2.3.1 Análisis físico-químico sanitario

La muestra fue extraída en el tanque de almacenamiento, a la entrada de las fuentes de abastecimiento, con un recipiente plástico, limpio, de 4 litros de capacidad. Se hicieron de forma preliminar tres llenados y vaciados; en el cuarto se tomó la muestra, refrigerándola para mantener sus propiedades.

Los resultados de laboratorio indican que desde el punto de vista físico-químico sanitario, el potencial de hidrógeno pH, se encuentra cerca del valor neutro, es decir, que posee bajas cantidades de sal y alcalinidad, por lo que agua cumple con la norma internacional de la Organización de la Salud para fuentes de agua y la norma COGUANOR NGO 29001. El análisis físico-químico sanitario se muestra en el apéndice.

2.2.3.2 Análisis bacteriológico

La muestra se obtuvo conjuntamente a la anterior, en un recipiente de vidrio de cien mililitros, esterilizado, de boca ancha con tapón hermético. Ésta fue tomada teniendo cuidado de no contaminarla y refrigerándola.

Los resultados de laboratorio indican que el agua posee un número considerable de gérmenes coliformes y ligeras cantidades de sustancias en suspensión, concluyendo que no es potable, según la norma COGUANOR NGO 29001. El análisis bacteriológico se muestra en el apéndice.

Según lo concluido, es de vital importancia diseñar un sistema de desinfección, a manera de dotar a la población de agua potablemente segura.

2.2.4 Levantamiento topográfico

Este proporciona las diferentes localizaciones y elevaciones que se utilizan para elaborar un mapa. Para este proceso se utilizó, un teodolito marca SOKKISHA, un distanciómetro y prisma marca WILD, plomadas, estacas y clavos.

La planimetría se realizó por el método de deflexiones. El distanciómetro utilizado permite obtener lecturas de hasta tres kilómetros mediante el prisma; este resultado debe ser modificado por un factor de corrección dado por:

$$FC = 1 - \frac{H_{SNM}}{6378000} \quad \text{Donde } H_{SNM} = \text{altura sobre el nivel del mar del lugar.}$$

Los resultados se presentan en el plano de planta de topografía, hoja No. 2 de los planos constructivos, mostrados en el apéndice.

Para altimetría se utilizó el método taquimétrico, la diferencia de nivel se obtuvo mediante la ecuación:

$$DN = 100 * \Delta h * (0.5 * \text{sen}(2\phi))$$

Donde

DN=Diferencia de nivel entre dos puntos.

Δh =diferencia de lecturas entre el hilo superior y el inferior

\emptyset =Ángulo vertical

Los resultados se presentan en el plano de curvas de nivel, hoja No. 3, de los planos constructivos mostrados en el apéndice.

2.2.5 Parámetros de diseño

El proyecto se diseñará con base a la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal INFOM y las normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

2.2.5.1 Período de diseño

Este se considera como el tiempo durante el cual, la obra dará un servicio satisfactorio para la población. Para fijarlo se tomará en cuenta la vida útil de los materiales, costos, tasas de interés, población de diseño, comportamiento de la obra y posibilidades de ampliación de acuerdo al recurso del agua. Debido a estos factores, se determinó para el presente proyecto un período de veinte años.

2.2.5.2 Tasa de crecimiento poblacional

El número de habitantes de la aldea San Luis Pueblo Nuevo se ha incrementando con el tiempo. Para determinar la población a servir al final del período de diseño, se debe conocer la tasa de crecimiento poblacional, y esta

es, del 3.4% de acuerdo al XI censo de población efectuado por el Instituto Nacional de Estadística (INE) en Noviembre del año 2002.

2.2.5.3 Estimación de la población de diseño

Se utilizará para este fin, el modelo geométrico, que consiste en calcular el cambio promedio de la tasa de población para el área en estudio proyectándolo hacia el futuro. La fórmula empleada es

$$P_F = P_O * (1+r)^n \quad \text{Donde}$$

P_F = Población futura o población de diseño

P_O = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Por lo que se tiene:

P_o = 2,340 habitantes

r = 0.034

n = 20 años

$$P_F = 2,340 * (1 + 0.034)^{20} = 4,567\text{Hab}$$

2.2.5.4 Dotación

Es el volumen de agua asignado a una persona para consumo en una unidad de tiempo. Usualmente en el medio, la dotación se determina en lts/hab/día.

Los factores que influirán en la determinación de la dotación son: clima, nivel de vida, tamaño de la población, actividades productivas, costumbres, así como la cantidad disponible y uso del agua.

Aunque el sistema de agua potable está en funcionamiento, no se cuenta con información precisa de la dotación actual; por lo que según especificaciones del INFOM, la dotación para el área rural con conexiones domiciliarias se encuentra entre los valores de 60-120lts/hab/día, para el diseño de este proyecto se establece una dotación de 100lts/hab/día.

2.2.6 Determinación de caudales

Los consumos de agua muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias, estas pueden expresarse en función del caudal, que es el volumen de agua por unidad de tiempo. Los caudales a determinar para circuitos cerrados se presentan a continuación.

2.2.6.1 Caudal medio diario (QMD)

Es la cantidad de agua que consume una población en un día, obtenido mediante el promedio de consumos diarios durante un año. Cuando no se cuenta con esta información, se puede calcular en función de la población futura y la dotación, así:

$$QMD = \frac{Dot * Pf}{86400} = \frac{100lts/hab/día * 4567hab}{86400seg/día}$$
$$QMD = 5.28lts/seg$$

2.2.6.2 Caudal día máximo (QDM)

Llamado también caudal máximo diario, es el registrado en el día de máximo consumo de un grupo de registros; está en función del factor de día máximo (FDM), definido como la relación entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

Según las normas de diseño para acueductos rurales de UNEPAR, el factor de día máximo varía entre 1.2 y 1.8 para poblaciones rurales. En este proyecto, se determinó de 1.6. El caudal día máximo será:

$$QDM = QMD * FDM = 5.28\text{lt/s} * 1.6$$

$$QDM = 8.45\text{lt/s}$$

2.2.6.3 Caudal máximo horario (QHM)

Es el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el periodo de un año, se utiliza para diseñar la red de distribución. Está ligado al factor de hora máximo FHM, que varía entre 1.8 y 2.5 para poblaciones rurales, por criterio se tomó el valor de 2.5. El caudal máximo horario está dado por:

$$QHM = QMD * FHM = 5.28\text{lt/s} * 2.5$$

$$QHM = 13.21\text{lt/s}$$

En el cálculo de ramales abiertos, se determinan los siguientes caudales.

2.2.6.4 Caudal de vivienda (Q_v)

Es el caudal que se asignará a cada una de las viviendas, determinado por medio del caudal máximo horario entre el número total de viviendas de una población. Se calcula a través de:

$$Q_v = \frac{Q_{HM}}{\# \text{ Viviendas}} = \frac{13.21 \text{ lts / seg}}{390} = 0.034 \text{ lts / seg}$$

2.2.6.5 Caudal instantáneo (Q_i)

Es el caudal obtenido con base a la probabilidad de que todas las viviendas de un ramal hagan uso simultáneamente del sistema. Se determina según la siguiente ecuación:

$$Q_i = k\sqrt{n-1} \quad \text{Donde:}$$

k = 0.15 para conexiones prediales, 0.20 si es llena cantaros

n = número de viviendas

$$Q_i = 0.15\sqrt{390-1}$$

$$Q_i = 2.96 \text{ lts / seg}$$

2.2.7. Diseño de los componentes del sistema

El diseño del sistema comprende el tanque de almacenamiento, caseta de bombeo, red de distribución, obras hidráulicas y propuesta de dosificación para el sistema de desinfección. A continuación se detallan los procedimientos realizados para cada uno de ellos.

2.2.7.1 Tanque de almacenamiento

Para poder suplir la demanda de agua hacia el tanque de distribución existente, se diseñó un tanque de almacenamiento, enterrado, con muros perimetrales e intermedio por gravedad, de concreto ciclópeo. El procedimiento a seguir es el siguiente.

Determinación del volumen del tanque (VOL)

$$Q_{\text{ing,permanente}} = (1.36\text{ltrs/seg} + 1.05\text{ltrs/seg}) * 0.8 = 1.93\text{ltrs/seg} \quad \text{De los nacimientos}$$

$$Q_{\text{pozo}} = (8.8\text{ltrs/seg}) * 0.8 = 7.04\text{ltrs/seg} \quad \text{Del pozo mecánico}$$

$$Q_{\text{total}} = 1.93\text{ltrs/seg} + 7.04\text{ltrs/seg} = 8.97\text{ltrs/seg}$$

El pozo necesita bombear seis horas continuas para abastecer al tanque de distribución, por lo que el volumen necesario en el tanque de almacenamiento será:

$$\text{VOL} = Q_{\text{total}} * 3600\text{seg/hora} * 6\text{horas} = 8.97\text{l/s} * 3600\text{seg/hora} * 6\text{horas}$$

$$\text{VOL} = 193,752\text{litros} \approx 194\text{m}^3$$

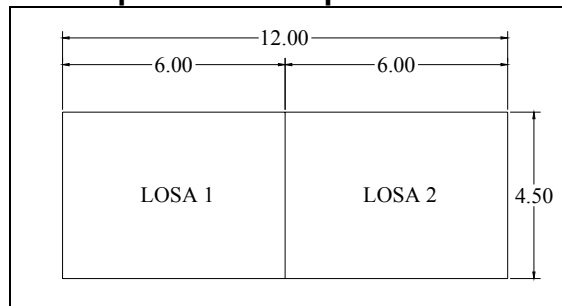
Tomando en cuenta que el pozo bombeará seis horas continuas y existe la posibilidad de que nadie haga uso del líquido durante este período, el volumen máximo de almacenamiento será de 194m^3 .

De lo anterior se concluye que se diseñará un tanque de 12mts de largo por 4.50mts de ancho divididos mediante un muro intermedio por gravedad de concreto ciclópeo, y una profundidad de 3.60mts a partir del nivel del suelo.

Diseño de la losa

La losa será plana de concreto reforzado, y se diseñará de acuerdo al método 3 del código ACI 318R-99 en la sección 7.7.

Figura 21. Esquema de tanque de almacenamiento



Espesor de losa (t)

$$t = \frac{2 * (6 + 4.50)}{180} = 0.1166 \approx 0.12\text{m}$$

$$CM = t * Wc + W_{ACABADOS}$$

$$CM = 0.12\text{m} * 2400\text{kg}/\text{m}^3 + 100\text{kg}/\text{m}^2 = 388\text{kg}/\text{m}^2$$

$$CV = 100\text{kg}/\text{m}^2(\text{techo})$$

$$CMU = 1.4 * 388 = 543.2\text{kg}/\text{m}^2$$

$$CVU = 1.7 * 100 = 170\text{kg}/\text{m}^2$$

$$CUT = CMU + CVU = 543.2 + 170$$

$$CUT = 713.2\text{kg}/\text{m}^2$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1mt.

$$CMU = 543.2\text{kg}/\text{m}^2 * 1\text{m} = 543.2\text{kg}/\text{m}$$

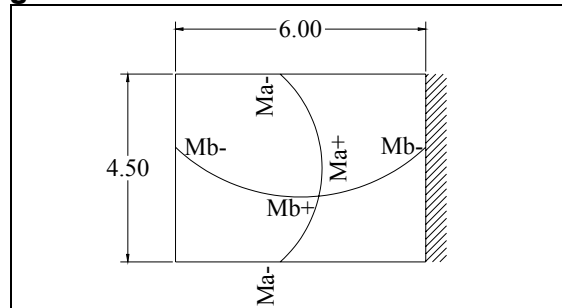
$$CVU = 170\text{kg}/\text{m}^2 * 1\text{m} = 170\text{kg}/\text{m}$$

$$CUT = 713.2\text{kg}/\text{m}$$

Cálculo de los momentos actuantes

Losa 1=Losa 2

Figura 22. Momentos actuantes en losa 1



M=0.75, caso 7

Momentos negativos:

$$M_{a-} = C_{a-} * CUT * a^2$$

$$M_{b-} = C_{b-} * CUT * b^2$$

Donde

M=momento actuante

Momentos positivos

$$M_{a+} = C_{a+} * CMU * a^2 + C_{a+} * CVU * a^2$$

$$M_{b+} = C_{b+} * CMU * b^2 + C_{b+} * CVU * b^2$$

C=coeficiente de tablas de ACI 318R-99 para momentos

CU=cargas últimas vivas, muertas y totales

a,b=Dimensión del lado corto y largo de la losa respectivamente.

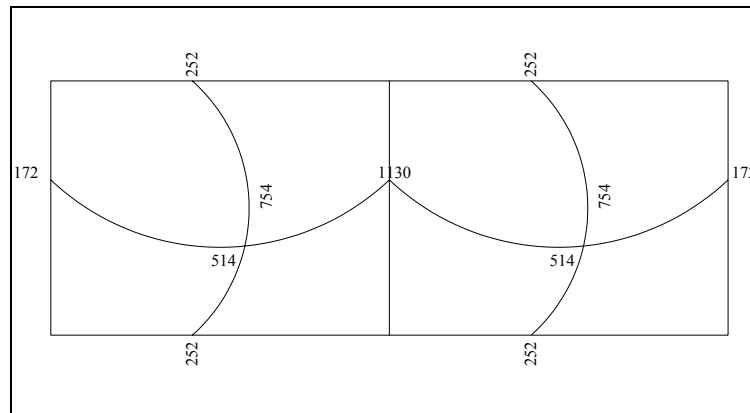
$$M_{a+} = 0.051 * 543.2 * 4.50^2 + 0.056 * 170 * 4.50^2 = 753.77 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{b+} = 0.020 * 543.2 * 6^2 + 0.020 * 170 * 6^2 = 513.50 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{a-} = 1/3 M_{a+} = 1/3 * (753.77 \text{kg} * \text{m}) = 251.26 \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{b-} = 0.044 * 713.2 * 6^2 = 1129.71 \text{kg} * \text{m}$$

Figura 23. Momentos actuantes (kg*m) en losa de tanque de almacenamiento



Diseño del acero de refuerzo

Cálculo de los límites del acero

Peralte efectivo (d): Se propone un armado con varillas No. 4 (diámetro de 1.27cms), y se diseñará con una franja unitaria de b=100cms

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

$$d = 12 - 2.5 - \frac{1.27}{2} = 8.87 \text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.4 * 14.1 * b * d}{F_y} = \frac{0.4 * 14.1 * 100 * 8.87}{2810} = 1.78 \text{cms}^2$$

Espaciamiento S para $A_{s_{\min}}$

$$1.78 \text{cms}^2 \rightarrow 100 \text{cms}$$

$$0.71 \text{cms}^2 \rightarrow s \quad S=39.89 \text{cms}$$

Pero el espaciamiento de la armadura en las secciones no debe exceder de dos veces el espesor de la losa según el código ACI 318R-99 en el capítulo 13, sección 13.3.2

$$S_{\max} = 2 * 0.12 = 0.24 \approx 0.20 \text{mts}$$

El área de acero para el espaciamiento máximo es:

$$A_{s_{\min}} \rightarrow 100 \text{cms}$$

$$1.27 \text{cms}^2 \rightarrow 20 \text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = 6.35 \text{cms}^2$$

Cálculo del momento máximo que resiste el $A_{s_{\min}}$

$$M A_{s_{\min}} = 0.90 * \left[A_{s_{\min}} * F_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * F_y}{1.7 * F'_c * b} \right) \right]$$

$$M A_{s_{\min}} = 0.90 * \left[6.35 * 2810 * \left(8.87 - \frac{6.35 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M A_{s_{\min}} = 134418.00 \text{kg} * \text{cm} = 1344.18 \text{kg} * \text{m}$$

Todos los momentos actuantes son menores que el momento del $A_{s_{\min}}$, por lo que el refuerzo que llevará la losa será el proporcionado por el espaciamiento de 0.20mts.

Chequeo por corte

$$V_{\max} = \frac{CUT * L}{2} = \frac{713.2 \text{kg/m} * 6 \text{m}}{2} = 2139.6 \text{kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente

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

$$V_{rc} = 45 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 12 = 7825.34 \text{kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte máximo actuante, se concluye que el espesor utilizado es el adecuado. El detalle de losa se presenta en los anexos, en los planos constructivos, hoja No. 9.

Diseño de vigas

Las vigas se encuentran apoyadas completamente sobre los muros; los esfuerzos a que están sometidas son mayoritariamente de compresión, por lo que no requieren un análisis detallado. Para las dimensiones, se consideran tanto la facilidad de armado como las especificaciones sobre refuerzos (máximos y mínimos), Por similitud con la viga intermedia las dimensiones de estas vigas serán de 0.30m de base, 0.40m de altura y su armado será de 2 varillas No. 5 corridas en ambas camas con estribos No. 3 a cada 0.20m.

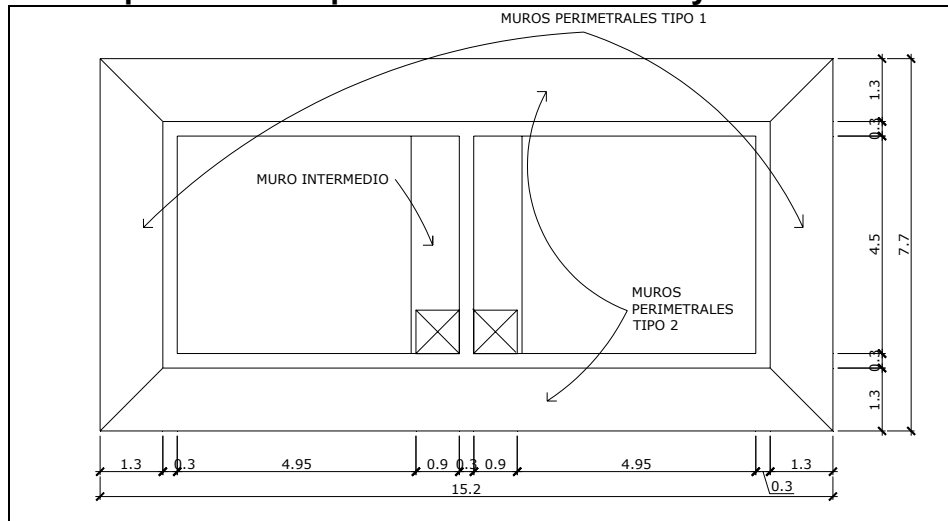
Los detalles finales de las vigas se presentan en el apéndice, en los planos constructivos, Hoja No. 9

Diseño de muros perimetrales

Se diseñará en su estado crítico, y esto se da, cuando el tanque de almacenamiento se encuentre vacío y el muro esté sometido a cargas de losa, vigas y el empuje propio del suelo. Los datos a utilizar son los siguientes.

$H=3.60\text{m}$	$V_s=15\text{ton/m}^2$
$B=0.6*H=2.40\text{m}$	$\varnothing=30$
$\gamma_{\text{muro}}= 2\text{ton/m}^3$	$\mu=0.50$
$\gamma_{\text{suelo}}= 1.6\text{ton/m}^3$	$\text{CUT}=713.2\text{kg/m}$

Figura 24. Esquema de tanque de almacenamiento y distribución de muros



Coeficientes activos y pasivos del suelo (K_a , K_p)

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - \text{sen } 30}{1 + \text{sen } 30} = \frac{0.5}{1.5} = 0.33$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{1 + \text{sen } 30}{1 - \text{sen } 30} = \frac{1.5}{0.5} = 3$$

Presión de empuje del suelo (PS)

$$PS = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H = 0.33 * 1.6 \text{ ton/m}^3 * 3.60 = 1.90 \text{ ton/m}^2$$

La carga total del diagrama de presión (PTS) se calcula como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$PTS = \frac{1}{2} * PS * H = \frac{1}{2} * 1.90 \text{ ton/m}^2 * 3.60 \text{ m} = 3.42 \text{ ton/m}$$

El momento producido por el empuje del suelo es:

$$M_s = PTS * \text{Centroide} = PTS * \frac{H}{3} = 3.42 \text{ ton/m} * \frac{3.60 \text{ m}}{3} = 4.10 \text{ ton * m}$$

Momento que produce el peso propio del muro (MR)

Aquí se procede a dividir geoméricamente la sección transversal del muro, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto del punto “a” (ver figura).

Figura 25. Elevación de muro perimetral

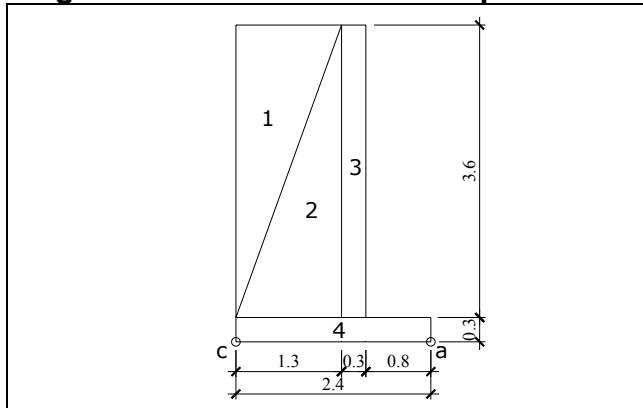
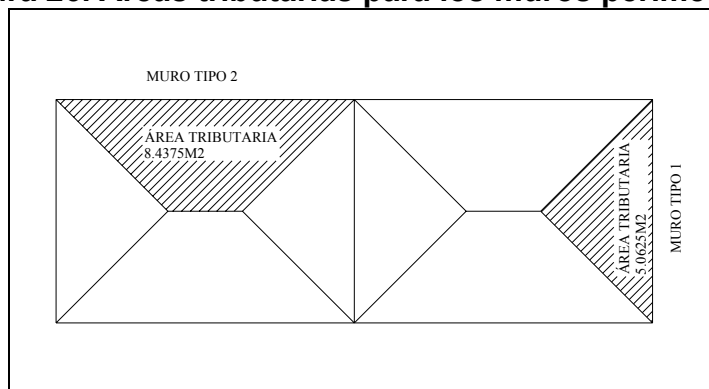


Tabla VII. Momento que produce el peso propio del muro perimetral

Figura	Área m ²	γ ton/m ³	Carga $W=A \cdot \gamma$ ton/m	Brazo m	$Mr=Brazo \cdot W$ Ton*m
1	$3.60m \cdot 1.3m / 2 = 2.34m^2$	1.6	3.74	1.97	7.37
2	$3.60m \cdot 1.3m / 2 = 2.34m^2$	2	4.68	1.53	7.16
3	$0.30m \cdot 3.60m = 1.08m^2$	2	2.16	0.95	2.05
4	$0.30m \cdot 2.40m = 0.72m^2$	2	1.44	1.20	1.73
		$\Sigma=W \cdot r=$	12.02	$\Sigma=MR=$	18.31

Carga de la losa y vigas hacia el muro

Figura 26. Áreas tributarias para los muros perimetrales



Muro tipo 1:

$$C_{\text{losa}} = \frac{CUT * A}{3} = \frac{713.2\text{kg/m} * 8.4375\text{m}^2}{3} = 2005.87\text{kg/m}$$

$$C_{\text{viga}} = \gamma_c * b * h = 2400\text{kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.40\text{m} = 288\text{kg/m}$$

$$C_{\text{muro1}} = 2005.87\text{kg/m} + 288\text{kg/m} = 2293.87\text{kg/m}$$

Muro tipo 2:

$$C_{\text{losa}} = \frac{CUT * A}{3} = \frac{713.2\text{kg/m} * 5.0625\text{m}^2}{3} = 1203.53\text{kg/m}$$

$$C_{\text{viga}} = \gamma_c * b * h = 2400\text{kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.40\text{m} = 288\text{kg/m}$$

$$C_{\text{muro2}} = 1203.53\text{kg/m} + 288\text{kg/m} = 1491.53\text{kg/m}$$

La carga concentrada que ejerce la viga intermedia sobre el muro 1 esta dada por

$$C_{\text{concentrada}} = \frac{C_{\text{muro}_{\text{intermedio}}} * L}{2} = \frac{2 * C_{\text{muro2}} * L}{2} = \frac{2 * 1491.53\text{kg/m} * 4.50\text{m}}{2}$$

$$C_{\text{concentrada}} = 6711.88\text{kg/m}$$

La carga uniformemente distribuida total sobre los muros será considerada como una carga puntual en una franja unitaria; y ésta es:

$$C_{\text{muro1}} = (2005.87\text{kg/m} + 288\text{kg/m} + 6711.88\text{kg/m}) * 1\text{m} = 9005.75\text{kg} = 9.00\text{ton}$$

$$C_{\text{muro2}} = (1203.53\text{kg/m} + 288\text{kg/m}) * 1\text{m} = 1491.53\text{kg} = 1.50\text{ton}$$

Cálculo del peso total del muro (WT)

$$WT_{\text{muro1}} = W_r + C_{\text{muro1}} = 12.02\text{ton} + 9.00\text{ton} = 21.02\text{ton}$$

$$WT_{\text{muro2}} = W_r + C_{\text{muro2}} = 12.02\text{ton} + 1.50\text{ton} = 13.52\text{ton}$$

Cálculo del momento que ejerce la carga concentrada (losas y vigas) respecto del punto "a" (Mc) (se detalla el procedimiento para los muros 1, los pasos para el diseño del muro 2 se realizan de la misma manera).

$$M_c = C_{\text{muro1}} * \text{brazo} = 9\text{ton} * (0.80\text{m} + 0.15\text{m}) = 8.55\text{ton} * \text{m}$$

Chequeos

1.- Estabilidad contra volteo (FSV)

$$FSV = \frac{MR + Mc}{Ms} = \frac{18.31\text{ton} * \text{m} + 8.55\text{ton} * \text{m}}{4.10\text{ton} * \text{m}} = 6.55$$

$$FSV > FS \rightarrow 6.55 > 1.5$$

Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

2.- Estabilidad contra deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{\mu * WT}{PST_U}$$

Donde PST_U es la presión del empuje del suelo (PST) en una franja unitaria de 1m

$$FSD = \frac{0.50 * 21.02\text{ton}}{3.42\text{ton} / \text{m} * 1\text{m}} = 3.07$$

$$FSD > FS$$

La estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

3.- Presión en el suelo

La distancia "a" a partir del punto "c" (figura 27), donde actúan las cargas verticales es

$$a = \frac{(MR + Mc - Ms)}{WT} = \frac{18.31\text{ton} * \text{m} + 8.55\text{ton} * \text{m} - 4.10\text{ton} * \text{m}}{21.02\text{ton}} = 1.08\text{m}$$

Longitud en la base del muro (A_o), donde actúa la presión positiva

$$A_o = 3 * a = 3 * 1.08\text{m} = 3.24\text{m}$$

Como la distancia total de la presión positiva (A_o), es mayor que la base del muro (B), entonces debajo del muro no existen presiones. $3.24\text{m} > 2.40\text{m}$.

Las presiones en el terreno serán

$$q = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{WT * ex}{S}$$

Donde: ex es la excentricidad del muro y S el módulo de sección por metro lineal.

$$ex = \frac{B}{2} - a = \frac{2.40\text{m}}{2} - 1.08\text{m} = 0.12\text{m}$$

$$S = 1/6 * 1\text{m} * (2.40\text{m})^2 = 0.96\text{m}^3$$

$$q = \frac{21.02\text{ton}}{2.40\text{m} * 1\text{m}} \pm \frac{21.02\text{ton} * 0.12\text{m}}{0.96\text{m}^3}$$

$$q_{\text{max}} = 11.39\text{ton}/\text{m}^2 < V_s$$

$$q_{\text{min}} = 6.13\text{ton}/\text{m}^2 > 0$$

Las dimensiones de los muros perimetrales son las adecuadas, ya que la presión máxima actuante es menor que la capacidad soporte del suelo (15ton/m²), y la presión mínima es mayor que cero, lo cual indica que no existen presiones negativas.

Diseño de muro intermedio

Se diseñará en su estado crítico, esto se da, cuando un compartimiento del tanque de almacenamiento se encuentre vacío y el otro lleno y el muro esté sometido a cargas de losa, vigas y el empuje del agua.

$$H=3.60\text{m}$$

$$V_s=15\text{ton}/\text{m}^2$$

$$B=0.4*H=1.44\text{m}\approx 1.50\text{m}$$

$$\varnothing=30$$

$$\gamma_{\text{muro}}=2\text{ton}/\text{m}^3$$

$$\mu=0.50$$

$$\gamma_{\text{suelo}}=1.6\text{ton}/\text{m}^3$$

$$\text{CUT}=713.2\text{kg}/\text{m}$$

El muro intermedio posee la misma altura y datos que los muros perimetrales, por lo que, del análisis anterior se tiene: $k_a=0.33$ y $K_p=3$

Cálculo de presión de empuje del agua (PA)

$$PS = k_a * \gamma_{\text{agua}} * H = 0.33 * 1\text{ton}/\text{m}^3 * 3.60\text{m} = 1.19\text{ton}/\text{m}^2$$

Cálculo de la carga total del diagrama de presión (PA). Éste se calcula como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

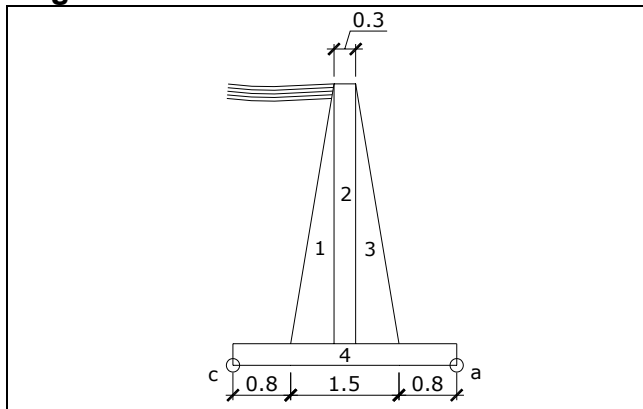
$$PA = \frac{1}{2} * PA * H = \frac{1}{2} * 1.19 \text{ton/m}^2 * 3.60 \text{m} = 2.14 \text{ton/m}$$

$$PAu = 2.14 \text{ton/m} * 1 \text{m} = 2.14 \text{ton}$$

El momento producido por el empuje del agua (MA) es

$$MA = PA * \text{Centroide} = PA * \frac{H}{3} = 2.14 \text{ton/m} * \frac{3.60 \text{m}}{3} = 2.57 \text{ton} * \text{m}$$

Figura 27. Elevación de muro intermedio



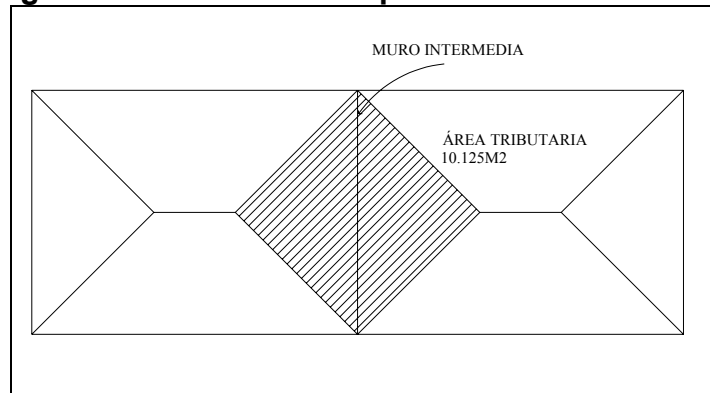
Cálculo del momento que produce el peso propio del muro (MR)

Tabla VIII. Cálculo del momento que produce el peso del muro intermedio

Figura	Área m ²	γ ton/m ³	Carga W=A* γ ton/m	Brazo m	Mr=Brazo*W Ton*m
1	3.60m*0.60m/2=1.08m ²	2	2.16	1.90	4.10
2	0.30m*3.60m=1.08m ²	2	2.16	1.55	3.35
3	3.60m*0.60m/2=1.08m ²	2	2.16	1.20	2.59
4	3.1m*0.3m=0.93m ²	2	1.86	1.55	2.88
		Σ=Wγ=	8.34	Σ=MR=	12.93

Carga de la losa y vigas hacia el muro intermedio

Figura 28. Área tributaria para el muro intermedio



$$C_{\text{losa}} = \frac{\text{CUT} * A}{3} = \frac{713.2\text{kg/m} * 10.125\text{m}^2}{3} = 2407.05\text{kg/m}$$

$$C_{\text{viga}} = \gamma_c * b * h = 2400\text{kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.40\text{m} = 288\text{kg/m}$$

$$C_{\text{total}} = 2407.05\text{kg/m} + 288\text{kg/m} = 2695.05\text{kg/m}$$

La carga uniformemente distribuida total sobre el muro será considerada como una carga puntual en una franja unitaria; y ésta es

$$C_{\text{total}} = 2695.05\text{kg/m} * 1\text{m} = 2695.05\text{kg} = 2.70\text{ton}$$

Cálculo del peso total del muro (WT)

$$\text{WT} = \text{Wr} + C_{\text{total}} = 8.34\text{ton} + 2.70\text{ton} = 11.04\text{ton}$$

Cálculo del momento que ejerce la carga concentrada (losas y vigas) respecto del punto "a" (Mc)

$$M_c = C_{\text{total}} * \text{brazo} = 2.70\text{ton} * \left(0.80\text{m} + \frac{1.50\text{m}}{2} \right) = 4.19\text{ton} * \text{m}$$

Chequeos

1.- Estabilidad contra volteo (FSV)

$$\text{FSV} = \frac{\text{MR} + M_c}{\text{MA}} = \frac{12.93\text{ton} * \text{m} + 4.19\text{ton} * \text{m}}{2.57\text{ton} * \text{m}} = 6.66$$

$$\text{FSV} > \text{FS} \rightarrow 6.66 > 1.5$$

Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

2.- Estabilidad contra deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{\mu * WT}{PA_U} = \frac{0.50 * 11.04\text{ton}}{2.14\text{ton}} = 2.58$$

$$FSD > FS$$

La estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

3.- Presión en el suelo

La distancia "a" a partir del punto "c" (figura 29), donde actúan las cargas verticales es

$$a = \frac{(MR + Mc - MA)}{WT} = \frac{12.93\text{ton} * \text{m} + 4.19\text{ton} * \text{m} - 2.57\text{ton} * \text{m}}{11.04\text{ton}} = 1.32\text{m}$$

Longitud en la base del muro (Ao), donde actúa la presión positiva

$$A_o = 3 * a = 3 * 1.31\text{m} = 3.93\text{m}$$

Como la distancia total de la presión positiva (Ao), es mayor que la base del muro (B), entonces debajo del muro no existen presiones. $3.93\text{m} > 3.10\text{m}$.

Las presiones en el terreno serán

$$q = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{WT * ex}{S}$$

$$ex = \frac{B}{2} - a = \frac{3.10\text{m}}{2} - 1.37\text{m} = 0.18\text{m}$$

$$S = 1/6 * 1\text{m} * (3.10\text{m})^2 = 1.60\text{m}^3$$

$$q = \frac{11.04\text{ton}}{3.10\text{m} * 1\text{m}} \pm \frac{11.04\text{ton} * 0.18\text{m}}{1.60\text{m}^3}$$

$$q_{\max} = 4.80\text{ton/m}^2 < VS$$

$$q_{\min} = 2.32\text{ton/m}^2 > 0$$

Las dimensiones del muro intermedio son las adecuadas, debido a que la presión máxima actuante es menor que la capacidad soporte del suelo (15ton/m^2), y la presión mínima es mayor que cero, lo cual indica que no existen presiones negativas. Los esquemas finales de los muros perimetrales e intermedio se presentan en el apéndice, planos constructivos, hoja No.9.

2.2.7.2 Caseta de bombeo

Para protección y seguridad del equipo de bombeo y desinfección se diseñó una caseta de $4.25\text{m} \times 3.75\text{m}$; compuesta por cimentaciones, estructura y losa de concreto reforzado, paredes de block vistas, piso de torta de concreto alisada, ventanería con vidrio y marcos de metal. Puerta de ingreso metálica. Los detalles se especifican en los planos constructivos, hoja número 11.

Análisis del equipo de bombeo existente

Cálculo de potencia de la bomba (POT)

$$POT = \frac{CDT * Q_{\text{BOMBEO}}}{76 * e}$$

Donde: CDT=carga dinámica total

Q_{BOMBEO} =Caudal de bombeo entre tanques

e=Eficiencia de la bomba, 60%

$$Q_{\text{BOMBEO}} = QDM * \frac{24}{N} \quad \text{Donde N= horas de bombeo diarias}$$

$$Q_{\text{BOMBEO}} = 8.45\text{lbs / seg} * \frac{24}{12} = 16.92\text{lbs / seg}$$

$$\text{CDT} = H + hf + 5$$

Donde H=Diferencia de altura y hf=Perdidas por fricción

$$\text{CDT} = 15\text{m} + \frac{1743.811 * 15\text{m} * (16.92\text{ts / seg})^{1.85}}{150^{1.85} * 6\text{in}^{4.87}} + 5\text{m} = 20.06\text{mca}$$

$$\text{POT} = \frac{20.06\text{m} * 16.92\text{ts / seg}}{76 * 0.6} = 7.44\text{HP}$$

De acuerdo a este resultado, se necesita una bomba con una potencia de 8 HP; sin embargo, actualmente se tiene una bomba de 10HP, por lo que esta es suficiente para cubrir con la demanda de caudal que se requiere.

2.2.7.3 Red de distribución

El sistema estará compuesto por tuberías PVC de 160psi, de diferentes diámetros, según lo requerido por las presiones y velocidades establecidas. Contará también con pasos de zanjón, válvulas y accesorios. El procedimiento para el diseño se describe a continuación.

Planteo de red

Para delimitar la ubicación de la tubería se consideraron vías existentes, tipo de pavimento, longitud de los tramos. Se determinaron los puntos de consumo, que deben estar próximos a sectores significativos de vivienda o comercio, así como área de influencia que tendrá cada uno de ellos. De dichas consideraciones resultaron dos circuitos cerrados y ramales abiertos que fueron diseñados de forma simultánea.

Figura 29. Distribución de nodos, longitudes y diámetros de tuberías

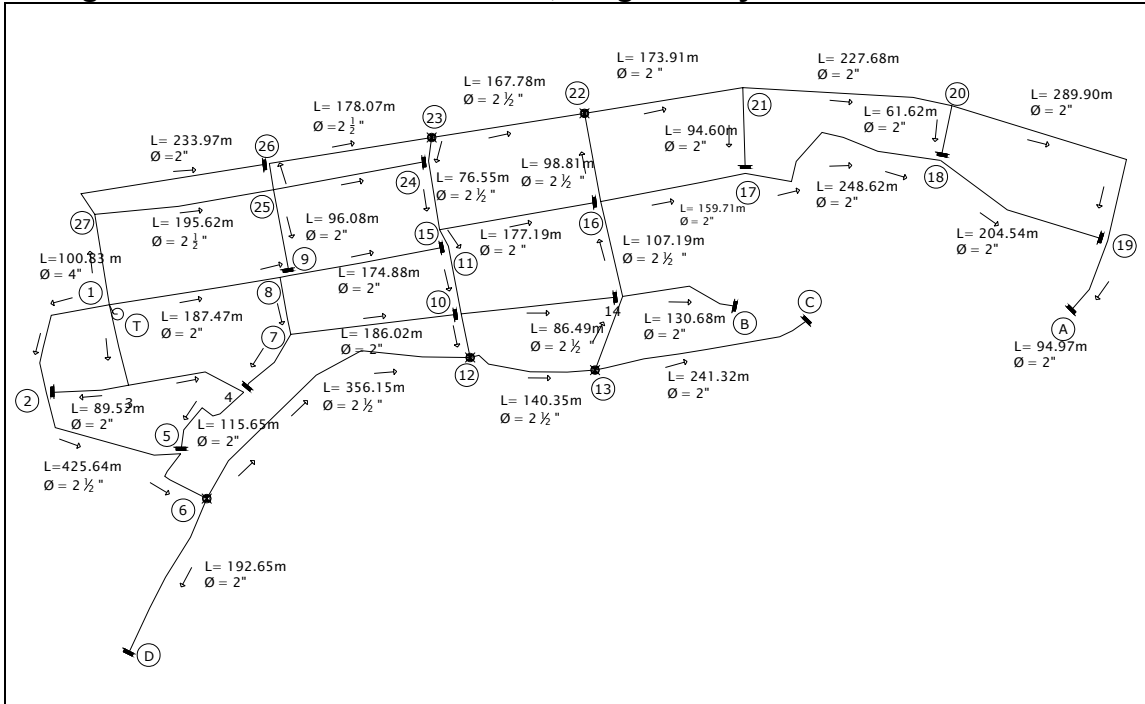
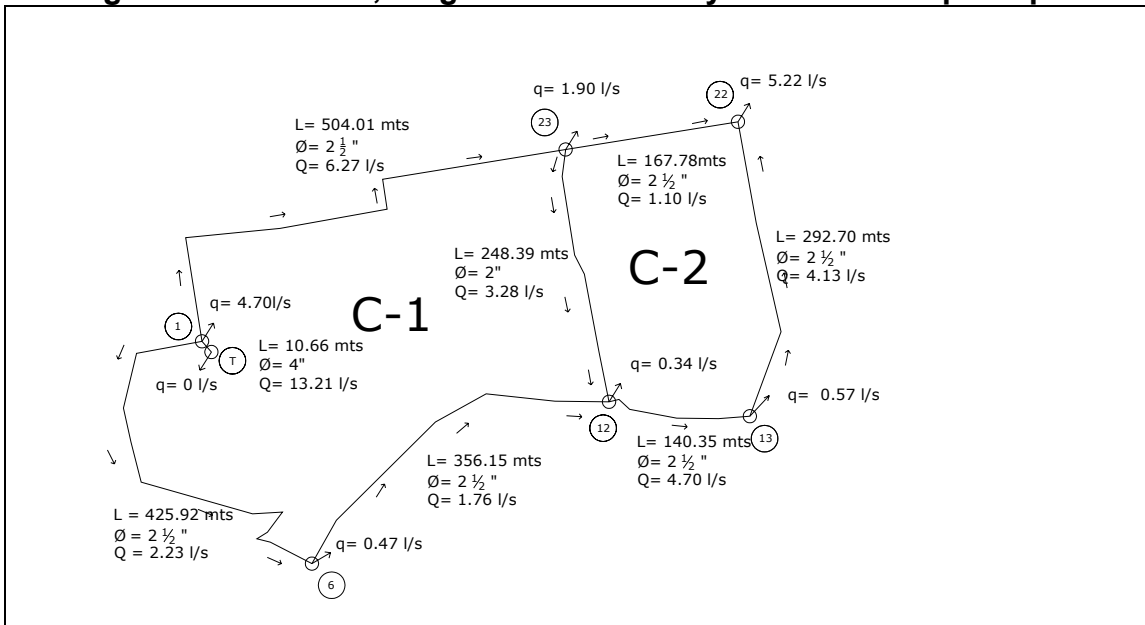


Figura 30. Circuitos, longitudes de tramo y nodos en red principal



Cálculo de caudales en tramos

El número de viviendas existentes en el tramo determina la población actual y futura, se calculó el caudal de diseño para la población del año 2026. Si los tramos se encuentran comprendidos dentro del circuito cerrado, el procedimiento a seguir es el siguiente:

Tramo uno, comprendido entre el nodo 1 y el 27:

$$QMD = \frac{Dot * Pf}{86400} = \frac{100\text{lbs/hab/día} * 117\text{hab}}{86400\text{seg/día}}$$

$$QMD = 0.14\text{lbs/seg}$$

$$QDM = QMD * FDM = 0.14\text{lbs/seg} * 1.6$$

$$QDM = 0.22\text{lbs/seg}$$

$$QHM = QDM * FHM = 0.22\text{lbs/seg} * 2.5$$

$$QHM = 0.34\text{lbs/seg}$$

Siendo éste el caudal de diseño.

Para determinar el caudal de diseño de los tramos que pertenecen a ramales abiertos deben compararse el caudal de vivienda con el caudal instantáneo correspondiente. Se diseñó con el mayor de ellos, de la siguiente manera:

Tramo tres, comprendido entre los nodos 2 y 3:

El caudal de vivienda para el sistema, calculado anteriormente es $Q_v=0.034\text{lbs/seg}$ entonces el correspondiente a este tramo se obtiene como el producto del Q_v del sistema y el número de viviendas del tramo:

$$Q_{v_{2-3}} = 0.034\text{lbs/seg} * 4 = 0.14\text{lbs/seg}$$

La determinación del caudal instantáneo del tramo se realizó con la ecuación mencionada en el inciso 2.2.6.5, de donde

$$Q_i = 0.15\sqrt{4 - 1}$$

$$Q_i = 0.26 \text{ lts / seg}$$

De los caudales obtenidos se tomó el Q_i como caudal de diseño, pues es el mayor de ambos. En el siguiente cuadro se resumen los cálculos realizados para los demás tramos, tanto del circuito cerrado como de los ramales abiertos.

Tabla IX. Caudales en tramos de red de distribución

Tipo de ramal	Nombre tramo	NODOS		# vivienda	habitantes actuales	habitantes futuros	QDM (l/s)	QHM (l/s)	Qviv. (l/s)	Qinst (l/s)	Qdis (l/s)
		DE	A								
Cerrado	0	T	1	0	0	0	0.00	0.00			0.00
Cerrado	1	1	27	10	60	117	0.22	0.34			0.34
Cerrado	2	1	2	9	54	105	0.19	0.30			0.30
Abierto	3	2	3	4	24	47	0.09		0.14	0.26	0.26
Abierto	4	1	3	7	42	82	0.15		0.24	0.37	0.37
Cerrado	5	2	5	3	18	35	0.06	0.10			0.10
Abierto	6	4	5	1	6	12	0.02		0.03	0.00	0.03
Abierto	7	3	4	11	66	129	0.24		0.37	0.47	0.47
Cerrado	8	5	6	2	12	23	0.04	0.07			0.07
Cerrado	9	6	12	6	36	70	0.13	0.20			0.20
Cerrado	10	10	12	2	12	23	0.04	0.07			0.07
Abierto	11	7	10	12	72	141	0.26		0.41	0.50	0.50
Abierto	12	7	4	5	30	59	0.11		0.17	0.30	0.30
Abierto	13	1	8	19	114	222	0.41		0.65	0.64	0.65
Abierto	14	8	7	5	30	59	0.11		0.17	0.30	0.30
Abierto	15	8	9	2	12	23	0.04		0.07	0.15	0.15
Abierto	16	9	11	10	60	117	0.22		0.34	0.45	0.45
Abierto	17	25	9	7	42	82	0.15		0.24	0.37	0.37
Cerrado	18	27	25	11	66	129	0.24	0.37			0.37
Abierto	19	27	26	2	12	23	0.04		0.07	0.15	0.15
Abierto	20	25	24	15	90	176	0.33		0.51	0.56	0.56
Cerrado	21	24	15	9	54	105	0.19	0.30			0.30
Cerrado	22	15	11	1	6	12	0.02	0.03			0.03
Cerrado	23	11	10	4	24	47	0.09	0.14			0.14
Cerrado	24	12	13	10	60	117	0.22	0.34			0.34
Cerrado	25	13	14	4	24	47	0.09	0.14			0.14
Abierto	26	10	14	13	78	152	0.28		0.44	0.52	0.52
Cerrado	27	14	16	7	42	82	0.15	0.24			0.24

Continuación

Abierto	28	15	16	17	102	199	0.37		0.58	0.60	0.60
Cerrado	29	16	22	8	48	94	0.17	0.27			0.27
Cerrado	30	23	22	8	48	94	0.17	0.27			0.27
Cerrado	31	23	24	2	12	23	0.04	0.07			0.07
Cerrado	32	26	23	2	12	23	0.04	0.07			0.07
Cerrado	33	25	26	2	12	23	0.04	0.07			0.07
Abierto	34	22	21	9	54	105	0.19		0.31	0.42	0.42
Abierto	35	16	17	8	48	94	0.17		0.27	0.40	0.40
Abierto	36	21	17	9	54	105	0.19		0.31	0.42	0.42
Abierto	37	21	20	15	90	176	0.33		0.51	0.56	0.56
Abierto	38	17	18	26	156	304	0.56		0.88	0.75	0.88
Abierto	39	20	18	8	48	94	0.17		0.27	0.40	0.40
Abierto	40	20	19	20	120	234	0.43		0.68	0.65	0.68
Abierto	41	18	19	16	96	187	0.35		0.54	0.58	0.58
Abierto	42	19	A	12	72	141	0.26		0.41	0.50	0.50
Abierto	43	14	B	12	72	141	0.26		0.41	0.50	0.50
Abierto	44	13	C	17	102	199	0.37		0.58	0.60	0.60
Abierto	45	6	D	8	48	94	0.17		0.27	0.40	0.40

Con base a los caudales de diseño se integran los consumos requeridos en cada nodo. Debido a que estos deben ser suplidos por el caudal total disponible, éste se distribuyó por los circuitos de forma tentativa, al igual que el sentido del flujo en la red; la propuesta se rige al principio de continuidad en cada nudo.

Los diámetros fueron propuestos según la magnitud del caudal asumido para cada tramo, contemplando pérdidas menores a 10mca por recorrido en los circuitos. A continuación se procede a calcular pérdidas y caudales balanceados.

Método de Hardy Cross para circuitos cerrados de agua potable

Este método consiste en iteraciones consecutivas cuyo fin es balancear el caudal de los circuitos a partir de las pérdidas por fricción en las tuberías que

conforman el sistema. Las especificaciones que se cumplen para emplearlo son las siguientes:

- a. La presión deberá estar comprendida entre 14 y 60 mca.
- b. La velocidad del flujo, deberá estar entre 0.60 y 3.00 m/s.
- c. La red secundaria deberá construirse con tubería PVC de 2" de diámetro.

Aplicación del método:

Para cada tramo se calcula la pérdida de carga, mediante la ecuación de Hazen-Williams

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{\phi^{4.87} * C^{1.85}} \quad \text{Donde:}$$

H_f = Pérdida del tramo por fricción, en metros.

L = Longitud de tubería, en metros.

Q = Caudal en la tubería a diseñar, en litros/segundo.

ϕ = Diámetro nominal de la tubería, en pulgadas.

C = Coeficiente de rugosidad del material de la tubería, 150 para este diseño.

El valor del caudal debe ser ingresado con el signo correspondiente al sentido asumido, positivo a favor de las agujas del reloj, negativo en caso contrario.

Luego de calcular las pérdidas, H_f , se determinó la relación H/Q ; y posteriormente se obtiene el ΔQ , de la siguiente manera:

$$\Delta Q = \frac{-\sum H_f}{1.85 * \sum \frac{H_f}{Q}}$$

Todas las tuberías comunes a dos circuitos, deben ser modificadas por los ΔQ correspondientes a dicho tramo; esto con el fin de que el caudal y el sentido sean el mismo para ambos.

Con los resultados, se procede a calcular el caudal modificado según la fórmula siguiente:

$$Q_{\text{modificado}} = Q_0 + \Delta Q + \Delta Q_{\text{tuberíacomún}}$$

Este nuevo caudal será el inicial para la siguiente iteración, con el que se calculan nuevamente las pérdidas y los ΔQ respectivos para obtener otro caudal modificado; el ciclo se repite hasta que la diferencia entre el caudal inicial y el modificado, de la última iteración, sea del 5%. A continuación se presentan las iteraciones para el diseño del circuito cerrado de la red.

Tabla X. Primera iteración del método de Hardy Cross

Circuito	Tramo	L (m)	Ø (")	C	Q (l/s)	1 ITERACIÓN				
						hf (m)	hf/Q	Δ	Δcomún	Q (l/s)
	INICIO 1	10.658	4.000	150	13.21	0.243				
I	1 23	504.01	2.50	150	6.27	28.52	4.55	-1.74		4.53
	23 12	248.39	2.00	150	3.28	12.57	3.83	-1.74	-1.89	-0.35
	12 6	356.15	2.50	150	-1.76	-1.92	1.09	-1.74		-3.50
	6 1	425.92	2.50	150	-2.23	-3.56	1.60	-1.74		-3.97
						35.60	11.07			
	23 22	167.78	2.50	150	1.10	0.38	0.34	1.89		2.99
2	22 13	292.70	2.50	150	-4.13	-7.65	1.85	1.89		-2.24
	13 12	140.35	2.50	150	-4.70	-4.66	0.99	1.89		-2.81
	12 23	248.39	2.00	150	-3.28	-12.57	3.83	1.89	1.74	0.35
						-24.50	7.02			

Tabla XI. Tercera iteración, final del método

Circuito	Tramo	L (m)	Ø (")	C	Q (l/s)	3 ITERACIÓN				
						hf (m)	hf/Q	Δ	Δcomún	Q (l/s)
	INICIO 1	10.66	4.00	150						
I	1 23	504.01	2.50	150	4.64	16.35	3.52	0.0215		4.66
	23 12	248.39	2.00	150	-1.53	-0.42	0.81	0.0215	-0.017	-1.52
	12 6	356.15	2.50	150	-3.39	-6.46	1.91	0.0215		-3.37
	6 1	425.92	2.50	150	-3.86	-9.82	2.54	0.0215		-3.84

Continuación

						-0.35	8.78			
	23 22	167.78	2.50	150	3.28	2.86	0.87	0.0174		3.29
2	22 13	292.70	2.50	150	-1.95	-1.91	0.98	0.0174		-1.94
	13 12	140.35	2.50	150	-2.52	-1.47	0.58	0.0174		-2.51
	12 23	248.39	2.00	150	1.53	0.42	0.81	0.0174	-0.022	1.52
						-0.10	3.24			

Chequeo de velocidades

El caudal final proporcionado por el método de Hardy-Cross, fue sometido a revisión mediante la determinación de las velocidades de cada tramo, si los valores exceden los límites anteriormente establecidos, se propone un nuevo diámetro. Los resultados se adjuntan en el siguiente cuadro.

Tabla XII. Pérdidas, velocidad, longitudes y diámetros finales en tramos

Circuito	Tramo	L (m)	Ø (")	C	Q (l/s)	Q final tubería	Hf final tubería	Velocidad (m/s)
	INICIO 1	10.66	4.00	150	13.21	13.21	0.24	1.63
I	1 23	504.01	2.50	150	6.27	4.66	16.49	1.47
	23 12	248.39	2.00	150	3.28	-1.52	-0.42	-0.75
	12 6	356.15	2.50	150	-1.76	-3.37	-6.38	-1.06
	6 1	425.92	2.50	150	-2.23	-3.84	-9.72	-1.21
	23 22	167.78	2.50	150	1.10	3.29	2.89	1.04
2	22 13	292.70	2.50	150	-4.13	-1.94	-1.88	-0.61
	13 12	140.35	2.50	150	-4.70	-2.51	-1.46	-0.79
	12 23	248.39	2.00	150	-3.28	1.52	0.42	0.75

Cálculo de la cota piezométrica

La línea piezométrica es el perfil de las presiones en determinado tramo. Para trazarla, es necesaria conocer las cotas piezométricas de cada nodo, que se obtienen de la siguiente forma.

La cota piezométrica inicial en un sistema de distribución por gravedad es igual a la elevación de la salida del tanque de distribución. El resto de cotas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción del tramo analizado.

Chequeo de presiones

Las presiones serán la diferencia existente entre las cotas piezométrica y de terreno en un punto, deben estar comprendidas entre los 14 y 60mca. A continuación se presentan los datos para nodos de los circuitos cerrados del diseño.

Tabla XIII. Cálculo de cota piezométrica y presiones

Circuito	Nombre de tramo	Nodos		PIEZOMÉTRICA Y PRESIONES					
		De	A	Cota piezométrica		Cota terreno		Presiones m.c.a.	
				Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
0	INICIO 1	INICIO	1	1015.00	1014.76	1000.00	999.90	15.00	14.86
1	1 23	1	23	1014.76	998.27	999.90	983.45	14.86	14.82
1	23 12	23	12	998.27	997.85	983.45	972.88	14.82	25.78
1	12 6	6	12	1005.04	998.66	937.14	972.88	57.90	25.78
1	1 6	1	6	1014.76	1005.04	999.90	937.14	14.86	57.90
2	23 22	23	22	998.27	995.38	983.45	978.83	14.82	16.55
2	22 13	22	13	995.38	993.50	978.83	962.75	16.55	30.75
2	13 12	12	13	997.85	996.39	972.88	962.75	35.10	30.75
2	12 23	23	12	998.27	997.85	983.45	962.75	14.82	35.10

En el diseño realizado se corroboró que las presiones para los ramales abiertos cumplieran el rango especificado como permisible. Obteniendo los siguientes resultados.

Tabla XIV. Presiones finales en ramales abiertos

Nombre tramo	NODOS		Qdis (l/s)	Longitud m	C	Ø in	Pérdida m	Presión final mca
	DE	A						
3	2	3	0.26	89.52	150	2.00	0.04	27.01
4	1	3	0.37	91.13	150	2.00	0.32	20.03
6	4	5	0.03	115.65	150	2.00	0.00	59.56
7	3	4	0.47	131.78	150	2.00	0.14	46.53
11	7	10	0.50	186.02	150	2.00	0.20	31.28
12	7	4	0.30	82.88	150	2.00	0.02	43.66
13	1	8	0.65	187.47	150	2.00	3.11	21.60
14	8	7	0.30	63.96	150	2.00	0.21	28.64
15	8	9	0.15	10.48	150	2.00	0.01	22.27
16	9	11	0.45	174.88	150	2.00	0.13	29.85
17	25	9	0.37	96.08	150	2.00	0.04	15.66
19	27	26	0.15	233.97	150	2.00	0.01	20.01
20	25	24	0.56	170.87	150	2.00	0.27	21.60
26	10	14	0.52	175.87	150	2.00	0.22	30.15
28	15	16	0.60	177.19	150	2.00	0.36	20.31
34	22	21	0.42	173.91	150	2.00	5.22	16.88
35	16	17	0.40	159.71	150	2.00	2.38	18.88
36	21	17	0.42	94.60	150	2.00	0.06	19.11
37	21	20	0.56	227.68	150	2.00	3.03	23.63
38	17	18	0.88	248.62	150	2.00	2.68	23.87
39	20	18	0.40	61.62	150	2.00	0.03	23.78
40	20	19	0.68	289.90	150	2.00	1.89	24.72
41	18	19	0.58	204.54	150	2.00	0.37	26.30
42	19	A	0.50	94.97	150	2.00	0.10	37.11
43	14	B	0.50	130.68	150	2.00	0.14	29.81
44	13	C	0.60	241.32	150	2.00	0.49	44.86
45	6	D	0.40	192.65	150	2.00	0.10	65.19

2.2.7.4 Obras hidráulicas

Los siguientes detalles se presentan en el plano de obras hidráulicas, hoja 10, de los planos constructivos, mostrados en el apéndice.

Caja reunidora de caudales

Se proyectó la instalación de una caja reunidora de caudales, a la entrada del tanque de almacenamiento, a manera de unificar los caudales provenientes de las tres fuentes de abastecimiento.

El volumen de esta caja es de 2.56m^3 ; será de mampostería de piedra con un colchón de arena como base para las válvulas de compuerta; tuberías para rebalse y desagües fijadas con abrazaderas de 3/8"; pichachas plásticas y anclajes de $0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 0.40\text{m}$ de concreto ciclópeo.

Cajas de válvulas de compuerta

Las válvulas de compuerta se emplean con el objeto de restringir el paso del agua, a manera de aislar en determinado momento algún elemento o sección de la instalación para efectuar alguna reparación, inspección o mantenimiento.

Estas válvulas estarán protegidas por cajas de mampostería de piedra con tapaderas de concreto reforzado, tendrán una lechada de arena como base. Éstas estarán enterradas y serán colocadas en los puntos donde se dividen los circuitos cerrados de la red principal.

Pozos de visita

Se colocarán para la protección y acceso a las válvulas de compuerta que están instaladas a la salida del tanque de almacenamiento. Tendrán una profundidad de 3.90 metros a partir del nivel del terreno y estarán conformados por paredes de ladrillos de punta rústicos, alisados con una mezcla cemento-

cal, un colchón de arena como base y tapaderas circulares de concreto reforzado.

Pasos de zanjón

Se utilizan en sustitución de pasos aéreos cuando las secciones son menores de cinco metros, su función es proteger a la tubería que estaría a la vista debido a la topografía del lugar, es decir, cuando la pendiente del terreno cambie de manera abrupta. Estarán formados por anclajes de mampostería de piedra. La ubicación de los pasos de zanjón se muestra en los planos de planta perfil en los planos constructivos en el apéndice.

2.2.7.5 Sistema de desinfección

El alimentador automático de tricloro se instalará en serie con la tubería de distribución de 6 pulgadas que conduce del tanque de almacenamiento al tanque de distribución, esto a manera de que en forma directa se inyecte la solución. El lugar de protección donde se almacenará el material de mantenimiento del alimentador, será la caseta de bombeo.

La cantidad de litros a tratar a través del sistema será el caudal de bombeo por doce horas al día. Este caudal es de 16.92lts/seg. Haciendo un total de 730,944 litros diarios.

2.2.8 Programa de desinfección y mantenimiento

Las tabletas de tricloro es una forma de presentación del cloro. Son pastillas de 200 gramos de peso, tienen un tamaño de 3 pulgadas de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y un 10% de

estabilizador. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas.

Para determinar la cantidad de tabletas al mes para clorar el caudal de bombeo se hace mediante la fórmula para hipocloritos, y esta es:

$$G = \frac{C * M * D}{\%CL}$$

Donde: G= Gramos de tricloro
C= Miligramos por litro deseados
M= Litros de agua a tratarse por día
D= Número de días
%CL= Concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0.07% y 0.15%, éste depende del caudal de bombeo a tratar, para este proyecto (16.92lts/seg=730,944lts/día) se utilizará un valor del 0.1%, por lo que se tiene:

$$G = \frac{0.001 * 730,944 \text{ lts / día} * 30 \text{ días}}{0.9}$$

$$G = 24364.8 \text{ gramos}$$

Lo cual significa que se necesitan 122 tabletas al mes. Estas serán colocadas por el fontanero de mantenimiento de forma gradual en el alimentador, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de la tarifa.

2.2.9 Propuesta de tarifa

Para que un sistema de agua potable cumpla con su cometido y sea sostenible durante el período para el que se diseña, se requiere de un fondo de operación y mantenimiento. Para esto se determinó una tarifa que cada una de

las viviendas deberá cancelar. El cálculo se realizó con base a los lineamientos del proyecto de agua y salud rural de CARE, empleando la metodología siguiente:

Costo de operación (O)

Este costo representa el pago al fontanero por revisión de tubería, conexiones domiciliars, mantenimiento y operación del sistema de desinfección y de bombeo, estimando para ello que recorrerá 3 kilómetros de línea, revisará 40 conexiones al mes y atenderá la limpieza y cuidado de los sistemas mensualmente. Además se contempla un factor que representa las prestaciones. Por lo que se tiene:

$$O = 1.43 * \left[\frac{L_{\text{tubería}} * \text{jornal}}{L_{\text{tubería}} / \text{mes}} + \frac{\#_{\text{conexiones}} * \text{jornal}}{40_{\text{conexiones}} / \text{mes}} + \frac{\text{Mantenimiento} * \text{Jornal}}{30_{\text{días}} / \text{mes}} \right]$$

$$O = 1.43 * \left[\frac{6.25\text{km} * Q40}{3\text{km}} + \frac{390\text{conexiones} * Q40}{40\text{conexiones}} + \frac{Q40}{30} \right] = Q678.77 / \text{mes}$$

Costo de mantenimiento (M)

Este costo se utilizará para la compra de materiales del proyecto cuando sea necesario sustituir los que estén instalados. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{0.004 * \text{Costo proyecto}}{20} = \frac{0.004 * Q1,364,056.00}{20}$$

$$M = Q272.81 / \text{mes}$$

Costo de tratamiento (T)

Éste será el que se requiere para la compra y mantenimiento del método de desinfección, gasto que se hará mensualmente.

T= Costo tableta en gramos*Numero de tabletas a utilizar en un mes

$$T = 0.50/\text{tableta} * 122 \text{ tabletas} = Q61.00/\text{mes}$$

Costo de administración (A)

Representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima un 15% de la suma de los anteriores.

$$A = 0.15 * (O + M + T)$$

$$A = 0.15 * (Q678.77 + Q272.81 + Q61.00) = Q151.89/\text{mes}$$

Costo de reserva (R)

Éste es, la cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte al proyecto. Será del 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 0.12 * (O + M + T)$$

$$R = 0.12 * (Q678.77 + Q272.81 + Q61.00) = Q121.51/\text{mes}$$

Costo de operación de bombas (CB)

Para operar las bombas del sistema se requiere de un costo adicional por energía eléctrica, y este será:

$$CB = CB_{\text{pozo}} + CB_{\text{tanque}}$$

$$CB_{\text{pozo}} = \text{Pot}_{\text{bomba}} * \text{Horas}_{\text{bombeo}} * \text{No.}_{\text{días}} * \text{Costo}_{\text{kilowatt}}$$

$$\text{Pot}_{\text{bomba}} = 15\text{Hp} * \frac{745.70\text{watts}}{1\text{Hp}} * \frac{1\text{Kw}}{1000\text{watts}} = 11.1855\text{kw}$$

$$CB_{\text{pozo}} = 11.1855\text{kw} * 12\text{hrs} * 30\text{días} * Q1.43 / \text{kw} = Q5,758.29 / \text{mes}$$

$$\text{Pot}_{\text{tanque}} = 10\text{Hp} * \frac{745.70\text{watts}}{1\text{Hp}} * \frac{1\text{kw}}{1000\text{watts}} = 7.457\text{kw}$$

$$CB_{\text{tanque}} = 7.457\text{kw} * 12\text{hrs} * 30\text{días} * Q1.43 / \text{kw} = Q3,838.86 / \text{mes}$$

$$CB = Q5,758.29 + Q3,838.86 = Q9,597.15 / \text{mes}$$

Cálculo de tarifa propuesta (TAR)

$$T = \frac{O + M + T + A + R + CB}{\# \text{viviendas}}$$

$$T = \frac{Q678.77 + Q272.81 + Q61.00 + Q151.89 + Q121.51 + Q9597.15}{390\text{viviendas}}$$

$$T = Q27.90 / \text{mes}$$

La tarifa debe ajustarse a las características del proyecto, por lo tanto, se propone el precio mínimo de Q30.00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, ya que actualmente se paga Q20.00 por un servicio que no satisface las necesidades de la población y las tarifas que la municipalidad propone oscilan entre Q10.00 y Q45.00 mensuales.

2.2.10 Planos y detalles

Los planos constructivos para el diseño de la red de distribución se presentan en el apéndice, estos están conformados por las plantas de densidad poblacional, de topografía, curvas de nivel, diseño general, diseño hidráulico, perfiles de ramales abiertos, detalle de tanque de almacenamiento y de obras hidráulicas.

2.2.11 Presupuesto

Para el presupuesto de construcción se aplicaron los mismos criterios que los usados para el edificio municipal y este se presenta a continuación.

2.2.12 Cronograma de ejecución

El cronograma de ejecución se desglosó de acuerdo a los renglones de trabajo del proyecto así como un estimado de tiempo para cada una de las actividades que se requieren para la construcción y ejecución. Éste se muestra en la siguiente página.

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN

No.	DESCRIPCIÓN (renglones de trabajo)	unidad	Cantidad	Precio unitario	Total	Total del Renglón
-----	---------------------------------------	--------	----------	--------------------	-------	----------------------

1	TRABAJOS PRELIMINARES					Q711,909.46
1.1	Replanteo topográfico	Día	4	Q500.00	Q2,000.00	
1.2	Excavación, relleno y remoción de adoquín	ml	4501.76	Q157.70	Q709,909.46	

2	RED DE DISTRIBUCIÓN					Q396,082.26
2.1	Instalación tubería PVC 160psi de 4"	ml	514.31	Q120.27	Q61,854.56	
2.2	Instalación tubería PVC 160psi de 2 1/2"	ml	1630.16	Q51.05	Q83,214.86	
2.3	Instalación tubería PVC 160psi de 2"	ml	4107.98	Q35.02	Q143,880.97	
2.4	Pasos de zanjón	unidad	6	Q1,391.00	Q8,345.99	
2.5	Cajas de mampostería de piedra para válvulas	unidad	5	Q953.41	Q4,767.07	
2.6	Reposición de carpeta de rodadura de adoquín	M2	1377.88	Q68.23	Q94,018.82	

3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO					Q220,575.29
3.1	Demolición de tanque existente	M3	75	Q56.70	Q4,252.50	
3.2	Excavación	M3	190	Q73.71	Q14,004.90	
3.3	Muros perimetrales por gravedad	M3	150.495	Q664.59	Q100,016.80	
3.4	Muro intermedio por gravedad	M3	22.68	Q671.75	Q15,235.29	

Continuación						
3.5	Vigas perimetrales	ml	35.2	Q519.50	Q18,286.50	
3.6	Viga intermedia	ml	5	Q553.06	Q2,765.32	
3.7	Techo de losa	M2	64.26	Q372.53	Q23,938.54	
3.8	Tapaderas de ingreso	unidad	2	Q202.70	Q405.41	
3.9	Tubería PVC 160 PSI de 6" y accesorios	ml	15.6	Q344.59	Q5,375.67	
3.1	Tubería PVC 160 PSI de 3" y accesorios	ml	18	Q82.50	Q1,485.04	
3.11	Pozos de visita para válvulas	unidad	2	Q13,681.36	Q27,362.72	
3.12	Cajas de válvulas en tanque	unidad	2	Q1,055.59	Q2,111.18	
3.12	Caja reunidora de caudales	unidad	1	Q5,335.41	Q5,335.41	

4	CASETA DE BOMBEO						Q35,487.95
4.1	Zapatas (0.80m*0.80m*0.20m)	unidad	4	Q251.15	Q1,004.60		
4.2	Cimiento corrido	ml	16	Q113.14	Q1,810.24		
4.3	Levantado bajo solera de humedad	M2	7.2	Q172.51	Q1,242.07		
4.4	Levantado de muro de block de 15cms	M2	44.8	Q172.51	Q7,728.45		
4.5	Columnas tipo A (30cms*30cms)	ml	14.48	Q223.84	Q3,241.20		
4.6	Columnas tipo B (15cms*15cms)	ml	14.48	Q151.54	Q2,194.30		
4.7	Solera de humedad	ml	16	Q114.73	Q1,835.68		
4.8	Solera intermedia	ml	16	Q100.08	Q1,601.28		
4.9	Viga solera	ml	16	Q172.25	Q2,756.00		
4.10	Losa de techo de 10cms de espesor	M2	15.94	Q431.72	Q6,881.62		
4.11	Piso de torta de concreto	M2	15.94	Q231.00	Q3,682.14		
4.12	Puertas de metal (H=2.60m)	unidad	1	Q990.00	Q990.00		
4.13	Ventanería de vidrio con marcos de metal	M2	1.41	Q369.06	Q520.37		

Q1,364,054.97

Total:	Q1,364,055.00
Total en letras:	Un millón trescientos sesenta y cuatro mil, cincuenta y cinco quetzales exactos

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN
PROYECTO
DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

No.	DESCRIPCIÓN	TIEMPO DE EJECUCIÓN																							
		MES/SEMANAS																							
		MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Trabajos preliminares																								
2	Red de distribución																								
3	Tanque almacenamiento																								
4	Caseta de bombeo																								

2.2.13 Evaluación de impacto ambiental

El proyecto será sometido a una evaluación ambiental inicial, requerido por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. Según las observaciones dictaminadas por dicha entidad sobre los resultados, deberá realizarse el estudio de impacto ambiental correspondiente.

La actividad a desarrollar se caracteriza como ampliación y remodelación del sistema existente. El área total de la aldea es de 254,908.27m², siendo el área para construcción de 3,805.47m².

Este proyecto se realiza en el interior del sector urbano de la aldea, siendo éste y el manto freático las áreas principales de influencia; el mayor riesgo que podría presentarse durante la ejecución corresponde al producido por movimientos de tierra. En el siguiente cuadro se describen otras alteraciones y sus respectivas medidas de mitigación.

Tabla XV. Evaluación de impacto ambiental

No.	ALTERACIONES	MEDIDAS DE MITIGACIÓN
	Sistema atmosférico:	
1	Presencia de partículas en suspensión y polvo.	Riego constante, para humedecer el área. Dotación de equipo de seguridad a los trabajadores.
2	Posible emanación de gases provenientes de solventes utilizados.	Manejo adecuado de los químicos a utilizar.
3	Generación de ruido, propios de las actividades.	Coordinación de trabajo en horas hábiles.
	Sistema lítico y edáfico:	
1	Movimiento de tierra, corte y relleno sin movilización fuera del área de actividad.	Manejo ordenado de los volúmenes extraídos ejecutando una compactación adecuada.
	Sociedad y cultura:	
1	Inconvenientes en la circulación peatonal	Correcta señalización de área de trabajo,

Continuación

	y vehicular.	considerando espacios libres para circulación
	Sistema Hídrico:	
1	Disminución del acuífero, debido a la extracción de agua para distribución.	Monitorear el descenso de nivel y el porcentaje permitido para la utilización de los mantos freáticos. Reforestar el área para permitir la recarga hídrica.
	Disposición de desechos:	
1	Desechos sólidos, basuras o ripios	Se dispondrá de un sistema efectivo de recolección que pueda coordinarse con el utilizado por la población.
2	Disposición de excretas y aguas servidas	Instalación de letrinas móviles, solicitando el Servicio de limpieza correspondiente.

Considerando la carencia de una flora y fauna significativa, así como las alteraciones previamente descritas, los impactos ambientales son mínimos. No obstante, deberán ser mitigados o disueltos mediante la implementación de las medidas de Salud, Seguridad y Medio Ambiente previstas.

2.2.14 Evaluación socioeconómica

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generarán. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

2.2.14.1 Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores de rescate futuros de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento; para el presente proyecto se determino el VPN con una tasa de

interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%. El procedimiento a realizar será:

Costo de ejecución= Q1, 364,056.00, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental. Para el análisis de VPN, este rubro no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es autosostenible.

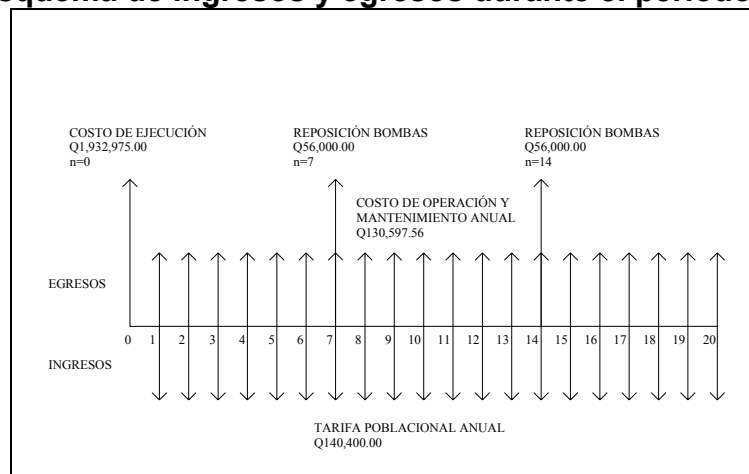
Reposición de equipo de bombeo: Q56, 000.00

Las bombas que se utilizarán en el sistema tienen una vida útil, por lo que deberán ser reemplazadas durante el período de diseño. El precio actual de una bomba MEYER de 15Hp es de Q35, 000.00 y el de una de 10Hp, Q21, 000.00, por lo que se tendrá este gasto de mantenimiento cada 7 años.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA) = $Q10883.13 \times 12 \text{ meses}$
 $CA = Q130, 597.56$

Tarifa poblacional anual (IA) = $Q30 / \text{vivienda} \times 390 \text{ vivienda} \times 12 \text{ meses}$
 $IA = Q140, 400.00$

Figura 31. Esquema de ingresos y egresos durante el periodo de diseño



1era reposición de equipo de bombeo

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n}$$

Donde VP= valor presente

VF= Costo futuro por reposición de equipo de bombeo

n=Período en que se reemplazará el equipo de bombeo

i=Tasa de interés

$$VP = \frac{56,000}{(1+0.11)^7} = Q26,972.87$$

2da reposición de equipo de bombeo

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{56,000}{(1+0.11)^{14}} = Q12,991.71$$

Costo de operación y mantenimiento

$$VP = CA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 130597.56 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q1,039,991.22$$

Tarifa poblacional

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 140,400 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q1,118,51.27$$

El valor presente neto estará dado por la sumatorias de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

VPN = ingresos – egresos

$$VPN = Q1,118,051.27 - Q26,972.87 - Q12,991.71 - Q1,039,991.22$$

$$VPN = Q38,095.47$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento. Además, se dispondrá de una cantidad de dinero adicional para

otros proyectos pequeños de carácter social para la aldea de San Luis Pueblo Nuevo.

2.2.14.2 Tasa interna de retorno

Ésta es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente manera:

Costo=Inversión inicial-VPN=Q1, 364,056.00-Q38, 095.47=Q1, 325,960.53

Beneficio=No. de habitantes beneficiados (a futuro)

Costo/beneficio=Q1,325,960.53/4567habitantes=Q290.33/hab

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean. Según las expectativas de las entidades que colaboran con la municipalidad de Pastores, se tiene un rango aproximado de hasta Q.500.00 por habitante.

De lo anterior se concluye que el proyecto, podría ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones que trabajan actualmente con la municipalidad.

CONCLUSIONES

1. El edificio municipal de Pastores fue diseñado con base a las características que se requieren para un área sísmica, garantizando la resistencia de la estructura a movimientos de este tipo.
2. En el diseño de la red de distribución de agua potable de la aldea San Luis Pueblo Nuevo, se tomaron las siguientes consideraciones: dotación, período de diseño, población, presiones máximas y mínimas, desinfección, circuitos cerrados y abiertos, por lo que posee una planificación adecuada para resolver las necesidades requeridas por la población y se adapta a los componentes con los que actualmente se tiene.
3. Como resultado del diagnóstico de necesidades, se evidenció que la cabecera municipal y poblaciones aledañas son vulnerables a catástrofes naturales, debido a la urbanización inadecuada en el cauce del río “Guacalate”, siendo propensas a inundaciones, como la acontecida por el paso del huracán “Stan” en Octubre del año 2005.
4. Los proyectos desarrollados son factibles económicamente, debido a que son obras de primera necesidad para el municipio, por lo que la inversión que se requiere puede ser financiada por distintas entidades de carácter gubernamental o privadas.
5. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de ingeniería civil tiene la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la resolución de problemas reales, adquiriendo experiencia, criterio y madurez.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Pastores.

1. En proyectos futuros, considerar un diseño y planificación adecuada basados en criterios de ingeniería para obtener resultados beneficiosos; de esta manera las inversiones sociales solucionarán satisfactoriamente las necesidades de la población.
2. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos, debido a que son de necesidad primaria. Según el grado de importancia que se le asignó a la nueva edificación municipal, ésta podrá utilizarse como centro de albergue en situaciones de emergencia.
3. Localizar y utilizar nuevas fuentes de abastecimiento de agua superficial para la aldea San Luis Pueblo Nuevo, con el objetivo de reducir costos de operación y mantenimiento en la extracción de agua subterránea.
4. Implementar un sistema adecuado de prevención de desastres que pueda aplicarse en las áreas susceptibles de inundación del municipio.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Código de diseño de hormigón armado ACI 318R-99.** s.i. s.e 1999. 576pp.
2. Comisión Guatemalteca de Normas COGUANOR. **Normas para exámenes bacteriológico y físico-químico sanitario, norma COGUANOR 29001.** Guatemala: s.e.
3. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. Manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990.
4. Instituto de Fomento Municipal INFOM. **Guía para el sistema de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.** Guatemala: s.e. 1997.
5. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto.** 12^a edición. Colombia: Editorial McGraw-Hill Interamericana, S.A. 1999. 722 pp

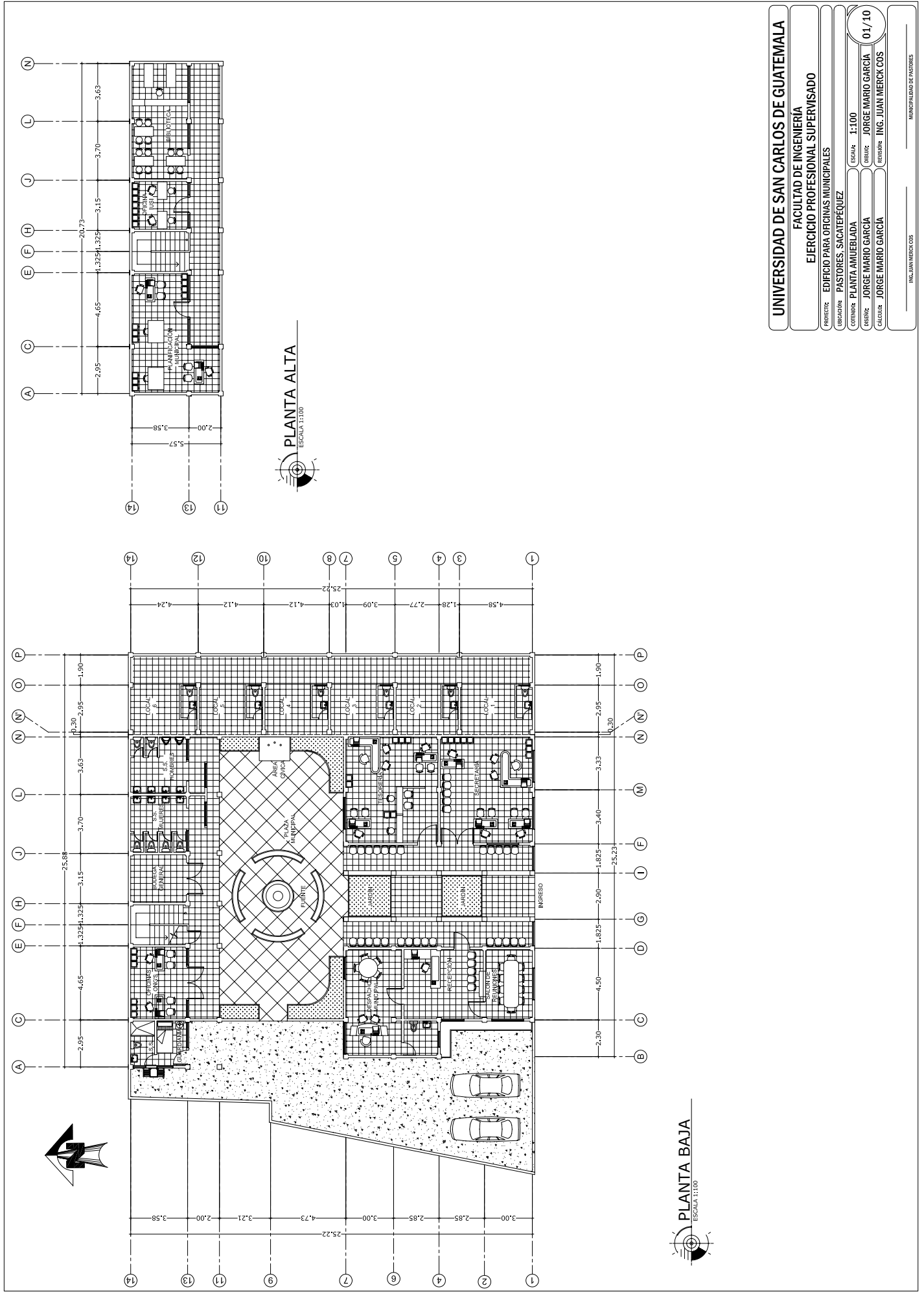
APÉNDICE

- ✓ PLANOS DE EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES

- ✓ PLANOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

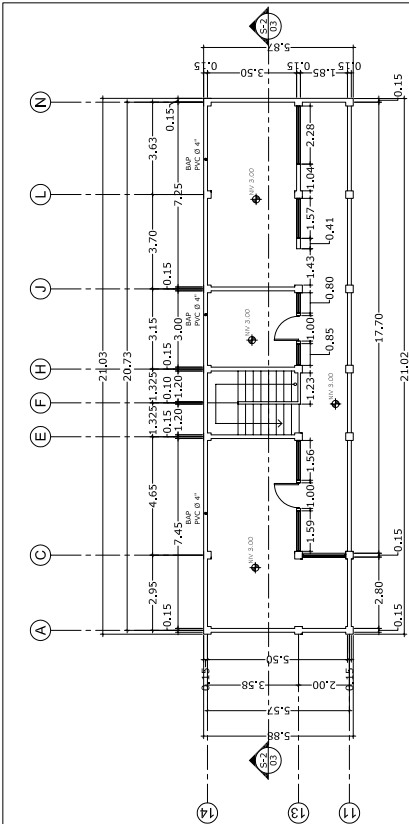
- ✓ RESULTADOS DE EVALUACIÓN DEL VALOR SOPORTE DEL SUELO

- ✓ RESULTADOS DE ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO SANITARIO Y BACTERIOLÓGICO

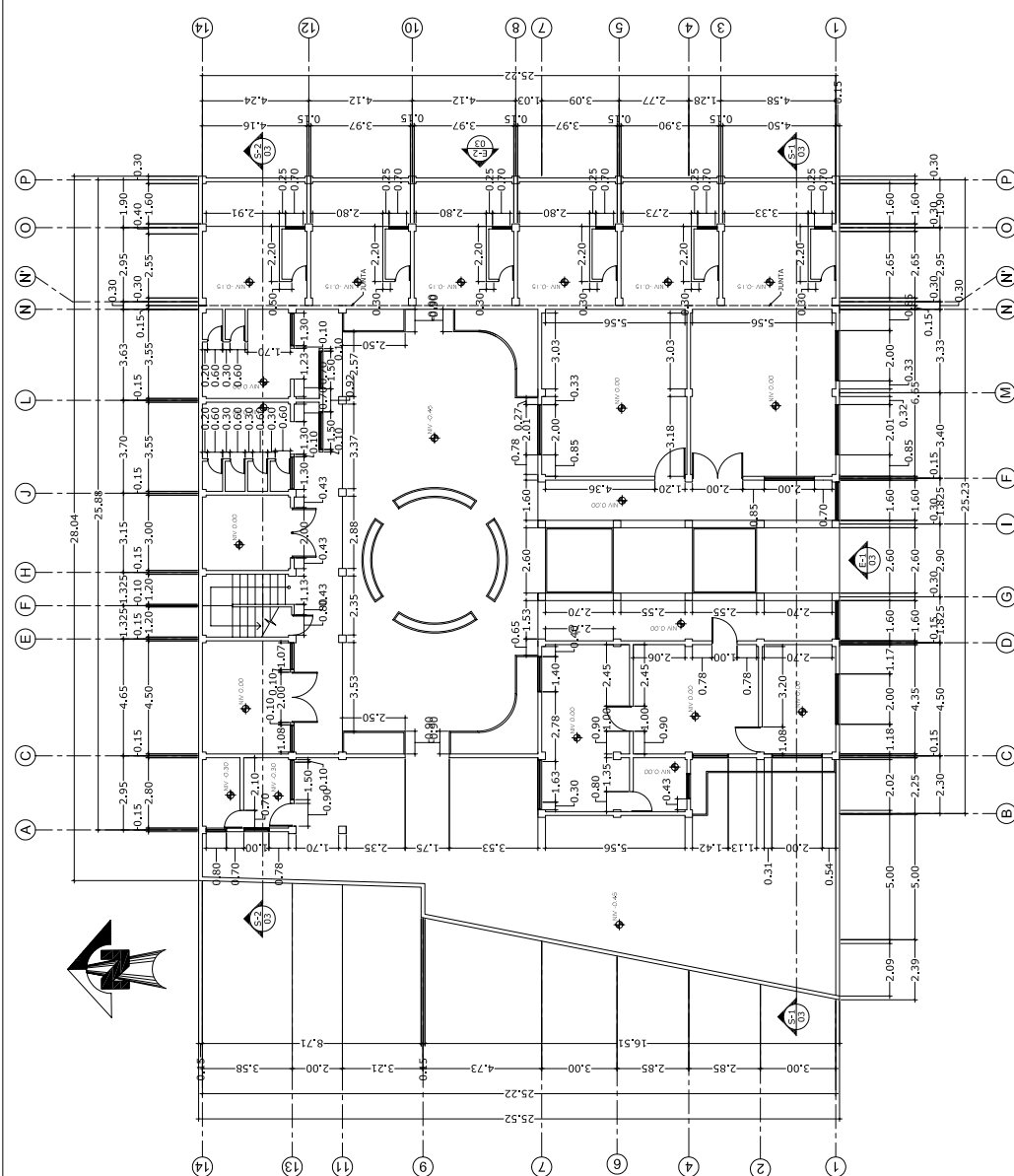


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES	
UBICACION: PASTORES, SACATEPEQUEZ	
GRUPO: PLANTA MUJERADA	ESCALA: 1:100
USUARIO: JORGE MARIO GARCIA	REVISOR: JORGE MARIO GARCIA
CALCULO: JORGE MARIO GARCIA	REVISOR: ING. JUAN MERCK COS
ING. JUAN MERCK COS	MUNICIPALIDAD DE PASTORES

01/10



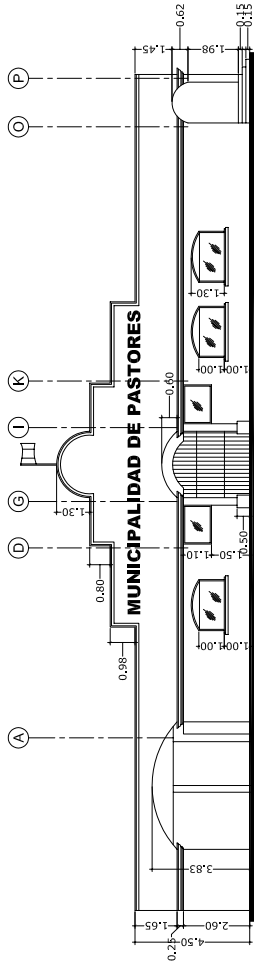
PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



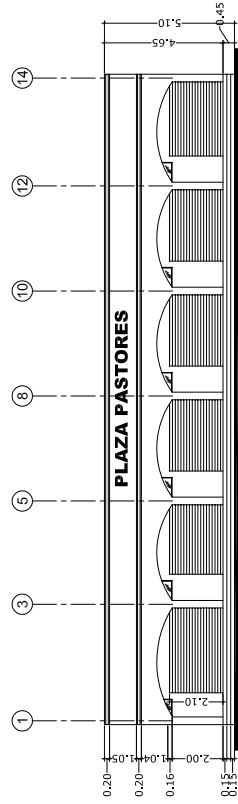
PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES	
UBICACION: PASTORES, SACATEPEQUEZ	
COMUNIDAD: PLANTA ACOJADA	ESCALA: 1:100
DISEÑO: JORGE MARIO GARCIA	DEBIDO: JORGE MARIO GARCIA
CALCULO: JORGE MARIO GARCIA	REVISARE: ING. JUAN MERCK COS
ING. JUAN MERCK COS	MINISTERIO DE PASTORES

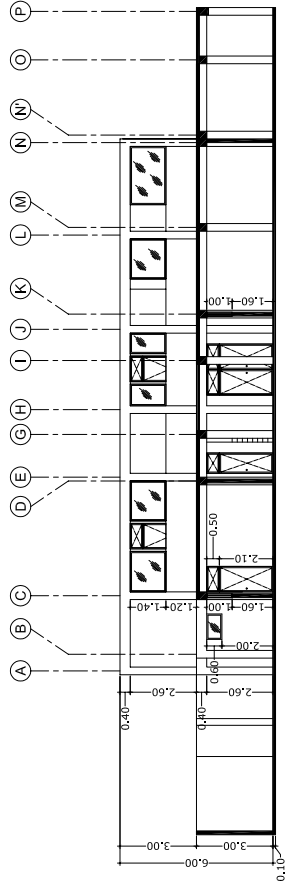
02/10



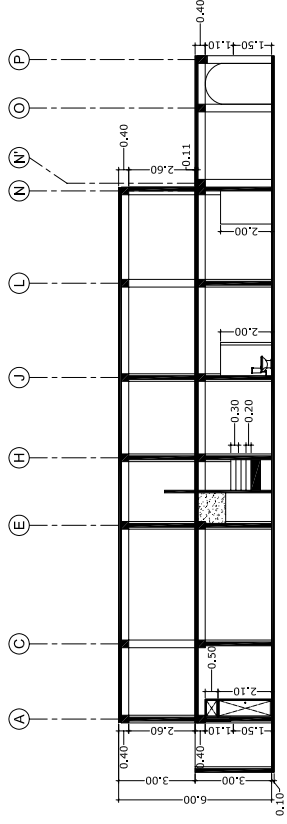
ELEVACIÓN E-1
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN E-2
ESCALA 1:100



SECCIÓN S-1
ESCALA 1:100



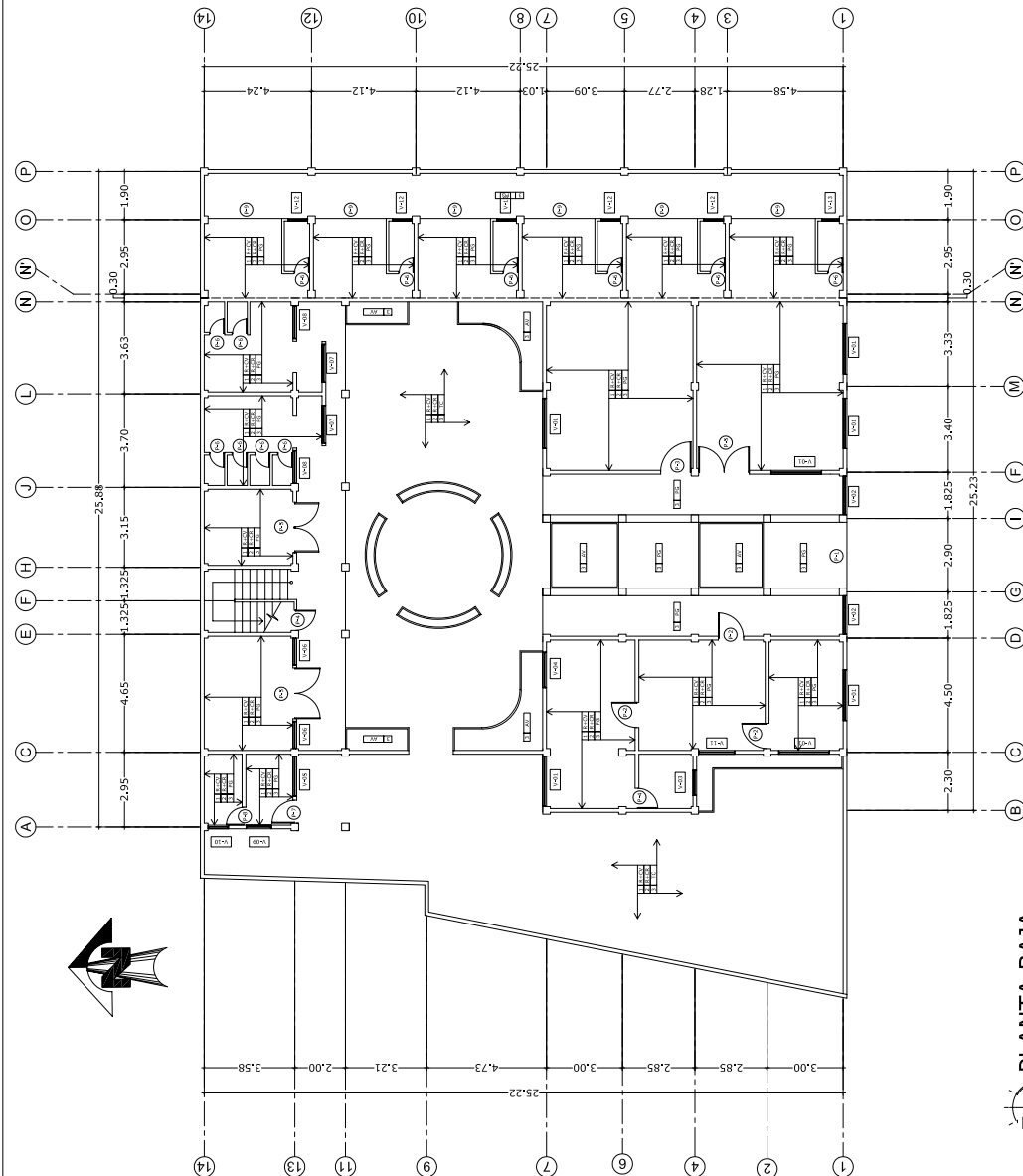
SECCIÓN S-2
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

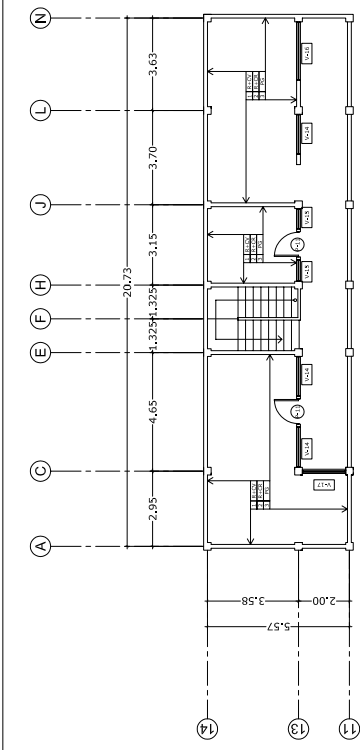
PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
 UBICACION: PASTORES, SACATEPEQUEZ
 COMUNA: ELEVAIONES Y CORTES
 ESCALA: 1:100
 DISEÑO: JORGE MARIO GARCIA
 DIBUJO: JORGE MARIO GARCIA
 CALIFICADO: JORGE MARIO GARCIA
 OBSERVARE: ING. JUAN MERCK COS

03/10

ING. JUAN MERCK COS
 MUNICIPALIDAD DE PASTORES



PLANTA BAJA
ESCALA 1:100



PLANTA ALTA
ESCALA 1:100

PLANILLA DE VENTANAS

VENTANA TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES
V-1	2.00	1.00	2.00	7
V-2	1.50	1.50	2.60	2
V-3	1.00	2.00	2.60	1
V-4	1.40	1.60	2.60	1
V-5	1.60	1.20	2.60	1
V-6	1.08	1.60	2.60	2
V-7	1.50	2.00	2.60	2
V-8	1.30	2.00	2.60	2
V-9	1.00	1.20	2.60	1
V-10	0.80	2.00	2.60	1
V-11	1.42	1.60	2.60	1
V-12	0.78	2.00	2.60	5
V-13	0.70	2.00	2.60	1
V-14	1.59	1.20	2.60	3
V-15	0.85	1.20	2.60	2
V-16	2.28	1.20	2.60	1
V-17	1.70	1.20	2.60	1

TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS (m)

PLANILLA DE PUERTAS

PUERTA TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	UNIDADES
P-1	2.60	2.60	METAL	1
P-2	1.00	2.60	MADERA	3
P-3	1.20	2.60	MADERA	1
P-4	0.80	2.60	MADERA	1
P-5	2.00	2.60	MADERA	3
P-6	0.60	2.60	METAL	12
P-7	0.90	2.60	METAL	1
P-8	0.70	2.60	METAL	1
P-9	2.80	2.10	PERSIANA	6

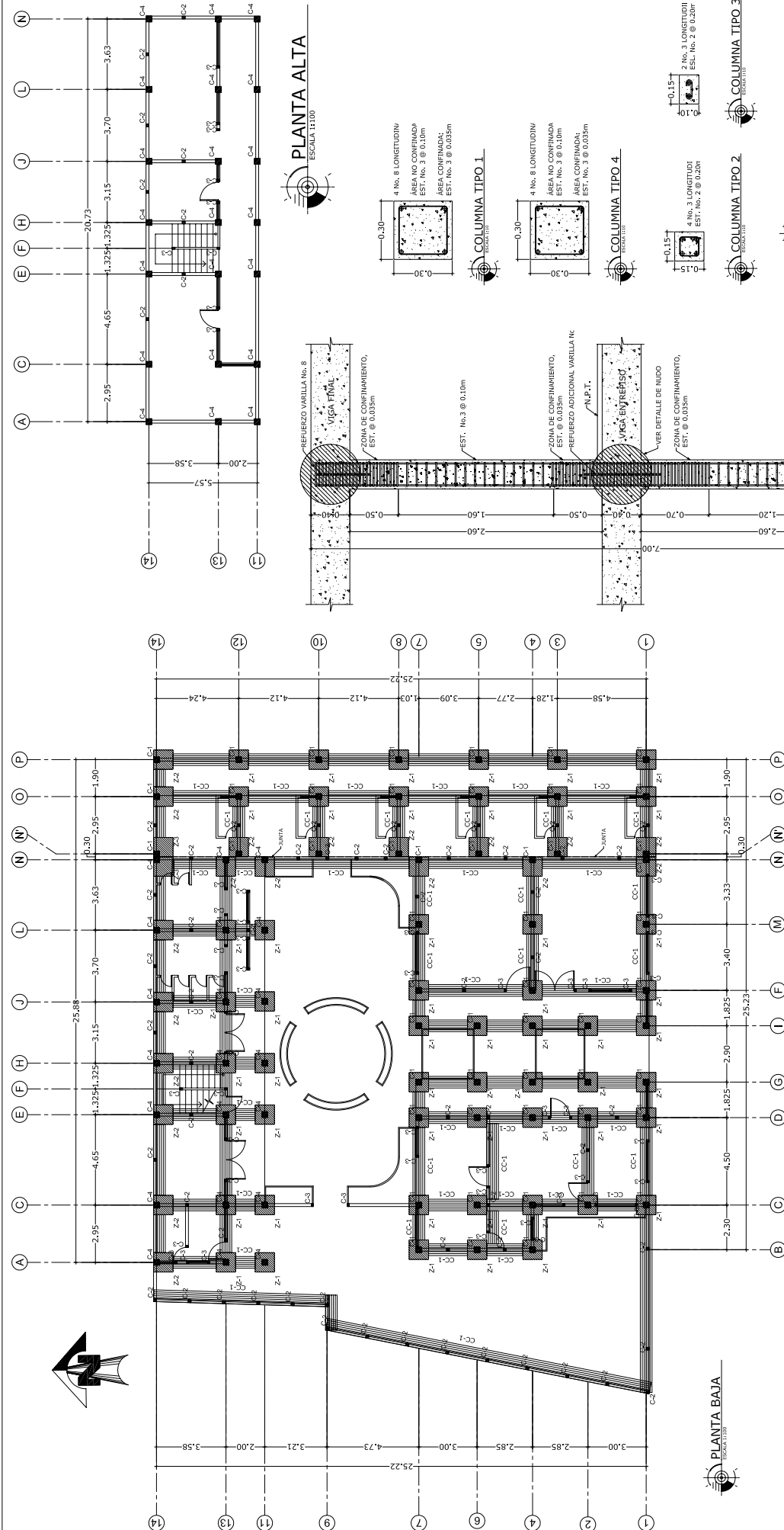
TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS (m)

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
(C)	PUERTA TIPO
(V)	VENTANA TIPO
R-02V	REPELO + CERNIDO VERTICAL
R-02R	REPELO + CERNIDO REMOLINEADO
PS	PISO DE GRANITO DE 0.30 X 0.30 m
TC	TORTA DE CONCRETO
AV	ÁREA VERDE

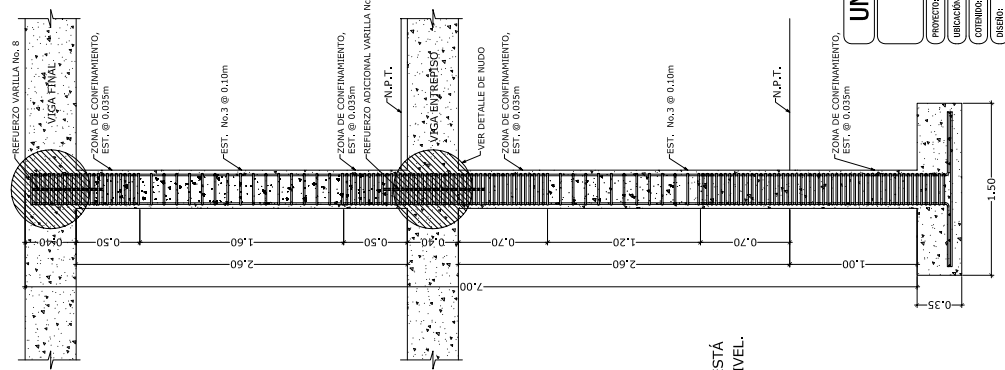
- 1 PARED
- 2 LOSA
- 3 PISO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
 UBICACIÓN: PASTORES, SACATEPEQUEZ
 CONSULTA: PLANTA DE ACABADOS
 DISEÑO: JORGE MARIO GARCÍA
 CÁLCULO: JORGE MARIO GARCÍA
 ESCALA: 1:100
 FECHA: 04/10
 DISEÑADOR: JORGE MARIO GARCÍA
 SUPERVISOR: ING. JUAN MERCK COS



PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



COLUMNA TIPO 1
ESCALA 1:100

COLUMNA TIPO 2
ESCALA 1:100

COLUMNA TIPO 3
ESCALA 1:100

COLUMNA TIPO 4
ESCALA 1:100

DETALLE CIMENTADO
ESCALA 1:100

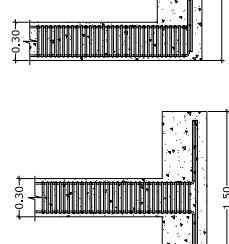
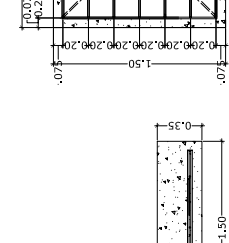
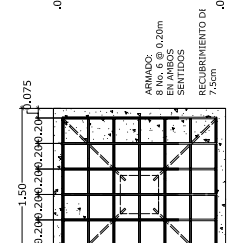
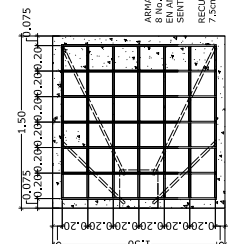
DETALLE CIMENTADO
ESCALA 1:100

DETALLE CIMENTADO
ESCALA 1:100

DETALLE CIMENTADO
ESCALA 1:100

DETALLE CIMENTADO
ESCALA 1:100

NOTA:
LA ESTRUCTURA DE TODOS LOS MÓDULOS ESTÁ
DISEÑADA PARA SOPORTAR UN SEGUNDO NIVEL.



SECCIÓN DE COLUMNA TIPO 4
ESCALA 1:100

PLANTA ZAPATA Z-2
ESCALA 1:100

PLANTA ZAPATA Z-1
ESCALA 1:100

SECCIÓN ZAPATA Z-2
ESCALA 1:100

SECCIÓN ZAPATA Z-1
ESCALA 1:100

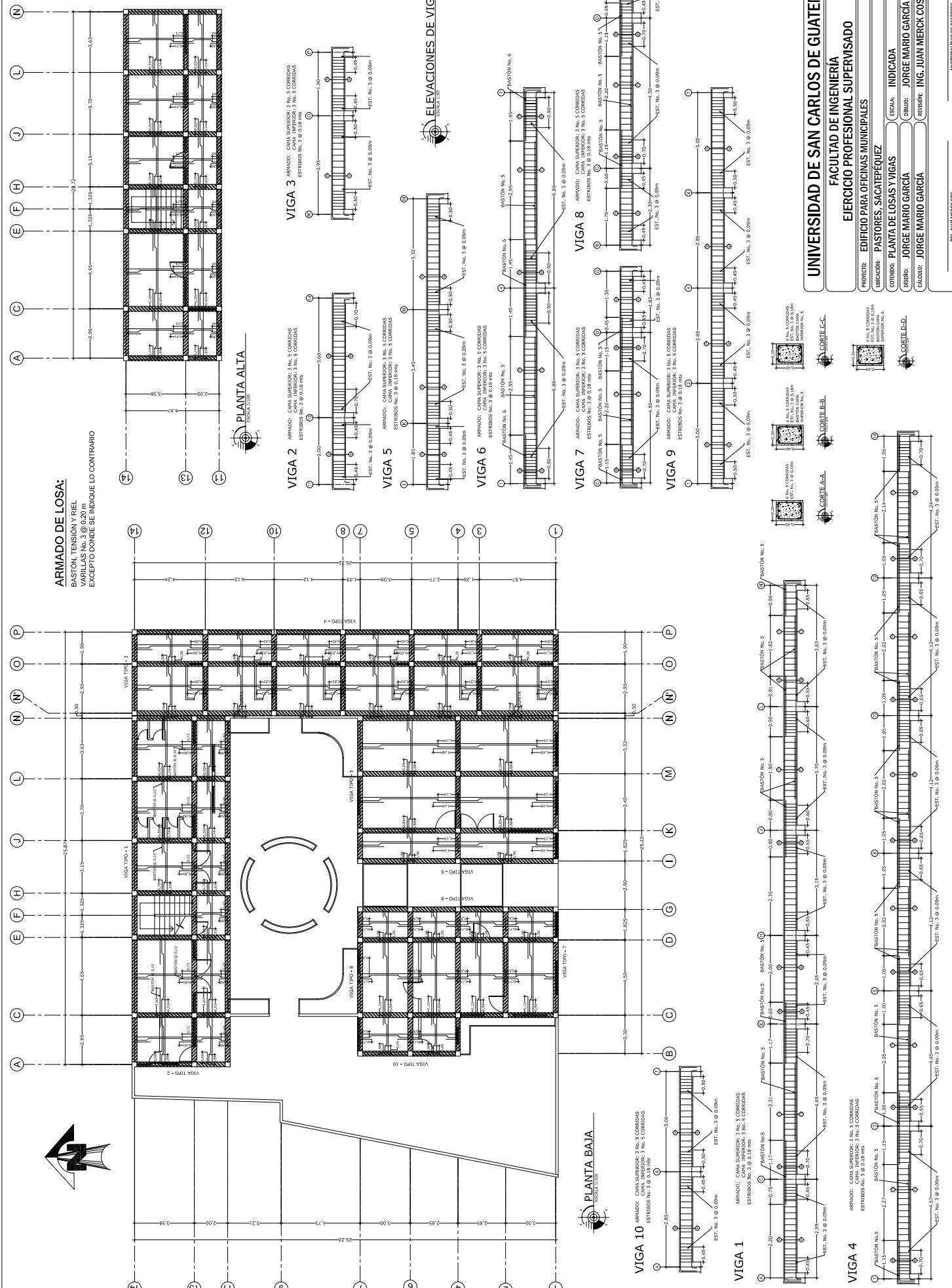
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES

PROYECTO: PASTORES, SACATEPEQUEZ (ESCALA: INDICADA)
LIBRACIÓ: JORGE MARIO GARCÍA (SEAL: JORGE MARIO GARCÍA)
DISEÑO: JORGE MARIO GARCÍA (SEAL: JORGE MARIO GARCÍA)
CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA (SEAL: JORGE MARIO GARCÍA)

ING. JUAN MERCK COS
MUNICIPALIDAD DE PASTORES

05/10

ARMADO DE LOSA:
 BASTÓN TENSION TRIEL
 EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO



VIGA 3 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 2 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 5 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 6 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 8 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

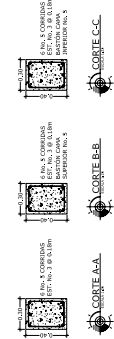
VIGA 7 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 9 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 10 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 1 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.

VIGA 4 ARMADO: CAVA SUPERIOR: 3 No. 5 CORRIDAS
 CAVA INTERIOR: 3 No. 3 CORRIDAS
 ESTRIBOS No. 3 @ 0.18 mts.



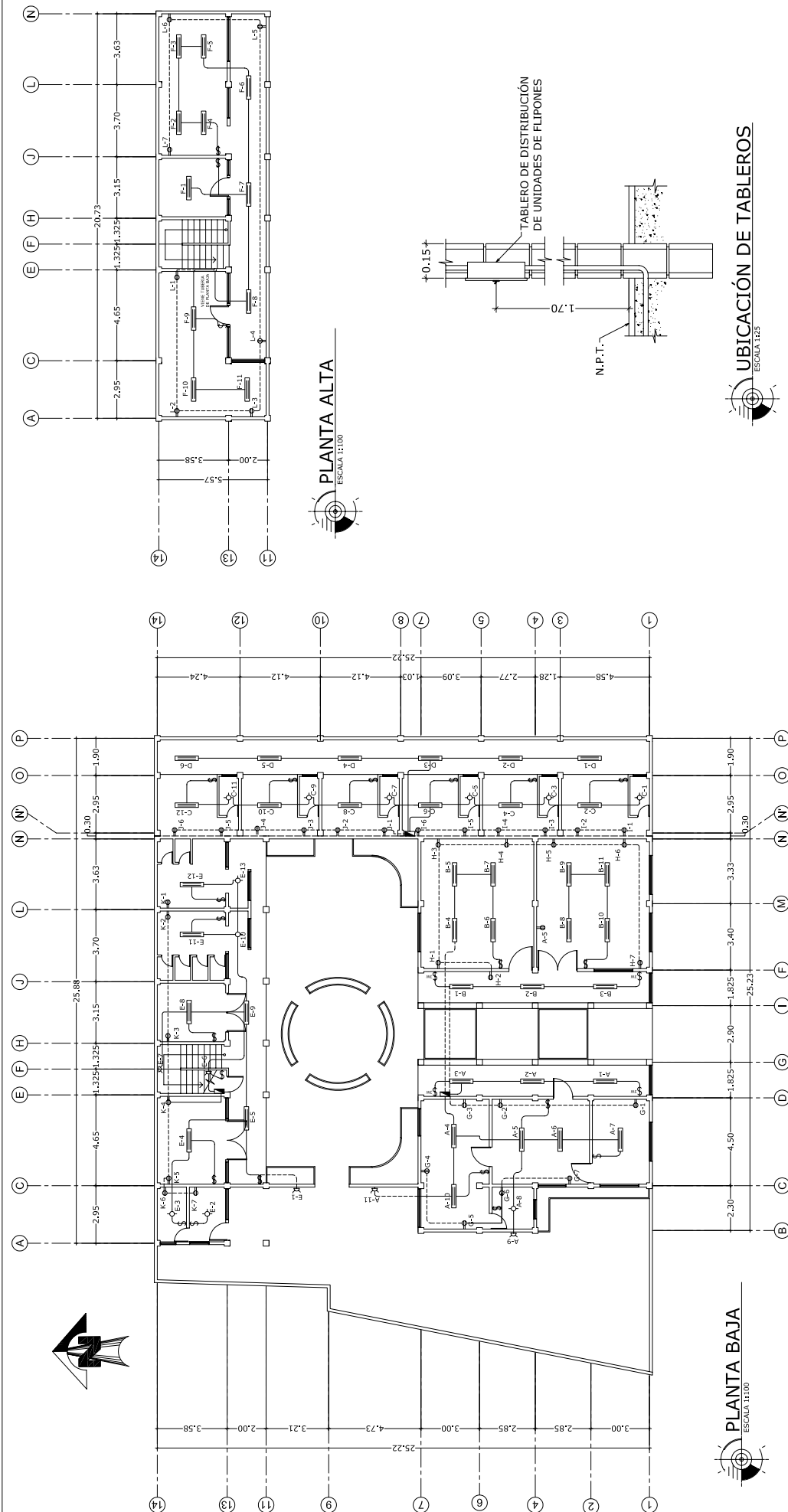
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
 UBICACION: PASTORES, SACATEPEQUEZ
 COMUNA: PLANTA DE LOSAS Y VIGAS
 DISEÑO: JORGE MARIO GARCIA
 CALIFICACION: JORGE MARIO GARCIA

SEÑALA: INDICADA
 DIBUJO: JORGE MARIO GARCIA
 REVISOR: ING. JUAN MERCK COS

06/10

ING. JUAN MERCK COS
 MUNICIPALIDAD DE PASTORES



PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

UBICACIÓN DE TABLEROS
ESCALA 1:25

PLANILLA DE CIRCUITOS

CIRCUITO	UNIDADES	NIVEL	POTENCIAL
A	11	1	110 V
B	11	1	110 V
C	12	1	110 V
D	6	1	110 V
E	13	1	110 V
F	11	2	110 V
G	7	1	110 V
H	7	1	110 V
I	6	1	110 V
J	6	1	110 V
K	7	1	110 V
L	7	2	110 V

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS
	ILUMINACIÓN EN CIELO
	ILUMINACIÓN EN PARED
	LAMPARA NEON DE 1.20m DE LONGITUD
	INTERRUPTOR SIMPLE h=1.50m
	INTERRUPTOR DOBLE h=1.50m
	TOMACORRIENTE DOBLE 1.20V EN PARED
	TUBERÍA EN CIELO
	TUBERÍA EN PARED

- TUBERÍA Y CABLEADO**
- SI NO SE INDICA DIÁMETRO DE TUBERÍA, ESTA SERÁ $\phi \frac{3}{4}$ " DEL TIPO DUCTON.
 - SI NO SE INDICA CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERÁ #12 AWG CON FORRO TERMOPLÁSTICO TW PARA CONDUCTORES ACTIVOS Y NEUTROS; Y #14 PARA RETORNOS.
 - LOS INTERRUPTORES SE COLOCARÁN A LA ALTURA INDICADA EN LA SIMBOLOGÍA Y SU PLACA CON SU LADO MAYOR EN POSICIÓN VERTICAL.
 - LOS TOMACORRIENTES DOBLES 110V SE COLOCARÁN A UNA ALTURA DE 0.40cms SINPT Y SU PLACA CON EL LADO MAYOR EN POSICIÓN HORIZONTAL.

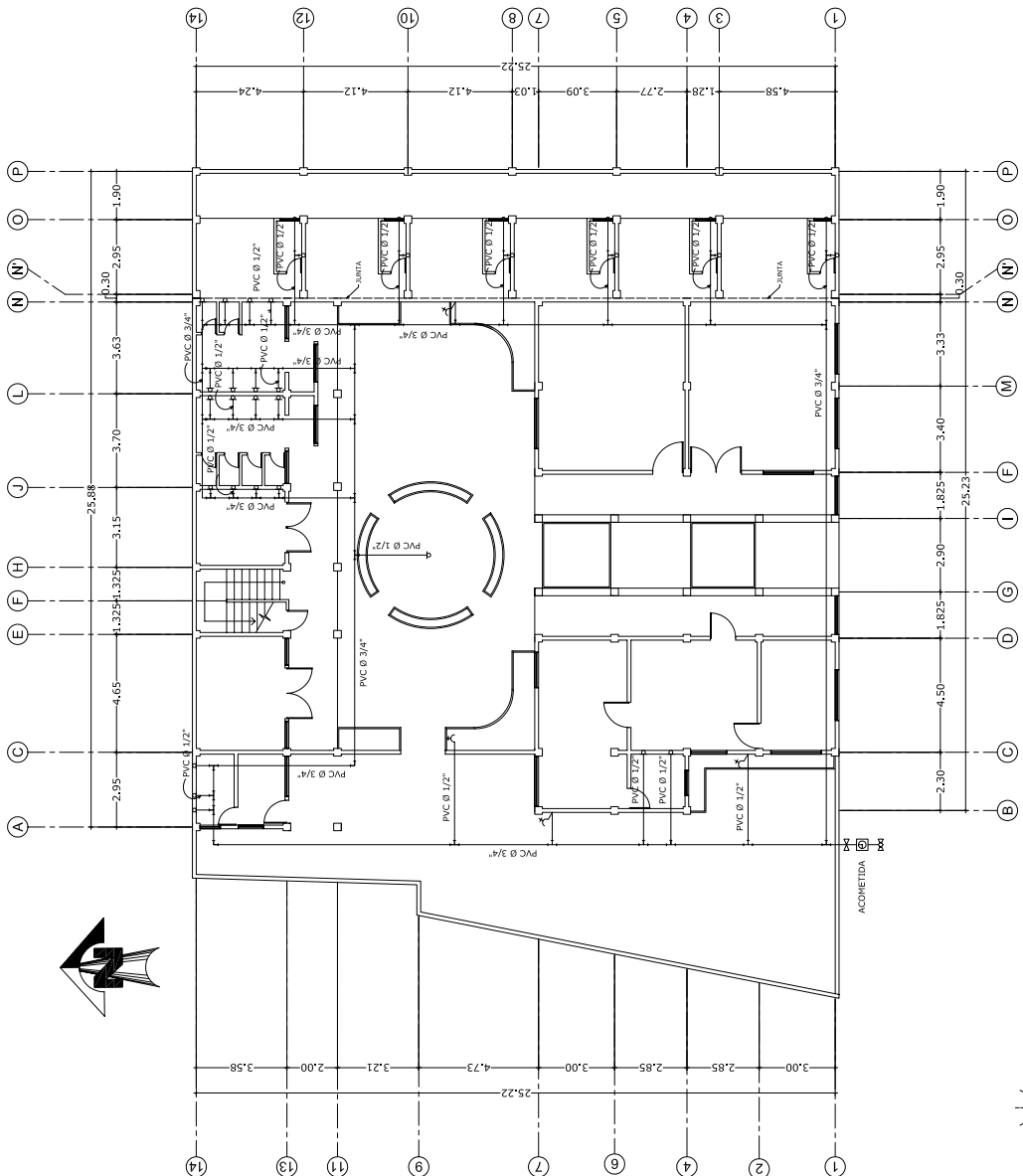
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
UBICACIÓN: PASTORES, SACATEPEQUEZ
ESTADO: INDICADA

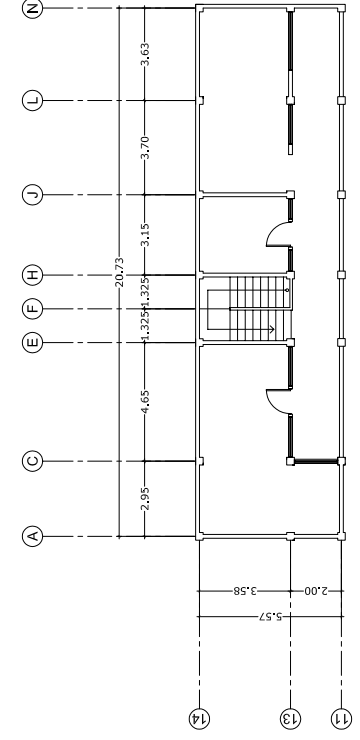
COMUNICADOR: JORGE MARIO GARCÍA
DISEÑO: JORGE MARIO GARCÍA
REVISOR: JORGE MARIO GARCÍA

FECHA: 08/10

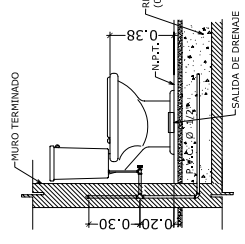
ING. JUAN MERCEDES
MUNICIPALIDAD DE PASTORES



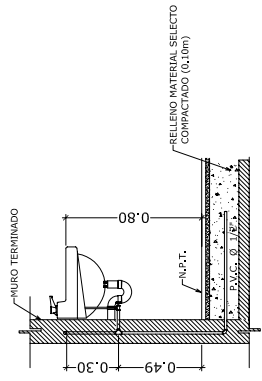
PLANTA BAJA
ESCALA 1:100



PLANTA ALTA
ESCALA 1:100



DETALLE DE INSTALACIÓN
ESCALA 1:15

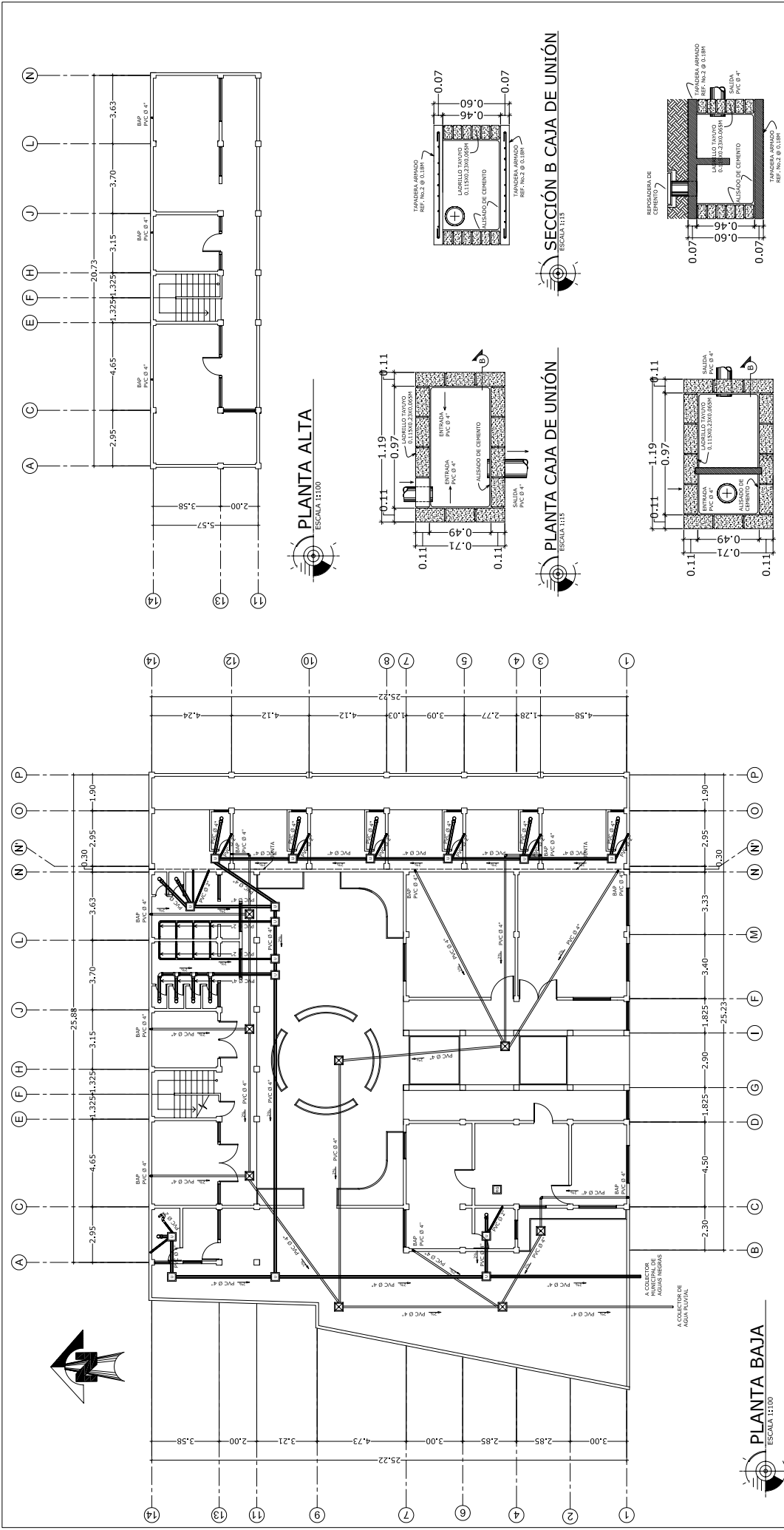


DETALLE DE INSTALACIÓN
ESCALA 1:15

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
llave	LLAVE DE PASO
Ø	VALVULA DE CHEQUE
□	CONTADOR
∇	CODO A 90° VERTICAL
⊥	CODO A 90° HORIZONTAL
⊥	TEE A 90° HORIZONTAL
⊥	CHORRO
⊥	TUBERÍA AGUA FRÍA PVC Ø INDICADO

TUBERÍA
TUBERÍA DE CIRCUITOS CON PVC Ø 3/4"
TUBERÍA DE RAMALES CON PVC Ø 1/2"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
 UBICACIÓN: PASTORES, SACATEPEQUEZ
 CONSULTA: INSTALACIONES HIDRAULICAS
 DISEÑO: JORGE MARIO GARCIA
 CÁLCULO: JORGE MARIO GARCIA
 INDICADA
 DIBUJO: JORGE MARIO GARCIA
 ESCALAS: ING. JUAN MERCK COS
 09/10



SECCIÓN B CAJA REPOSADERA
ESCALA 1:15

SECCIÓN B CAJA DE UNIÓN
ESCALA 1:15

SECCIÓN B CAJA REPOSADERA
ESCALA 1:15

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TUBERÍA DE AGUAS NEGRAS
	TUBERÍA DE AGUAS PLUVIALES
	CODO A 90° HORIZONTAL
	TEE SANITARIA
	CODO A 90° VERTICAL
	CAJA DE UNIÓN
	CAJA REPOSADERA
	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE
	SIFÓN DE P.V.C.

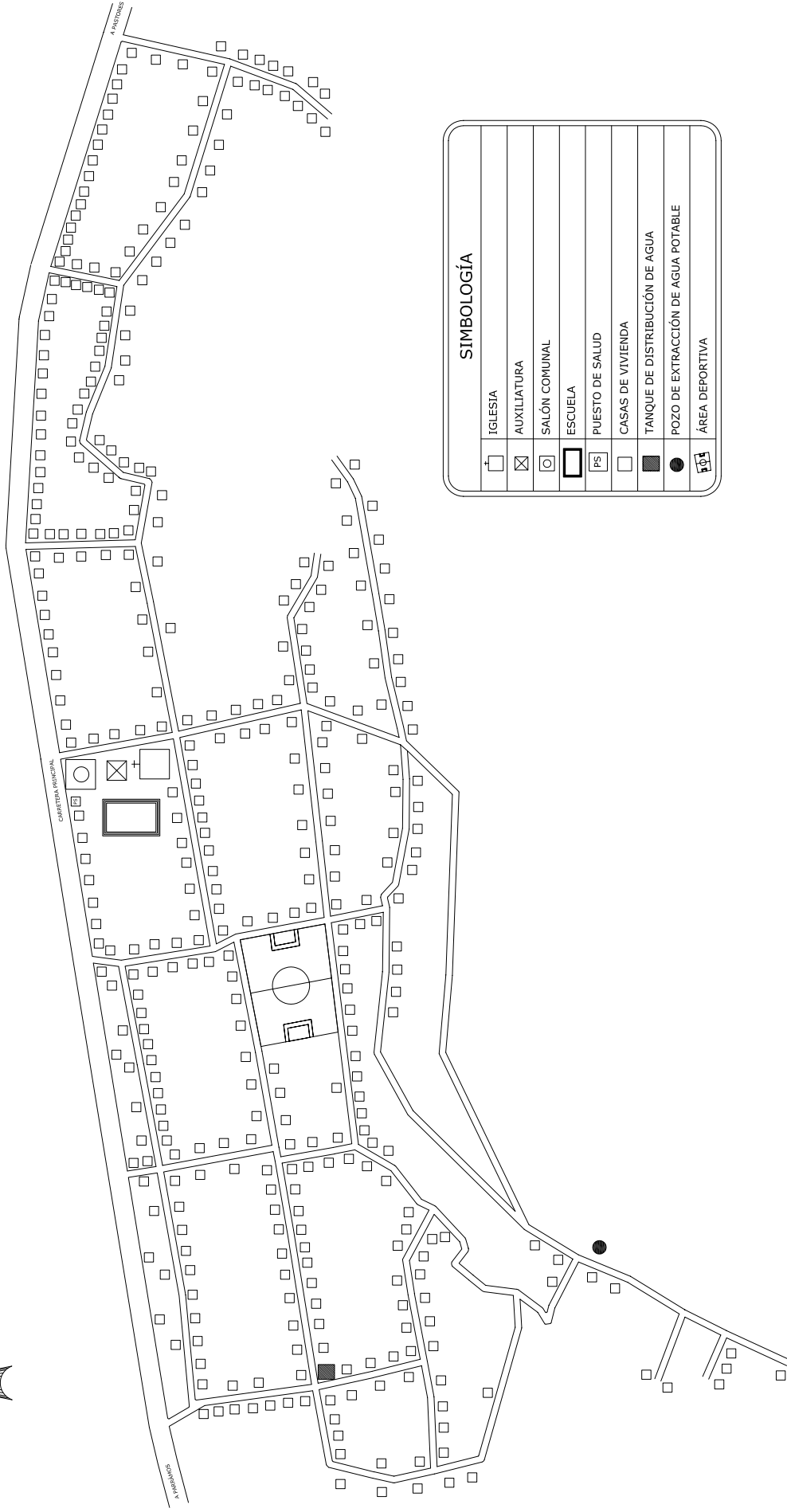
TUBERÍA
TUBERÍA DE CIRCUITOS CON PVC Ø 3/4"
TUBERÍA DE RAMALES CON PVC Ø 1/2"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS MUNICIPALES
UBICACIÓN: PASTORES, SACATEPEQUEZ
CONTENIDO: INSTALACIONES SANITARIAS
DISEÑO: JORGE MARIO GARCÍA
CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA

SEMANA: INDICADA
FECHA: 10/10
REVISOR: ING. JUAN MERCK COS

ING. JUAN MERCK COS
MUNICIPALIDAD DE PASTORES



SIMBOLOGÍA	
	IGLESIA
	AUXILIATURA
	SALÓN COMUNAL
	ESCUELA
	PUESTO DE SALUD
	CASAS DE VIVIENDA
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
	POZO DE EXTRACCIÓN DE AGUA POTABLE
	ÁREA DEPORTIVA

PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL

ESCALA: 1:1500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

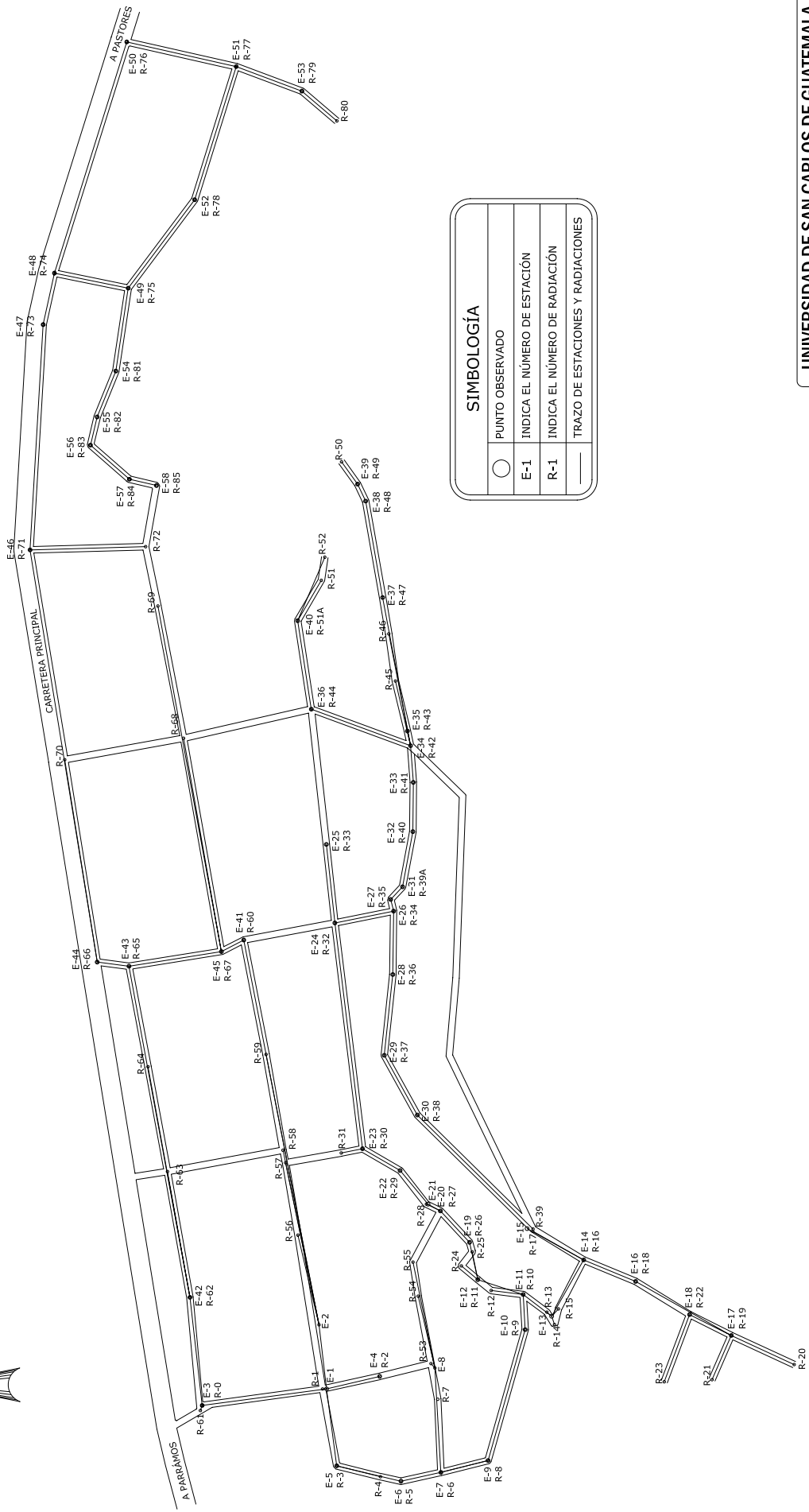
UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

CONTENIDO: PLANTA DENSIDAD POBLACIONAL ESCALA: INDICADA

USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA DISEÑADOR: JORGE MARIO GARCÍA 01/11

CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA REVISOR: ING. JUAN MERCK COS

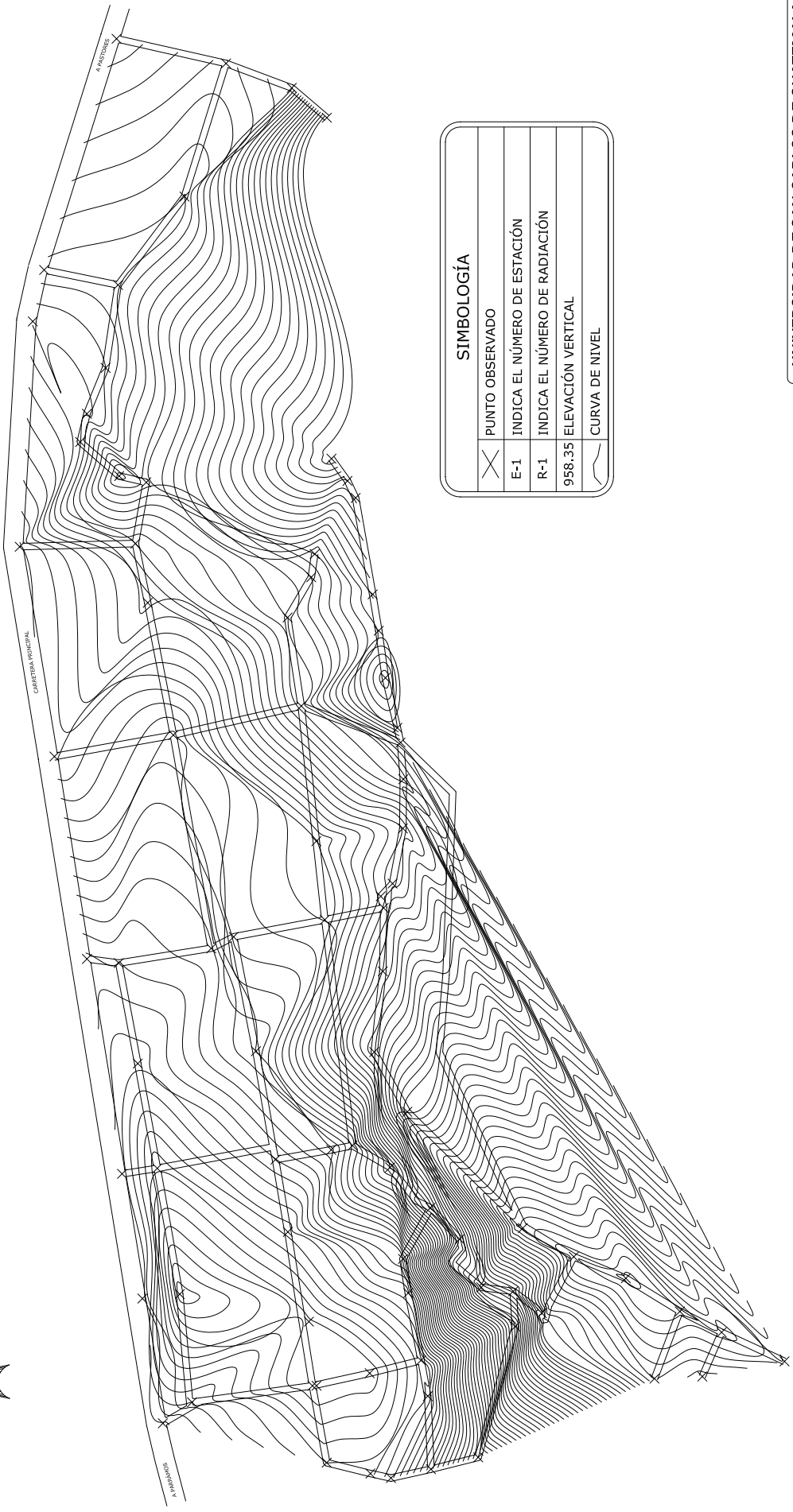
ING. JUAN MERCK COS MUNICIPALIDAD DE PASTORES



PLANTA DE TOPOGRAFÍA

ESCALA: 1:1500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ
CONTENIDO: PLANTA DE TOPOGRAFÍA	ESCALA: INDICADA
USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA	FECHA: JORGE MARIO GARCÍA 02/11
CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA	REVISOR: ING. JUAN MERCK COS
ING. JUAN MERCK COS	
MUNICIPALIDAD DE PASTORES	



SIMBOLOGÍA	
X	PUNTO OBSERVADO
E-1	INDICA EL NÚMERO DE ESTACIÓN
R-1	INDICA EL NÚMERO DE RADIACIÓN
958.35	ELEVACIÓN VERTICAL
~	CURVA DE NIVEL



PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

ESCALA: 1:1500

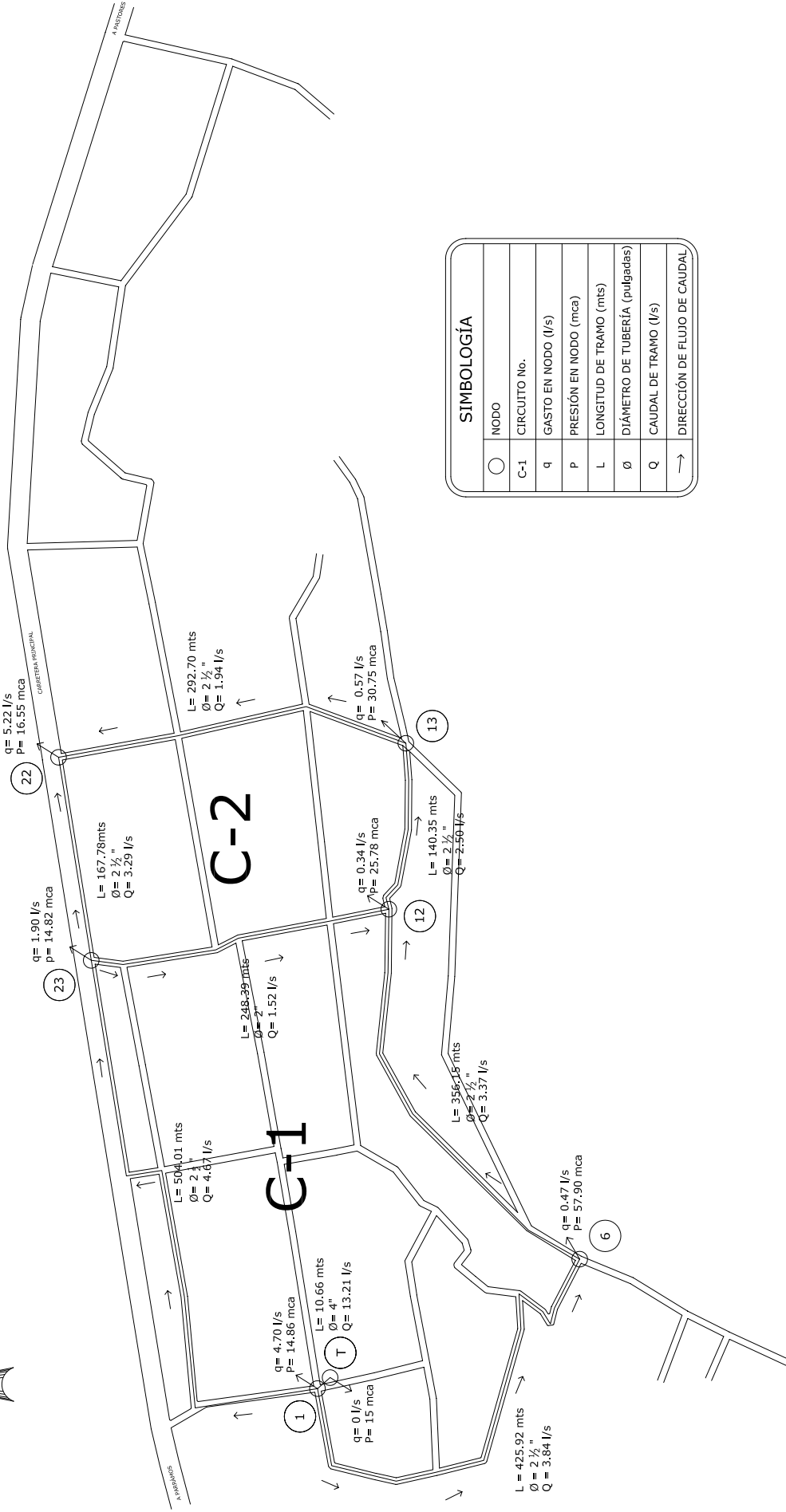
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

CATEDRÁTICO: PLANTA DE CURVAS DE NIVEL ESCALA: INDICADA
USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA
CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA

ING. JUAN MERCK COS MUNICIPALIDAD DE PASTORES

03/11



SIMBOLOGÍA	
○	NODO
C-1	CIRCUITO No.
q	GASTO EN NODO (l/s)
P	PRESIÓN EN NODO (mca)
L	LONGITUD DE TRAMO (mts)
Ø	DIÁMETRO DE TUBERÍA (pulgadas)
Q	CAUDAL DE TRAMO (l/s)
→	DIRECCIÓN DE FLUJO DE CAUDAL



PLANTA DE DISEÑO GENERAL

ESCALA: 1:1500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

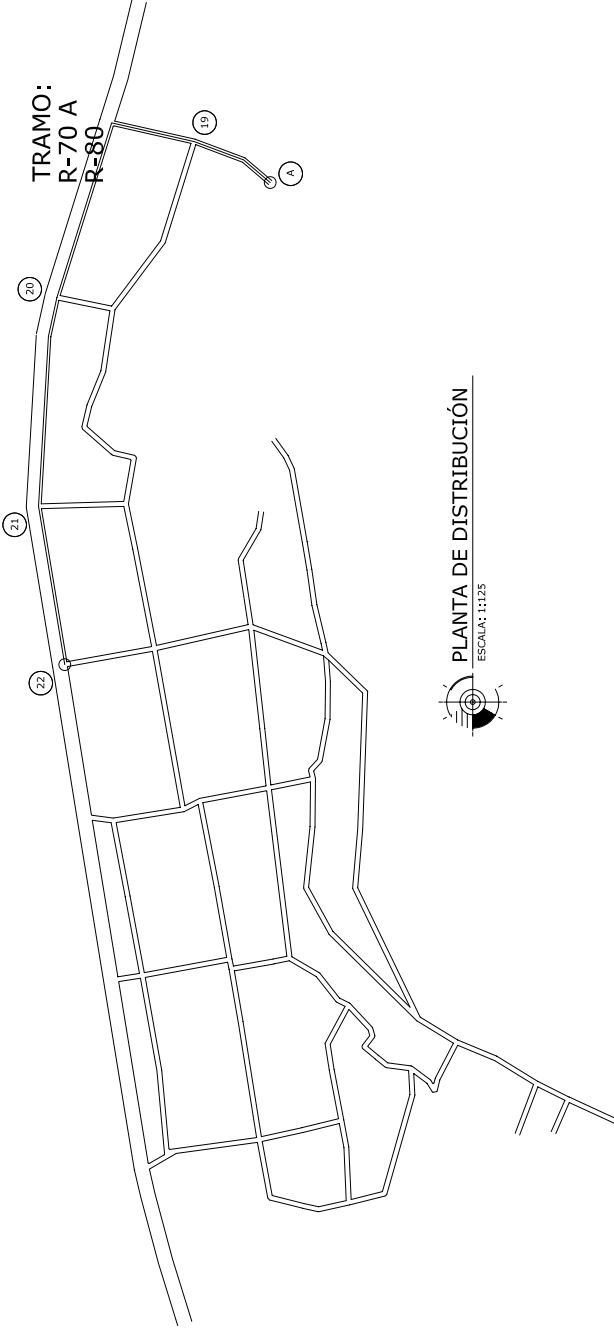
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

CONTENIDO: PLANTA DE DISEÑO GENERAL
 ESCALA: INDICADA

USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA
 CÁLCULO: JORGE MARIO GARCÍA

04/11
 INGENIERO: ING. JUAN MERCK COS

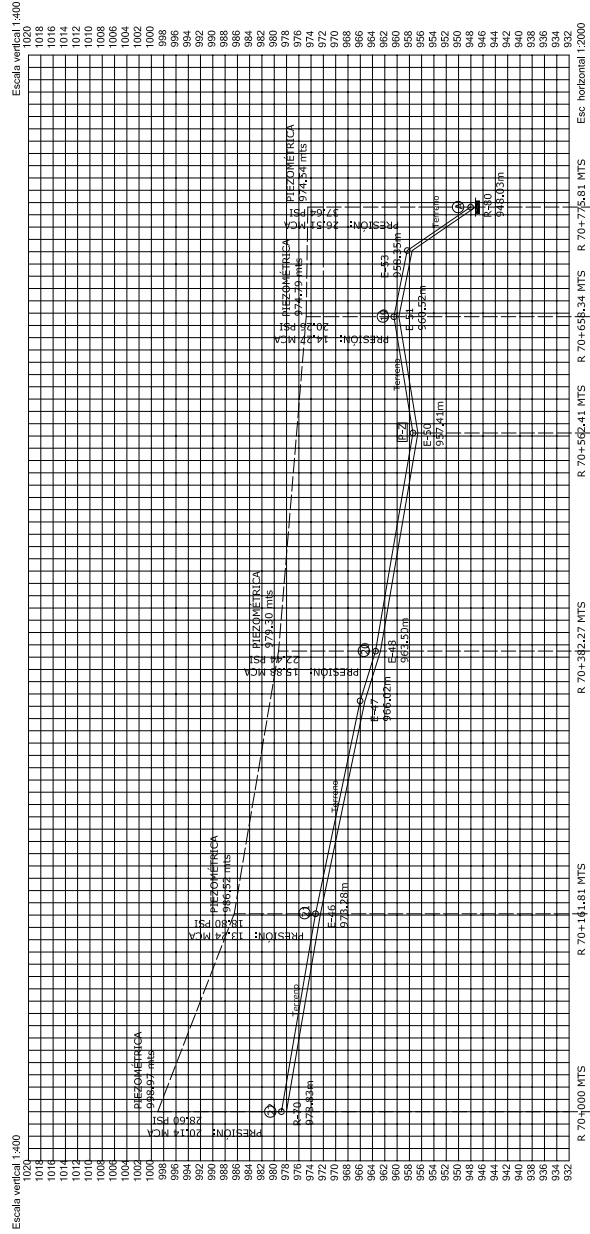
ING. JUAN MERCK COS
 MUNICIPALIDAD DE PASTORES



PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:125

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC 160 PSI Ø INDICADO
	REDUCIDOR DE TUBERÍA
	PASO DE ZANJÓN
	ESTACIÓN
	NODO
	LONGITUD DE TRAMO, Ø Y TOTAL DE TUBOS
	LÍNEA DE RAMAL EN PLANTA
	ESTACIONAMIENTO
	TAPÓN HEMBRA DE PVC

NOTA: TODAS LAS TUBERÍAS DEBERÁN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.80 METROS SOBRE LA CORONA (NIVEL SUPERIOR DEL TUBO).



775.81 MTS TUBERÍA DE PVC Ø= 2"
TOTAL DE TUBOS: 130

PERFIL DE DISTRIBUCIÓN: R-70 A R-80
ESCALA INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

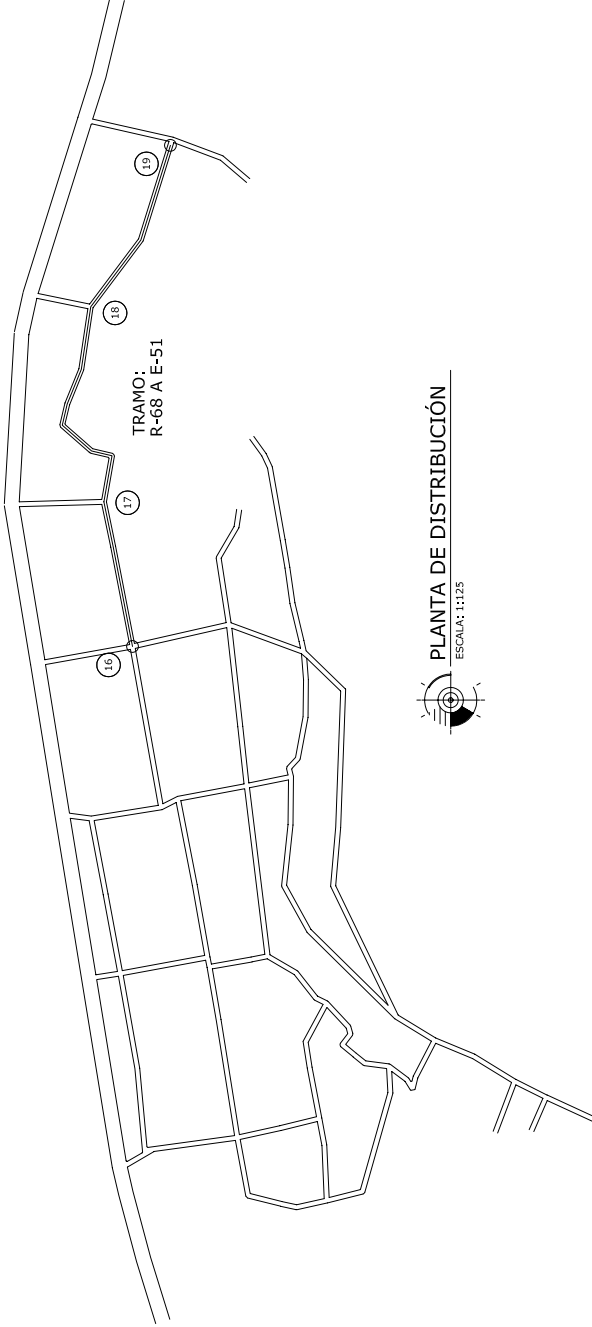
UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPEQUEZ

CONTENIDO: PLANTA PERIF R-70 A R-80 ESCALA: INDICADA

USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA (ESTUDIANTE) ING. JUAN MERCK COS (06/11)

CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA (ESTUDIANTE) ING. JUAN MERCK COS

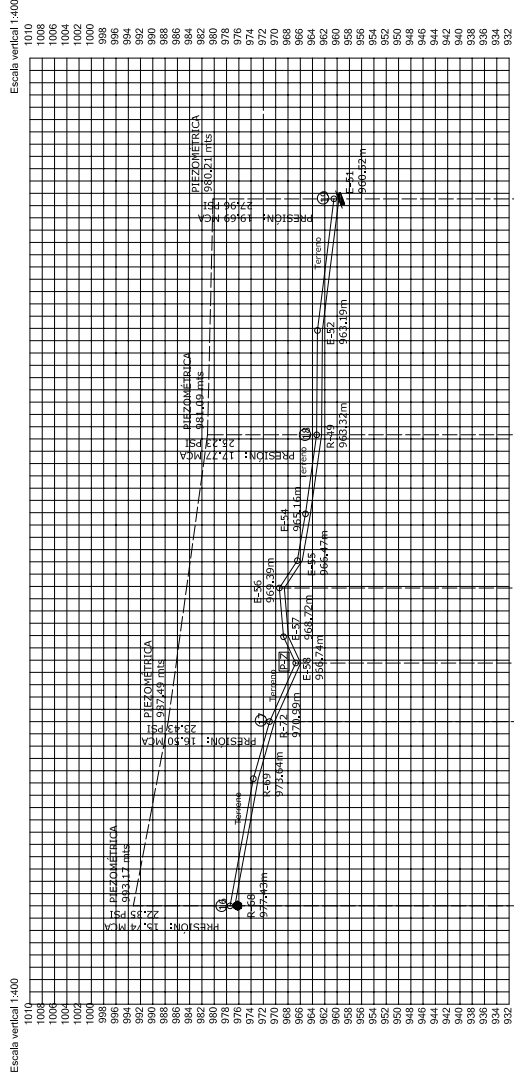
ING. JUAN MERCK COS MUNICIPALIDAD DE PASTORES

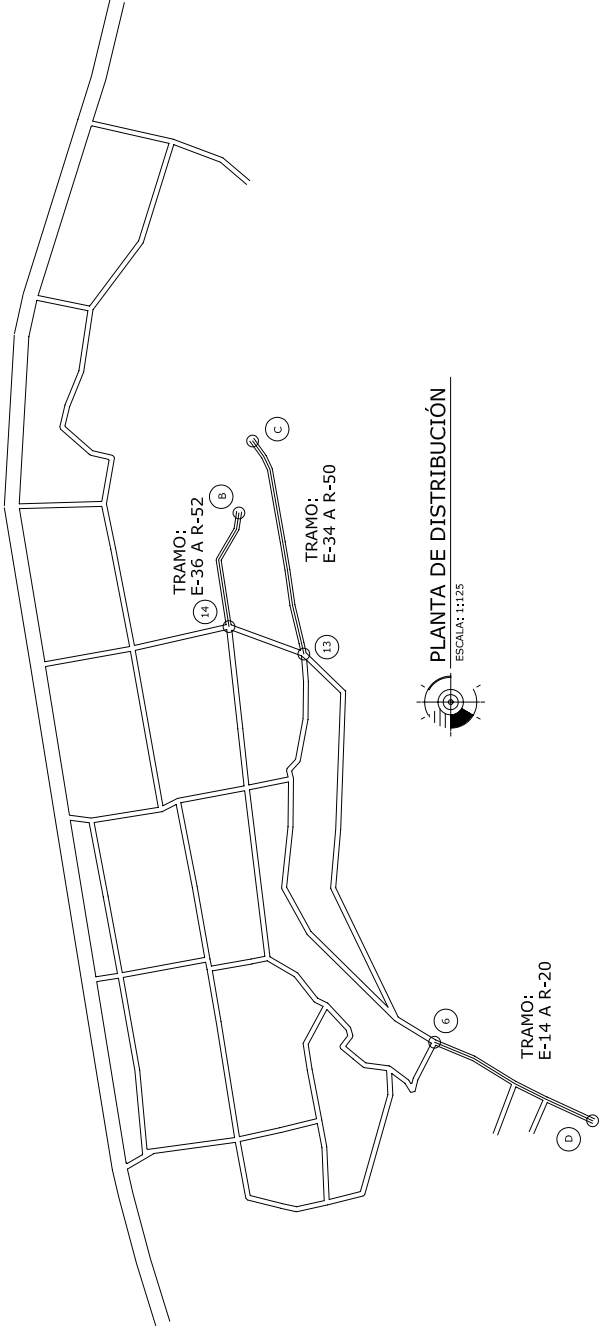


PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:1.25

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC 160 PSI Ø INDICADO
	REDUCIDOR DE TUBERÍA
	PASO DE ZANJÓN
	ESTACIÓN
	NODO
	LONGITUD DE TRAMO, Ø Y TOTAL DE TUBOS
	LÍNEA DE RAMAL EN PLANTA
	ESTACIONAMIENTO
	TAPÓN HEMBRA DE PVC

NOTA: TODAS LAS TUBERÍAS DEBERÁN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.80 METROS SOBRE LA CORONA (NIVEL SUPERIOR DEL TUBO).

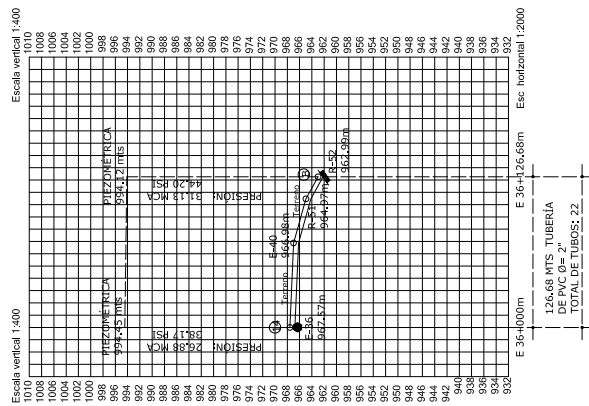
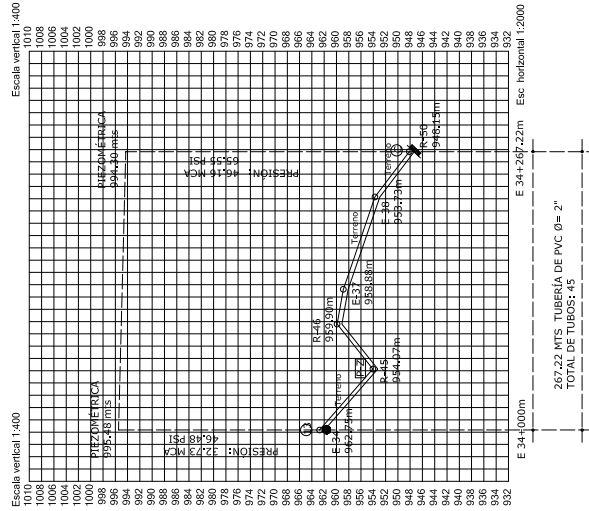
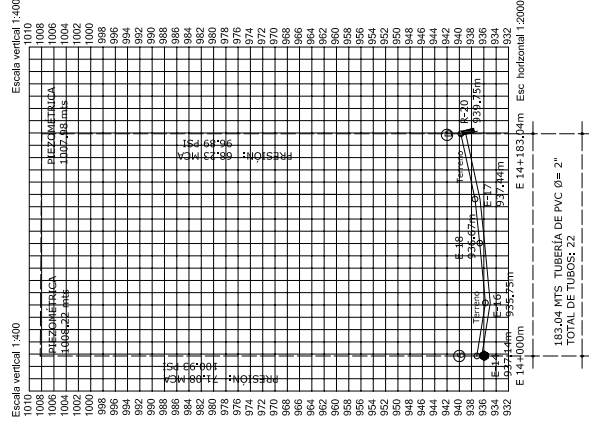




PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:1.25

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC 160 PSI Ø INDICADO
	REDUCIDOR DE TUBERÍA
	PASO DE ZANJÓN
	ESTACIÓN
	NODO
	LONGITUD DE TRAMO, Ø Y TOTAL DE TUBOS
	LÍNEA DE RAMAL EN PLANTA
	ESTACIONAMIENTO
	TAPÓN HEMBRA DE PVC

NOTA: TODAS LAS TUBERÍAS DEBERÁN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.80 METROS SOBRE LA CORONA (NIVEL SUPERIOR DEL TUBO).



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

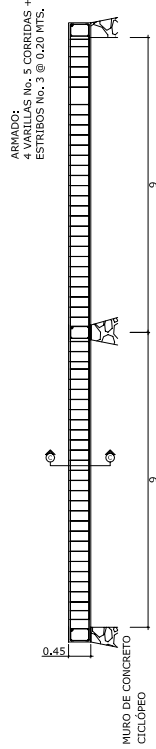
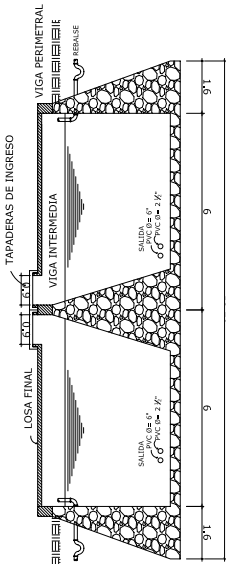
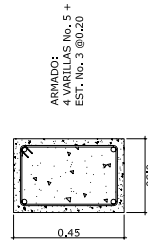
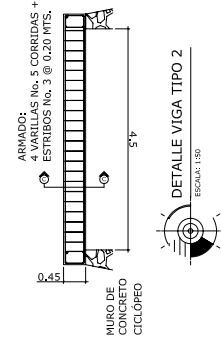
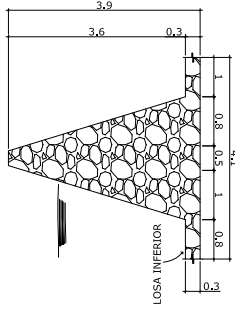
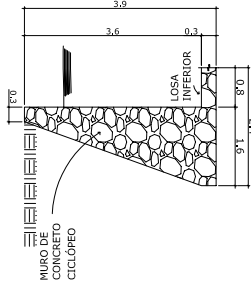
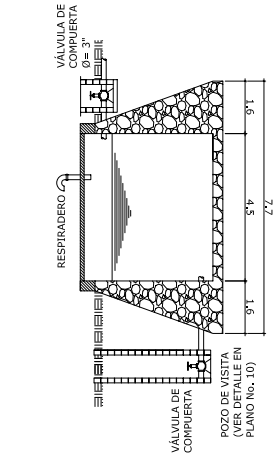
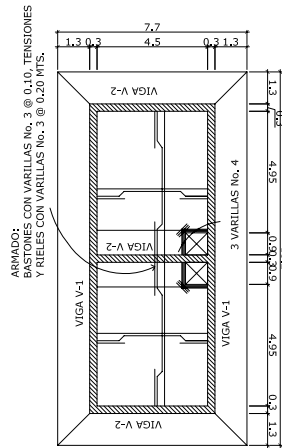
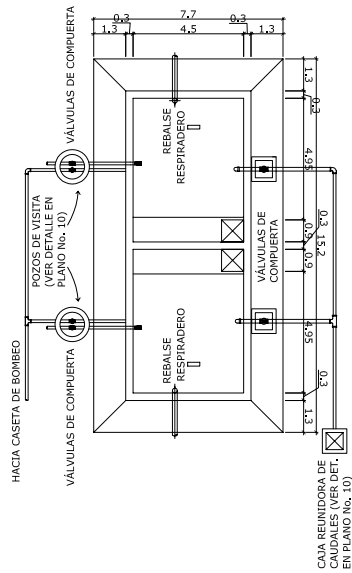
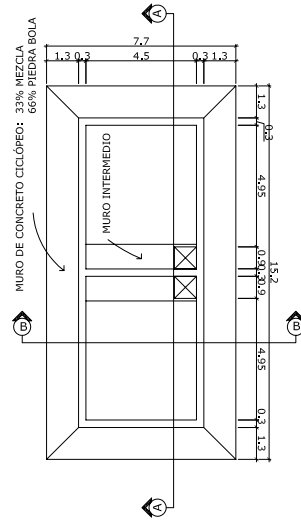
UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

CONTENIDO: PLANTA PERFIL ESCALA: INDICADA

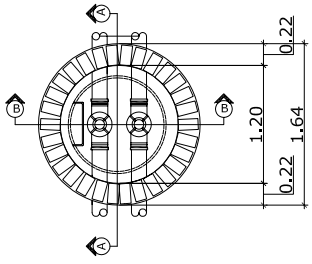
USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA (FECHA: JORGE MARIO GARCÍA 08/11)

CALCULO: JORGE MARIO GARCÍA (REVISOR: ING. JUAN MERCK COS)

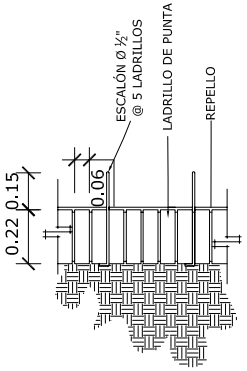
ING. JUAN MERCK COS MUNICIPALIDAD DE PASTORES



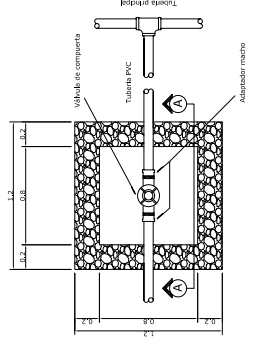
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	
UBICACION: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPEQUEZ	
CONTENIDO: TANQUE DE ALMACENAMIENTO	ESCALA: INDICADA
USUARIO: JORGE MARIO GARCIA	REVISOR: JORGE MARIO GARCIA
CALCULO: JORGE MARIO GARCIA	REVISOR: ING. JUAN MERCK COS
	09/11
ING. JUAN MERCK COS	
MUNICIPALIDAD DE PASTORES	



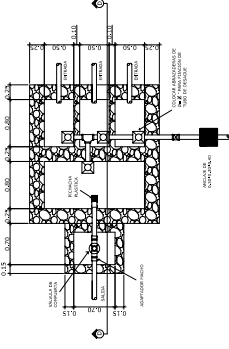
PLANTA POZO DE VISITA
ESCALA: 1:25



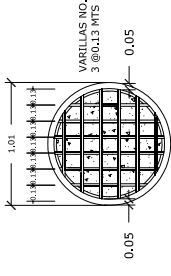
DETALLE DE ESCALONES
ESCALA: 1:20



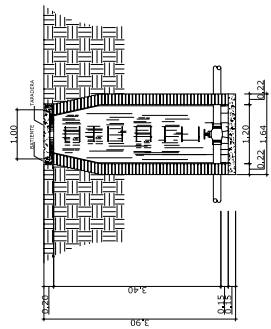
PLANTA CAJA DE VÁLVULA DE COMPUERTA
ESCALA: 1:20



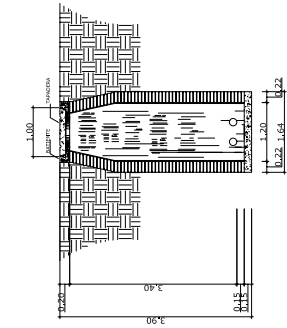
PLANTA CAJA REUNIDORA DE CAUDALES
ESCALA: 1:20



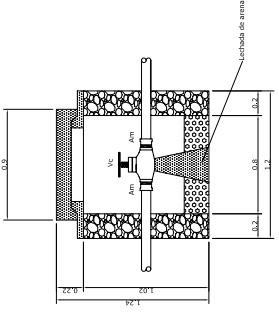
DET. TAPADERA POZOS VISTA
ESCALA: 1:20



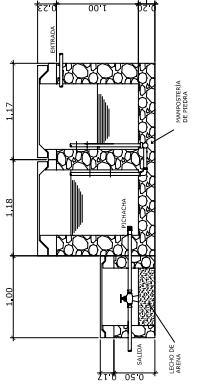
SECCIÓN A-A POZO DE VISITA
ESCALA: 1:30



SECCIÓN B-B POZO DE VISITA
ESCALA: 1:30



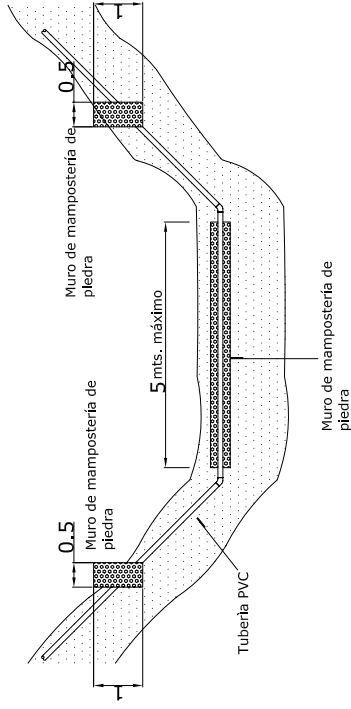
SECCIÓN C-C CAJA DE VÁLVULA DE COMPUERTA
ESCALA: 1:20



SECCIÓN D-D CAJA REUNIDORA CAUDALES
ESCALA: 1:30



DET. DE TAPADERA DE CAJAS
ESCALA: 1:20



DETALLE DE PASO DE ZANJÓN
ESCALA: 1:30

ESPECIFICACIONES:
 LAS CAJAS DE VÁLVULAS SERÁN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA, EL CONCRETO A UTILIZAR DEBERÁ TENER UNA RESISTENCIA MÁXIMA DE 170 KG/CM² CON AGREGADO GRUESO NO MAYOR DE 1/2".
 LOS MUROS DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO SERÁN DE CONCRETO CICLOPEO, 33% DE MEZCLIA Y 66% DE PIEDRA BOLA DE 6".
 LAS VÁLVULAS DE COMPUERTA SE COLOCARÁN SEGÚN LA PLANTA DE DISEÑO HIDRÁULICO.
 LOS PASOS DE ZANJÓN SE COLOCARÁN SEGÚN SE INDICA EN EL PLANO DE PLANTA-PERFILES, Y LAS DISTANCIAS VARIARÁN SEGÚN LA UBICACIÓN SIENDO EL MÁXIMO DE 5 METROS, LA CADA REUNIDORA DE CAUDALES SE COLOCARÁ AL INGRESO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO PARA RECAUDAR LOS CAUDALES PROVENIENTES DE LAS TRES FUENTES.
 EL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN ES METÁLICO, ESTÉ ELEVARDO A UNA ALTURA DE 15 METROS A PARTIR DEL NIVEL DEL TERRENO Y TIENE UNA CAPACIDAD DE 85 MTS.
 LA TAPADERA DE LOS POZOS DE VISITA DEBERÁN IDENTIFICARSE A BAJO RELIEVE.
 EL MORTERO A UTILIZAR EN EL LEVANTADO DEL LADRILLO DE LOS POZOS DE VISITA, SERÁ DE SABIETA DE CEMENTO Y ARENA DE RÍO CON PROPORCIÓN 1:3.
 EL INTERIOR DE LOS POZOS SE ALISARÁ CON SABIETA (CEMENTO Y ARENA DE RÍO 1:3) HASTA LA ALTURA DE 0.30 CM, SOBRE LA COTA DE CORONA DE LA TUBERÍA DE ENTRADA.)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: SAN LUIS PUEBLO NUEVO, PASTORES, SACATEPEQUEZ
 CONTENIDO: DETALLES OBRAS HIDRÁULICAS
 USUARIO: JORGE MARIO GARCÍA
 CÁLCULO: JORGE MARIO GARCÍA

ESCALA: INDICADA
 FECHA: 10/11
 REVISOR: ING. JUAN MERCEDES COS

ING. JUAN MERCEDES COS
 MUNICIPALIDAD DE PASTORES

Figura 32. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr

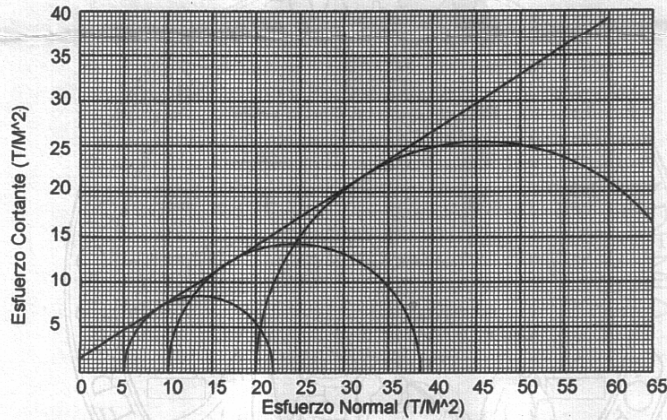


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 276 S.S. O.T.No.: 19,292
 INTERESADO: Jorge Mario García Bautista
 PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS
 UBICACION: Pastores, Sacatepequez FECHA: 10 de octubre de 2005
 Pozo No.: 1 Profundidad: 1,2 mts



PARAMETROS DE CORTE: $\phi = 32,13^\circ$, $C_u = 1.5 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café oscuro

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

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	17,05	28,65	51,08
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	4,0	7,5	12,5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,53	1,53	1,53
HUMEDAD (%H)	26,9	26,9	26,9

Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Cesar Alfonso García Guerra
DIRECTOR CIUSAC




Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 476-3992. Planta 443-9500 Ext. 1502. FAX: 476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 33. Análisis físico químico sanitario



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) –CENTRO
DE INVESTIGACIONES (CI)
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

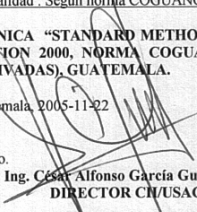

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 22146	
O.T. No. 19521					
INTERESADO:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD</u>		
RECOLECTADA POR:	<u>Jorge Mario García</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	<u>San Luis Pueblo Nuevo</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2005-11-08; 18 h 10 min.</u>		
FUENTE:	<u>Tanque distribución rebalse</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	<u>2005-11-09; 09 h 50 min.</u>		
MUNICIPIO:	<u>Pastores</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>		
DEPARTAMENTO:	<u>Sacatepéquez</u>				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>-- °C</u>	
2. COLOR:	<u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>182,00 µmhos/cm</u>	
3. TURBIEDAD:	<u>00,35 UNT</u>	6.POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH):	<u>06,60 unidades</u>		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,30	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,50	11. SOLIDOS TOTALES	110,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,18	12. SOLIDOS VOLÁTILES	12,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	14,62	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	98,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	86,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	96,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	80,00	80,00		
OTRAS DETERMINACIONES _____					
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: Las determinaciones arriba indicadas se encuentran en Límites Máximos Aceptables de normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.					
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – A.W.W.A.- W.E.F. 20 TH EDITION 2000, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.					
Guatemala, 2005-11-22					
Vo.Bo.		 Ing. César Alfonso García Guerra DIRECTOR CI/USAC			
					

Figura 34. Examen bacteriológico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) - CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No. 19521		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-195851
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Jorge Mario García</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>San Luis Pueblo Nuevo</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2005-11-08; 18 h 10 min</u>	
FUENTE:	<u>Tanque distribución rebalse</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2005-11-09; 09 h 50 min.</u>	
MUNICIPIO:	<u>Pastores</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Sacatepéquez</u>	SABOR:	<u>----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLORO RESIDUAL	<u>----</u>	
OLOR:	<u>Inodora</u>			

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++--	+----
00,10 cm ³	+++--	++-	+-
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMINES COLIFORMES/100cm ³		90	50

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según NORMA COGUANOR NGO 29001.

Guatemala, 2005-11-22

Vo.Bo. 
Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CILAUSAC





