



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ,
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Artemio Enemias Hernández Velásquez
Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, febrero de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ,
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ARTEMIO ENEMIAS HERNÁNDEZ VELÁSQUEZ
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

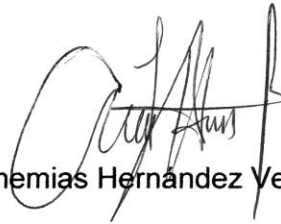
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ,
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha mayo de 2010.



Artemio Enemias Hernández Velásquez



Guatemala, 28 de septiembre de 2011
REF.EPS.DOC.1263.09.11

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

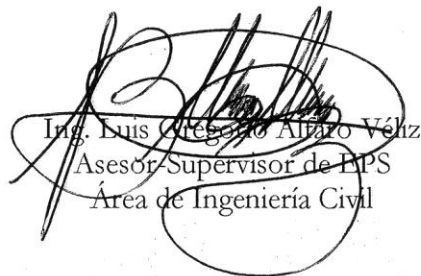
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Artemio Enemias Hernández Velásquez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200516023**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Ing. Luis Crespo Alvarado Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
LGAV/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
11 de octubre de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

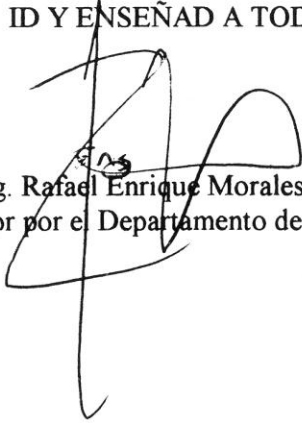
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Artemio Enemias Hernández Valásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

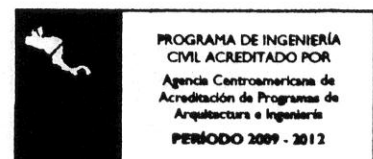

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
18 de enero de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Artemio Enemias Hernández Velásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 24 de enero de 2012
Ref.EPS.D.59.01.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Artemio Enemias Hernández Velásquez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Zamora
Directora Unidad de Dirección
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS



NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Artemio Enemias Hernández Velásquez, titulado DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2012

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala




Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.060.2012

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR EN LA COLONIA ROMEC Y DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario **Artemio Enemias Hernández Velásquez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, febrero de 2012

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por haberme dado la oportunidad de realizar mis estudios en la gloriosa Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
Mis padres	Por el gran apoyo y los buenos consejos que siempre me brindaron durante mi carrera.
Mis hermanos	Dádiba, Edilberto, Elvia, Edimael, por su apoyo constante e incondicional.
Mi novia	Por ser una niña responsable y por el amor que me brinda.
Ing. Luis Alfaro	Por su asesoría, por el apoyo profesional y moral que siempre manifestó.
Ing. Carlos Bautista	Por su apoyo profesional y su sincera amistad.
Municipalidad de San José Chacayá, Sololá	Por permitirme realizar este trabajo de graduación en su localidad y por el apoyo brindado.
La Facultad de Ingeniería	Por todos sus recursos, tanto humanos como equipo e instalaciones para poder realizar mi formación como profesional.

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser la fuente de sabiduría y por su inmenso amor que nos demuestras siempre, sin él no habría logrado este éxito.
- Mis padres** Rosa y Thomás, porque a ellos les debo la vida, por ser dos seres que siempre me han apoyado en todo y porque los amo.
- Mis hermanos, cuñados y sobrinos** Porque son especiales en mi vida, por ese cariño y respeto que siempre se manifiesta entre nosotros.
- Mi sobrino** Jimmy Fernando, porque es un niño inteligente y cariñoso.
- Mi novia** Marisela Orozco por ser la persona con quien deseo compartir mi vida.
- Mis amigos** Porque su amistad siempre se refleja, en las diferentes condiciones de esta vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR	
1.1. Características físicas	1
1.1.1. Localización y colindancias	1
1.1.2. Ubicación geográfica.....	3
1.1.3. Topografía.....	3
1.1.4. Clima.....	3
1.1.5. Tipo de vivienda	4
1.1.6. Situación demográfica.....	4
1.1.7. Población actual.....	4
1.2. Características de infraestructura.....	5
1.2.1. Vías de acceso.....	5
1.2.2. Servicios públicos.....	6
1.3. Características socioeconómicas	7
1.3.1. Origen de la comunidad	7
1.3.2. Actividad económica	8
1.3.3. Idioma y religión	8
1.3.5. Organización de la comunidad	9

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño del edificio escolar en la colonia Romec, San José Chacayá, departamento de Sololá	11
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	11
2.1.2.	Evaluación del suelo	12
2.1.2.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	12
2.1.2.2.	Determinación del valor soporte	12
2.1.3.	Análisis estructural.....	14
2.1.3.1.	Pre dimensionamiento estructural	14
2.1.3.2.	Modelos matemáticos de marcos rígidos	18
2.1.3.3.	Cargas aplicadas a los marcos rígidos	20
2.1.3.3.1.	Cargas verticales en marcos rígidos	20
2.1.3.3.2.	Cargas horizontales	28
2.1.3.4.	Análisis de marcos rígidos método del portal.....	40 40
2.1.3.5.	Análisis de marcos rígidos método Kani.....	40
2.1.3.6.	Momentos últimos por envolvente	59
2.1.3.7.	Diagrama de corte en marcos rígidos típicos	61
2.1.3.8.	Resultados de análisis usando ETABS	64
2.1.3.9.	Comparación de resultados.....	65
2.1.4.	Diseño estructural.....	68
2.1.4.1.	Losas	68
2.1.4.2.	Vigas.....	79
2.1.4.2.1.	Flexión.....	80
2.1.4.2.2.	Corte	85
2.1.4.2.3.	Torsión	86
2.1.4.2.4.	Confinamiento	88

2.1.4.3.	Columnas	89
2.1.4.3.1.	Flexo compresión.....	89
2.1.4.3.1.1.	Efecto de esbeltez	91
2.1.4.3.1.2.	Magnificación de momentos	93
2.1.4.3.2.	Corte	97
2.1.4.3.3.	Confinamiento.....	98
2.1.4.4.	Cimientos	101
2.1.4.4.1.	Zapatas	101
2.1.4.4.2.	Cimiento corrido.....	112
2.1.4.5.	Gradas.....	113
2.1.5.	Planos constructivos.....	114
2.1.6.	Instalaciones eléctricas e hidráulicas.....	114
2.1.7.	Evaluación de impacto ambiental	121
2.1.8.	Presupuesto	123
2.1.9.	Cronograma	126
2.2.	Diseño de la red de alcantarillado sanitario del caserío Chuacruz, San José Chacayá, departamento de Sololá	127
2.2.1.	Descripción del proyecto	127
2.2.1.1.	Alcance del proyecto	127
2.2.2.	Topografía.....	127
2.2.2.1.	Levantamiento topográfico.....	128
2.2.2.2.	Altimetría y planimetría	128
2.2.3.	Período de diseño	128
2.2.4.	Cálculo de población futura	128
2.2.5.	Parámetros del caudal de diseño	129
2.2.5.1.	Consideraciones generales	129
2.2.5.1.1.	Caudal	130

	2.2.5.1.2.	Velocidad.....	130
	2.2.5.1.3.	Tirante	130
	2.2.5.1.4.	Uso de agua	131
	2.2.5.2.	Caudal domiciliar.....	131
	2.2.5.3.	Caudal por conexiones ilícitas.....	132
	2.2.5.4.	Caudal de infiltración.....	132
	2.2.5.5.	Caudal comercial	133
	2.2.5.6.	Caudal industrial	133
2.2.6.		Requerimientos de diseño	134
	2.2.6.1.	Dotación y factor de retorno.	134
	2.2.6.2.	Factor de caudal medio.....	135
	2.2.6.3.	Caudal máximo	135
	2.2.6.4.	Factor de Harmond	135
	2.2.6.5.	Caudal de diseño	136
	2.2.6.6.	Pendientes máximas y mínimas	138
	2.2.6.7.	Velocidad de diseño	138
		2.2.6.7.1. Fórmula de Manning.....	138
		2.2.6.7.2. Velocidad máxima y mínima	139
	2.2.6.8.	Cálculo de cotas invert	139
	2.2.6.9.	Diámetros de tubería.....	140
	2.2.6.10.	Pozos de visita	140
	2.2.6.11.	Profundidad de tubería.....	141
	2.2.6.12.	Tabla de resultados.....	143
2.2.7.		Evaluación de estudio de impacto ambiental	148
2.2.8.		Evaluación socio-económica.....	148
	2.2.8.1.	Valor presente neto	148
	2.2.8.2.	Tasa interna de retorno	150
2.2.9.		Planos constructivos	150
2.2.10.		Presupuesto y especificaciones técnicas	151

CONCLUSIONES	153
RECOMENDACIONES.....	155
BIBLIOGRAFÍA.....	157
APÉNDICES.....	159
ANEXOS	161

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa representativo de la región VI (Suroccidente)	2
2. Mapa de localización del municipio de San José Chacayá	2
3. Área tributaria sobre columna crítica	17
4. Planta módulo 1	19
5. Marco, sección longitudinal.....	19
6. Marco , sección transversal	20
7. Áreas tributarias en vigas más críticas	24
8. Cargas verticales en marco sentido X	27
9. Cargas verticales en marco sentido Y	27
10. Fuerzas por marco en sentido X.....	39
11. Fuerzas por marco en sentido Y	39
12. Momentos por carga muerta en vigas sentido X (kg-m)	49
13. Momentos por carga muerta en columnas sentido X (kg-m)	49
14. Momentos por carga muerta en vigas sentido Y (kg-m).....	50
15. Momentos por carga muerta en columnas sentido Y (kg-m)	50
16. Momentos por carga viva en vigas sentido X (kg-m)	51
17. Momentos por carga viva en columnas sentido X (kg-m)	51
18. Momentos por carga viva en vigas sentido Y (kg-m)	52
19. Momentos por carga viva en columnas sentido Y (kg-m)	52
20. Momentos por fuerza sísmica en vigas sentido X (kg-m)	57
21. Momentos por fuerza sísmica en columnas sentido X (kg-m)	57
22. Momentos por fuerza sísmica en vigas sentido Y (kg-m)	58
23. Momentos por fuerza sísmica en columnas sentido Y (kg-m).....	58

24.	Momentos últimos en vigas sentido X (kg-m)	59
25.	Momentos últimos en columnas sentido X (kg-m)	60
26.	Momentos últimos en vigas sentido Y (kg-m)	60
27.	Momentos últimos en columnas sentido Y (kg-m)	61
28.	Cortes últimos en vigas sentido X (kg)	62
29.	Cortes últimos en columnas sentido X (kg)	63
30.	Cortes últimos en vigas sentido Y (kg-m)	63
31.	Cortes últimos en columnas sentido Y (kg-m)	63
32.	Momentos en vigas por carga muerta en sentido Y (ETABS)	65
33.	Deriva en la cúspide de cada edificio	66
34.	Planta de losa nivel 1	68
35.	Momentos en losa nivel 1	71
36.	Balance de momentos.....	73
37.	Momentos balanceados en losa del nivel 1	75
38.	Detalle de armado de viga 1-1' del eje X, nivel 1.....	89
39.	Detalle del armado de columna c-1 nivel 1	100
40.	Relación de diámetros, sección llena y parcialmente llena.....	137
41.	Flujo de caja del proyecto	149
42.	Flujo de caja simplificado	150

TABLAS

I.	Cargas vivas mínimas	21
II.	Datos para hallar centro de rigidez eje Y	33
III.	Datos para hallar centro de rigidez eje X	34
IV.	Fuerza por marcos en sentido X, niveles 1 y 2	37
V.	Fuerzas por marcos en sentido Y, niveles 1 y 2	38
VI.	Armado de losas del nivel 1	78

VII.	Armado de vigas nivel 1 y 2 del módulo 1 del edificio escolar	83
VIII.	Boleta de riesgo.....	122
IX.	Presupuesto del edificio escolar	123
X.	Cronograma de actividades físico-financieras	126
XI.	Diseño de PV-1 a PV-19, Caudal sanitario	143
XII.	Diseño de PV-1 a PV-19, Relaciones hidráulicas.....	144
XIII.	Diseño de PV-1 a PV-19 Velocidades con pendientes del terreno	145
XIV.	Diseño de PV-1 a PV-19 Velocidades con pendientes de la tubería.....	146
XV.	Diseño de PV-1 a PV-19 Cotas invert y altura de pozos de visita.....	147
XVI.	Listado taxativo	148
XVII.	Presupuesto	151
XVIII.	Cronograma de actividades físico-económicas	152

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
H_v	Altura de la viga
ø	Ángulo de fricción interna
A_s	Área de acero
A_{s(max)}	Área de acero máximo
A_{s(min)}	Área de acero mínimo
A_{st}	Área de acero transversal
A_v	Área de la varilla
A_z	Área de zapata
A_g	Área gruesa
P[´]t	Carga de trabajo
P	Carga puntual

P' ux	Carga resistente de la columna a una excentricidad dada
CUT	Carga última total
Qdom	Caudal domiciliar
Cm	Centímetro
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
PVC	Cloruro de polivinilo
Ψ	Coefficiente que mide grado de empotramiento
k	Coefficiente de longitud efectiva
n	Coefficiente de rugosidad
Ca⁺	Coefficiente para momento actuante losa
CI	Cota invert
CIE	Cota invert de entrada
CIS	Cota invert de salida
ρ	Cuantía de acero

\varnothing	Diámetro
V	Esfuerzo de corte
Vr	Esfuerzo de corte resistido
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
t	Espesor
Est.	Estación
e	Excentricidad
Fcu	Factor de carga última
\bar{u}_{ik}	Factor de corrimiento
μ_{ik}	Factor de giro
FH	Factor de Harmond
D1, D2	Factores de distribución
β_d	Flujo plástico
I	Inercia

M^{"ik}	Influencia de desplazamiento
M'ik	Influencia de giro
psi	Libras por pulgada cuadrada
Lts/hab/día	Litros por habitante por día
δ	Magnificador de momentos
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_s	Módulo elasticidad del acero
M	Momento
M_a⁺	Momento actuante en losas
M_B	Momento balanceado
M_{cm}	Momento de carga muerta
M_{Fi}	Momento fijo
M(-)	Momento negativo
M_k(-)	Momento negativo lado derecho de viga
M_i(-)	Momento negativo lado izquierdo de viga

Mcv	Momento por carga viva
M(+)	Momento positivo
M_{ik} (+)	Momento positivo en vigas
Mu	Momento último
S%	Pendiente en porcentaje
d	Peralte efectivo
γs	Peso específico
Wc	Peso específico del concreto
PV	Pozo de visita
q	Presión sobre el suelo por debajo de la zapata
Plg	Pulgada
PO	Punto observado
R	Radio hidráulico
Rec	Recubrimiento

q/Q	Relación de caudales
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
f'c	Resistencia última del concreto
K_{ik}	Rigidez del elemento
Σ	Sumatoria
r	Tasa de crecimiento poblacional
Ton	Tonelada
V	Velocidad de flujo en alcantarilla
Vol	Volumen

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute
Agregado	Material granular, como arena, grava, piedra partida y escoria de hierro de alto horno, para formar hormigón o mortero.
Aguas negras	El agua que se desecha después de haber servido para un fin, puede ser doméstica, comercial o industrial.
Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Carga axial	Aplicada en el eje longitudinal de un elemento
Carga muerta	Cargas permanentes soportadas por un elemento sin ser afectadas por los factores de incremento.
Carga viva	Consiste, principalmente, en cargas de ocupación en edificios. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación.
Concreto reforzado	Concreto que contiene refuerzo de acero

Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Densidad de vivienda	Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante
Excavaciones	Resultado de extracción de un material para formar un espacio adecuado.
Excentricidad	Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.

INE	Instituto nacional de estadística
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
Marco de concreto	Sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Momento negativo	Es el momento al que están siendo sometidos los extremos de las vigas. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.
Momento resistente	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste esfuerzos y confina los otros componentes del muro.
Zapata	Elemento estructural que funciona como base de una columna.

RESUMEN

El trabajo de graduación está constituido por dos fases: de investigación y de servicio técnico profesional; en la de investigación, se recopiló la información necesaria para conocer las características y necesidades de la colonia Romec y el caserío Chuacruz. Ambos pertenecen al municipio de San José Chacayá, Sololá. En la de servicio técnico profesional se presentan dos proyectos que vendrán a satisfacer las necesidades prioritarias de las dos comunidades mencionadas anteriormente.

En la colonia Romec, se evidencia la necesidad de la construcción de una escuela. En este caso se diseñaron dos módulos de dos niveles, el primero contará con tres aulas en el nivel uno y tres en el nivel dos. El módulo dos (primer nivel), contará con dirección, cocina, bodega, servicios sanitarios para hombres y mujeres; en el nivel dos habrá un salón pequeño para reuniones de maestros y tendrá servicios sanitarios para hombres y mujeres.

Para el caserío Chuacruz, se diseñó la red de alcantarillado sanitario, ya que la comunidad actualmente carece de este servicio; el desfogue para dicha red será la planta de tratamiento que se construirá para la cabecera municipal de San José Chacayá. La red de alcantarillado se construirá con tubería PVC (ASTM F 949) con diámetros de 6" y 8", en los cambios de dirección y donde el diseño indique, se emplearán pozos de visita contruidos con ladrillo tayuyo con las dimensiones que se indican en los planos de construcción.

OBJETIVOS

Geneal

Diseñar el edificio escolar en la colonia Romec para que los niños ya no tengan que emigrar a recibir sus clases educativas a otra comunidad, y diseñar la red de alcantarillado sanitario para el caserío Chuacruz con la finalidad de mejorar las condiciones de saneamiento de la comunidad.

Específicos

1. Realizar el diseño, tanto arquitectónico como estructural de la escuela, con base en las respectivas normas.
2. Verificar las fuentes de agua que tiene el terreno disponible para la construcción de la escuela, y el desfogue del drenaje de la escuela.
3. Cerciorarse de que la escuela satisfaga la necesidad de los habitantes de la colonia Romec.
4. Diseñar la red de alcantarillado sanitario para el caserío Chuacruz de acuerdo a las normas correspondientes.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país que tiene un alto nivel de analfabetismo, especialmente en los pueblos indígenas; esto debe irse eliminando para que las personas tengan mejores oportunidades de trabajo, y para ello se debe implementar la educación escolar en cada comunidad. La colonia Romec, actualmente carece de escuela, por lo tanto los niños y adolescentes se ven obligados a acudir a escuelas de otra comunidad.

Los niveles de mortalidad en Guatemala son altos; una de las causas de este problema es la contaminación que provocan las aguas negras que no son tratadas previamente a su disposición final. El caserío Chuacruz actualmente cuenta únicamente con letrinas para la disposición de excretas, pero no es lo más adecuado, especialmente para los niños.

Por lo anteriormente expuesto, el presente trabajo de graduación propone el diseño de una escuela en la colonia Romec y el diseño de la red de sistema de alcantarillado sanitario para el caserío Chuacruz, fundamentándose en las normas correspondientes para cada proyecto, y también tomando en cuenta las condiciones de la población, la situación topográfica del terreno, las fuentes de abastecimiento de agua potable, las posibles soluciones de desfogue para las aguas negras, y sobre todo, cerciorarse de que estos proyectos logren satisfacer las necesidades correspondientes de las comunidades mencionadas anteriormente.

1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR

1.1. Características físicas

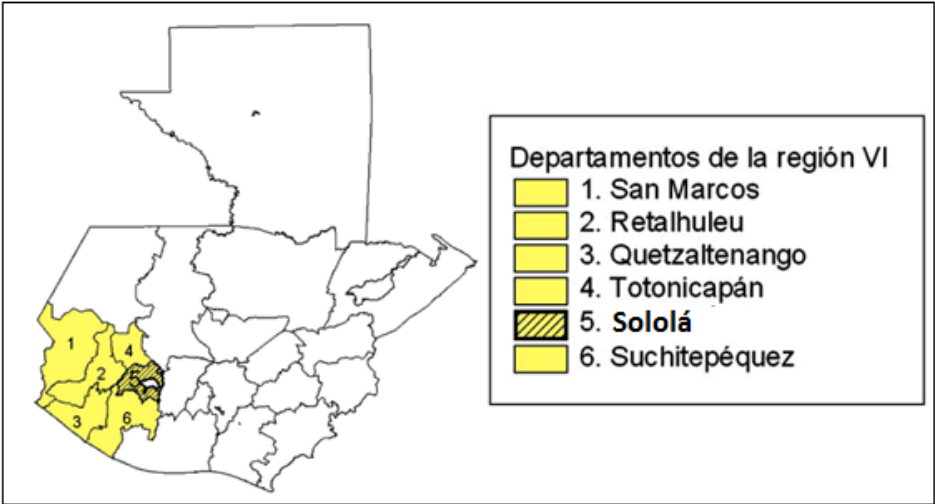
1.1.1. Localización y colindancias

El municipio de San José Chacayá está situado en el occidente de la república, específicamente en el departamento de Sololá, a una distancia de la ciudad capital de 146 ó 157,5 kilómetros, dependiendo de la carretera que se utilice para llegar al municipio. Su extensión territorial es de 44 kilómetros cuadrados, equivalente al 4,15% del territorio departamental y colinda con otros tres municipios del mismo departamento: al norte y al este con el municipio de Sololá, al sur con el municipio de Santa Cruz La Laguna y al oeste con el municipio de Santa Lucía Utatlán.

Su altitud oscila entre los mil ochocientos y los tres mil metros sobre el nivel del mar, la altitud de la cabecera es de 2210 m, de ésta cuenta el municipio pertenece a las tierras altas cristalinas del altiplano central, con montañas bajas y colinas moderadas.

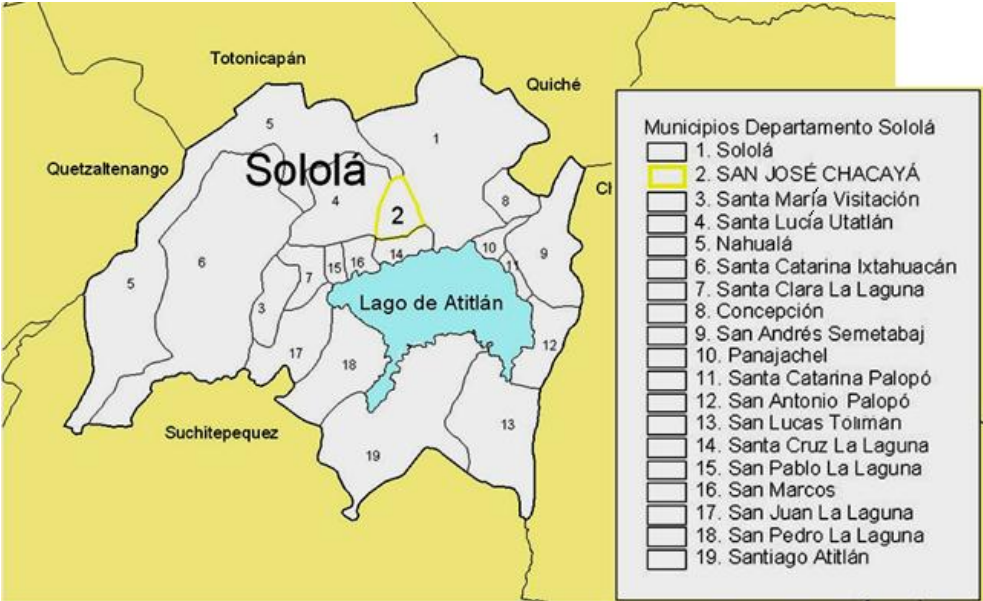
La colonia Romec se encuentra en el área norte del municipio a 7 km vía Chuiquel y 22 km vía Santa Lucía Utatlán, se sitúa a una altura aproximada de 2 300 metros sobre el nivel del mar; colinda al norte, sur, este y oeste con la aldea San Juan Argueta, del municipio de Sololá. El caserío Chuacruz se ubica a 1 km de la cabecera municipal específicamente en el área este, situada en la parte mas baja del municipio a 2 230 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. **Mapa representativo de la Región VI (suroccidente)**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional mapa 1230-VI.

Figura 2. **Mapa de localización del municipio de San José Chacayá**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional mapa 1220-VI Sololá.

1.1.2. Ubicación geográfica

Las coordenadas del municipio de San José Chacayá son: latitud 14° 46' 15" y longitud: 91° 12' 55".

1.1.3. Topografía

La topografía del municipio es quebrada en un 30% de su territorio, la pendiente se encuentra, en su mayoría, en los rangos de 0% a 5% y 5% a 12%; pero también existen áreas comprendidas entre 12% a 32%. En el área de colonia Romec, el 50% de su territorio se encuentra con una pendiente bien marcada, pero el terreno específico donde se pretende construir el edificio escolar es bastante plano. El caserío Chuacruz tiene pendientes muy pronunciadas las pendientes del terreno siguen la trayectoria de la cabecera municipal, ya que se encuentra en la parte baja del mismo; esto favorece al diseño del sistema de alcantarillado debido a que este debe funcionar por gravedad.

1.1.4. Clima

El clima del municipio es frío, debido a la altura sobre el nivel del mar a la que se encuentra. Según los datos de la estación meteorológica El Tablón del Instituto nacional de sismología, vulcanología, meteorología e hidrología (INSIVUMEH), la temperatura máxima promedio es de 20 grados centígrados, la temperatura mínima promedio es de 8 grados centígrados, la temperatura media es de 14 grados centígrados; se promedian 122 días de lluvia al año, la humedad relativa anual oscila entre el 70% y el 80%, el brillo solar medio es de 190 horas al año, la velocidad media del viento es de 5,6 km/h, la precipitación pluvial varía entre los 1 000 a 2 000 milímetros al año.

1.1.5. Tipo de vivienda

Aproximadamente el 95% de las viviendas del casco urbano están construidas de concreto reforzado y block pómez, el 5 % de las viviendas están hechas de adobe con techo de lamina o teja de barro; en el área rural la mayoría de viviendas están construidas de adobe con techo de lamina y teja de barro.

1.1.6. Situación demográfica

Según el censo realizado por la Oficina Municipal de Planificación en el 2008, la población de San José Chacayá asciende a 3 040 habitantes, 1 528 mujeres que representan el 50,26% y 1 512 hombres que representan el 49,74%. En relación a lo étnico, la mayoría de pobladores, es indígena pertenecientes a las etnias mayas caqchiquel(66%) y K'iche (27%) constituyen el 93% del total de la población de San José Chacayá.

El 21% de la población de San José Chacayá vive en la cabecera municipal, tiene acceso a los servicios básicos como: drenaje, agua potable, energía eléctrica, el 79% vive en área rural y algunos no cuentan con servicio de drenaje. La población de San José Chacayá se caracteriza por su juventud, el 45% tiene menos de 15 años.

1.1.7. Población actual

El censo más reciente se realizó en el 2008 y no se cuenta con un dato exacto de la población en el 2010, pero se puede hacer una estimación, ya que la tasa de crecimiento de la población de del 2% anual, con ello se puede estimar que hay 3 101 habitantes en el municipio.

1.2. Características de infraestructura

1.2.1. Vías de acceso

Al municipio de San José Chacayá se puede acceder desde la ciudad capital por tres vías diferentes, la más utilizada (146 Km), es la carretera Interamericana que pasa por la cabecera departamental y luego al municipio de San José Chacayá. El otro acceso, desde la ciudad capital, se hace a través del municipio de Santa Lucía Utatlán, vía la Interamericana hasta el cruce del kilómetro 148, con una longitud de 157,5 kilómetros, el cual se considera el más largo; finalmente se puede llegar al municipio de San José Chacayá, vía la Interamericana hasta el cruce del kilómetro 139, con una longitud de 144 kilómetros, este recorrido es utilizado, principalmente, por los vecinos del cantón Los Tablones.

El acceso de la cabecera municipal de San José Chacayá hacia la cabecera departamental de Sololá es una carretera pavimentada en su totalidad; la cabecera municipal de San José Chacayá a la cabecera municipal de Santa Lucía Utatlán es únicamente de terracería.

En total, el municipio cuenta con una red vial aproximadamente de 19,50 kilómetros, algunos tramos son de terracería, otros de pavimento rígido, y otros de adoquín.

Es importante mencionar que en el casco urbano todas las calles son adoquinadas, incluso los callejones que sirven de acceso a algunas viviendas y conforme se han dado los diferentes períodos de gobierno, las autoridades municipales se han preocupado por mejorar las vías de acceso al municipio.

1.2.2. Servicios públicos

La Municipalidad de San José Chacayá presta a la población 6 servicios: agua entubada: éste se brinda 12 horas diarias en todo el casco urbano, Las Minas y Chuacruz, el agua que se distribuye es potable y cuenta para su operación con un fontanero.

Limpieza de calles: es realizado por tres personas contratadas por la municipalidad, son responsables de las calles céntricas del casco urbano y los caminos vecinales del municipio.

Cementerio: es el único del municipio y se encuentra en la cabecera; la municipalidad vela por su mantenimiento, en él se puede comprar fracciones de terreno para sepultura al precio de Q.250,00 por m².

Policía Municipal: integrada por dos personas, su misión es velar por el cumplimiento de las ordenanzas municipales, cuidar de los bienes públicos y prestar asistencia a los vecinos y visitantes que lo necesiten, en coordinación con las fuerzas públicas de seguridad, en especial la Policía Nacional Civil.

Biblioteca municipal: este servicio está funcionando en el Instituto Mixto por Cooperativa del municipio, a cargo de un bibliotecario, funciona en los horarios de 8:00 a.m. a 17:00 horas, en días hábiles.

Locales comerciales municipales: éstos son alquilados a personas, ya sean del municipio o de otros lugares, por este servicio se cobra un promedio de Q.140,00 mensual por cada local, esta cuota podría variar al transcurrir el tiempo.

1.3. Características socioeconómicas

Principalmente, aquellas que contribuyen al desarrollo y bienestar de la comunidad, idioma y religión, y organización de la comunidad.

1.3.1. Origen de la comunidad

En el Memorial de Sololá se menciona que en 1572 llegó a Sololá un oidor de la Real Audiencia de nombre Matheo, y que los funcionarios locales fueron a recibirlo a Chocoyá. En el mismo documento, al narrar una de las guerras libradas entre quichés y cakchiqueles, se menciona la población de Chakihyá, que fue abandonada por los quichés. Estas menciones permiten afirmar que San José Chacayá es un poblado anterior a la conquista española.

Durante el período colonial, San José Chacayá perteneció al corregimiento de Tecpán Atitlán, que a partir de 1720 integró, junto con el corregimiento de Atitlán, la Alcaldía Mayor de Sololá. En 1872, cuando fue creado el departamento de el Quiché, entre los 21 municipios que permanecieron en Sololá aparece el de San José Chacayá.

De acuerdo con el diccionario geográfico de Guatemala, la palabra Chacayá proviene de las voces en idioma Kakchiquel: *ch-ka*, que significa golpe o caída, y *yá*, agua, lo que se traduce como caída o golpe de agua, y que podría deberse al hecho de que en las inmediaciones del poblado existen varias caídas de agua o cataratas.

1.3.2. Actividad económica

- La crianza de aves de corral.
- La artesanía.
- Comercio.
- El sector predominante es el agrícola, en el que destacan la presencia de varios tipos de cultivos: granos básicos (fríjol y maíz), hortalizas (papas, cebollas, zanahoria repollo, coliflor, remolacha) y frutales (aguacate y durazno).
- Cuentan con una mínima infraestructura productiva, que consiste en la existencia de sistemas de mini riego en tres comunidades.
- Actividades avícolas; la mayoría de las familias cuenta con aves de corral, principalmente pollos.
- Actividad artesanal, principalmente las mujeres, quienes realizan tejidos y bordados.
- En el ámbito comercial, en la mayoría de las comunidades existen tiendas de consumo diario.
- Los pobladores, para satisfacer sus necesidades de consumo básico, acuden al mercado de la cabecera departamental, ya que el municipio no cuenta con un mercado en donde se puedan realizar compras.

1.3.3. Idioma y religión

El idioma predominante en las familias es el kakchiquel y el Quiché, además también hablan el castellano. La religión predominante es la católica, aunque también profesan la religión evangélica.

1.3.4. Organización de la comunidad

El municipio de San José Chacayá cuenta con 9 centros poblados, siendo éstos: un pueblo que es la cabecera y ocho comunidades rurales. Los ocho caseríos poblados del área rural son:

- Los Planes
- Los Chávez
- Villa Linda
- Parromero
- Chuimanzana
- Las Minas
- Chuacruz
- Romec

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del edificio escolar en la colonia Romec, San José Chacayá, departamento de Sololá

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio de dos módulos de dos niveles cada uno, destinado a una escuela; el primer módulo contiene tres aulas en el nivel uno y tres aulas en el nivel dos; el segundo módulo contiene los siguientes ambientes en el nivel uno: dirección, cocina, bodega, servicio sanitario para mujeres, servicio sanitario para hombres; en el nivel dos: una sala para reunión de maestros, servicio sanitario para mujeres y servicio sanitario para hombres; también se diseñó un módulo de gradas para comunicar al nivel uno y nivel dos de los dos módulos de la escuela.

Para el diseño se tomó en cuenta el número de alumnos por cada aula para determinar el área que debía tener, la iluminación de las aulas es el 30% del área de piso del aula, el módulo de gradas se ubicó en un lugar estratégico de tal forma que conecta a los dos módulos y está en un lugar céntrico para que en caso de un sismo se pueda evacuar el edificio sin problema.

La estructura del edificio está constituida por marcos dúctiles y nudos rígidos, losa de concreto reforzado, muros de block pómez que funcionan como tabiques y las cargas muertas fueron tomadas como distribuidas linealmente sobre las vigas que las soportan. Las cargas vivas de diseño serán tomadas de

la Norma AGIES, el código de diseño a utilizar para los elementos de concreto reforzado es el ACI 318 08.

2.1.2. Evaluación del suelo

Es necesario conocer las características del suelo donde se ejecutará el proyecto, debido a que las dimensiones de los cimientos están en función del valor soporte del suelo. Al considerar el valor soporte del suelo se puede tener la tranquilidad de que el edificio está bien cimentado y no se corre riesgo de que ocurra una falla por algún problema de cimentación. El suelo que se analiza es arcilla de color café.

2.1.2.1. Ensayo de compresión triaxial

Para hallar el valor soporte del suelo, se realizó el ensayo de compresión triaxial que se llevó a cabo en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), la muestra consiste en una porción de suelo con volumen de un pie cúbico, recubierta con parafina para conservar sus características reales, fue extraída a 3 m por debajo del nivel del terreno natural.

2.1.2.2. Determinación del valor soporte

Los datos obtenidos en el ensayo de laboratorio son:

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado

Descripción del suelo: arcilla color café

Dimensión y tipo de la probeta: 2,5" x 5,0"

Ángulo de fricción Interna $\phi = 9,46^\circ = 0,165$ radianes

Cohesión C = 3 ton/m²

Base (B) = 1,00 m
 Largo (L) = 1,00 m
 Peso específico (γ_s) = 1,09 ton/m³,
 Desplante (Df) = 3,00 m

Utilizando la ecuación de Meyerhof para hallar el valor soporte del suelo (q_u)

$$q_u = C \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_\gamma$$

Factores de capacidad de carga (obtenidos de la tabla de apéndice):

$N_c = 8,11$
 $N_q = 2,35$
 $N_\gamma = 1,11$

Las fórmulas utilizadas para estos cálculos se obtuvieron del libro: Principios de ingeniería de cimientos, de Braja M. Das, p. 169.

Factores de forma: toma en cuenta la forma del cimiento.

$$\begin{aligned}
 F_{cs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) & F_{cs} &= 1 + \left(\frac{1}{1}\right) \left(\frac{2,35}{8,11}\right) = 1,29 \\
 F_{qs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \text{TAN } \phi & F_{qs} &= 1 + \left(\frac{1}{1}\right) \text{TAN } 0,165 = 1,16 \\
 F_{\gamma s} &= 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) & F_{\gamma s} &= 1 - 0,4 \left(\frac{1}{1}\right) = 0,60
 \end{aligned}$$

Factores de profundidad: toma en cuenta la profundidad a la que se encuentra el cimiento.

$$F_{cd} = 1 - 0,4 \text{TAN}^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad F_{cd} = 1 - 0,4 \text{TAN}^{-1} \left(\frac{3}{1}\right) = 1,50$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \text{TAN } \phi (1 - \text{SIN } \phi)^2 \text{TAN}^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \text{TAN}(0.165)(1 - \text{SIN}(0.165))^2 \text{TAN}^{-1} \left(\frac{3}{1} \right) = 1,29$$

$$F_{yd} = 1$$

Factores de inclinación: toma en cuenta la inclinación con que actúa la carga.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{0^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0^\circ}{9,46^\circ}\right)^2 = 1$$

$$q = D_f \cdot \gamma_s$$

$$q = 3 \cdot 1,09 = 3,27 \text{ Ton/m}^2$$

Sustituyendo datos en la ecuación de Meyerhof:

$$q_u = 3 \cdot 8,11 \cdot 1,29 \cdot 1,50 \cdot 1 + 3,27 \cdot 2,35 \cdot 1,167 \cdot 1,29 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 1,09 \cdot 1 \cdot 1,117 \cdot 0,60 \cdot 1 \cdot 1 = 60 \text{ Ton/m}^2$$

Factor de seguridad = 3

$$q_{u \text{ DISEÑO}} = \frac{60 \text{ Ton/m}^2}{3} = 20 \text{ Ton/m}^2$$

2.1.3. Análisis estructural

2.1.3.1. Pre dimensionamiento estructural

El pre dimensionamiento es asignarle valores a las dimensiones de los elementos estructurales antes del análisis, estos valores se toman sólo como parámetros, ya que al diseñar cada elemento se verifica si la pre dimensión

cumple con lo que el análisis solicita; si no cumple, será necesario cambiar las dimensiones.

- Pre dimensionamiento de viga

Para el pre dimensionamiento de las vigas se tomó el mayor de los dos siguientes criterios:

$$H \text{ viga (8\% Luz)} = (0,08)(6\text{m}) = 0,48 \text{ m}$$

$$H \text{ viga (Luz/18.5)} = (6\text{m}/18,5) = 0,32 \text{ m}$$

Donde H es el peralte de la sección de la viga, se toma la luz más crítica de todo el edificio.

De los criterios anteriores se usará 0,50m para el peralte de la sección de la viga. La relación entre la base y el peralte debe estar entre 0,25 y 0,60, por criterio del diseñador se usará 0,50, entonces la base debe ser la mitad del peralte equivalente a 0,25m

- Pre dimensionamiento de losa

Primero se debe determinar si la losa trabaja en un sentido o en dos sentidos y para ello se toman los criterios siguientes:

$$m = a / b < 0,5 \text{ losa trabaja en un sentido}$$

$$m = a / b > 0,5 \text{ losa trabaja en dos sentidos}$$

Donde a es la dimensión del sentido corto de la losa y b la dimensión del sentido largo de la losa

Calculando m para la losa de mayor dimensión, con a = 6,00m y b = 4,00m, $m = 4,00m / 6,00m = 0,66 > 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

Para estimar el espesor de la losa se usará el criterio del perímetro de losa dividido entre 180, para losas en dos sentidos. Debido a que el espesor es directamente proporcional a su perímetro, las losas más pequeñas requerirán un espesor menor; por lo tanto se usará el espesor de la losa más grande para tener uniformidad.

Espesor de losa (t):

$t = \text{perímetro} / 180$, Donde t = espesor de losa

$$t = \frac{2(6+4)}{180} = 0,111m$$

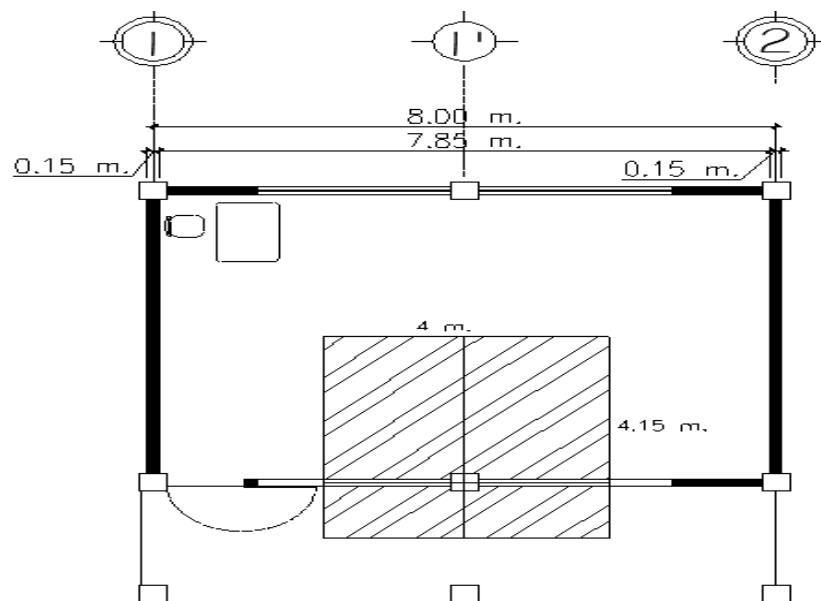
Por criterio del diseñador se propone una losa de **13cm** de espesor

- Pre dimensionamiento de columna

El criterio que se utilizará para pre dimensionar la sección de las columnas, se basa en el cálculo de la carga axial aplicada a la columna más crítica. Y con la ayuda de la ecuación (10-2) del código ACI 318-08 capítulo 10 sección 10.3.6.2 se determina el valor del área que debe tener la sección de la columna, valor al cual le sacamos raíz cuadrada para hallar las dimensiones la sección de la columna, ya que se usará columna de sección cuadrada. Estas dimensiones se usarán para todas las columnas con el objetivo de guardar simetría y evitar diferencias de rigidez de un marco a otro y de un nivel a otro.

Para integrar las cargas tanto vivas como muertas que soporta la columna, se debe determinar el área de losa que está apoyada sobre dicho elemento, la distribución geométrica del área tributaria sobre la columna que se diseñará se muestra en la figura 1.

Figura 3. Área tributaria sobre columna crítica



Fuente: elaboración propia.

El área tributaria es: $A = (4 \text{ m} \times 4,15 \text{ m})(2 \text{ niveles}) = 33,20 \text{ m}^2$

El peso específico del concreto de 2400 kg/m^3 , además una carga viva de 1000 kg/m^2 para efectos de pre dimensionamiento, el espesor de la losa es $t = 0,13 \text{ m}$, por lo tanto:

$$P_u = 1,4 (2400 \text{ kg/m}^3 * 33,20 \text{ m}^2 * 0,13 \text{ m}) + 1,7 (1000 \text{ kg/m}^2 * 33,20 \text{ m}^2) = 7942 \text{ kg}$$

Debido a que son dos niveles

$$P_u = 7942 \text{ kg} * 2 = 141\,844 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (10-2) del código ACI 318-08

$$P = 0,8 (0,85 f'c * (A_g - A_s) + f_y * A_s); \text{ Donde } A_s \text{ es de } 1\% \text{ a } 8\% \text{ de } A_g$$

Considerando A_s como 1% de A_g , $f'c$ de 281 kg/cm^2 y $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

$$141\,844 = 0,8 (0,85 * 281 * (A_g - 0,01 A_g) + 2810 * 0,01 * A_g)$$

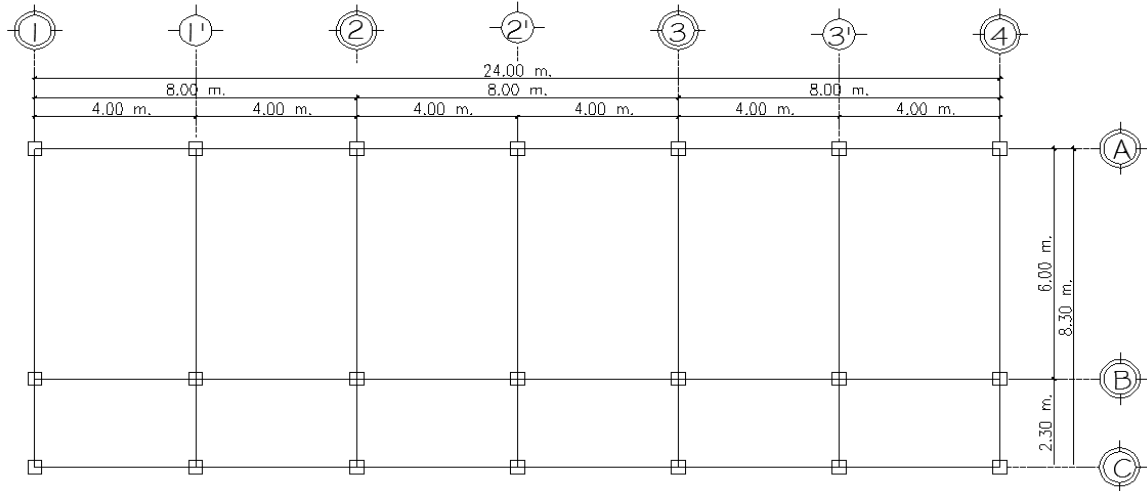
Despejando A_g se obtiene:

$A_g = 670,37 \text{ cm}^2$, la raíz cuadrada es de $25,9 \text{ cm}$, pero por criterio del diseñador la sección de la columna será de $0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m}$.

2.1.3.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos

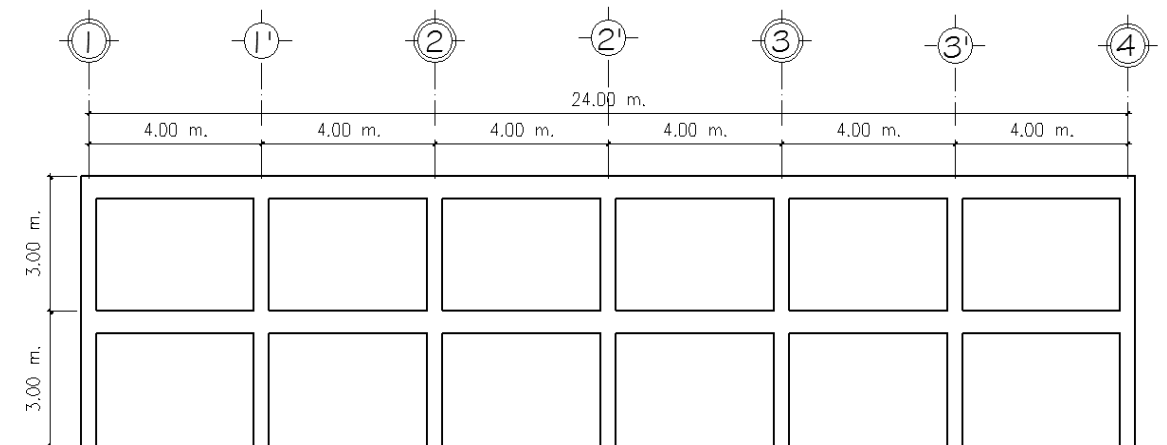
Un modelo matemático es un gráfico que representa la forma del marco rígido y las cargas que soporta; este sirve para realizar el análisis estructural. Se debe analizar el marco de cada eje pero por la simetría estructural del edificio escolar, se analizarán y diseñarán únicamente los marcos críticos, los cuales se presentan a continuación.

Figura 4. **Planta del módulo 1**



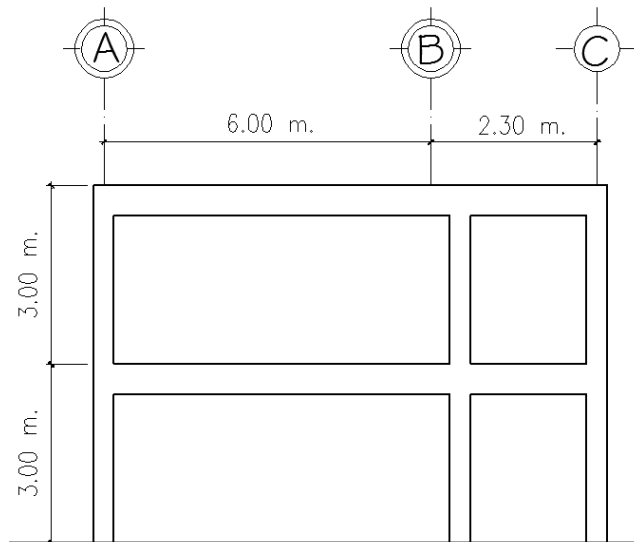
Fuente: elaboración propia.

Figura 5. **Marco, sección longitudinal**



Fuente: elaboración propia.

Figura 6. **Marco, sección transversal**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.3. **Cargas aplicadas a los marcos rígidos**

Los marcos están sometidos a diferentes tipos de cargas, para el análisis se hace la clasificación de cargas verticales y cargas horizontales.

2.1.3.3.1. **Cargas verticales en marcos rígidos**

Las cargas verticales se clasifican en cargas vivas y cargas muertas.

Cargas vivas:

Son las cargas que no permanecen fijas en un lugar, representan las personas u objetos que ocupan los ambientes del edificio, estas cargas

cambian constantemente de lugar, por lo tanto su magnitud y tiempo de aplicación es variable.

La norma AGIES, establece valores que se pueden usar como parámetros de cargas vivas para diferentes clasificaciones de ocupación, se muestran en la tabla siguiente:

Tabla I. **Cargas vivas mínimas**

Tipo de ocupación o uso	(Kg /m²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200
Hospitales – servicios médicos y laboratorios	350
Hoteles – salas de habitaciones	200
Hoteles – servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión con asientos fijos	300
Salones de reunión sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500

Continuación tabla I.

Instalaciones deportivas públicas:	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Carga depende del tipo de cancha
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minorista	350
Mayorista	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600

Continuación tabla I.

Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	

Fuente: Normas AGIES NR – 2:200, p. 28.

Las cargas vivas que se utilizaron para el análisis de los marcos son:

Losas sin acceso = 100 kg/m²

Pasillos = 500 kg/m²

Aulas = 500 kg/m²

Oficinas = 250 kg/m²

Bodegas = 400 kg/m²

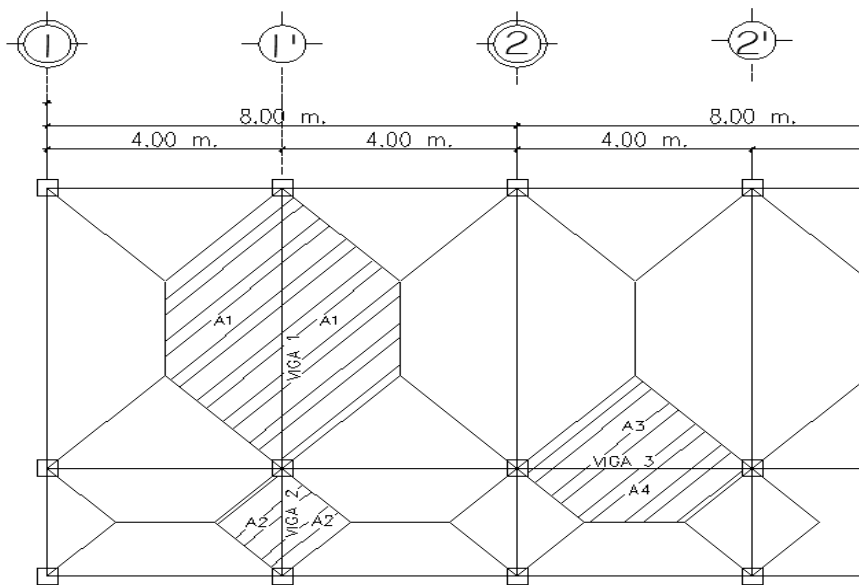
Cargas muertas

Son las cargas que permanecen en un lugar fijo, mantienen su magnitud constante, y en este caso están representadas por el peso de todos los elementos estructurales que forman el edificio (losa, vigas, columnas, paredes, pisos, acabados, instalaciones, otros), incluso si existe algún tipo de maquinaria en un lugar fijo también puede considerarse como carga muerta; a diferencia de las cargas vivas a estas si se puede determinar con más exactitud su magnitud. Las cargas muertas que se utilizaron para el análisis de los marcos son:

Peso del concreto= 2400 kg/m^3
 Peso de muros de block= 150 kg/m^2
 Peso del acabados más instalaciones = 90 kg/m^3
 Peso de losa= 312 kg/m^2
 Peso de vigas = 360 kg/m^2
 Peso de columnas= 294 kg/m^2
 Peso de losa más pañuelos mas repello= 408 kg/m^2
 Peso de losa más piso = 347 kg/m^2
 Peso de sillar más vidrio= 158 kg/m^2
 Peso de ventanas= 8 kg/m^2

El peso de vigas, columnas, fueron halladas multiplicando el peso del concreto por el volumen de cada elemento.

Figura 7. **Áreas tributarias en vigas más críticas**



Fuente: elaboración propia.

Áreas

$$\text{Área sobre viga 1} = 0,5 \cdot (6\text{m} + 2\text{m}) \cdot 2\text{m} \cdot 2\text{trapeacios} = 16 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sobre viga 2} = 0,5 \cdot 2,30\text{m} \cdot 1,15\text{m} \cdot 2\text{triangulos} = 2,65 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sobre viga 3} = 0,5 \cdot (4\text{m} + 1,70\text{m}) \cdot 1,15\text{m} + 0,5 \cdot 4\text{m} \cdot 2\text{m} = 7,28 \text{ m}^2$$

Integración de cargas nivel 1

Las cargas a integrar sobre cada viga son: (losa + piso), vigas, paredes, (acabados + instalaciones). La altura de la pared se tomó = 3m

Viga 1

$$\text{Carga muerta} = (347\text{kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2 / 6\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (150\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}) + (90 \text{ kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2 / 6\text{m}) = 1975 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = (500\text{kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2 / 6\text{m}) = 1333 \text{ kg/m}$$

Viga 2

$$\text{Carga muerta} = (347\text{kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2 / 2,3\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (150\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}) + (90 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2 / 2,3\text{m}) = 1313 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = (500\text{kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2 / 2,3\text{m}) = 575 \text{ kg/m}$$

Viga 3

$$\text{Carga muerta} = (347\text{kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2 / 4\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (150\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}) + (90 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2 / 4\text{m}) = 1605 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = (500\text{kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2/4\text{m}) = 910 \text{ kg/m}$$

Integración de cargas nivel 2

Las cargas a integrar sobre cada viga son: (losa + piso pañuelos), vigas, (acabados + instalaciones).

Viga 1

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta} &= (408\text{kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2/6\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (90\text{kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2/6\text{m}) \\ &= 1688 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Carga viva} = (100\text{kg/m}^2 \cdot 16\text{m}^2/6\text{m}) = 267 \text{ kg/m}$$

Viga 2

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta} &= (347\text{kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2/2,3\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (90 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2/2,3\text{m}) \\ &= 933 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

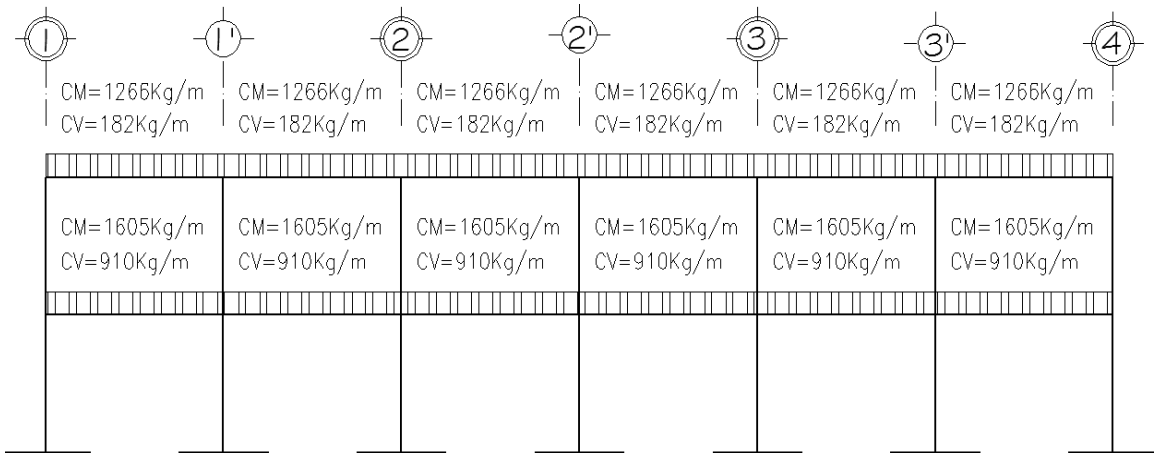
$$\text{Carga viva} = (100\text{kg/m}^2 \cdot 2,65\text{m}^2/2,3\text{m}) = 115 \text{ kg/m}$$

Viga 3

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta} &= (347\text{kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2/4\text{m}) + (360\text{kg/m}) + (90 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2/4\text{m}) \\ &= 1266 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

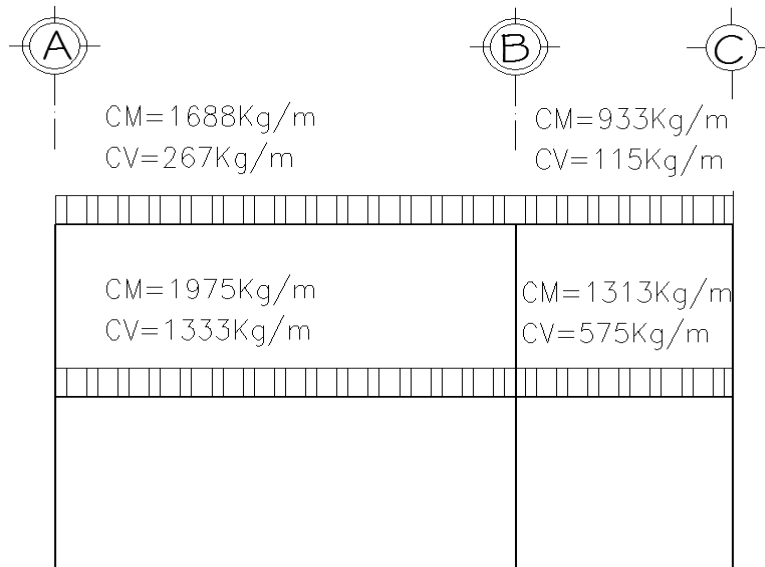
$$\text{Carga viva} = (100\text{kg/m}^2 \cdot 7,28\text{m}^2/4\text{m}) = 182 \text{ kg/m}$$

Figura 8. Cargas verticales en marco sentido X



Fuente: elaboración propia.

Figura 9. Cargas verticales en marco sentido Y



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.3.2. Cargas horizontales en marcos

Las cargas horizontales pueden ser producidas por viento, sismo o algún otro fenómeno; en Guatemala tiene más severidad la fuerza sísmica, debido que el país se encuentra sobre más de una falla.

Fuerzas sísmicas

Los sismos son movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. Conforme el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original, esto hace que la estructura sufra desplazamiento, que podrían ocasionar daños severos. Es por ello que el diseño sísmico depende esencialmente de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura.

La carga sísmica depende del peso de la estructura, se considera que la estructura se mantiene fija en su base, siendo este el punto de aplicación de la fuerza que transmite el suelo, que se denomina corte basal (V) y se transmite a los elementos estructurales, de forma proporcional a las rigideces y posición con respecto al centro de rigidez. Vale la pena mencionar que el análisis realizado con la fuerza de sismo, cubre los efectos que podría causar la fuerza de viento si se presentara.

Para encontrar las fuerzas sísmicas, se usará el método del SEAOC, que a continuación se presenta:

- Corte basal (V)

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

Donde:

Z = coeficiente que depende de la zona, para San José Chacayá, Sololá = 1

I = coeficiente de importancia de la obra, para este caso se usará = 1,3

C = coeficiente que depende del período natural de vibración, está dado por:

$$C = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{T}} \quad T = \frac{0,009 \cdot H}{\sqrt{B}}$$

Donde:

H = altura del edificio

B = base del edificio en el sentido que se está analizando

T = período fundamental de la estructura

K = factor que refleja la ductilidad de la estructura = 0,67

S = coeficiente que depende del tipo de suelo donde se cimenta la estructura, si se desconoce, usar 1,5 chequear $c \cdot s \leq 0,14$, si el producto de estos coeficientes exceden este valor: tomar $c \cdot s = 0,14$.

W = peso propio de la estructura + 25% de la carga viva; debido a que el sismo actúa en diferentes direcciones es necesario evaluar el corte basal en las direcciones x y (longitudinal y transversal respectivamente).

Peso de la estructura W

Según la figura 2, las áreas de aulas y pasillos son las siguientes:

Área de aulas = $6\text{m} \cdot 24\text{m} = 144 \text{ m}^2$

$$\text{Área de pasillos} = 2,30\text{m} \times 24\text{m} = 55,20 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total} = 199,20 \text{ m}^2$$

Carga muerta

Nivel 2

$$\text{CM} = (\text{W losa} + \text{pañuelos}) + (\text{W vigas}) + (\text{Wcolumnas}) + (\text{Wacabados+Instalaciones}) + (\text{Wventanas}) + (\text{Wparedes})$$

$$\begin{aligned} \text{CM} = & (199,2\text{m}^2 \times 408\text{kg}/\text{m}^2) + (360\text{kg}/\text{m} \times (8,30\text{m} \times 7 + 24\text{m} \times 3)) + ((3\text{m} - \\ & 0,50\text{m})/2) \times (294\text{kg}/\text{m}) \times (21\text{columnas}) + (199,2 \text{ m}^2 \times 90\text{kg}/\text{m}^2) + ((3\text{m} - \\ & 0,5\text{m})/2) \times (24\text{m} \times 2) \times (8 \text{ kg}/\text{m}^2) + ((3\text{m} - 0,5\text{m})/2) \times (6\text{m} \times 4) \times (150 \text{ kg}/\text{m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CM} = & 81\,273,6 \text{ kg} + 46\,836 \text{ kg} + 7\,717,5 \text{ kg} + 17\,928 \text{ kg} + 480 \text{ kg} + 4500 \text{ kg} \\ & = 158\,735 \text{ kg} \end{aligned}$$

Carga viva

Nivel 2

$$\text{CV} = (199,2\text{m}^2 \times 100\text{kg}/\text{m}^2) = 19\,920 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del nivel 2} = \text{Wn2} = 158\,735 \text{ kg} + 0,25 \times 19\,920 \text{ kg}$$

$$\text{Wn2} = 163\,715 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del nivel 1} = \text{Wn1} = 167\,801 \text{ kg} + 0,25 \times 99\,600 \text{ kg}$$

$$\text{Wn1} = 192\,701 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total del edificio} = \text{W} = 163\,715 \text{ kg} + 192\,701 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total del edificio} = \text{W} = 356\,417 \text{ kg}$$

Coeficiente C

$$TX = \frac{0,009 \cdot 8}{\sqrt{24}} = 0,15$$

$$TY = \frac{0,009 \cdot 8}{\sqrt{8,30}} = 0,25$$

$$CX = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,15}} = 0,17$$

$$CY = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,25}} = 0,13$$

$$Cx \cdot S = 0,17 \cdot 1,5 = 0,26$$

$$Cy \cdot S = 0,13 \cdot 1,5 = 0,20$$

Debido a que los valores anteriores son $> 0,14$, se usará:

$$Cx \cdot S = 0,14$$

$$Cy \cdot S = 0,14$$

Corte basal (V)

$$Vx = 1 \cdot 1,3 \cdot 0,14 \cdot 0,67 \cdot 356\,417 \text{ kg} = 43\,461,50 \text{ kg}$$

$$Vy = 1 \cdot 1,3 \cdot 0,14 \cdot 0,67 \cdot 356\,417 \text{ kg} = 43\,461,50 \text{ kg}$$

- Fuerzas por nivel

En este caso, será igual para los dos ejes porque el corte basal es igual.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$Fi = \frac{(Wi)(hi)}{\sum(Wi \cdot hi)} (V - Ft)$$

Donde:

W_i = peso de cada nivel

h_i = altura de cada nivel

V = corte basal

F_t = fuerza en la cúspide

F_i = fuerza por nivel

Si $T < 0,7$ segundos, $F_t = 0$

Si $T > 0,7$ segundos; calcular $F_t = 0,07 * T * V$

En la cúspide F_t será igual a cero, en los dos sentidos, ya que T_x y T_y son menores a 0,7 segundos.

$$F_1 = \frac{(163\,715 \text{ kg})(8)}{\sum(2\,273\,228 \text{ kg})} (43\,461 \text{ kg}) = 25\,040 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{(192\,701 \text{ kg})(5)}{\sum(2\,273\,228 \text{ kg})} (43\,461 \text{ kg}) = 18\,421 \text{ kg}$$

- Fuerzas por marco

Las cargas sísmicas se distribuyen de acuerdo a la simetría de la estructura, si el centro de rigidez y el centro de masa no coinciden, existe excentricidad, y provoca torsión; entonces la fuerza de piso se divide proporcional a la rigidez de los marcos.

Centro de rigidez

Ya que las columnas tienen la misma sección, tendrán la misma rigidez y se usará $K=1$ en todos los marcos, el centro de rigidez está dado por:

$$CR = \frac{\sum(K_{\text{marco}}) * (\text{distancia})}{\sum K_{\text{marcos}}}$$

Donde la distancia se mide respecto al origen de las coordenadas en cuestión. Se debe hallar las componentes en X y en Y del centro de rigidez.

Tabla II. **Datos para hallar centro de rigidez en eje Y**

MARCO	Ki	Xi	ki*Xi
A	7	8,3	58,1
B	7	2,3	16,1
C	7	0	0
sumatoria =	21		74,2

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{74,2}{21} = 3,53\text{m}$$

Tabla III. Datos para hallar centro de rigidez en eje X

MARCO	Ki	Xi	ki*Xi
1	3	0	0
1'	3	4	12
2	3	8	24
2'	3	12	36
3	3	16	48
3'	3	20	60
4	3	24	72
sumatoria=	21		252

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{252}{21} = 12 \text{ m}$$

Centro de masa

Para el cálculo del centro de masa se aplica un mecanismo similar al cálculo del centro de rigidez, se considera el peso de cada elemento actuando directamente en su centroide; la sumatoria de los productos de la masa por la distancia del origen a su centroide dividido dentro de la suma de toda la masa calculada en el nivel dan como resultado la posición del centro de masa, la fórmula a utilizar se presenta a continuación:

$$CM = \frac{\sum (\text{Masa} * \text{distancia del origen al centroide})}{\sum \text{Masa}}$$

Pesos de los elementos estructurales

Losa +pañuelos	=	81 274 kg
Vigas en sentido X	=	8 640 kg
Vigas en sentido Y	=	2 988 kg
Columnas en X	=	5 145 kg
Paredes sentido Y	=	2 250 kg
Paredes en extremos ventanas	=	431 kg
Sillar + vidrio en aulas	=	988 kg

Determinación de la distancia del origen al centroide de cada elemento, se multiplicó por su respectivo peso, llegándose a los siguientes resultados:

$$CM_x=12,03 \text{ m}$$

$$CM_y=4,15 \text{ m}$$

Excentricidad

La excentricidad se da cuando existe diferencia entre el centro de masa y el centro de rigidez, esto provoca fuerzas torsionantes que no se pueden despreciar, estas fuerzas son producidas porque el sismo actúa en el centro de rigidez, mientras el peso de la estructura actúa en el centro de masa.

$$e_x=CM_x-CR_x$$

$$e_x=12,03\text{m}-12\text{m}=0,03\text{m}$$

$$e_y=4,15\text{m}-3,53\text{m}=0,62\text{m}$$

Verificar si la estructura es regular o irregular

- Si $e_{real} < 0,10 \cdot B$ regular
- Si $0,10 \cdot B < e_{real} < 0,20 \cdot B$ irregular
- Si $e_{real} > 0,20 \cdot B$ se debe modificar la estructura

	Excentricidad	$0,10 B$	resultado
e_x real	0,03	2,4	regular
e_y real	0,62	0,83	regular

Excentricidad de diseño

$$e_{diseño} = 1,5 \cdot (e_{real}) + 0,10 \cdot B$$

$$e_{x \text{ diseño}} = 1,5 \cdot (0,03m) + 0,10 \cdot 24m = 2,44m$$

$$e_{y \text{ diseño}} = 1,5 \cdot (0,62m) + 0,10 \cdot 8,30m = 1,76m$$

Fuerzas por marco

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

$$F_M = F_i' + F_i'' \qquad F_i' = \frac{K_m \cdot F_i}{\sum m} \qquad F_i'' = \frac{e \cdot F_i}{E_i}$$

$$E_i = \frac{\sum (k_m \cdot d_i)^2}{K_m \cdot d_i}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco analizado

ΣK_m = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

F_i = fuerza por nivel

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

D_i = distancia entre el CR y el eje de cada marco considerado

E = excentricidad

Tabla IV. Fuerza por marcos en sentido X, niveles 1 y 2

MARCO	K	DI	KM*DI	(KM*DI)^2	EI
A	7	4,77	33,36	1113,33	53,93
B	7	-1,23	-8,63	74,53	-208,45
C	7	-3,53	-24,73	611,74	-72,76
sumatoria	21			1 799,61	

NIVEL 1			NIVEL 2		
e x diseño	=	2,44	e x diseño	=	2,44
F nivel 1	=	18 421	F nivel 2	=	25 040
FM´	FM´´	FM	FM´	FM´´	FM
6140,37	833,595	6974	8346,77	1133,1	9480
6140,37	-215,685	5925	8346,77	-293,19	8054
6140,37	-617,91	5522	8346,77	-839,94	7506,83

Fuente: elaboración propia.

Se usará el mayor de los tres marcos A, B, C

FM en marco sentido X nivel 1= 6 974 kg

FM en marco sentido X nivel 2= 9 480 kg

Tabla V. **Fuerza por marcos en sentido Y, niveles 1 y 2**

MARCO	K	DI	KM*DI	(KM*DI)^2	EI
1	3	-12,00	-36	1296,00	-112,00
1'	3	-8,00	-24	576,00	-168,00
2	3	-4,00	-12	144,00	-336,00
2'	3	0,00	0	0,00	#¡DIV/0!
3	3	4,00	12	144,00	336,00
3'	3	8,00	24	576,00	168,00
4	3	12,00	36	1296,00	112,00
Sumatoria	21			4032	

NIVEL 1			NIVEL 2		
e y diseño	=	1,76	e y diseño	=	1,76
F nivel 1	=	18421	F nivel 2	=	25040
FM'	FM''	FM	FM'	FM''	FM
2631,59	-288,66	2343	3577,19	-392,39	3185
2631,59	-192,44	2439	3577,19	-261,59	3316
2631,59	-96,22	2535	3577,19	-130,80	3446
2631,59	0,00	2632	3577,19	0,00	3577
2631,59	96,22	2728	3577,19	130,80	3708
2631,59	192,44	2824	3577,19	261,59	3839
2631,59	288,66	2920	3577,19	392,39	3970

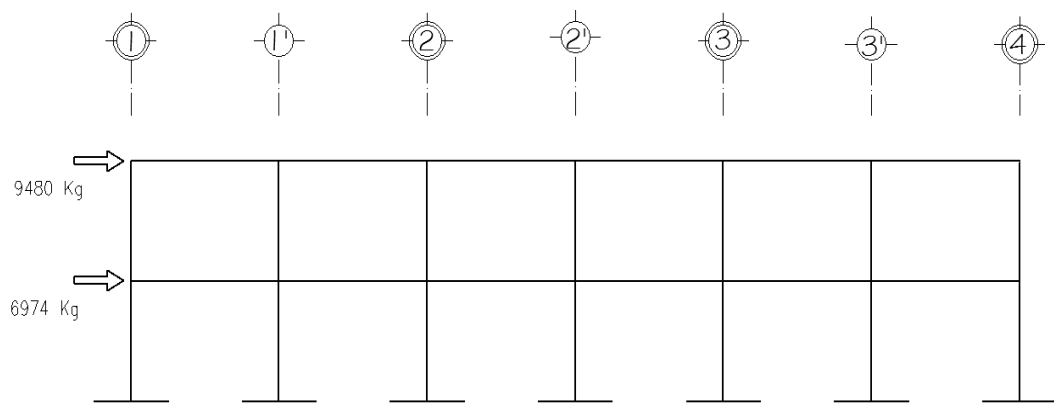
Fuente: elaboración propia.

Se usará el mayor de los tres ejes 1, 1', 2, 2', 3, 3', 4

FM en marco sentido Y nivel 1= 2920 kg

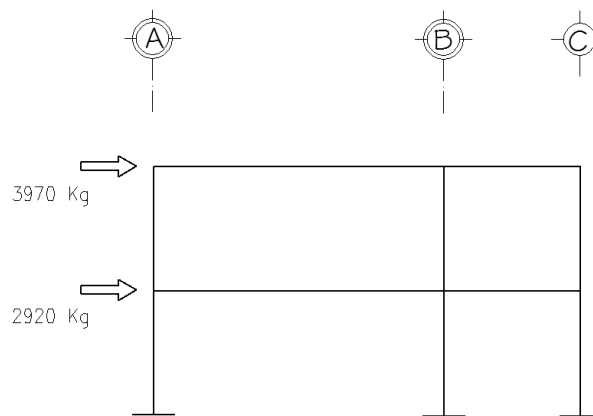
FM en marco sentido Y nivel 2= 3970 kg

Figura 10. **Fuerzas por marco en sentido X**



Fuente: elaboración propia.

Figura 11. **Fuerzas por marco en sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.4. Análisis de marcos rígidos método del Portal

Este método es utilizado para evaluar fuerzas internas generadas en un pórtico ocasionadas por cargas horizontales, se asume que el cortante en todos los pisos, que se genera en las columnas intermedias, es igual al doble del cortante de las columnas externas.

Este método se centra en las cargas horizontales, por lo tanto no se utilizará para este análisis, debido a que interesa también evaluar las fuerzas internas ocasionadas por las cargas verticales se utilizará un método de análisis más completo.

2.1.3.5. Análisis de marcos rígidos método Kani

El enfoque de Kani está basado en los métodos de las aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamientos de los nodos. El método iterativo de análisis de estructuras desarrollado por G. Kani, es extremadamente satisfactorio para el análisis de cualquier estructura convencional para edificios de varios pisos bajo cualquier condición de cargas dada. Kani propuso extender este método a las estructuras con columnas continuas a través de varios pisos con sólo ligeras modificaciones.

A continuación se presenta un resumen del procedimiento para el análisis estructural del método de Kani.

- Momentos fijos (MF_{ik}), se calculan cuando existen cargas verticales.

$$MF_{ik} = \frac{WI^2}{12}$$

- Rigideces de los elementos (K_{ik})

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$$

Donde:

I = inercia del elemento

L = longitud del elemento

- Factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

- Momentos de sujeción (M_s), se calculan cuando hay cargas verticales.

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

- Factores de corrimiento (ü_{ik}): se calculan cuando hay ladeo causado porque la estructura no es simétrica o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$\ddot{u}_{ik} = -\frac{2}{3} \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

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

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

- Fuerza cortante en el piso (Q_n): se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \sum H$$

- Momentos de piso (M_n): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

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

H_n es la altura del piso "n"

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

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

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

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

$M''_{ik} = \ddot{u}_{ik} (\Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}))$ lado por asimetría

$M''_{ik} = \ddot{u}_{ik} (M_n + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}))$ lado por fuerza horizontal

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

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

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

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

$$M_{ik}(+) = \frac{Wl^2}{8} - \frac{|M_i(-)| + |M_k(-)|}{2}$$

Donde:

$M_i(-)$ = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_k(-)$ = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

Método de Kani para carga muerta

Marco típico sentido Y

- Momentos fijos (MF_{ik})

Al sustituir datos en la ecuación indicada anteriormente para momentos fijos se tiene:

MFAB	0	MFBE	-5926
MFBA	0	MFEB	5926
MFBC	0	MFCF	-5064

MFCB	0	MFFC	5064
MFDE	0	MFEH	-579
MFED	0	MFHE	579
MFEF	0	MFFI	-411
MFFE	0	MFIF	411
MFGH	0	MFHI	0
MFHG	0	MFIH	0

- Rigidez de los elementos K_{ik}

Inercia de los elementos rectangulares $I = \frac{1}{12}(b \cdot h^3)$

$$I_{Viga} = \frac{1}{12}(0,30m \cdot (0,50m)^3) = 0,003125 \text{ cm}^4$$

$$I_{Columna} = \frac{1}{12}(0,35m \cdot (0,35m)^3) = 0,001251 \text{ cm}^4$$

Rigidez

$$K_{BA} = \frac{0,001251}{3} = 0,00042$$

$$K_{BE} = \frac{0,003125}{4} = 0,000781$$

$$K_{BE} = \infty$$

FKAB ∞	FKBE 0,000781
FKBA 0.00042	FKEB 0,000781
FKBC 0.00042	FKCF 0,000781
FKCB 0.00042	FKFC 0,000781
FKDE ∞	FKEH 0,000781
FKED 0.00042	FKHE 0,000781
FKEF 0.00042	FKFI 0,000781
FKFE 0,00042	FKIF 0,000781
FKGH ∞	FKHI 0,00042
FKHG 0,00042	FKIH 0,00042

- Factor de giro o coeficiente de reparto

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0,0042}{0,0042+0,0042+0,000781} \right) = -0,12906$$

$\mu_{AB} =$	0,00000	$\mu_{BE} =$	-0,241883
$\mu_{BA} =$	-0,12906	$\mu_{EB} =$	-0,163020
$\mu_{BC} =$	-0,12906	$\mu_{CF} =$	-0,326040
$\mu_{CB} =$	-0,17396	$\mu_{FC} =$	-0,197351
$\mu_{DE} =$	0,00000	$\mu_{EH} =$	-0,163020
$\mu_{ED} =$	-0,08698	$\mu_{HE} =$	-0,241883
$\mu_{EF} =$	-0,08698	$\mu_{FI} =$	-0,197351
$\mu_{FE} =$	-0,10530	$\mu_{IF} =$	-0,326040
$\mu_{GH} =$	0,00000	$\mu_{IH} =$	-0,17396
$\mu_{HG} =$	-0,12906		
$\mu_{HI} =$	-0,12906		

- Momentos de sujeción

Nodo B

$$MS = MF_{BA} + MF_{BC} + MF_{BE} = 0 + 0 + 5926 = 5926$$

$$MSA = 0,000000$$

$$MSB = -5926,000000$$

$$MSC = -5064,000000$$

$$MSD = 0,000000$$

$$MSE = 5347,38421$$

$$MSF = 4652,83475$$

$$MSG = 0,000000$$

$$MSH = 578,615792$$

$$MSI = 411,165250$$

- Primera iteración, influencias de giro (M'_{ik})

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

Nodo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BA} = -0,12906 (5926 + (0 + 0 + 0)) = 764,799 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BC} = -0,12906 (5926 + (0 + 0 + 0)) = 764,799 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BF} = \mu_{BF} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BF} = -0,2418 (5926 + (0 + 0 + 0)) = 1433,4 \text{ kg-m}$$

Nodo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB} (M_{sC} + (M'_{BC} + M'_{FC}))$$

$$M'_{CB} = -0,1739 (5064 + (764,799 + 0)) = 747,89 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CF} = \mu_{CF} (M_{sC} + (M'_{BC} + M'_{FC}))$$

$$M'_{CF} = -0,32604 (5064 + (764,799 + 0)) = 1401,71 \text{ kg-m}$$

- Segunda iteración, influencias de giro (M'_{ik})

Nodo B

$$M'_{BA} = \mu_{BA} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BA} = -0,12906 (5926 + (0 + 747,89 + 973,28)) = 793,88 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BC} = -0,12906 (5926 + (0 + 747,89 + 973,29)) = 793,88 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BF} = \mu_{BF} (M_{sB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{FB}))$$

$$M'_{BF} = -0,2418 (5926 + (0 + 747,89 + 973,28)) = 1487,92 \text{ kg-m}$$

Nodo C

$$M'_{CB} = \mu_{CB} (M_{sC} + (M'_{BC} + M'_{FC}))$$

$$M'_{CB} = -0,1739 (5064 + (793,88 + 1194,87)) = 950,69 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CF} = \mu_{CF} (M_{sC} + (M'_{BC} + M'_{FC}))$$

$$M'_{CF} = -0,32604 (5064 + (793,88 + 1194,87)) = 1781,8 \text{ kg-m}$$

- Momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

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

Nota: para el análisis completo se realizaron cuatro iteraciones, razón por la cual aparecen algunos datos sin el desglose de su cálculo.

Columnas:

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{FAB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} \\ &= 0 + 2 \cdot 0 + 771,94 = 771,94 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BA} &= M_{FBA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} \\ &= 0 + 2 \cdot (771,94) + 0 = 1543,89 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Vigas:

$$\begin{aligned} M_{BF} &= M_{F BF} + 2M'_{BF} + M'_{FB} \\ &= -5926 + 2 \cdot (1446,79) - 1013,65 = -4046,07 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{FB} &= M_{F FB} + 2M'_{FB} + M'_{BF} \\ &= 5926 + 2 \cdot (-1013,65) + 1446,79 = 5345,48 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

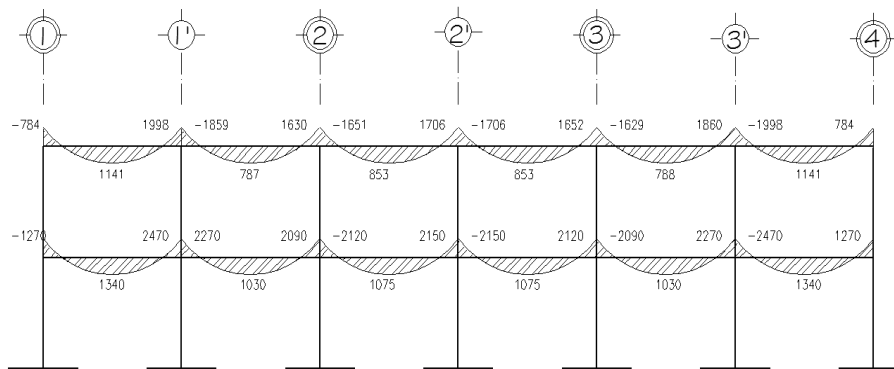
- Momentos positivos en vigas (Mik(+))

$$M_{ik(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{|M_i(-)| + |M_k(-)|}{2}, \quad M_{BE(+)} = \frac{1688(6)^2}{8} - \frac{|-4046,07| + |5345,48|}{2} = 4193 \text{ kg-m}$$

Este mismo procedimiento se aplicó para encontrar los momentos finales, para todas las vigas y columnas del marco.

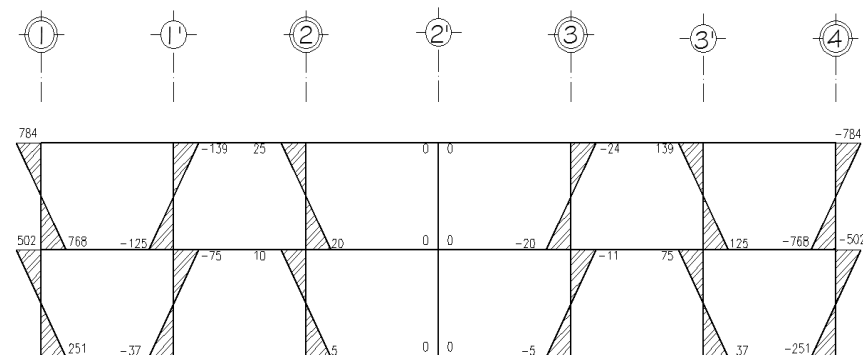
Para el análisis con carga viva, se usó el mismo procedimiento descrito anteriormente; al igual que para el análisis con carga muerta y carga viva en el sentido X del edificio.

Figura 12. **Momentos por carga muerta en vigas sentido X (Kg-m)**



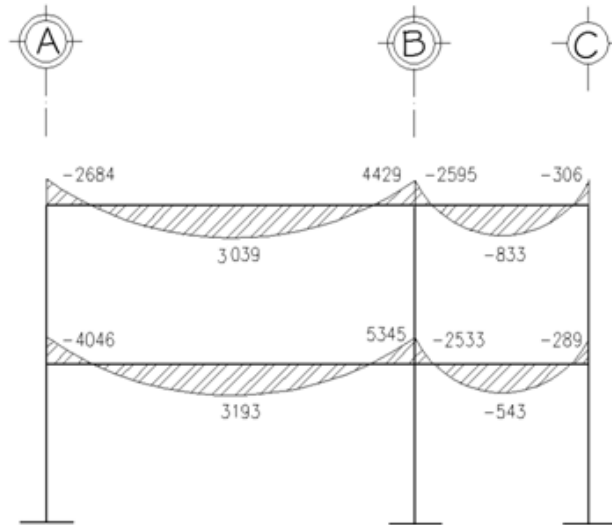
Fuente: elaboración propia.

Figura 13. **Momentos por carga muerta en columnas sentido X (kg-m)**



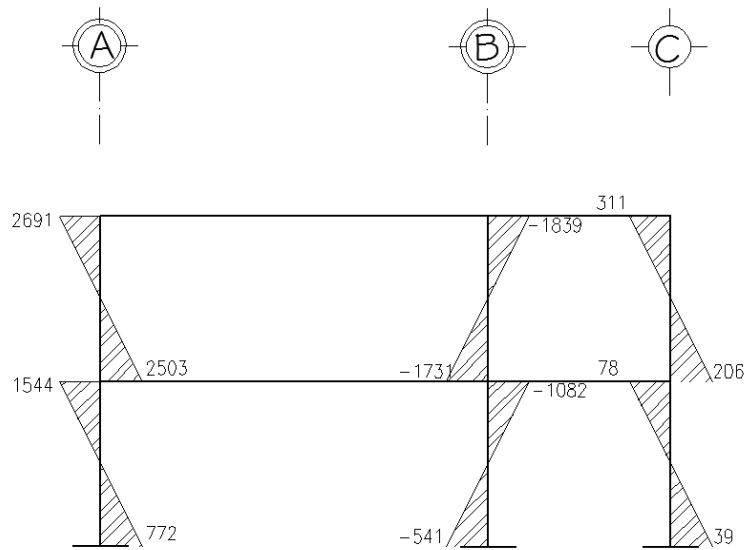
Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Momentos por carga muerta en vigas sentido Y (kg-m)**



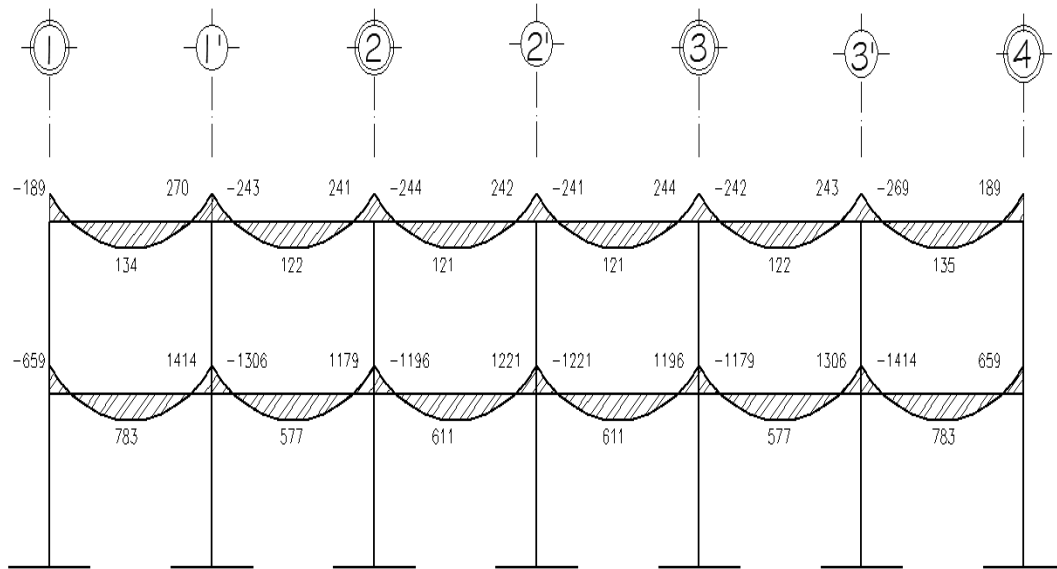
Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Momentos por carga muerta en columnas sentido Y (kg-m)**



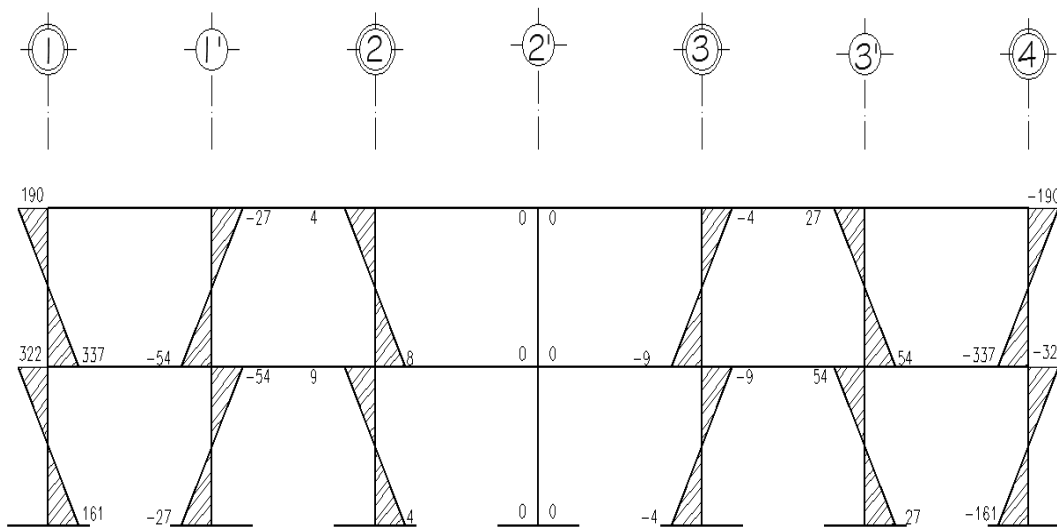
Fuente: elaboración propia.

Figura 16. **Momentos por carga viva en vigas sentido X (kg-m)**



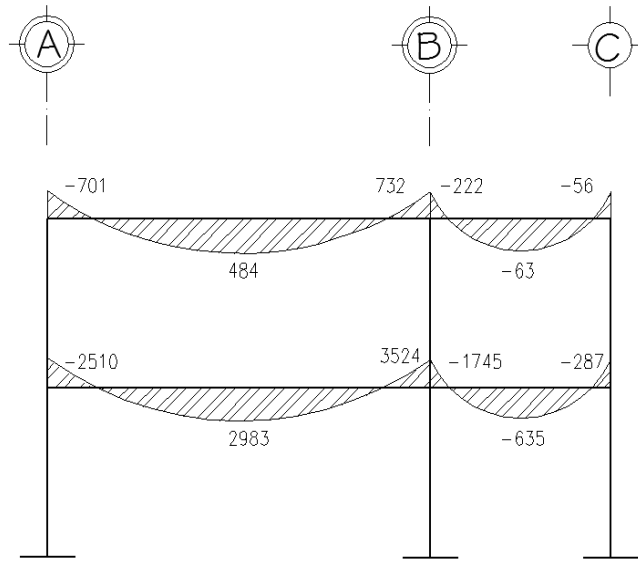
Fuente: elaboración propia.

Figura 17. **Momentos por carga viva en columnas sentido X (kg-m)**



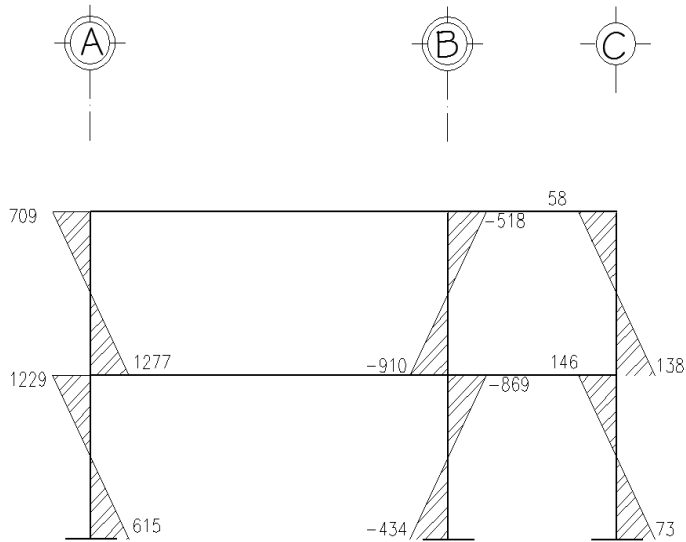
Fuente: elaboración propia.

Figura 18. **Momentos por carga viva en vigas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia.

Figura 19. **Momentos por carga viva en columnas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia.

Método de Kani para fuerza sísmica

Marco típico sentido Y

- Factores de corrimiento (\ddot{u}_{ik}),

$$\ddot{u}_{AB} = -2/3 (0,000417 / (0,000417 + 0,000417 + 0,000417)) = -0,50$$

$$\ddot{u}_{AB} = \ddot{u}_{BA} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{BC} = \ddot{u}_{CB} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{DE} = \ddot{u}_{ED} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{EF} = \ddot{u}_{FE} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{GH} = \ddot{u}_{HG} = -0,5$$

$$\ddot{u}_{HI} = \ddot{u}_{IH} = -0,5$$

- Fuerzas de sujeción $H = FM_{\text{nivel } n}$

$$\text{Nivel 2} = 3\,970 \text{ Kg}$$

$$\text{Nivel 1} = 2\,920$$

- Fuerza cortante en el piso

$$Q_{\text{NIVEL } 2} = 3970 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{NIVEL } 1} = 3970 \text{ kg} + 2920 \text{ kg} = 6890 \text{ kg}$$

- Momentos de piso (M_n): se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

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

$$M_{\text{nivel 2}} = \frac{3970 \cdot 3\text{m}}{3} = 3970 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{nivel 1}} = \frac{6890\text{kg} \cdot 3\text{m}}{3} = 6890 \text{ kg-m}$$

- Los valores de las rigideces, factores de giro y de corrimiento, son los que se calcularon en el análisis de la carga muerta.
- Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – primera iteración

$$M''_{ik} = \ddot{u}_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Nivel 2

$$M''_{BC} = \ddot{u}_{BC} (M_{\text{nivel 2}} + (M'_{CB} + M'_{BC} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{IH} + M'_{HI}))$$

$$M''_{BC} = -0,50(6890 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -1984,8 \text{ kg}$$

Nivel 1

$$M''_{AB} = \ddot{u}_{AB} (M_{\text{nivel 1}} + (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HG} + M'_{GH}))$$

$$M''_{AB} = -0,50(6890 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -3444,9 \text{ Kg-m}$$

- Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – segunda iteración

$$M''_{ik} = \ddot{u}_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Nivel 2

$$M''_{BC} = \ddot{u}_{BC} (M_{\text{nivel 2}} + (M'_{CB} + M'_{BC} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{IH} + M'_{HI}))$$

$$M''BC = -0,50 (6890 + (223,37 + 700,74 + 164,91 + 235,59 + 291,50 + 663,12)) = -3124,4 \text{ kg}$$

Nivel 1

$$M''AB = \ddot{u}_{AB} (M_{\text{nivel 1}} + (M'AB + M'BA + M'ED + M'DE + M'HG + M'GH))$$

$$M''AB = -0,50 (6890 + (0 + 700,74 + 235,59 + 0 + 663,12 + 0)) = -4244,6 \text{ Kg-m}$$

- Influencia de giro ($M'ik$) – primera iteración

Nudo B

$$= M'BA = \mu_{BA} (M_{sB} + (M'AB + M'CB + M'EB + M''BA + M''BC))$$

$$= -0,192(0+(0+(0+0+0-1984,8-3444,9))) = 700,74 \text{ Kg-m}$$

$$M'BE = \mu_{BE} (M_{sB} + (M'AB + M'CB + M'EB + M''BA + M''BC))$$

$$= -0,2418 (0+(0+ (0+0+0-1984,8-3444,9))) = 1313,35 \text{Kg-m}$$

$$= M'BC = \mu_{BE} (M_{sB} + (M'AB + M'CB + M'EB + M''BA + M''BC))$$

$$= -0,192(0+(0+(0+0+0-1984,8-3444,9))) = 700,74 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$= M'CB = \mu_{CB} (M_{sC} + (M'BC + M'FC + M''BC))$$

$$= -0,1739(0+(0 + (700,74+0 -1984,8))) = 223,37 \text{ Kg-m}$$

$$M'CF = \mu_{CF} (M_{sC} + (M'BC + M'FC + M''BC))$$

$$= -0,326(0+(700,74+ 0 -19 884,8)) = 418,64 \text{ Kg-m}$$

- Momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})

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

Columnas:

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{FAB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB} \\ &= 0 + 2 \cdot 0 + 899,93 - 4529,1 = -3629,13 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BA} &= M_{FBA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} + M''_{BA} \\ &= 0 + 2 \cdot (899,94) + 0 - 4529,1 = -2729,20 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

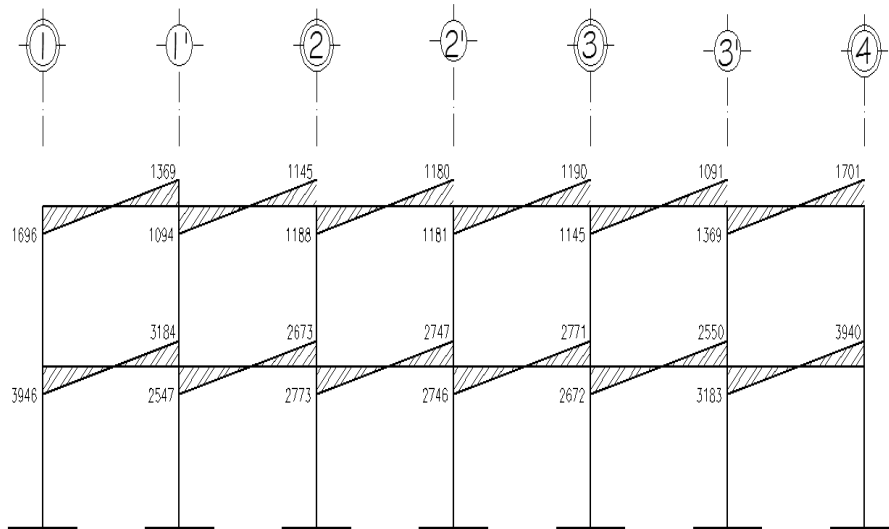
Vigas:

$$\begin{aligned} M_{BE} &= M_{FBE} + 2M'_{BE} + M'_{EB} + M''_{BE} \\ &= 0 + 2 \cdot (1686,68) + 654,24 = 4027,60 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EB} &= M_{FEB} + 2M'_{EB} + M'_{BE} + M''_{EB} \\ &= 0 + 2 \cdot (654,24) + 1686,68 = 2995,17 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

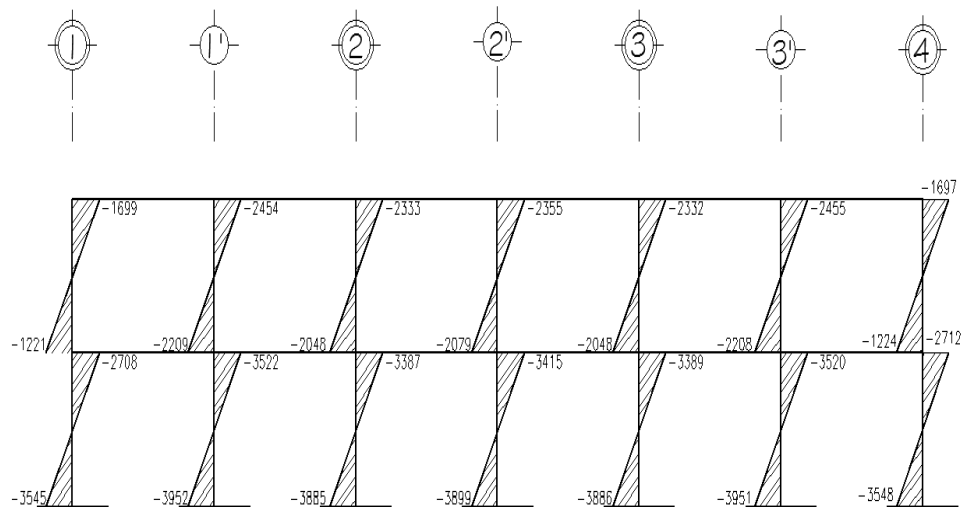
Nota: para el análisis completo se realizaron cuatro iteraciones, razón por la cual aparecen algunos datos que acá no se mostrar el desglose de su cálculo.

Figura 20. **Momentos por fuerza sísmica en vigas sentido X (kg-m)**



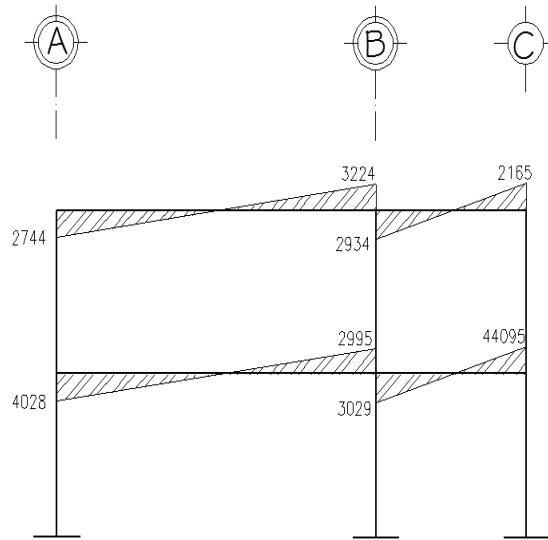
Fuente: elaboración propia

Figura 21. **Momentos por fuerza sísmica en columnas sentido X (kg-m)**



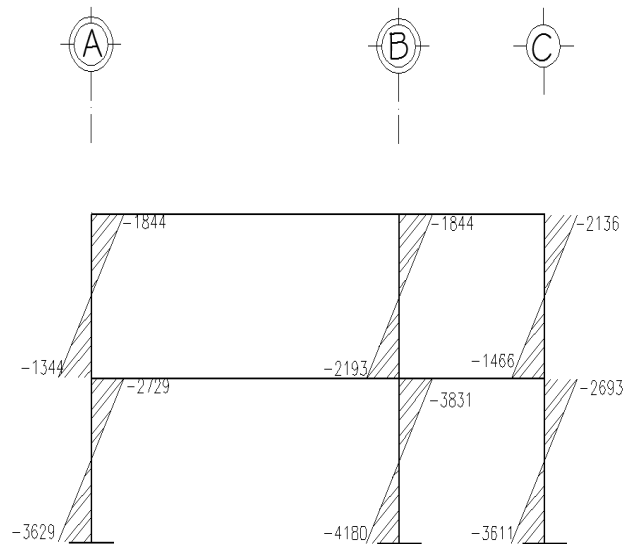
Fuente: elaboración propia

Figura 22. **Momentos por fuerza sísmica en vigas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia

Figura 23. **Momentos por fuerza sísmica en columnas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia

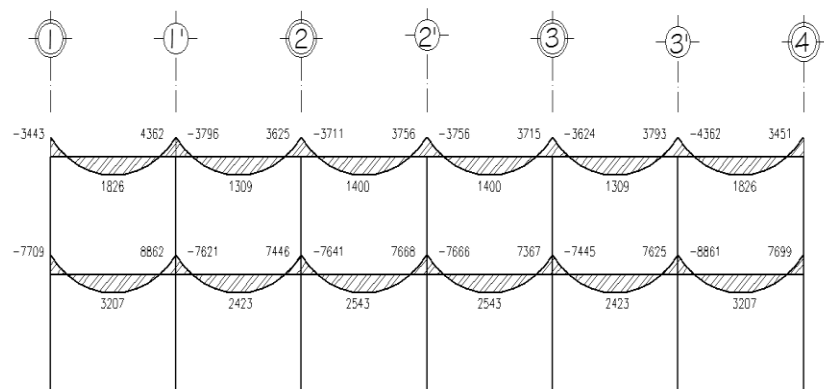
2.1.3.6. Momentos últimos por envolvente

Al superponer los efectos de la carga muerta, carga viva y la fuerza del sismo se obtiene la envolvente de momentos, las combinaciones que se usarán son las que el código ACI establece para concreto reforzado; para el diseño estructural se usará la combinación que tenga mayor magnitud de los momentos.

- $M = 1,4MCM + 1,7MCMV$
- $M = 0,75 (1,4 MCM + 1,7 MCV + 1,87 MS)$
- $M = 0,75 (1,4 MCM + 1,7 MCV - 1,87 MS)$
- $M = 0,9MCM + 1,43MS$
- $M = 0,9MCM - 1,43MS$

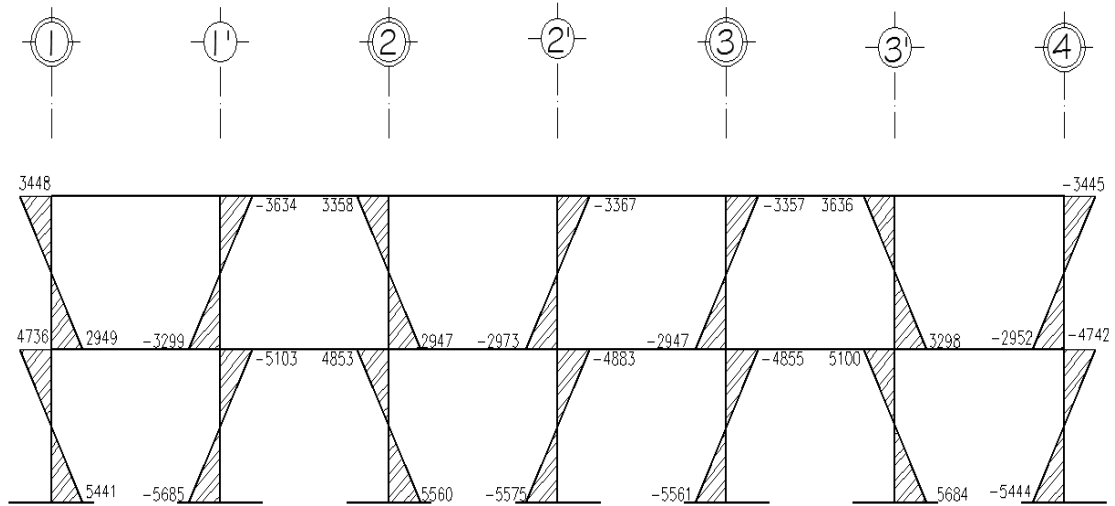
Después de hallar los valores de las envolventes que genera cada una de las combinaciones anteriores, se llegó a la conclusión de utilizar las envolventes que se presentan en las figuras 24,25,26 y 27.

Figura 24. Momentos últimos en vigas sentido X (kg-m)



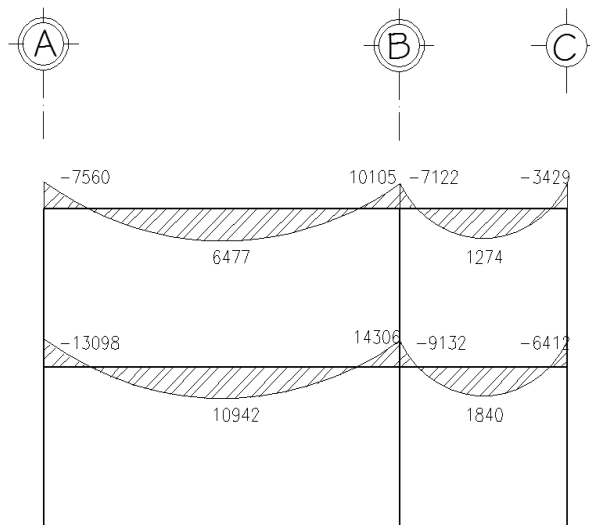
Fuente: elaboración propia

Figura 25. Momentos últimos en columnas sentido X (kg-m)



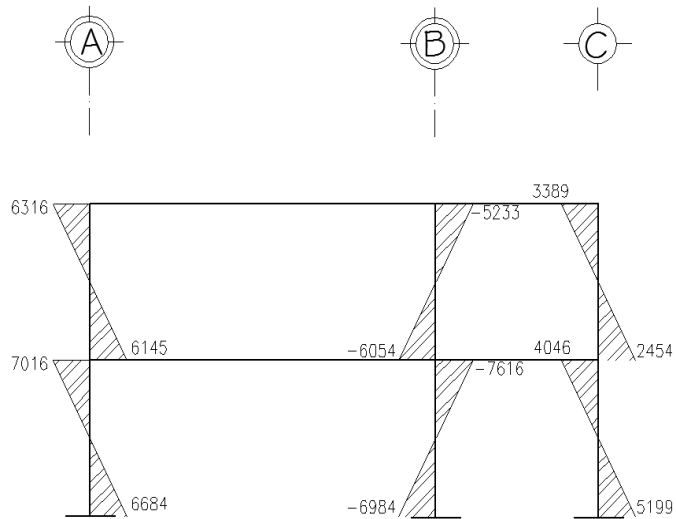
Fuente: elaboración propia

Figura 26. Momentos últimos en vigas sentido Y (kg-m)



Fuente: elaboración propia

Figura 27. **Momentos últimos en columnas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia

2.1.3.7. Diagrama de corte en marcos rígidos típicos

Los cortes en los marcos, se calculan con las siguientes fórmulas:

Corte en vigas:

$$V_v = 0,75 * \left[\frac{1,4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1,7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1,87 \sum M_s}{L} \right]$$

Corte en columnas:

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

Corte en marco Y

Para la viga B-E del primer nivel marco en sentido Y

$$V=0,75* \left[\frac{1,4(1975\text{kg/m}\cdot 6\text{m})}{2} + \frac{1,7(1333\text{kg/m}\cdot 6\text{m})}{2} + \frac{1,87(4028+2995)}{6} \right] = 12\,964\text{ kg}$$

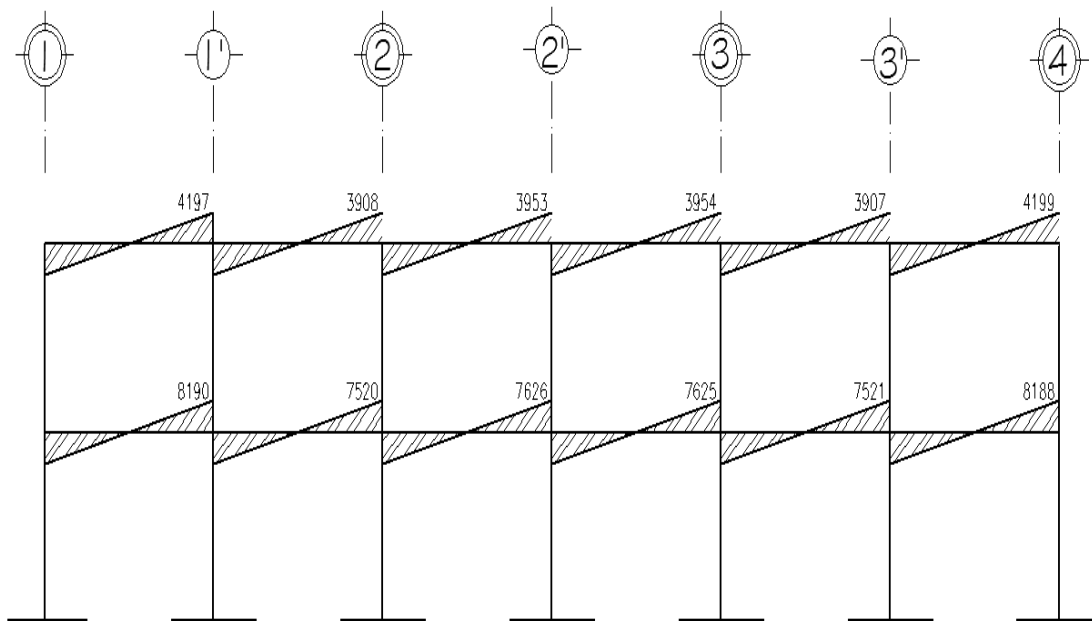
$$V = 12\,964\text{ kg}$$

Para la columna C-B del primer nivel marco en sentido Y

$$V_{\text{col}} = \frac{6316\text{kgm}+6145\text{kgm}}{3\text{m}} = 4154\text{kg}$$

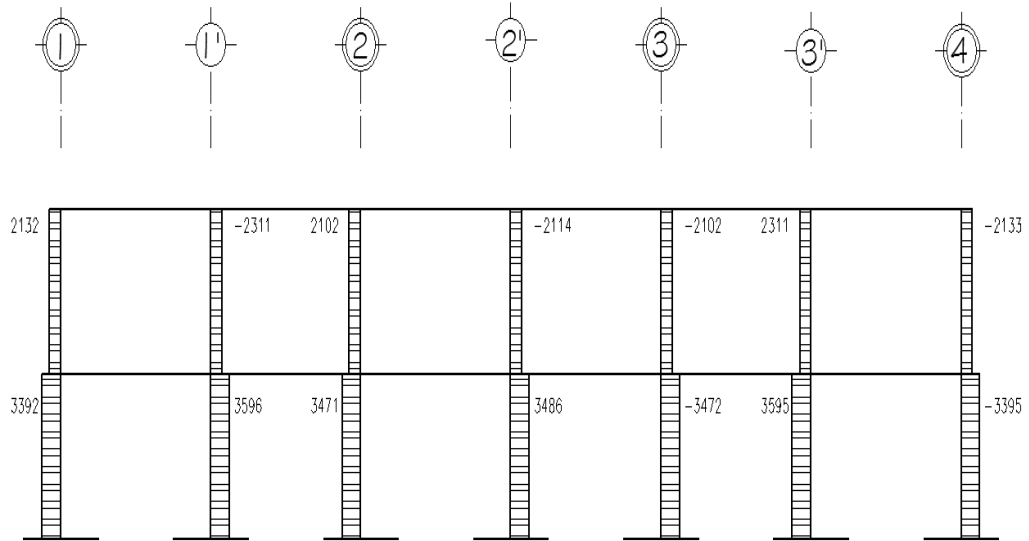
Para el corte en los demás elementos se calcularon de igual forma, y se muestran en los diagramas, representados en las figuras 28, 29,30 y 31.

Figura 28. **Cortes últimos en vigas sentido X (kg)**



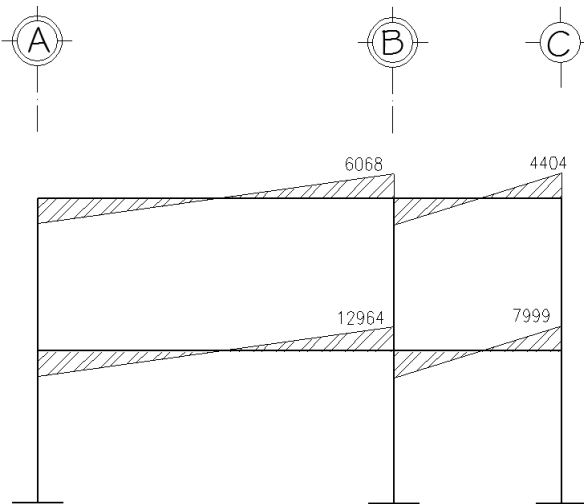
Fuente: elaboración propia

Figura 29. **Cortes últimos en columnas sentido X (Kg)**



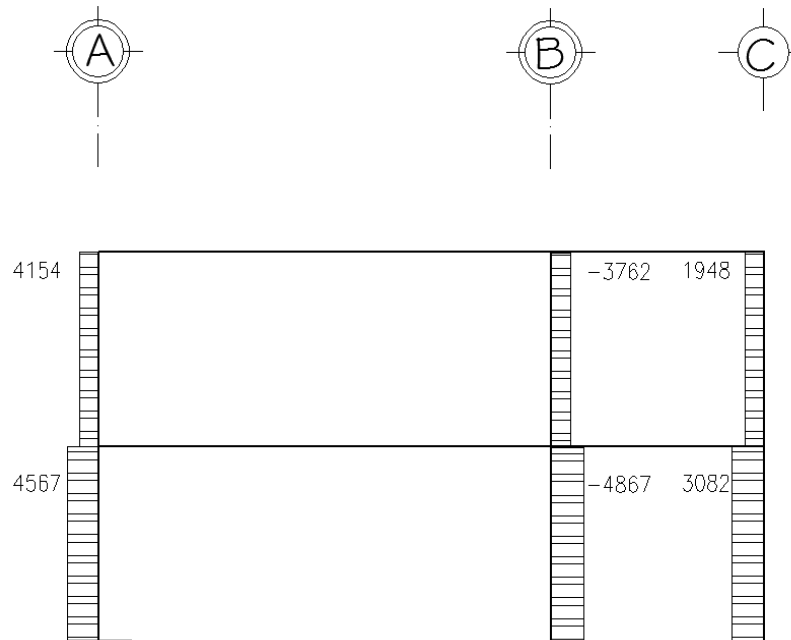
Fuente: elaboración propia

Figura 30. **Cortes últimos en vigas sentido Y (kg-m)**



Fuente: elaboración propia

Figura 31. **Cortes últimos en columnas sentido Y (kg-m)**

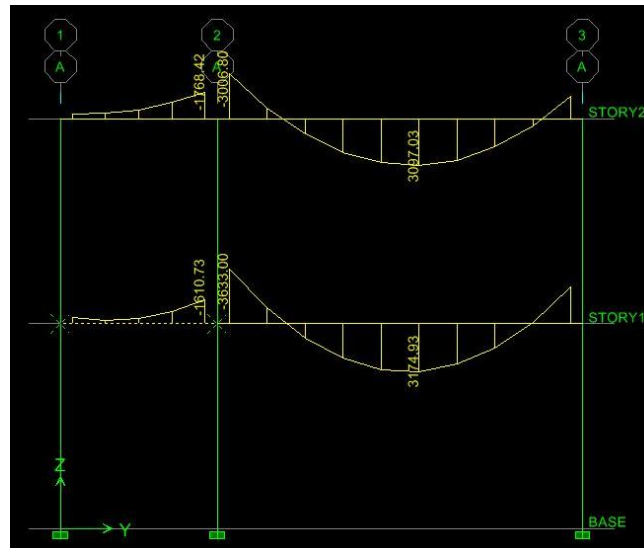


Fuente: elaboración propia

2.1.3.8. Resultados de análisis usando ETABS

El *software* utilizado para el análisis estructural fue ETABS versión 8., el programa trabaja con un método matricial, este toma en cuenta las propiedades mecánicas de cada material.

Figura 32. Momentos en vigas por carga muerta en sentido Y (ETABS)



Fuente: ETABS versión 8.

2.1.3.9. Comparación de resultados

Al comparar los datos de la figura 32 y la 14, se puede ver que existe una diferencia, pero el porcentaje de diferencia es aceptable porque es pequeño, por ejemplo si se compara el valor del momento positivo en la viga AB del nivel 1 se tiene:

$$\text{Kani} = 3174,33 \text{ Kg-m}, \quad \text{ETABS} = 3193 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Diferencia} = 3193 - 3174,33 = 18,67 \text{ kg-m}$$

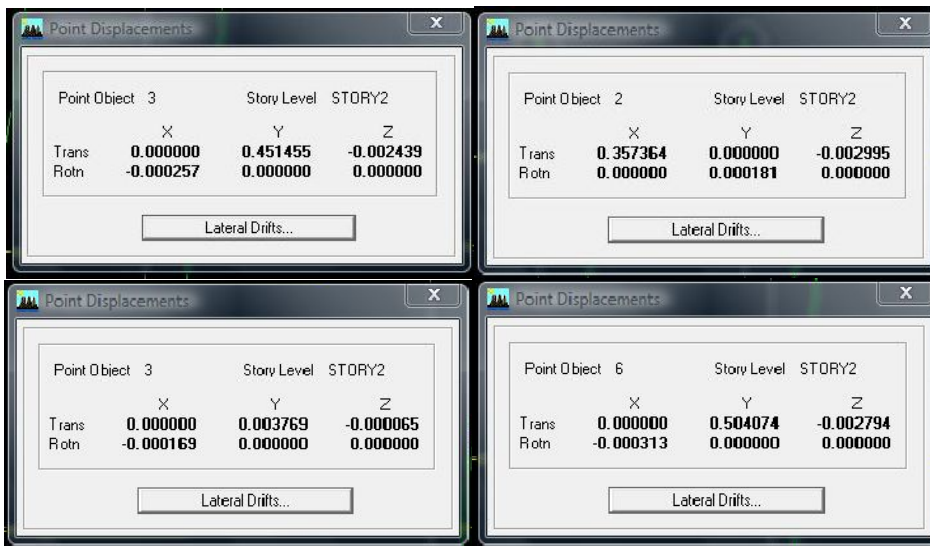
Si se toma el valor de ETABS como 100%, entonces:

$$\text{Diferencia} = 18,67 \text{ kg} * 100 / 3174,33 \text{ kg} = 0,60\%$$

Este porcentaje de variación es aceptable, por lo tanto, para el diseño estructural se usarán los resultados del análisis estructural que se obtuvieron con el método de kani.

El *software* fue utilizado también para determinar las derivas por la deformación sísmica, esto con la finalidad de verificar si cumplen con los límites de deformación sísmica que establece la Norma AGIES NR-3, en este caso se usó la versión 1996. A continuación se muestran las derivas en cada eje de la cúspide del edificio 2 y del edificio 1, respectivamente. Ver figura 33.

Figura 33. **Deriva en la cúspide de cada edificio**



Fuente: ETBAS versión 8.

Tomando en cuenta que el sismo básico de diseño se refiere a uno que tiene un 90 por ciento de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años; cuando un edificio se somete a dicho sismo, la Norma AGIES NR-3 numeral 2-8,3,3 establece que se debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta_x \leq 0,015h_N$$

Donde:

Δ_x = deriva lateral total de la edificación

h_N = altura total de la edificación

Deriva total máxima = $0,015 (6m) = 0,09m = 9 \text{ cm}$

En el numeral 3-2,5 de la Norma AGIES NR-3 se establece que por medio de la siguiente fórmula se deben calcular los desplazamientos laterales post-elásticos.

$$\delta_0 = R_0 * \delta_{yx}$$

Donde:

δ_0 = deriva lateral post-elástica

δ_{yx} = desplazamiento lateral obtenido del análisis

R_0 = factor de modificación por respuesta post-elástica que la norma establece en la tabla 3-1/A un valor de 5 para marcos especiales de concreto reforzado.

Se procede a calcular la deriva lateral post-elástica de cada edificio en cada eje.

$$\text{Módulo 1 eje x} \quad \delta_0 = 5 * 0,4514 = 2,25 \text{ cm}$$

$$\text{Módulo 1 eje y} \quad \delta_0 = 5 * 0,5040 = 2,52 \text{ cm}$$

$$\text{Módulo 1 eje x} \quad \delta_0 = 5 * 0,3573 = 1,786 \text{ cm}$$

$$\text{Módulo 1 eje y} \quad \delta_0 = 5 * 0,0037 = 0,018 \text{ cm}$$

Los cálculos indican que la deriva post-elástica en la cúspide de cada edificio es inferior a la deriva máxima que permite la norma; la junta entre los

dos módulos debe ser la suma de las dos derivas en el mismo eje, en este caso $2.52\text{cm} + 0,018\text{cm} = 2.538\text{ cm}$, por lo tanto la junta debe ser de 1”.

2.1.4. Diseño estructural

El diseño estructural tiene el fin de dimensionar los elementos, para que la resistencia sea adecuada que soporta las fuerzas resultantes ante ciertos estados de sobrecarga, aplicando cargas mayores que las que se esperan que actúen en la realidad durante el servicio.

2.1.4.1. Losas

Para el diseño de las losas según el criterio de la relación de sus aristas, se aplicó el método 3 que establece el ACI.

$m < 0,5 = 1$ sentido, $m \geq 0,5 = 2$ sentidos

Donde:

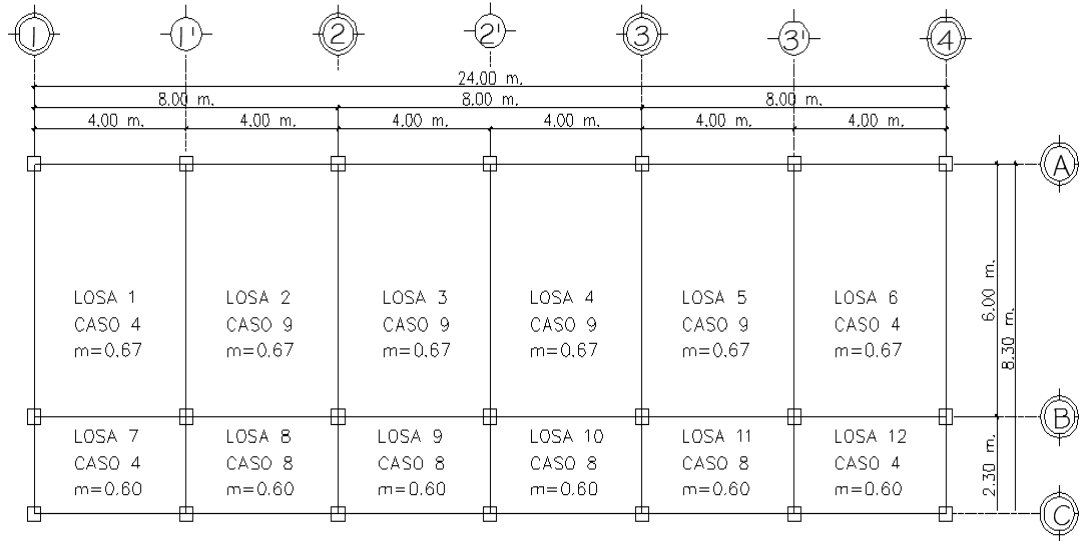
a = lado menor

b = lado mayor

Relación de lados de las losas:

Losas 1-6:	$m = a/b = 4/6 = 0,67 > 0,5$	losa en dos sentidos
Losas 7-12:	$m = a/b = 2,3/4 = 0,60 > 0,5$	losa en dos sentidos

Figura 34. Planta de losas del nivel 1



Fuente: elaboración propia.

Datos:

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

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Carga muerta

$$\text{losa+piso} = 347 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{acabados+instalaciones} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{muro de block} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{losa+pañuelos+repello} = 408 \text{ kg/m}^2$$

carga viva

$$\text{Losas sin acceso} = 100 \text{ kg/m}^2$$

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

Aulas	=	500 kg/m ²
Oficinas	=	250 kg/m ²
Bodegas	=	400 kg/m ²

Integración de cargas

$$CUT = CMU + CVU = 1,4(CM) + 1,7(CV)$$

Losas 1-6 = Losas 7-12

$$CMU = 1,4 \cdot (347 \text{kg} + 90 \text{kg} + 150 \text{kg}) = 822 \text{ kg/ m}^2$$

$$CVU = 1,7 \cdot (500 \text{kg}) = 850 \text{ kg/ m}^2$$

$$CUT = 822 \text{kg/m}^2 + 850 \text{ kg/ m}^2 = 1672 \text{ kg/ m}^2$$

Momentos actuantes en losas según coeficientes

$$Ma^+ = Ca^+(CVu)(a)^2 + Ca^+(CMu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(CVu)(b)^2 + Cb^+(CMu)(b)^2$$

$$Ma^- = Ca^-(Cut)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Donde:

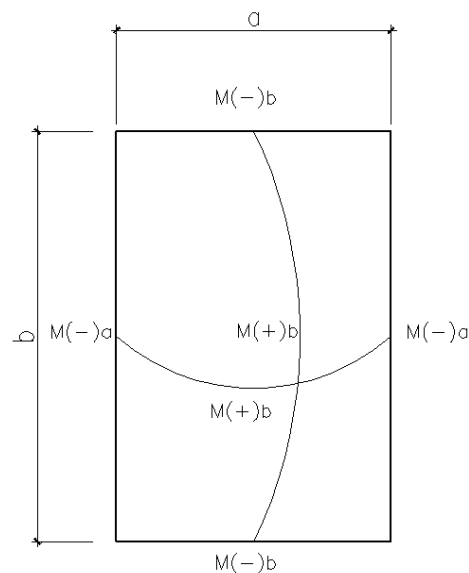
a = lado corto de losa

b = lado largo de losa

Ca+/-, Cb+/- = factores dados por relación a/b

Ma-, Mb- = momentos negativos en losa

Ma+, Mb+ = momentos positivos en losa



En losas sin continuidad el momento negativo es igual

$$M_a^- = 1/3 * M_a^+$$

$$M_b^- = 1/3 * M_b^+$$

Losa 1

$$m = 0,67, \text{ caso 4}$$

Momentos negativos

$$M_a^- = C_a^-(\text{Cut})(a)^2$$

$$M_a^- = 0,085(1672)(4)^2 = 2274 \text{kg-m}$$

$$M_b^- = C_b^-(\text{Cut})(b)^2$$

$$M_b^- = 0,015(1672)(6)^2 = 903 \text{kg-m}$$

Momentos positivos

$$M_a^+ = C_a^+(CVu)(a)^2 + C_a^+(CMu)(a)^2$$

$$M_a^+ = 0,062(850)(4)^2 + 0,05(822)(4)^2 = 1501 \text{kg-m}$$

$$M_b^+ = C_b^+(CVu)(b)^2 + C_b^+(CMu)(b)^2$$

$$M_b^+ = 0,011(850)(6)^2 + 0,009(822)(6)^2 = 603 \text{kg-m}$$

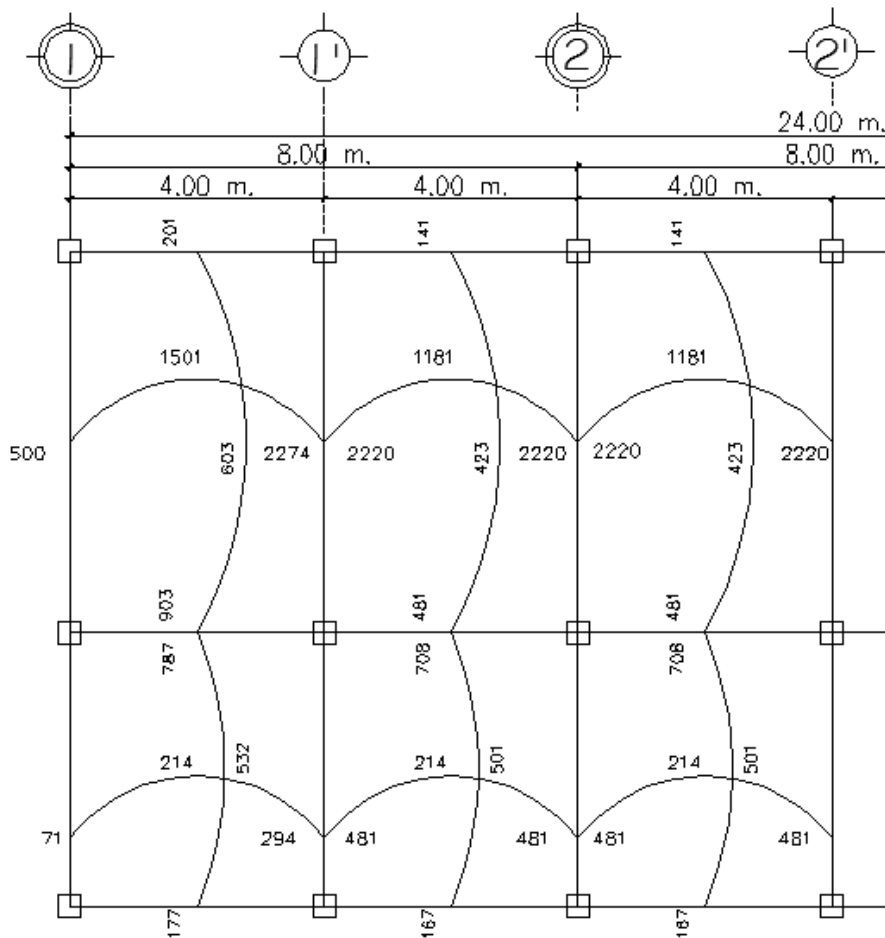
Momentos negativos en lado de losa sin continuidad

$$M_a^- = 1/3 * M_a^+ = 1/3 * (1501 \text{kg-m}) = 500 \text{kg-m}$$

$$M_b^- = 1/3 * M_b^+ = 1/3 * (603 \text{ kg-m}) = 201 \text{ kg-m}$$

Para las demás losas se usó el mismo procedimiento; en la figura 32 se muestran los momentos sin balancear en todas las losas del nivel 1; posteriormente se mostrará el balance de momentos.

Figura 35. **Momentos en losas del nivel 1**



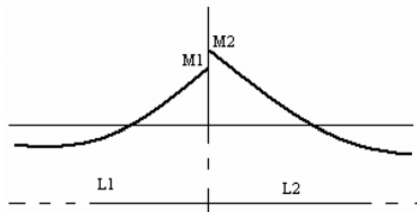
Fuente: elaboración propia.

Por la simetría del edificio, los momentos en las losas 4,5,6,10,11 y 12 son como los momentos mostrados en la figura 35.

Balance de momentos

Debido a que los momentos negativos de dos losas adyacentes difieren, esta diferencia se debe distribuir proporcionalmente a su rigidez, a este proceso se le llama balance de momentos, el cual se realiza con el procedimiento que recomienda el ACI.

Figura 36. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia.

$M2 > M1$

1. Sí $M1 > 0,8 * M2$; entonces, $M_B = (M1 + M2) / 2$
2. Sí $M1 < 0,8 * M2$; se debe distribuir proporcionalmente a la rigidez de las losas:

$$K_1 = \frac{1}{L_1}, K_2 = \frac{1}{L_2}$$

K_1, K_2 = Rigideces de las losas 1 y 2, respectivamente

L_1, L_2 = Longitudes de las losas

D_1, D_2 = Factores de distribución, de losas 1 y 2

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}, D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

El balance de momentos se hará de la siguiente forma:

$$M_B = M_1 + (M_2 - M_1) \cdot D_1$$

$$M_B = M_2 - (M_2 - M_1) \cdot D_2$$

M_B = momento balanceado

Balance de momentos de losas 1 y 2

$$M_2 = 2\,274 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 2\,220 \text{ kg-m}$$

Verificando:

$$0,8 \cdot M_2 = 0,8 \cdot 2274 \text{ kg-m} = 1\,819 \text{ kg-m}$$

Debido a que $M_1 > 0,8M_2$, para el balance será el promedio de los momentos.

$$M_B = 1/2(2220 + 2274) = 2247 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos de losa 7 y 8

$$M_2 = 481 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 294 \text{ kg-m}$$

$$0,8 \cdot M_2 = 0,8 \cdot 481 \text{ kg-m} = 385,18 \text{ kg-m}$$

Debido a que $0,8M_2 > M_1$, se debe balancear proporcionalmente a sus rigideces

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{4} = 0,25 \quad , \quad K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{4} = 0,25$$

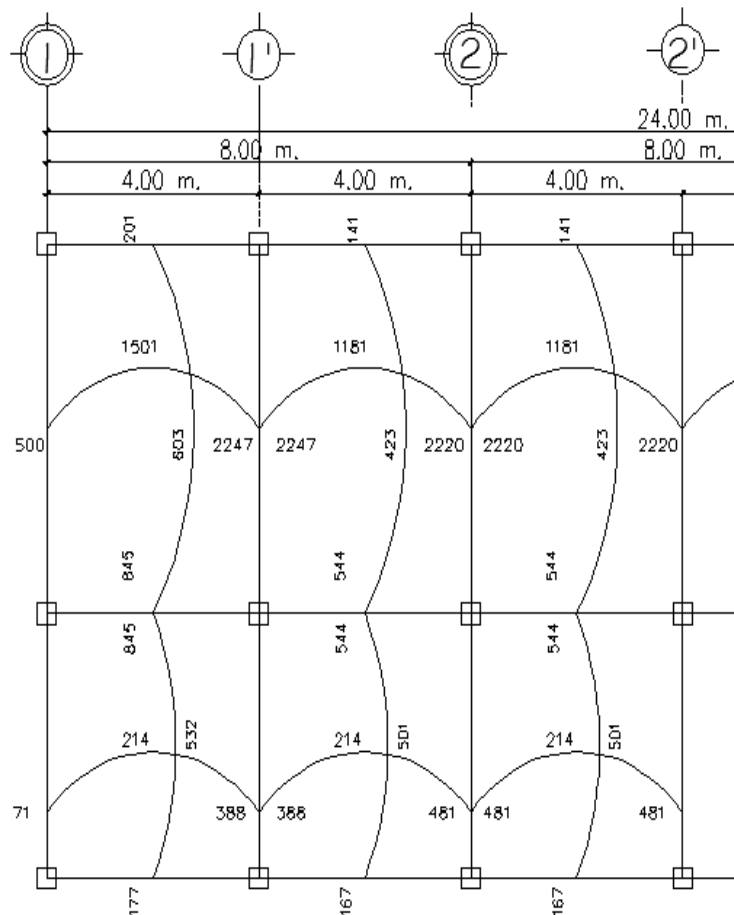
$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,25}{0,25 + 0,25} = 0,5 \quad , \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,25}{0,25 + 0,25} = 0,5$$

$$MB = 294 + (481 - 294) \cdot 0,5 = 388 \text{ kg-m}$$

$$MB = 481 - (481 - 294) \cdot 0,5 = 388 \text{ kg-m}$$

Para el balance de todas las losas se realizó el mismo procedimiento, por lo tanto en la figura 37 se muestran los momentos balanceados.

Figura 37. **Momentos balanceados en losas del nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

Diseño del armado de losa

Se inicia el diseño del armado proponiendo el área de acero mínimo según el Código ACI, luego se determina la magnitud de momento que resiste, si existen momentos mayores al momento que resiste el área de acero mínimo, se debe calcular al área de acero que se necesita.

$$f'y=2810\text{kg/cm}^2$$

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

$$\text{Espesor de losa} = 0,13\text{m}$$

$$B=1\text{m (se analizará una franja unitaria)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0,025\text{ m}$$

$$\varnothing \text{ refuerzo} = 1/2''$$

Acero mínimo

$$p_{\text{mín}} = 14,1 / f'y$$

$$A_{\text{smín}} = p_{\text{mín}} * b * d$$

$$B = 1\text{m}$$

t = espesor de la losa.

d = peralte efectivo.

$$d = t - \text{rec min} - \varnothing/2 = 10\text{ cm}$$

$$A_{\text{smín}} = (14,1 / 2810) * 100 * 10 = 5,02\text{ cm}^2$$

Separación para el $A_{\text{smín}}$ usando hierro No. 4

$$5,02\text{cm}^2 \rightarrow 100\text{cm}$$

$$1,26\text{ cm}^2 \rightarrow S$$

Aplicando una regla de tres:

$$S=1,266*100/5,02= 25,25 \text{ cm}$$

El ACI establece que la separación máxima es 3t, pero por criterio del diseñador se usará 2t.

$$S_{max}=2*0,13=26\text{cm}$$

Se emplea el porcentaje mínimo de acero en la losa, la separación es menor a la separación máxima que permite el Código ACI, por lo tanto sólo se debe verificar la magnitud de momento que resiste.

$$M_{Asmin}=\phi \left[As*fy* \left(d-\frac{As*fy}{1,7*f'c*b} \right) \right]$$

$$M_{Asmin}=0,9 \left[5,02*2810* \left(10-\frac{5,02*2810}{1,7*281*100} \right) \right]=1232 \text{ kg-cm}$$

El momento que resiste el área de acero mínimo es = 1232 kg-m

Para los momentos menores a 1232 kg-m, se armarán usando el área de acero mínimo empleando hierro de ½” a cada 0,25m; para los momentos que sean mayores a 1232 kg-m, se debe determinar el área de acero que necesita y el espaciamiento al que debe colocarse.

Cálculo del As para el momento negativo entre losa 1 y 2

$$As=\frac{0,85f'c}{fy} \left[b*d-\sqrt{(b*d)^2-\frac{Mu*b}{0,003825*f'c}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281}{2810} \left[100 \cdot 10 - \sqrt{(100 \cdot 10)^2 - \frac{2247 \cdot 100}{0,003825 \cdot 281}} \right] = 9,40 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento (S) requerido es: $S = 1,266 \cdot 100 / 9,40 = 13 \text{ cm}$

Para los momentos mayores a 1 232 kg-m, se realizó el mismo mecanismo.

Tabla VI. **Armado de losas del nivel 1**

LOSA	SENTIDO	MOMENTO	As (cm ²)	(S) con hierro #4
1 Y 6	X momento -	2247	9,40	13 cm
1 y 6	x momento +	1501	6,16	21 cm
2, 3,4 y5	x momento -	2220	9,29	14 cm

Fuente: elaboración propia.

Para el armado de las losas se colocaron tensiones, (bastones + rieles), detalle que se presenta en el plano de losas.

Revisión por corte

Verificar si el espesor de la losa es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes que actúan en ella. El cortante máximo que actúa en la losa se calcula con la siguiente fórmula:

$$V \text{ máximo} = \text{CUT} \cdot L / 2$$

$$V \text{ máximo} = 1672 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} / 2 = 6\,687 \text{ kg}$$

Corte máximo resistente

$$V_{\text{resistente}} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{\text{resistente}} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \sqrt{281} = 9806 \text{ kg}$$

Debido a que $V_{\text{resistente}} > V_{\text{máximo}}$, el espesor de la losa es adecuado; en caso contrario, se debe incrementar el espesor de la losa.

Para el diseño de las losas del nivel 2 se empleó el mismo procedimiento; el armado se presenta en los planos constructivos.

2.1.4.2. Vigas

Una viga es un elemento estructural que está sometida a esfuerzos de flexión (tensión y compresión), cortante. Para su diseño es necesario conocer las diferentes formas en que podría fallar, dependiendo de las condiciones.

Una forma en que podría fallar una viga es cuando el acero alcanza su límite de fluencia, sin que el concreto llegue a su fatiga de ruptura que es $0,85 f'c$, cuando esto sucede, la viga se agrieta de forma pronunciada del lado de tensión, las fatigas del concreto aumentan hasta presentarse finalmente la falla de la viga. Una viga que falla de esta forma se llaman sub-reforzadas y la falla ocurre lentamente y va precedida de pronunciadas deflexiones y grietas que indican la proximidad de la falla del elemento.

Otra forma en que una viga podría fallar es cuando el concreto alcanza su límite $0,85 f'c$, mientras que el acero aún no alcanza su límite de fluencia f_y , este tipo de falla es repentino, sin anuncio previo, la cual la hace muy peligrosa; las vigas que fallan por compresión se llaman sobre-reforzadas.

Pero, también podría presentarse otro tipo de falla, el cual ocurre simultáneamente para ambos materiales, es decir, cuando el concreto alcanza su fatiga límite de compresión $0,85 f'c$, a la vez que el acero alcanza también su límite de fluencia f_y , a las vigas que fallan de esta forma se les llama vigas balanceadas.

2.1.4.2.1. Flexión

Los datos para diseñar el armado de vigas se toman del análisis estructural, acá se presenta el diseño de la viga 1-1' del nivel 1 en el sentido X del módulo 1 de la escuela. Los datos a usar para el diseño de vigas son :

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(-)1 = 7\,709 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M(-)2 = 8\,862 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(+) = 3\,207 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Rec.} = 4 \text{ cm}$$

$$V_u = 8190 \text{ Kg}$$

$$\text{Sección} = 30 \cdot 50 \text{ cm}$$

$$d = H - \text{rec} = 50\text{cm} - 4\text{cm} = 46\text{cm}$$

- Acero mínimo

En ningún caso, las vigas deben tener un porcentaje de acero en su sección menor al mínimo, en caso de que todas las vigas requieran un porcentaje de acero menor al porcentaje mínimo, se debe reducir la sección de la viga para economizar.

$$A_s \text{ mínimo} = \rho \text{ mínimo} \cdot b \cdot d$$

$$\rho \text{ mínimo} = 14,1 / F_y$$

$$A_s \text{ mínimo} = (14,1/2810) \cdot 30 \cdot 50 = 6,92\text{cm}^2$$

- Acero máximo

Si las vigas requieren en algún caso un porcentaje de acero mayor al porcentaje máximo, se debe proponer otra sección. $A_s \text{ máximo} = 0,5 \cdot \rho_{\text{bal}} \cdot b \cdot d$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 f'c}{f_y} \cdot \frac{6115}{6115 + f_y}$$

si $f'c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=0,85$; entonces:

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 281}{2810} \cdot \frac{6115}{6115 + 2810} = 0,049$$

$$A_s \text{ máximo} = 0,5 \cdot 0,049 \cdot 30 \cdot 46 = 34,11 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo longitudinal requerido

El área de acero (A_s) del refuerzo longitudinal que requiere la viga se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'c}} \right]$$

Cálculo de A_s para $M(-)1 = 7709 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281}{2810} \left[30 \cdot 46 - \sqrt{(30 \cdot 46)^2 - \frac{7709 \cdot 30}{0,003825 \cdot 281}} \right] = 6,80 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_s para $M(-)2 = 8862 \text{ Kg} - \text{m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281}{2810} \left[30 \cdot 46 - \sqrt{(30 \cdot 46)^2 - \frac{8862 \cdot 30}{0,003825 \cdot 281}} \right] = 7,90 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_s para $M(+) = 3207 \text{ Kg} - \text{m}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 281}{2810} \left[30 \cdot 46 - \sqrt{(30 \cdot 46)^2 - \frac{3207 \cdot 30}{0,003825 \cdot 281}} \right] = 2,80 \text{ cm}^2$$

Según el Código ACI-318 Capítulo 21, el armado de vigas se debe diseñar con base a los criterios siguientes:

Para la cama superior, se deben colocar 2 varillas como mínimo, el área de acero a usar será el mayor de los siguientes:

- A_s mínimo = $6,92 \text{ cm}^2$
- $33\% A_s(-)$ mayor = $0,33 \cdot 7,90 \text{ cm}^2 = 2,60 \text{ cm}^2$

En este caso, el área a colocar es el A_s mínimo, porque es el mayor en magnitud de los dos criterios anteriormente expuestos. Para cubrir el área de acero se colocarán 2 hierros # 6 + 1 # 5 corridos, esto hace un área de acero de $7,68 \text{ cm}^2$. En caso de que el área de acero de los criterios expuestos anteriormente, no cumple con el área de acero requerido por el momento actuante, se deben colocar bastones donde se requiere.

$M(-)1 = 7709 \text{ Kg} - \text{m}$, demanda $6,80 \text{ cm}^2$, las barras corridas equivalen a $7,68 \text{ cm}^2$; por lo tanto, no se necesita colocar más acero, pero por criterio del diseñador se colocará un bastón #5 $M(-)2 = 8862 \text{ Kg} - \text{m}$, demanda $7,90 \text{ cm}^2$,

las barras corridas equivalen a 7,68 cm², hace falta cubrir 0,22 cm², por lo tanto se colocará un bastón #5.

En la cama inferior se deben colocar 2 varillas como mínimo, el área de acero a usar será el mayor de los siguientes:

- As mínimo = 6,92 cm².
- 50%As(+) = 0,5*2,80cm² = 1,40cm²
- 50%As(-) mayor = 0,5*7,90 cm² = 2,95cm²

En este caso, el área a colocar es el As mínimo, porque es el mayor en magnitud de los dos criterios anteriormente expuestos. Para cubrir el área de acero se colocarán 2 hierros # 6 + 1 # 5 corridos, esto hace un área de acero de 7,68 cm² y es mayor al área de acero que requiere el momento positivo. Cada viga del edificio fue diseñada de la misma forma. Se presenta la tabla VII de resumen; en algunas vigas donde no requieren bastones y en los planos íi se incluyeron fue por criterio conservador del diseñador.

Tabla VII. **Armado de vigas nivel 1 y 2 del módulo 1 del edificio escolar**

	VIGA	M	MOMENTO	AS REQ.	ASMIN > AS REQ.	AS = 33% M-	AS QUE DEBE TENER EN CAMA SUP	AS = 50% M-	AS = 50% M+	AS QUE DEBE TENER EN CAMA INF
SENTIDO X	1 N 2	M(-)1	-3443	3.0	SI	1.26	6.92	1.91	0.79	6.92
		M+	1826	1.6	SI					
		M(-)2	4362	3.8	SI					
	2 N 2	M(-)1	-3711	3.2	SI	1.08	6.92	1.64	0.60	6.92
		M+	1400	1.2	SI					
		M(-)2	3756	3.3	SI					
	1 N 1	M(-)1	-7709	6.8	SI	2.60	6.92	3.94	1.39	6.92
		M+	3207	2.8	SI					
		M(-)2	8862	7.9	NO					
	2 N 1	M(-)1	-7641	6.8	SI	2.24	6.92	3.39	1.10	6.92
		M+	2543	2.21	SI					
		M(-)2	7668	6.8	SI					

Continuación tabla VII.

SENTIDO Y	1 N 2	M(-)1	-7560	6.7	SI	2.98	6.92	4.52	2.85	6.92
		M+	6477	5.7	SI					
		M(-)2	10105	9.0	NO					
	2 N 2	M(-)1	-7122	6.3	SI	2.08	6.92	3.15	0.55	6.92
		M+	-1274	1.1	SI					
		M(-)2	-3429	3.0	SI					
	1 N 1	M(-)1	-13098	11.86	NO	4.30	6.92	6.51	4.91	6.92
		M+	10942	9.8	NO					
		M(-)2	14306	13.02	NO					
	2 N 1	M(-)1	-9132	8.1	NO	2.68	6.92	4.07	0.80	6.92
		M+	-1840	1.6	SI					
		M(-)2	-6412	5.6	SI					

CAMA SUPERIOR		CAMA INFERIOR		BASTONES CAMA SUPERIOR		
HIERROS CORRIDOS	AS HIERROS CORRIDOS	HIERROS CORRIDOS	AS HIERROS CORRIDOS	AS EN BASTONES = AS REQ - AS DE 2 HIERROS # 7	HIERROS PARA BASTONES	AS DE BASTONES
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0,20	1 # 3	0,71
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			1,35	1 # 5	1,98
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			4,18	1 # 6 Y 1 # 5	4,83
		3 # 6 + 1 # 5	10,53	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			5,34	2 # 6	5,70
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0,45	1 # 6	2,85
		2 # 6 + 1 # 5	7,68	-		
2 # 6 + 1 # 5	7,68			0		

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.2.2. Corte

Para el diseño de vigas hay que verificar si el concreto resiste el corte actuante en la viga, de lo contrario será necesario colocar refuerzo transversal adicional al mínimo que establece el Código ACI.

Si V resiste $> V_u$, la viga necesita estribos sólo por armado a S máximo = $d/2 < 30\text{cm}$

Si V resiste $< V_u$, se diseñan estribos por corte
Cortante que resiste el concreto:

$$V \text{ resiste} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V \text{ resiste} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 46 \cdot \sqrt{280} = 10421 \text{ kg}$$

$$V_u = 8190 \text{ Kg}$$

Debido a que $V_u < V$ resiste, en esta viga no es necesario confinar con estribos.

$$S \text{ máximo} = 46/2 = 23\text{cm}$$

Por criterio del diseñador el espaciamiento máximo será de 20 cm.

Según el Código ACI el primer estribo debe estar situado a no más de 5 cm, de la cara del elemento de apoyo.

2.1.4.2.3. Torsión

El cortante actuante en la sección de la viga genera un momento torsionante, la magnitud de dicho momento se determina al multiplicar el cortante actuante por la distancia que existe entre el centro de la sección y el centro de la varilla de refuerzo.

En el libro de texto de Arthur Nilson páginas 232 y 235, establece una forma de verificar que las dimensiones de la sección de la columna resiste al momento torsionante.

Momento torsionante: $T_u = (V \text{ actuante}) * X$

Para la viga que se está diseñando que es la 1-1' del primer nivel en el sentido X del módulo 1 del edificio escolar, se tienen los siguientes datos:

$V \text{ actuante} = 8190 \text{ kg}$

$X = 13,75 \text{ cm}$

Entonces, $T_u = (8190\text{kg}) * (13,75\text{cm}) = 112\ 613 \text{ kg-m}$

Según el Código ACI EC. 11-18, la torsión se desprecia si $T_u < (0,75)(0,265)(\text{raiz}(f'c)) * ((\text{acp}^2)/(\text{pcp}))$

$\text{acp} = H * B = 30\text{cm} * 46\text{cm} = 1500 \text{ cm}^2$

$\text{pcp} = 2 * (H + B) = 2 * (30\text{cm} + 46\text{cm}) = 160 \text{ cm}$

$\text{acp}^2 = (1500)^2 = 2\ 250\ 000$

$(0,75)(0,265)(\text{raiz}(f'c)) * ((\text{acp}^2)/(\text{pcp})) = (0,75)(0,265)\text{RAIZ}(281) * (2\ 250\ 000/160)$
 $= 46\ 851 \text{ kg-m}$

En este caso, $112\ 613 > 46\ 851$ no se puede despreciar la torsión, y se debe verificar que las dimensiones de la sección de la viga soporten la torsión.

Según el ACI ec-11-18, las dimensiones de la sección de la viga soportan el momento torsionante, si se cumple lo siguiente:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$$

En esta ecuación, V_u = corte último a una distancia del rostro de la columna, y se determina con la relación de triángulos y el diagrama de corte en vigas, que se obtuvo en el análisis estructural.

$$V_u = 8190 / (0,5 * (4\text{m} * 100 - 30\text{cm})) * (0,5 * (4\text{m} * 100 - 30\text{cm} - 46\text{cm})) = 6126 \text{ kg}$$

$$\text{Término 1} = \text{raiz}\left(\left(\frac{V_u}{b * d}\right)^2 + \left(\frac{T_u * p_h}{1,7 * (A_{oh})^2}\right)^2\right)$$

$$\text{Término 2} = \phi \left(\frac{V_c}{b * d} + 2 * \text{raiz}(f'_c)\right)$$

Al sustituir datos en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\text{Término 1} = 7,53$$

$$\text{Término 2} = 31,81$$

Debido a que $7,53 < 31,81$, las dimensiones de la sección de la viga resiste la torsión que produce el cortante actuante. Para verificar la torsión en todas las vigas del edificio se hizo el mismo proceso que para la viga 1-1', y se obtuvo un resultado favorable.

2.1.4.2.4. Confinamiento

Si V resiste $< V_u$, se diseñan estribos por corte, Según el Código ACI artículo 21.3.3.2, deben colocarse estribos en una longitud igual a $2d$, la longitud a confinar para el diseño es $2d$ cm medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

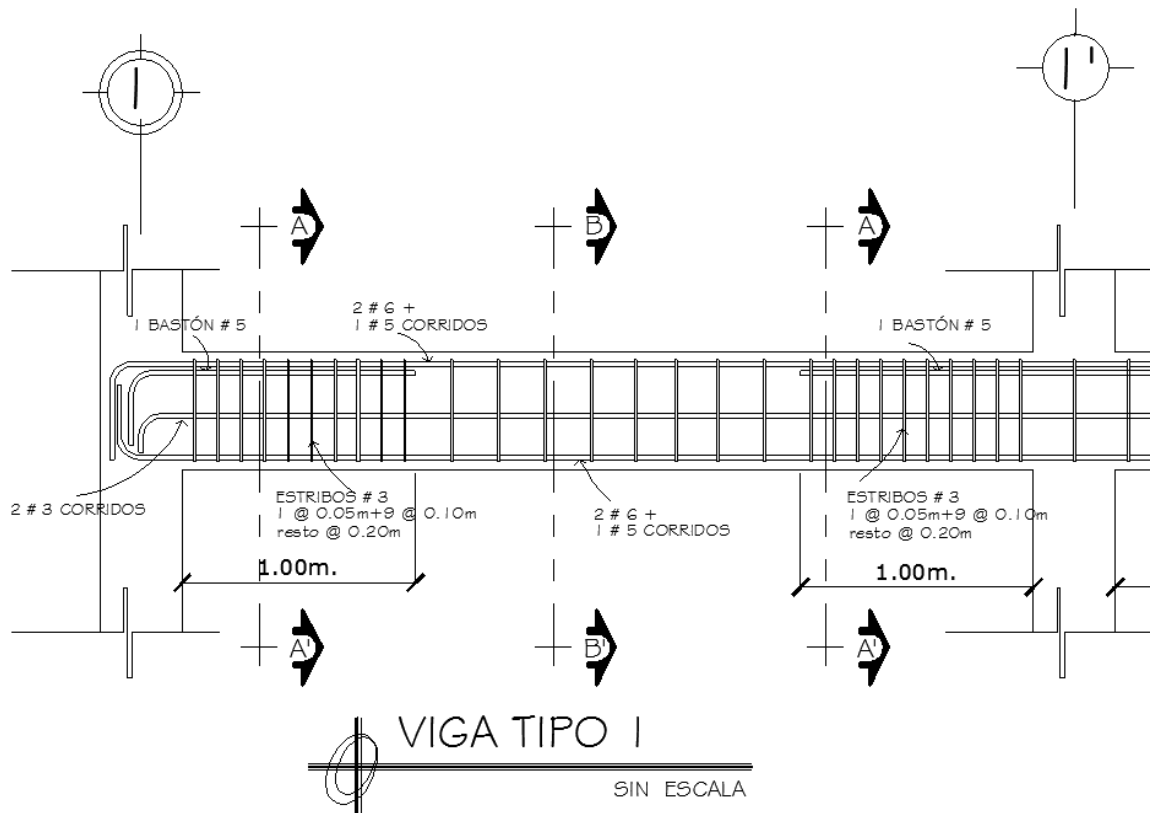
El espaciamiento máximo de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder de los criterios que se muestran a continuación:

- $d/4$
- \emptyset var longitudinal
- $24 \emptyset$ var transversal
- 30 cm

Todas las vigas del edificio se diseñaron de la misma forma que la viga 1-1', las vigas que necesitan confinamiento se diseñaron de acuerdo a esta sección. Por criterio conservador, se confinarán todas las vigas aunque el diseño indique innecesario colocar dicho refuerzo.

Es importante mencionar que en el armado de todas las vigas se le agregó al armado diseñado, dos varillas # 3 como se indica en la figura 34, con el fin de que el armado de la viga tenga una mejor estabilidad.

Figura 38. Detalle de armado de Viga 1-1' del eje X, nivel 1



Fuente: elaboración propia.

2.1.4.3. Columnas

2.1.4.3.1. Flexo compresión

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por el área tributaria. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos

momentos actuantes en extremos de ésta; para este caso se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos.

El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio, y se aplican en la columna del nivel 1.

Datos:

Sección de columna = 35cm*35cm

Sección de viga 1 = 30cm*50cm

Sección de viga 2 = 30cm*50cm

$M_x = 5685 \text{ Kg} - \text{m}$

$M_y = 7616 \text{ Kg} - \text{m}$

$V_x = 3596 \text{ Kg}$

$V_y = 4867 \text{ Kg}$

Longitud de columna = 3.00 m

Área tributaria = 16,60 m²

Espesor de losa = 0,13m

El factor de carga última (FCU) se calcula con la siguiente ecuación:

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV}$$

$CMU = 1,4 * (W_{\text{acabados}} + W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{muros}})$

$CMU = 1,4 * (90 + 312 + 150) = 1,4 * (552) = 772,80 \text{ kg}$

La carga viva a utilizar es proporcional a las cargas aplicadas y el área correspondiente, 4,60m² para uso de pasillos y 12 m² para uso de aulas dando como resultado 500 kg/m².

$$CVU = 1,7 (Wviva)$$

$$CVU = 1,7*(500) = 850 \text{ kg}$$

$$CU = CMU+CVU = 772,80\text{kg}+850\text{kg} = 16228 \text{ kg}$$

$$FCU = \frac{1662.80}{552+500} = 1,54$$

Cálculo de la carga axial:

$$Pu = (A T * CU) + (PP vigas * Fcu)$$

$$Pu = (16,60*1662,8) + (2400*0,30*0,50*7,45*1,54)$$

$$Pu = 48 497,30 \text{ kg}$$

2.1.4.3.1.1. Efectos de esbeltez

Las columnas se clasifican según su esbeltez, con el objetivo de ubicarlas en un rango para determinar su comportamiento bajo cargas sometidas y diseñarlas con base a lo siguiente:

- Columnas cortas ($E < 22$): diseñarlas con los datos originales del diseño estructural.
- Columnas intermedias ($22 > E > 100$): diseñarlas magnificando los momentos actuantes.
- Columnas largas ($E > 100$): no construirlas.

Cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

Extremo superior: $\Psi = \Sigma K_{col} / \Sigma K_{vigas}$

Sentido X

$$I_{col} = 0,35 * 0,35^3 / 12 = 0,00125$$

$$I_{vig} = 0,30 * 0,50^3 / 12 = 0,00312$$

$$K_{col} = 0,00125 / 3 = 0,000417$$

$$K_{vig\ izquierda} = 0,003125 / 3,65 = 0,000856$$

$$K_{vig\ derecha} = 0,003125 / 3,65 = 0,000856$$

$$\Psi_a = (0,000417 + 0,000417) / (0,000856 + 0,000856) \text{ (extremo superior)}$$

$$\Psi_a = 0,584$$

$$\Psi_b = 0 \text{ (extremo inferior empotrado)}$$

$$\Psi_p = (0,584 + 0) / 2$$

$$\Psi_p = 0,292$$

Cálculo de K (factor de longitud efectiva)

$$K = \frac{(20 - \Psi_p)}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p}, \text{ si } \Psi_p < 2$$

$$K = 0,9 \sqrt{1 + \Psi_p}, \text{ si } \Psi_p > 2$$

Como $\Psi_p < 2$:

$$K = \frac{(20 - 0,292)}{20} * \sqrt{1 + 0,292} = 1,12$$

Esbeltez en columna

$$E = \frac{K \cdot Lu}{\sigma}, \text{ donde } \sigma = 0,3 \cdot \text{lado}$$

$$\sigma = 0,3 \cdot 0,35 = 0,105$$

$$E = \frac{1,12 \cdot 2,50}{0,105} = 26,67$$

26,67 > 22 y < 100; se clasifica como columna intermedia

Esbeltez de columna, sentido Y:

$$\Psi_p = 0,23$$

$$K = 1,10$$

$$E = 26,12 > 22 \text{ y } < 100; \text{ columna intermedia}$$

Por los resultados que se obtuvieron de la esbeltez de la columna en sentido Y y sentido X, se deben magnificar los momentos.

2.1.4.3.1.2. Magnificación de momentos

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cual se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga y cuyo factor principal a incluir es el momento debido a las deflexiones laterales de los miembros, se pueden diseñar las columnas utilizando directamente los momentos calculados. Por otro lado, si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de

desplazamientos lateral de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

Sentido X

Factor de flujo plástico del concreto, se usará el promedio del nivel 1 y 2

$$\beta_d \text{ nivel 1} = \frac{CMU}{C_u} = \frac{1,4 \cdot 552}{1622,8} = 0,476$$

$$\beta_d \text{ nivel 2} = 0,768$$

$$\beta_d \text{ promedio} = 0,622$$

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f'_c}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)} = \frac{15\,100 \sqrt{281} \cdot \left(\frac{1}{12}\right) \cdot 35^4}{2,5(1 + 0,622)} = 780,55 \text{ Ton-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{Cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(kLu)^2} = \frac{3,1415 \cdot 780,55}{(1,12 \cdot 2,50)^2} = 982,42 \text{ Ton}$$

Magnificador de momentos: $\delta > 1$ y $\phi = 0,70$ si se usan estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{Cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{48,49}{0,7 \cdot 982,42}} = 1,076$$

- Momento de diseño sentido X

$$Mdx = \delta * Mu = 1,076 * 5685 \text{kg-m} = 6116,33 \text{kg-m}$$

- Momento de diseño sentido Y

$$\beta d = 0,622$$

$$EI = 780,55 \text{ Ton-m}^2$$

$$Pcr = 1024,08 \text{ Ton}$$

$$\delta = 1,07$$

$$Mdy = \delta * Mu = 1,07 * 7616 \text{kg-m} = 8168,63 \text{Kg} - \text{m}$$

- Acero longitudinal por el método BRESLER

Este método es una aproximación al perfil de la superficie de la falla, siendo un procedimiento sencillo y que produce resultados satisfactorios. El método Bresler consiste en aproximar el valor $1/P'u$, a través de un punto del plano, determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad ex ($P'ux$) y carga de falla para una excentricidad ey ($P'uy$).

Límites de acero

Según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% Ag < As < 6\% Ag$, en zona sísmica.

$$As_{\text{mín}} = 0,01 (35 * 35) = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{max}} = 0,06 (35 * 35) = 73,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado propuesto: } 8 \text{ varillas } \#8 = 40,6 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas, los valores a utilizar en los diagramas son:

$$\text{Valor de la gráfica } Y \text{ en } Y = X = d/h = (35 - 2(3))/35 = 0,83$$

Valores de la curva:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{40,6}{1225} = 0,033$$

Excentricidades:

$$e_x = M_{dx}/P_u = 6116,33/48\,497,3 = 0,126$$

$$e_y = M_{dy}/P_u = 8168,63/48\,497,3 = 0,17$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0,126/0,35 = 0,36$$

$$e_y/h_y = 0,17/0,35 = 0,485$$

De los diagramas de interacción se obtuvieron los siguientes valores:

$$\text{En eje } X = P_n / (f'_c \cdot A_g) = 0,34$$

$$\text{En eje } Y = P_n / (f'_c \cdot A_g) = 0,275$$

Cargas

Carga resistente de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = (P_n / (f'_c \cdot A_g)) \cdot f'_c \cdot A_g = (0,34)(281)(35 \cdot 35) = 117\,000 \text{ Kg.}$$

Carga resistente de la columna a una excentricidad ey:

$$P'_{uy} = (P_n / (f'_c * A_g)) * f'_c * A_g = (0,275)(281)(35 * 35) = 95\ 000\ \text{Kg.}$$

Carga axial resistente de la columna

$$P'_o = \phi 0,80 * (0,85 * f'_c (A_g - A_s) + A_s * F_y)$$

$$P'_o = 0,70 * 0,80 (0,85 * 281 (1225 - 40,6) + 40,6 * 2810)$$

$$P'_o = 222\ 000\ \text{Kg.}$$

Carga resistente de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{117\ 000} + \frac{1}{95\ 000} - \frac{1}{222\ 000}} = 68\ 500\ \text{kg}$$

Como $P_u = 48\ 000\ \text{kg} < P'_u = 68\ 500\ \text{kg}$, el armado de la columna propuesta es adecuado. En caso contrario sería necesario aumentar el acero, siempre por debajo del $A_{s\max}$, en caso de requerir mayor refuerzo que el permitido por $A_{s\max}$, será necesario aumentar la sección propuesta.

2.1.4.3.2. Corte

Además de diseñar las columnas para resistir flexo compresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna. El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $V_r < V_u$ se diseñan los estribos por corte

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * (1 + N_u / (140 A_g)) \sqrt{f'c} * b * d$$
$$= 0,85 * 0,53 * (1 + 48497,3 / (140 * 35 * 35)) \sqrt{281} * 35 * 32 = 12764 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 4867 \text{ kg}$$

Debido a que $V_r > V_u$, se colocarán estribos a la separación máxima.

$$S_{\max} = d/2 = 32/2 = 16,5 \text{ cm}$$

Por criterio del diseñador, la separación entre estribos será de 15 cm, y se usará hierro #4.

2.1.4.3.3. Confinamiento

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones:

- $L_u / 6 = 2,55 / 6 = 0,425 \text{ m}$
- Lado mayor de la columna = 0,35 m
- $48\phi_{vt} = 48 * 1,27 \text{ cm} / 100 = 0,60 \text{ m}$
- $16\phi_{vl} = 16 * 2,54 \text{ cm} / 100 = 0,41 \text{ m}$

La longitud de confinamiento propuesta es 0,61 m, en ambos extremos.

Cálculo de la relación volumétrica

Es necesario chequear que $\rho_s > 0,12f'_c/f_y$

$$\rho_s = 0,45((A_g / A_{ch}) - 1)(0,85 * f'_c / F_y)$$

$$\rho_s = 0,45((35^2 / 29^2) - 1)(0,85 * 281 / 2810) = 0,017$$

$$0,12f'_c/f_y = 0,12 * 281 / 2810 = 0,0119$$

$\rho_s > 0,12f'_c/f_y$ si cumple

Cálculo del espaciamiento en la zona de confinamiento utilizando varillas #4:

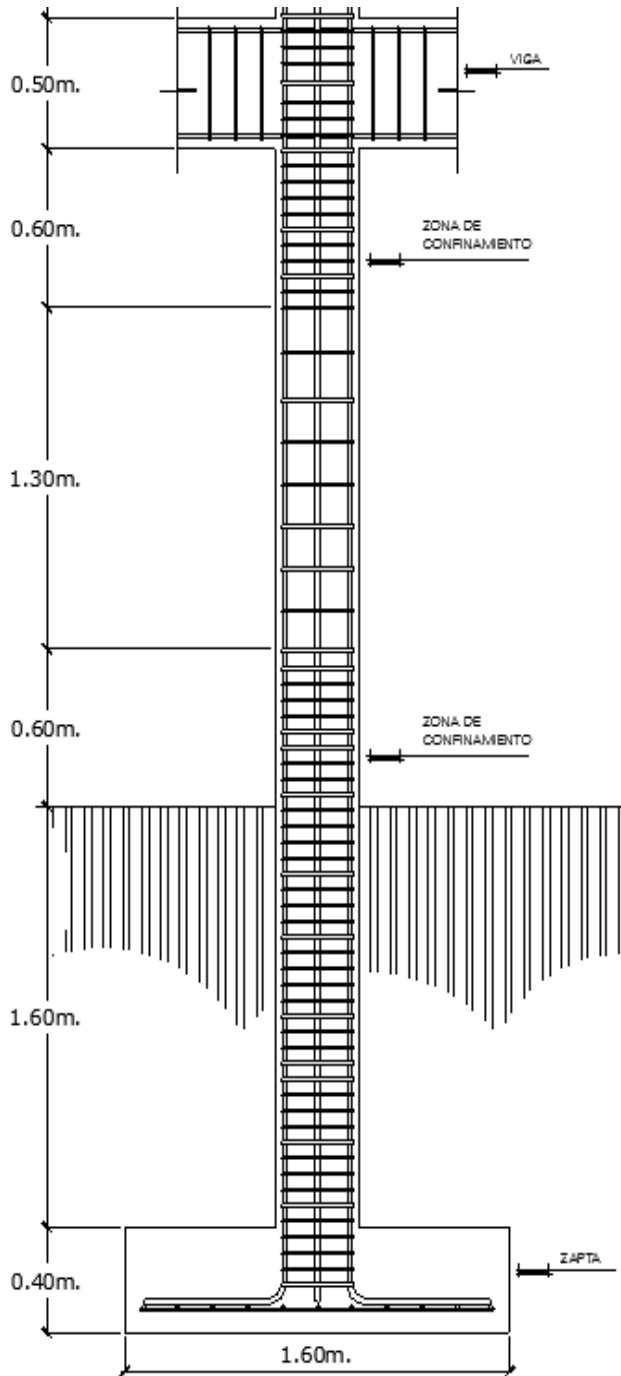
$$S = \frac{2A_v}{\rho_s * L_n} = \frac{2 * 1,27}{0,017 * 29} = 5,017 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocan estribos #4 @ 5cm en la zona de confinamiento.

Por tener varillas en las caras de la columna, se colocarán estribos rotados a 45°, según ACI. Por tener doble estribo en zona confinada, el espaciamiento se adopta de 5 cm.

El procedimiento fue el mismo para las columnas del segundo nivel, dando como resultado un refuerzo longitudinal de 8 #8 y un refuerzo transversal #4 @ 5 cm en la zona de confinamiento y @ 15cm en el resto. El detalle del armado de la columna se muestra en la figura 39.

Figura 39. **Detalle de armado de columna C-1 nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

2.1.4.4. Cimientos

2.1.4.4.1. Zapatas

Son elementos estructurales que reciben las cargas propias y las exteriores, transmitiéndolas al suelo. El tipo de cimentación depende principalmente del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y su costo; el diseño debe ser eficiente, funcional y económico. En este caso se diseñan zapatas aisladas concéntricas cuadradas y zapatas combinadas rectangulares como se muestra en planos. Los datos para diseño son el valor soporte del suelo y los momentos obtenidos en el análisis estructural.

Datos para el diseño de zapata aislada concéntrica cuadrada

$M_x = 5,69 \text{ ton-m}$ obtenida de la envolvente de momentos en columnas

$M_y = 6,98 \text{ ton-m}$ obtenida de la envolvente de momentos en columnas

$P_u = 48,50 \text{ ton}$

$p_{\text{suelo}} = 1,09 \text{ ton/m}^3$

Desplante = 3 m

$F_{cu} = 1,54$ encontrada cuando se diseñó la columna crítica

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$

$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

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

$q_u = 20 \text{ Ton/m}^2$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{48,50}{1,54} = 31,40 \text{ ton}$$

$$M'tx = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{5,69}{1,54} = 3,68 \text{ ton-m}$$

$$M'ty = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{6,98}{1,54} = 4,53 \text{ ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z = \frac{1,5P't}{q_u} = \frac{1,5 \cdot 31,4}{20} = 2,35 \text{ m}^2$$

Considerar una zapata de 2,00mX2,00m, para un área de zapata de 4,00 m², ya que según las características del suelo de la región son malas, se procede a chequear este valor.

- Revisión de la presión sobre el suelo

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

$$q = \frac{P_{cg}}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} + \frac{M_{ty}}{S_y}, \text{ donde } S = \frac{bh^2}{6}$$

Tomar en cuenta que el valor de q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte de diseño (qu), para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{2,00 \cdot 2,00^2}{6} = 1,33$$

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

$$P = 31,40 + (0,35 \cdot 0,35 \cdot 2,5 \cdot 2,4) + (4,00 \cdot 3,0 \cdot 1,09) + (4,00 \cdot 0,40 \cdot 2,40) = 49,1 \text{ ton}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{49,1}{4,00} + \frac{3,68}{1,33} + \frac{4,52}{1,33} = 18,43 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{49,1}{4,00} - \frac{3,68}{1,33} - \frac{4,52}{1,33} = 6,10 \text{ ton/m}^2$$

qmax = 18,43 Ton/m² cumple, no excede el valor de qu

qmin = 6,10 Ton/m² cumple, no hay presión negativa, sólo compresiones

La presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata, es distinta a la presión en otro punto de la misma. Para efectos de diseño se determina una presión constante aplicando un criterio conservador, se realiza el diseño con la presión máxima afectada por el factor de carga última.

$$q_u = F_{cu} \cdot q_{\text{max}} = 1,54 \cdot 18,43 = 28,43 \text{ ton/m}^2$$

- Espesor de zapata

Dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0,075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0,15 m más el recubrimiento y el diámetro de la

varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte y para este caso será de 40cm.

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing_{\text{var}}/2 \quad \text{con un } t \text{ asumido} = 0,40\text{m}$$

$$d = 40 - 7,5 - 2,54/2$$

$$d = 31,38 \text{ cm}$$

- 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.

$$x = B/2 - b/2 - d$$

$$x = 2,00/2 - 0,35/2 - 0,3138 = 0,51\text{m}$$

- Corte actuante

$$V_{\text{actuante}} = X \cdot B \cdot q_u = 0,51 \cdot 2,00 \cdot 28,43 = 29,07 \text{ Ton.}$$

- Corte resistente

$$V_{\text{resistente}} = 0,53 \cdot \varnothing \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 31,38 \cdot \sqrt{281} = 47\text{kg}$$

$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$, el espesor resiste el corte simple.

- Corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte producidos en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla está a una distancia $d / 2$, del perímetro de la columna.

Corte actuante por punzonamiento ($V_{act\ pun}$):

$$d + \text{sección de columna} = 31,38 + 35,00 = 66,23 \text{ cm}$$

$$V_{act\ pun} = \text{Área} \cdot q_u = (2,00 \cdot 2,00 - 0,6623 \cdot 0,6623) \cdot 28,43$$

$$V_{act\ pun} = 101 \text{ Ton.}$$

Corte resistente a punzonamiento (V_{rpun}):

$$V_{rpun} = 1,06 \cdot \phi \cdot b_o \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}, \quad b_o = 4(b_{col} + d)$$

$$b_o = 4(66,23) = 265,55 \text{ cm}$$

$$V_{rpun} = 1,06 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{281} \cdot 265,55 \cdot 31,38 = 126 \text{ ton}$$

$V_{res} > V_{act}$, el espesor resiste el corte punzonante, las dimensiones son adecuadas, se procede al diseño a flexión.

- Diseño del refuerzo

La zapata se diseña a flexión, y actúa como una losa en voladizo.

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2} = \frac{28,43 * \left(\frac{2,00}{2} - \frac{0,35}{2}\right)^2}{2} = 9,68 \text{ ton-m}$$

El área de acero se calcula con la misma ecuación para el refuerzo de una viga:

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85*281}{2810} \left[100*31,38 - \sqrt{(100*31,38)^2 - \frac{9680,00*100}{0,003825*281}} \right] = 12,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 14,1*b*d/f_y = 14,1*100*31,38/2810$$

$A_{smin} = 15,75 \text{ cm}^2$, por tanto colocar A_{smin} .

$A_s \text{ temperatura} = 0,002*b*t = 0,002*100*40 = 8 \text{ cm}^2$, utilizando varillas #4 el espaciamiento es de 20cm en ambos sentidos.

Separación para A_{smin} con varillas No. 5

$$A_s \text{ varilla No. 5} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad de varillas} = A_s/A_v = 15,75/1,97 = 8$$

$$\text{Espaciamiento} = (B - \text{recubrimiento}) / (\# \text{ varillas}) = 0,23 \text{ m}$$

Por criterio del diseñador, colocar varillas No. 5 @ 20 cm en ambos sentidos de la zapata.

- Datos para el diseño de zapata combinada rectangular

My1= 5,69 ton-m obtención de la envolvente de momentos en columnas

My2= 5,69 ton-m obtención de la envolvente de momentos en columnas

Mx1= 6,98 ton-m obtención de la envolvente de momentos en columnas

Mx2= 5,19 ton-m obtención de la envolvente de momentos en columnas

Pu1= 48,50 ton

Pu2= 48,50 ton

γ suelo= 1,09 ton/m³

Desplante= 3 m

Fcu=1,54 encontrándose, cuando se diseñó la columna crítica

γ concreto = 2,40 Ton/m³

f'c=281 kg/cm²

fy=2810 kg/cm²

qu= 20 Ton/m²

Sección de columnas = 0,35m*0,35m

Luz entre las dos columnas = 2,50

Cargas de trabajo:

$$P't1 = P't2 = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{48,50}{1,54} = 31,40 \text{ ton}$$

$$M'tx1 = \frac{Mx1}{Fcu} = \frac{6,98}{1,54} = 4,53 \text{ ton-m}$$

$$M'_{tx2} = \frac{Mx2}{F_{cu}} = \frac{5,19}{1,54} = 3,375 \text{ ton-m}$$

$$M'_{ty1} = M'_{ty2} = \frac{My1}{F_{cu}} = \frac{5,68}{1,54} = 3,69 \text{ ton-m}$$

Pre dimensionamiento del área de la zapata (Az):

$$Az = B \cdot L$$

$$L = 2(m+n)$$

Por simetría se toma $m = n$

$n = \text{distancia entre columnas}/2$

$$n = 2,30\text{m}/2 = 1,15\text{m}$$

$$L = 2(1,15\text{m} + 1,15\text{m}) = 4,60\text{m}$$

$$\text{Área de zapata} = 4,60\text{m} \cdot 2\text{m} = 9,20\text{m}^2$$

- Integración de pesos

Integración de cargas sobre la zapata :

Peso de columna = sección*altura *peso del concreto

$$\text{Peso de columna} = 0,35\text{m} \cdot 0,35\text{m} \cdot 6\text{m} \cdot 2,40 = 3,96 \text{ Ton}$$

Peso del suelo = (Az)(desplante)(peso del suelo)

$$\text{Peso del suelo} = (9,20\text{m}^2)(3\text{m})(1.09) = 30,09 \text{ Ton}$$

Peso del cimiento = (Az)(espeso de zapata)(peso del concreto)

Peso del cimiento = $(9,20\text{m}^2)(0,40\text{m})(2,40) = 8,83 \text{ Ton}$

El peso en el centro de gravedad (Pcg) de la zapata es la suma de las cargas anteriores y las cargas halladas del análisis.

$P_{cg} = (31,40+31,40+2*3,96+38,92)\text{Ton} = 109,82 \text{ Ton}$

El momento en el centro de gravedad del eje x es la diferencia de momentos hallados del análisis.

$M_{cgx} = (3,375-4,53)\text{Ton-m} = 1,15 \text{ Ton-m}$

En el sentido del ejeY el M_{cgy} es igual a cero

- Revisión de la presión sobre el suelo

$$q = \frac{P_{cg}}{A_z} \pm \frac{M_{cgx}}{S_x} + \frac{M_{ty}}{S_y}, \text{ donde } S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S_x = S_y = \frac{2,00 * 4,60^2}{6} = 7,05$$

$$q_{\max} = \frac{109,82}{9,20} + \frac{1,15}{7,05} = 12,10 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{109,82}{9,20} - \frac{1,15}{7,05} = 11,78 \text{ ton/m}^2$$

Las presiones sobre el cimiento son:

$$q_{\text{suelo}} = \text{desplante} \cdot \text{peso del suelo} = (3\text{m})(1,09\text{Ton/m}^3) = 3,27 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{cimiento}} = (\text{espesor de zapata})(\text{peso del concreto}) = (0,40\text{m})(2,4 \text{ Ton/m}^3) = 0,96\text{Ton/m}^2$$

$$q_{\text{suelo}} + q_{\text{cimiento}} = 3,27 \text{ Ton/m}^2 + 0,96\text{Ton/m}^2 = 4,23 \text{ Ton/m}^2$$

Presiones últimas de diseño = $q \cdot \text{FCU}$

$$q_{\text{min}} = (11,78 - 4,23)(1,54) = 11,63 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{max}} = (12,10 - 4,23)(1,54) = 12,12 \text{ ton/m}^2$$

Al multiplicar los datos de q_{min} y q_{max} por el ancho de la zapata se obtendrá la presión por metro lineal, luego con al realizar los diagramas de corte y momento se obtienen los siguientes datos:

Cortante máximo actuante = 27,74 Ton

Momento máximo = 16 Ton-m

- Espesor de zapata

Se propone un espesor de 40 cm, el recubrimiento debe ser de 7,5 cm, el diámetro del hierro número 5 es de 1,6 cm. El peralte efectivo (d) está dado por:

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing_{\text{var}}/2$$

$$d = 40 - 7,5 - 1,6/2 = 31,70 \text{ cm}$$

- Corte resistente

$$V_{\text{resistente}} = 0,53 \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} = 0,53 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 31,70 \cdot \sqrt{281} = 47,87 \text{ kg}$$

$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$, el espesor resiste el corte simple.

- Corte punzonante

$$b_o = 4 \cdot (d + \text{sección de columna}) = 4 \cdot (31,70 + 35,00) = 266,80 \text{ cm}$$

$$V_{\text{rpun}} = 1,06 \cdot 0,85 \cdot b_o \cdot (d/1000) \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{\text{rpun}} = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 266,80 \cdot (31,70/1000) \cdot \sqrt{281} = 127,74 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{act pun}} = 48,5 - (12 \text{ Ton/m}^2)(0,667 \text{ m}^2)$$

$$V_{\text{act pun}} = 43,16 \text{ Ton}$$

$V_{\text{res}} > V_{\text{act}}$, el espesor resiste el corte punzonante, las dimensiones son adecuadas.

- Diseño del refuerzo

Flexión en sentido X-X

$$A_{\text{min}} = 14,1 \cdot b \cdot d / f_y = 14,1 \cdot 100 \cdot 31,70 / 2810$$

$$A_{\text{min}} = 15,90 \text{ cm}^2, \text{ Por tanto colocar } A_{\text{min}}.$$

$$A_{\text{s min en el ancho de 2m}} = (15,90 \text{ cm}^2)(2 \text{ m}) = 31,80 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el Asmin

$$MR=(0,9)(f_y)(A_s)\left(d-\frac{A_s f_y}{(1,7)(f_c)(b)}\right)$$

$$MR=(0,9)(2510)(31,8)\left(31,7-\frac{31,8 \cdot 2810}{(1,7)(281)(200)}\right) = 24.74 \text{ Ton-m}$$

Debido a que el momento que resiste el As min es mayor, al mayor momento actuante en la zapata, se usará el As min.

Se usará hierro # 6, $A_s \#6 = 2,85 \text{ cm}^2$

Cantidad de hierros = $31,8 \text{ cm}^2 / 2,85 \text{ cm}^2 = 12$ hierros

Separación = $(b\text{-rec}) / (\# \text{ varillas}) = (2\text{m}-0,15\text{m}) / 12 = 0,16\text{m}$

Usar hierro # 6 @ 0,15m

As temperatura = $0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \cdot 100 \cdot 40 = 8 \text{ cm}^2$,

As varilla No. 5 = $1,97 \text{ cm}^2$

Cantidad de varillas = $A_s / A_v = 8,75 / 1,97 = 4$

4 hierros * 4,30, = 16 hierros

Espaciamiento = $(4,30\text{m}) / (16 \text{ varillas}) = 0,23\text{m}$

Por criterio del diseñador, colocar varillas No. 5 @ 20 cm.

2.1.4.4.2. Cimiento corrido

Es el cimiento que se le coloca a los muros, éste se calcula como una franja unitaria; se diseñan para soportar las cargas superpuestas, dando una distribución adecuada a las mismas, de acuerdo con la resistencia del terreno,

debiendo ser continuos para proveer un amarre adecuado entre ellos. Tomando en cuenta que en este caso los muros funcionan como tabiques y no como muros de carga, no llevarán cimiento corrido. Los muros serán construidos sobre la solera de humedad como se indica en planos constructivos.

2.1.4.5. Gradasc

El módulo de gradasc se diseñó como una estructura independiente de los marcos, esto con el fin de que al momento de que ocurra un sismo, éste no se vea afectado por las acciones de la estructura completa evitando que colapsen, dando tiempo para que los usuarios del segundo nivel evacuen el edificio, en caso de terremoto. Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella y si $C =$ huella y $H =$ contrahuella se deben cumplir los siguientes criterios.

$$c < 20 \text{ cm}$$

$$H > c$$

$$2c + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm; } c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde: $c =$ contrahuella $H =$ huella

Espesor de la losa (t):

$$t = \text{perímetro} / 180 \quad t = 11 \text{ cm}$$

2.1.5. Planos constructivos

Se elaboraron planos, los cuales son:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Fachadas y secciones
- Planta de acabados
- Planta de losas + vigas
- 2 planos de detalles de vigas
- Planta de cimentación y columnas
- Corte de muros
- Detalles estructurales
- Planta instalación hidráulica
- Planta instalación de drenajes
- Planta instalación de detalles de drenajes
- Planta de instalación eléctrica fuerza
- Planta de instalación eléctrica iluminación

2.1.6. Instalaciones eléctricas e hidráulicas

- Instalaciones eléctricas

En el diseño de la instalación eléctrica para iluminación se implementó el método del índice del local, que basado en clasificar el ambiente de acuerdo a los factores de reflexión en techo y pared. el diseño inicia definiendo la cantidad de luxes que necesita el ambiente, en este caso para una aula, a continuación se muestran los datos que se usaron:

Luxes = 300 (según normas de diseño eléctrico)

Tipo de iluminación = directa

Tipo de luz = fluorescente

Dimensiones del aula = 6m*7,85m 3m de alto

% de reflexión de cielos = pintura blanca = 70%

% de reflexión de paredes = crema claro = 70%

% de reflexión en piso = granito = 25%

Tipo de luminaria = F-21

Factor de mantenimiento (f.m.) = 0,70

Coefficiente de uso (C.U.) = 0,59

Los datos anteriores se obtuvieron de tablas de diseño eléctrico y ficha técnica del tipo de lámpara, lo que interesa es saber cuántos tubos fluorescentes se necesitan para cumplir con los 300 luxes, y para ello hay que usar la siguiente fórmula:

$$\text{Lúmenes necesarios} = \frac{\text{luxes} \cdot \text{Area}}{\text{f.m.} \cdot \text{c.u.}} = \frac{300 \cdot 6 \cdot 7,85}{0,70 \cdot 0,59} = 34\ 213 \text{ lúmenes}$$

El tubo fluorescente que se usará equivale a 3 000 lúmenes

$$\text{Número de lámparas} = \frac{34213}{3000} = 11,4 = 12 \text{ tubos por salón}$$

Se usarán 4 lámparas 3*40 tipo industrial en cada salón, como se muestra en planos.

Para diseñar la cantidad de luminarias por circuito se debe saber a cuántos amperios equivale una lámpara de 3*40.

$$= 3 \text{ tubos} \cdot 40 \text{ watts} = 120 \text{ watts} / 120 \text{v} = 1 \text{ amperio cada lámpara}$$

Según las especificaciones eléctricas, el cable conductor No. 12 Puede transportar hasta 25 amperios. Por diseño conservador se emplearán 8 lámparas por circuito para no sobrepasar la capacidad del cable conductor, y se usará un flipon de 20 amperios para cada circuito de iluminación.

Para el diseño de fuerza se tomó en cuenta los aparatos eléctricos que podrían estar conectados a la vez en un aula y sumar los watts de cada aparato, en este caso fueron los siguientes:

Radio = 25 watts

Aspiradora = 450 watts

Televisión a color = 200 watts

VHS o DVD = 100 watts

Al sumar los valores anteriores se tiene $775 \text{ watts}/120\text{v} = 6,45$ amperios por salón; por tres salones suman 19,35 Amperios entonces se usará cable No. 12, debido a que éste tiene una capacidad de transportar 25 amperios.

- Instalación sanitaria

Para el sistema de agua pluvial(bajadas de agua), las normas establecen que para intensidad de lluvia de 150mm/hora la tubería de 3 pulgadas pueden drenar hasta 135 m² y como en éste se está drenando menos de 135 m², se usará este diámetro de tubería. En la proyección horizontal se establece que para la intensidad de lluvia dada anteriormente y usando una pendiente de tubería de 1,5% la tubería de 6" puede drenar hasta 298 m², y en este caso la mayor área a drenar es de 200 m², por lo tanto se usará tubería de 6" de diámetro.

Para el sistema sanitario se suman las unidades de descarga que se conectan al colector principal, en este caso en el nivel dos del servicio sanitario de hombres se tiene:

- 2 inodoros = 10 unidades hunter
- 3 Orinales con llave = 9 unidades hunter
- 2 lavamanos = 4 unidades hunter

El total es de 23 unidades, se usará tubo de 4", porque la norma establece que para ramales horizontales puede transportar hasta 160 unidades, al llegar al primer nivel, se calcula de la misma forma, al sumar todas las unidades se tiene 89, por lo tanto la tubería de 4" es funcional.

- Instalación hidráulica

El diseño de la instalación hidráulica consiste en proponer un diámetro de tubería y calcular la presión necesaria para abastecer los artefactos y compararlo con la presión disponible en la red hidráulica municipal, si la presión necesaria es inferior a la presión disponible, y la velocidad está en el rango permitido, el diámetro propuesto es adecuado para el sistema hidráulico para el edificio, de lo contrario se deberá probar con otros diámetros.

- Caudal de gasto

Cantidad de inodoros con tanque = 10

Unidad hunter por cada inodoro en servicio público = 5

Total = $10 \times 5 = 50$

Cantidad de salidas del inodoro = 1

Total = $10 \times 1 = 10$

Cantidad de lavamanos = 8

Unidad hunter por cada lavamanos en servicio público = 2

Total = $8 \cdot 2 = 16$

Cantidad de salidas de cada lavamanos = 2

Total = $2 \cdot 8 = 16$

Cantidad de orinales con llave = 6

Unidad hunter por cada orinal en servicio público = 3

Total = $6 \cdot 3 = 18$

Cantidad de salidas de cada orinal = 1

Total = $6 \cdot 1 = 6$

Cantidad de pilas = 1

Unidades hunter en servicio público = 5

Cantidad de salidas de cada pila = 1

Total = $1 \cdot 1 = 1$

Total de unidades hunter = 80

Total de salidas (n) = 33

Según tabla de diseño hidráulico, para 80 unidades hunter el $Q_i = 2,40$ lts/seg

- Datos sobre la longitud crítica del sistema a analizar

Longitud crítica del sistema a analizar = 45 m

Altura de artefacto crítico sobre el nivel de acometida = 3,50 m

Presión recomendada para inodoro según tabla de diseño hidráulico = 7 M.C.A

Hc (depende del tipo de contador, en este caso es tipo volumétrico) = 11 M.C.A.

Prsión disponible = 25 psi

- Pérdidas por fricción en accesorios, usando diámetro de $\frac{3}{4}$ "

Cantidad Codo 90 = 10

Longitud equivalente, según tabla de diseño hidráulico = 1,2

Total = $10 \cdot 1,2 = 12$

Cantidad de Tee = 9

Longitud equivalente, según tabla de diseño hidráulico = 0,80

Total = $9 \cdot 0,80 = 7,20$

Cheque pesado = 1

Longitud equivalente, según tabla de diseño hidráulico = 4,10

Total = $1 \cdot 4,10 = 4,10$

Válvula de compuerta = 1

Longitud equivalente, según tabla de diseño hidráulico = 4,10

Total de pérdidas en accesorios = $12 + 7,20 + 4,10 + 0,20 = 23,50\text{m}$

- Caudal de diseño (Q_d) = $Q_i \cdot 0,60 \cdot k$

Donde K debe ser mayor que 0,20, en este caso se tomará 0,20

$Q_d = 2,40 \text{ Lts/s} \cdot 0,60 \cdot 0,20 = 0,29 \text{ Lts/s} = 0,00029 \text{ m}^3/\text{s}$

- Cálculo de la presión necesaria para el artefacto más crítico

Se propone tubería PVC de $\frac{3}{4}$ " ,

Diámetro en metros = 0.019

Área de sección transversal = $0,000285 \text{ m}^2$

Velocidad = $Qd/A = 0,00029/0,000285 = 1,0175$ m/s está en el rango aceptable

Energía cinética = $V^2/2g = (1,0175^2)/(2*9,81)=0,053$

Pérdidas en accesorios = 23,50 m

Longitud equivalente = 45m+23,50m = 68,50m

Pérdidas por fricción según flamant (Ht)

$$Ht=0,000545*Vd^{7/4}*D^{-5/4}$$

$$Ht=0,000545*1,0175^{7/4}*0,019^{-5/4} = 0,07964$$

Pérdida total (Jtub)= 68,50m*0,07964 = 5,45m

Pérdida en medidor (Jcont)= $(Qd/Qn)^2*Hc = (0,00029/0,0014)^2 *11 = 0,47m$

Qn se obtuvo de tabla de diseño hidráulico.

- Presión necesaria (Pnec)

$Pnec = Hart+Pnec+(V^2/2g)+Jtub+Jcont$

$Pnec = 3,50m+7m+0,053m+5,45m+0,47m = 16,473$ M.C.A.

$Pnec = 23, 39$ psi

Debido a que la presión necesaria es inferior a la presión disponible, y la velocidad de diseño está en el rango aceptable, se usará tubería de PVC de $\frac{3}{4}$ ", para todo el circuito hidráulico.

2.1.7. Evaluación de impacto ambiental

La evaluación del riesgo de impacto ambiental que podría causar la ejecución del proyecto, se realizó mediante una boleta de riesgo utilizada en la municipalidad para la gestión de evaluación en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, esta boleta se muestra en la tabla VIII.

Tabla VIII. **Boleta de riesgo**

No.	Aspecto Ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario
1	Aire	Presencia de polvo en los alrededores de la comunidad	Generación de partículas polvo durante la construcción	Movimientos de tierra y nivelación del terreno, etapa de construcción, mezclas, transporte pesado.	Dotar de equipo de protección como mascarillas a los albañiles en la etapa de construcción.
		Ruido	Generación de ruido más arriba de los niveles permisibles	Movimiento de tierras, etapa de construcción, maquinaria y herramientas.	Realizar las movimientos en horarios convenientes, dotar de equipo de protección a los albañiles, usar materiales aislantes de ruido
		Vibraciones	Generada por maquinaria pesada.	Compactación y nivelación de suelo.	Entibaciones con materiales reciclados y equipo de protección.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Gran demanda de agua en la etapa de construcción.	Mezclas para fundiciones, levantado de muros, aplicación de acabados, limpiezas, riegos, lavandería.	Racionalizar el uso de agua en la construcción, mantener el agua depositada en tinacos, reutilización de agua pluvial.

Continuación de tabla VIII.

		Aguas residuales Ordinarias	Generada por los estudiantes y catedráticos	Servicios sanitarios	Crear las instalaciones adecuadas para la evacuación de aguas residuales, construir fosa séptica y pozo de absorción.
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: Variada según las actividades a realizarse.	En la ejecución del proyecto y en su funcionamiento.	Ubicar depósitos de desechos en puntos clave y evacuarlos constantemente.
		Modificación del relieve o topografía del área	Modificación del relieve natural	Movimiento de tierras y nivelación del terreno	Conformar las pendientes de los taludes y plataformas, recubrir los taludes con material fibra de coco y grama de la localidad.
4	Biodiversidad	No aplica			
5	Visual	Modificación del paisaje	Alteración del paisaje	Todo el proyecto	Integración del proyecto con el entorno y armonizarlo con la naturaleza.
6	Social	Beneficio para las personas	Será de gran beneficio para las personas de la localidad porque actualmente no cuentan con una escuela.	En su funcionamiento.	Construir adecuadamente para no poner en riesgo a los estudiantes en el momento que la escuela esté en funcionamiento.

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

2.1.8 Presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en los precios unitarios, aplicando un 50% de costos indirectos, en los cuales se incluyen gastos de administración, supervisión y utilidades.

Tabla IX. Presupuesto del edificio escolar

PRESUPUESTO						
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE ESCUELA DE DOS NIVELES						
LUGAR: Colonia Romec, San José Chacayá, departamento de Sololá						
FECHA: febrero de 2012						
CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO						
No.	REGLÓN	Q. UNIDAD DE MEDIDA	Q. CANTIDAD	Q. PRECIO UNITARIO	Q. SUBTOTAL	Q. TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,1	Limpieza y chapeo del terreno	m ²	550	4,94	2 717,00	
1.2	Nivelación manual	m ²	550	9,87	5 428,50	
1.3	trazo y estaqueado	ml	242,5	6,27	1 520,48	
1.4	Bodega y guardiania	Unidad	1	1 254,01	1 254,01	
	COSTO TOTAL DEL REGLÓN					10 919,99
2	CIMIENTOS					
2,1	EXCAVACIÓN Y RELLENO DE ZAPATAS	m ³	165,6	240,85	39 884,76	
2,2	EXCAVACIÓN Y RELLENO DE CIMIENTO CORRIDO	m ³	12,2	204,85	2 499,17	
2,3	ZAPATA TIPO 1,2,3	Unidad	30	2 416,60	72 498,00	
2,4	ZAPATA TIPO 4,5,6	Unidad	6	1 241,69	7 450,14	
2,5	CIMIENTO CORRIDO DE 0.20m*0.40m	ml	152,45	250,72	38 222,26	
2,6	SOLERA HIDRÓFUGA	ml	152,45	183,38	27 956,28	
	COSTO TOTAL DEL REGLÓN					188 510,62
3	COLUMNAS					
3,1	COLUMNAS TIPO 1	ml	273,6	958,61	262 275,70	
3,2	COLUMNAS TIPO 2	ml	382	224,94	85 927,08	
3,3	COLUMNAS TIPO 3	ml	56,4	147,58	8 323,51	
	COSTO TOTAL DEL REGLÓN					356 526,29

Continuación de tabla IX.

4	VIGAS					
4.1	VIG A TIPO 1	ml	89,25	691,65	61 729,76	
4.2	VIGA TIPO 2	ml	45,1	874,52	39 440,85	
4.3	VIGA TIPO 3	ml	16,1	810,45	13 048,25	
4.4	VIG A TIPO 4	ml	18	886,80	15 962,40	
4.5	VIGA TIPO 5	ml	15	893,45	13 401,75	
4.6	VIGA TIPO 6	ml	6,9	851,83	5 877,63	
4.7	VIGA TIPO 7	ml	16,08	879,86	14 148,15	
4.8	VIG A TIPO 8	ml	89,25	691,65	61 729,76	
4.9	VIGA TIPO 9	ml	45,1	691,65	31 193,42	
4.10	VIGA TIPO 10	ml	16,1	691,65	11 135,57	
4.11	VIG A TIPO 11	ml	18	834,70	15 024,60	
4.12	VIGA TIPO 12	ml	15	834,70	12 520,50	
4.13	VIGA TIPO 13	ml	6,9	691,65	4 772,39	
4.14	VIGA TIPO 14	ml	16,08	691,65	11 121,73	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					311 106,74
5	LOSAS					
5.1	LOSA NIVEL 1 MÓDULO 1	m ²	207	691,79	143 200,53	
5.2	LOSA NIVEL 2 MÓDULO 1	m ²	211	670,97	141 574,67	
5.3	LOSA NIVEL 1 MÓDULO 2	m ²	95	759,46	72 148,70	
5.4	LOSA NIVEL 2 MÓDULO 2	m ²	95	686,58	65 225,10	
5.5	LOSA NIVEL 1 Y 2 DE GRADAS	m ²	45,3	621,73	28 164,37	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					450 313,37
6	LEVANTADO DE BLOCK PÓMEZ DE 0.15*0.19*0.39					
6.1	LEVANTADO DE BLOCK PÓMEZ DE 0.15*0.19*0.39	m ²	500	191,91	95 955,00	
6.2	LEVANTADO DE BLOCK PÓMEZ DE 0.10*0.19*0.39	m ²	30	166,84	5 005,20	
6.3	COLOCACIÓN DE JUNTAS PARED-C-1	Unidad	200	24,63	4 926,00	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					105 886,20
7	SOLERAS					
7.1	SOLERAS INTERMEDIAS	ml	1 030	161,52	166 365,60	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					166 365,60
8	INSTALACIONES					
8.1	ACOMETIDA ELÉCTRICA	Global	1	9 926,24	9 926,24	
8.2	CIRCUITOS DE FUERZA	Global	1	22 203,50	22 203,50	
8.3	CIRCUITOS DE ILUMINACIÓN	Global	1	75 340,54	75 340,54	
8.4	CIRCUITOS HIDRÁULICOS	Global	1	23 114,42	23 114,42	
8.5	CIRCUITO DE AGUAS NEGRAS	Global	1	13 743,26	13 743,26	
8.6	CAJAS DE REGISTRO Y UNIÓN	Unidad	10	470,25	4 702,50	
8.7	CIRCUITO DE AGUAS PLUVIALES	Global	1	13 504,79	13 504,79	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					162 535,25

Continuación de tabla IX.

9	MODULO DE GRADAS					
9.1	ARMADO COMPLETO Y FUNDICIÓN DE GRADAS	global	1	16 880,42	16 880,42	
9.2	COLOCACIÓN DE PISO GRANITO EN GRADAS	global	1	5 405,09	5 405,09	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					22 285,51
10	ACABADOS					
10.1	COLOCACIÓN DE PISO GRANITO	m ²	600	212,73	127 638,00	
10.2	TALLADO DE COLUMNAS C-1	ml	180	26,24	4 723,20	
10.3	REPELLO EN PAREDES + CERNIDO VERTICAL	m ²	1000	155,34	155 340,00	
10.4	REPELLO+CERNIDO EN CIELO	m ²	600	173,17	103 902,00	
10.5	ALISADO Y BLANQUEADO EN COLUMAS	ml	180	164,09	29 536,20	
10.6	ALISADO Y BLANQUEADO EN VIGAS	ml	344	146,09	50 254,96	
10.7	PINTURA EN PAREDES INTERIORES Y CIELO	m ²	1 488,4	13,42	19 974,33	
10.8	PINTURA EN PAREDES EXTERIORES	m ²	111,6	21,60	2 410,56	
10.9	AZULEJOS EN SERVICIOS SANITARIOS	m ²	21	252,54	5 303,34	
10.10	PUERTAS P-1 y P-2	unidad	23	1 134,60	26 095,80	
10.11	VENTANAS TIPO 1 Y TIPO 5	unidad	24	1 134,60	27 230,40	
10.12	VENTANAS TIPO 2 Y TIPO 6	unidad	7	1 001,12	7 007,84	
10.13	VENTANAS TIPO 3 Y TIPO 7	unidad	4	667,41	2 669,64	
10.14	VENTANAS TIPO 4 Y TIPO 8	unidad	4	934,38	3 737,52	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					565 823,79
11	FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN					2 340 273,35
11.1	FOSA SÉPTICA	global	1	27 533,23	27 533,23	
11.2	POZO DE ABSORCIÓN	global	1	4 915,22	4 915,22	
	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					32 448,45
12	VARIOS					
12.1	RÓTULO CON NÚMERO DE LICENCIA	unidad	1	40,04	40,04	
12.2	LIMPIEZA AL FINAL DEL PROYECTO	global	1	540,06	540,06	
						580,10
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO					2 373 301,90

Fuente: elaboración propia.

2.1.9 Cronograma

Sirve para llevar el control de la ejecución del proyecto, tanto físico como financiero.

Tabla X. **Cronograma de actividades físico financieras**

		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	COSTO	% Renglón
1	TRABAJOS PRELIMINARES	■								Q. 10 919,99	0,46
2	CIMENTOS		■							Q. 188 510,62	7,942
3	COLUMNAS		■	■	■	■	■			Q. 356 526,29	15,02
4	VIGAS			■	■	■	■			Q. 311 106,74	13,10
5	LOSAS				■	■	■	■		Q. 450 313,37	18,97
6	LEVANTADO DE BLOCK PÓMEZ				■	■	■	■		Q. 105 886,20	4,46
7	SOLERAS					■	■	■		Q. 166 365,60	7,0
8	INSTALACIONES		■	■	■	■	■	■		Q. 162 535,25	6,84
9	MÓDULO DE GRADAS					■	■	■		Q. 22 285,51	0,93
10	ACABADOS							■	■	Q. 565 823,79	23,84
11	FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN					■	■			Q. 32 448,45	1,36
12	VARIOS	■							■	Q. 580,10	0,02
COSTO TOTAL DEL PROYECTO										Q 2 373 301,90	100

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de la red de alcantarillado sanitario del caserío chuacruz, san José Chacayá, departamento de Sololá

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para una población actual de 250 habitantes y 453 habitantes a futuro. La red de tuberías estará constituida de tubería PVC de 6 pulgadas y de 8 pulgadas de diámetro, teniendo una longitud aproximada de 915,16 metros lineales, se construirán 34 pozos de visita de ladrillo tayuyo. El alcantarillado transportará las aguas residuales a un punto alejado de la comunidad, donde se construirá posteriormente una planta de tratamiento de aguas residuales; una vez tratadas, las aguas residuales serán descargadas en un río cercano.

2.2.1.1. Alcance del proyecto

El proyecto cubrirá todas las viviendas existentes en el caserío Chuacruz, su construcción ayudará a mejorar las condiciones sanitarias de la comunidad y contribuirá a reducir la contaminación del medio ambiente. El sistema será separativo de tipo sanitario, es decir, que no contempla la descarga de aguas pluviales.

2.2.2. Topografía

El levantamiento topográfico es la base del diseño, consiste en determinar la forma de la superficie de la tierra (altimetría y planimetría), para ello se utiliza el equipo correspondiente.

2.2.2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue realizado por medio de teodolito, cinta métrica y nivel. A través del uso de dicho equipo, se ubicaron todos los puntos importantes y se determinó la configuración del terreno.

2.2.2.2. Altimetría y planimetría

La altimetría es la parte de la topografía que mide las diferencias de elevación del terreno estudiado; la planimetría comprende los métodos para conseguir la representación a escala del terreno sobre una superficie plana.

2.2.3. Período de diseño

El período de diseño para un sistema de alcantarillado se establece entre 30 a 40 años, a partir de la fecha de construcción; para este diseño se considerará un período de 30 años.

2.2.4. Cálculo de la población futura

Se utilizará el método de proyección futura de crecimiento geométrico, para esto se tomará una tasa de crecimiento poblacional de 2% proyectada en el tiempo establecido como período de diseño. La fórmula de crecimiento geométrico es la siguiente:

$$P = P_o(1 + r)^n$$

Donde:

P = población futura

Po = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional (en porcentaje/100)

n = período de diseño

La población actual del caserío Chuacruz es de 250 habitantes y el período de diseño es de 30 años, entonces se tiene lo siguiente:

$$P=250 \text{ habitantes} \cdot (1+0,02)^{30} \approx 453 \text{ habitantes}$$

2.2.5. Parámetros de caudal de diseño

Los parámetros a considerar en el diseño de un sistema de alcantarillado, son:

- topografía del lugar
- densidad de vivienda (6 hab/viv)
- período de diseño
- población actual y futura,
- dotación de agua potable
- factor de retorno
- factor de conexiones ilícitas

2.2.5.1. Consideraciones generales

Para el diseño se debe considerar el tipo de caudal que se debe diseñar, La velocidad del fluido a transportar, el tirante del mismo, y el uso del agua.

2.2.5.1.1. Caudal

Un sistema de alcantarillado, tanto sanitario como pluvial, se diseña con el caudal máximo. El caudal fluye a presión atmosférica, es decir que las tuberías funcionan como un canal abierto (escurre por gravedad), a pesar de ser conducidas por conductos cerrados (tubería circular en este caso).

El caudal de diseño será la sumatoria de: caudal máximo de uso doméstico (domiciliar), comercial, industrial, de infiltración, y de conexiones ilícitas. A partir del cálculo del caudal de diseño se encuentran las relaciones hidráulicas, éstas se encuentran tabuladas de manera que, partiendo de la relación entre el caudal de diseño y el caudal a sección llena (q/Q), se encuentren las relaciones hidráulicas entre velocidades de diseño y sección llena (v/V), y tirantes de diseño y sección llena (d/D).

2.2.5.1.2. Velocidad

La velocidad del caudal está determinada por la pendiente de la tubería, el diámetro de esta y el tipo de la misma. La velocidad de diseño (v) se determina por medio de la fórmula de Manning y la relación hidráulica v/V .

2.2.5.1.3. Tirante

El tirante es la altura que lleva el caudal de agua, desde su superficie hasta el fondo. Con la relación q/Q , se calcula la relación hidráulica entre el tirante de diseño y el diámetro interno de la tubería; se debe verificar que esta relación cumpla con los límites de la norma establecida.

2.2.5.1.4. Uso de agua

El caudal total de diseño, es la suma de diferentes caudales que están definidos por el tipo de actividad que los genera. Los diferentes tipos de actividades que pueden generar agua residual, influyen en el tamaño del caudal que generan y en la caracterización de las aguas residuales; es muy diferente el agua residual de un hogar común, que el agua residual de una industria de textiles.

2.2.5.2 Caudal domiciliar

El caudal domiciliar es la cantidad de agua por unidad de tiempo, que se desecha de las viviendas hacia el colector principal, éste se debe al consumo interno en el hogar, debido a actividades diarias como uso del inodoro, duchas, lavado de ropa, entre otros.

El caudal domiciliar está directamente relacionado con el suministro de agua potable para cada hogar (dotación), que a su vez está afectado por un factor de retorno. Este factor indica cuánto del agua potable que ingresa al hogar, llega al drenaje. Se integra como un porcentaje entre 70 y 90%.; para este diseño por criterio del diseñador, en lugar de usar el factor de retorno, se usará el factor de hora máxima que oscila entre 2 y 3, debido a que el caudal comercial no se tomará en cuenta porque el caserío Chuacruz carece de comercios en la actualidad. El caudal domiciliar se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot} \cdot \text{F.R} \cdot \text{No.Hab.}}{86\ 400}$$

Donde:

Qdom	= caudal domiciliar (l/s)
Dot	= dotación (l/hab/día)
F.R	= factor de retorno (porcentaje/100)
No. Hab.	= número de habitantes a futuro
FHM	= factor de hora máxima

2.2.5.3. Caudal por conexiones ilícitas

Este es el caudal producido por las viviendas que ilícitamente conectan las tuberías de agua pluvial a la red de alcantarillado. El Instituto de Fomento Municipal INFOM especifica que se debe tomar como mínimo el 10% del caudal domiciliar; sin embargo, en áreas donde no hay drenaje pluvial se debe considerar un porcentaje más alto.

Para el drenaje sanitario del caserío Chuacruz, se tomará un factor de 10% del caudal domiciliar.

$$Q_{ci} = Q_{dom} * 0,10$$

Donde,

Qci	= caudal por conexiones ilícitas (l/s).
Qdom	= caudal domiciliar (l/s).

2.2.5.4. Caudal de infiltración

El caudal de infiltración se refiere al generado por agua del nivel freático que se infiltra en la red de tuberías; depende de la profundidad de este, de la profundidad de la tubería, tipo de tubería, tipo de juntas y la calidad de la mano

de obra. La infiltración se da principalmente en tuberías de concreto, para el sistema del caserío Chuacruz, no se tomará en cuenta la infiltración, ya que será construido con tubería de PVC que no la permite.

2.2.5.5. Caudal comercial

Es el caudal de aguas residuales provenientes de comercios de cualquier tipo como comedores, restaurantes, hoteles, mercados, etc., este tipo de caudal como el domiciliario, depende de la dotación de agua potable. La dotación se estima entre 600 y 3 000 l/comercio/día, dependiendo del tipo de comercio.

$$Q_{\text{com}} = \frac{\text{Dot} \cdot \text{No. comercios}}{86\,400}$$

Donde:

Qcom = caudal comercial (l/s)

Dot. = dotación comercial (l/com/día)

No. Comercios = número de comercios existentes

El caserío Chuacruz es una comunidad rural donde no existe ningún tipo de comercio; motivo por el cual no se tomará en cuenta este tipo de caudal para el diseño; pero como medida de seguridad por criterio del diseñador, en el caudal domiciliario, en lugar de usar el factor de retorno se usará el factor de hora máxima que oscila entre 2 y 3.

2.2.5.6. Caudal industrial

Este se refiere a las aguas provenientes de industrias de cualquier tipo; también depende del consumo diario de agua potable, que se estima según el

tipo de industria. Existen tablas donde se puede ver el valor de consumo de agua diaria de cada tipo de industria.

$$Q_{ind} = \frac{Dot * No. Industrias}{86\ 400}$$

Donde:

Qcom = caudal comercial (l/s)

Dot. = dotación industrial (l/ind/día)

No. industrias = número de industrias existentes

En el caserío Chuacruz no existen industrias, por lo que no se contemplará este caudal en la integración de caudales.

2.2.6. Requerimientos de diseño

Son los datos que se utilizan para el diseño, estos se definen de acuerdo a Normas de diseño.

2.2.6.1. Dotación y factor de retorno

Estos factores se utilizan en el cálculo del caudal domiciliar. Para el caserío Chuacruz se estima una dotación diaria de 150 l/hab. Esto porque es una comunidad en las proximidades del casco urbano de San José Chacayá, con sistema de agua potable en buenas condiciones y conexión domiciliar.

2.2.6.2. Factor de caudal medio

Es un factor que regula la aportación del caudal en la tubería de drenaje, la sumatoria total de los caudales anteriormente descritos (caudal sanitario), dividido entre el número total de habitantes, da el valor de este factor.

$$f_{qm} = \frac{Q_{san}}{\text{No.habitantes}}$$

Donde:

f_{qm} = factor de caudal medio.

Q_{san} = caudal sanitario (sumatoria de $Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{ci}$)

El factor de caudal medio no debe ser mayor a 0,005 ni menor a 0,002.

2.2.6.3. Caudal máximo

Un sistema de alcantarillado se diseña con el caudal máximo de aguas residuales de la población; para obtener este caudal, se debe afectar el caudal sanitario (caudal medio) por un factor establecido. Una forma de establecer dicho factor, es por la fórmula de Harmond.

2.2.6.4. Factor de Harmond

Es el valor estadístico que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso simultáneo del servicio, a esto se debe que le denomina también factor de flujo instantáneo. Se obtiene de la siguiente manera.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}}$$

Donde:

FH = factor de Harmond (adimensional)

P = población futura acumulada en el tramo

2.2.6.5. Caudal de diseño

El caudal de diseño es con el que se establecen las condiciones hidráulicas sobre las que se diseñará el sistema de alcantarillado. Este caudal debe calcularse para cada tramo de la red.

Se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_{dis} = \text{No. habitantes} * FH * f_{qm}$$

Donde:

Q_{dis} = caudal de diseño (l/s).

FH = factor de Harmond.

f_{qm} = factor de caudal medio.

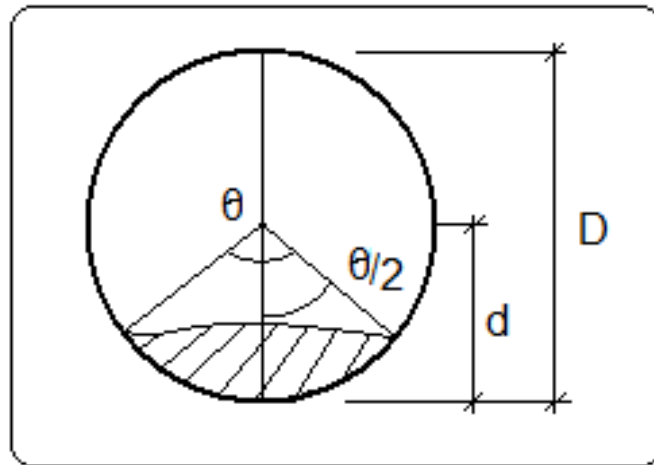
No. Hab. = número de habitantes que contribuyen al tramo estudiado

- Sección llena y parcialmente llena.

La sección llena se refiere a la sección total del tubo de conducción, la parcialmente llena es la que en realidad cubrirá el caudal máximo de diseño.

En otras palabras, la sección parcialmente llena se debe al tirante del caudal de diseño. En la figura 40 se muestra la relación.

Figura 40. **Relación de diámetros, sección llena y parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia.

El caudal que transportaría la tubería a sección llena, se obtiene de la siguiente forma:

$$Q = \frac{\pi}{4} * \phi^2 * v$$

Donde:

Q = caudal a sección llena (m³/s)

Φ = diámetro de la tubería (m)

v = velocidad a sección llena (m/s)

2.2.6.6. Pendiente máxima y mínima

Las pendientes máximas o mínimas que puede tener la tubería será controlada con las velocidades máximas y mínimas de diseño, ya que si la velocidad es muy grande en magnitud, el tirante es muy pequeño y causa erosión; de igual forma, si la velocidad es muy pequeña en magnitud, el tirante es muy grande y se van acumulando sedimentos en la tubería.

2.2.6.7. Velocidad de diseño

Debe ser calculada con una formula y su valor debe estar dentro del rango que establece la Norma respectiva.

2.2.6.7.1 Fórmula de manning

Es una fórmula utilizada para flujo de canales (flujo sin presión), que calcula la velocidad de flujo (sección llena) dentro de la tubería. La velocidad multiplicada por el área de la sección del tubo, da como resultado el caudal a sección llena. La fórmula de Manning para conductos circulares es la siguiente:

$$V = \frac{0,03429}{n} * \phi^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V = velocidad a sección llena (m/s)
- Φ = diámetro de la tubería (pulgadas)
- s = pendiente de la tubería
- n = coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad depende del tipo de material de la tubería o canal. Para tubería de PVC se considera un coeficiente de 0,01.

2.2.6.7.2. Velocidad máxima y mínima

El rango límite de velocidad es el principal criterio de diseño, si la velocidad está por debajo del límite, ocurrirá sedimentación en la tubería; por el contrario si sobrepasa el límite puede haber erosión en la misma. Las normas generales para diseño de alcantarillados del INFOM, establecen el siguiente rango de velocidades:

Tubería de concreto:	$0,60 \text{ m/s} < v < 3,00 \text{ m/s}$
Tubería de PVC:	$0,40 \text{ m/s} < v < 4,00 \text{ m/s}$

Es importante revisar que la velocidad cumpla estos límites, de lo contrario se debe cambiar la pendiente y/o el diámetro de la tubería, hasta cumplir con la norma.

2.2.6.8. Cálculo de cotas invert

La cota invert es el nivel que determina la parte inferior de la tubería que conecta dos pozos de visita; se divide en cota invert de entrada y cota invert de salida, la primera es la cota a la entrada del pozo de visita y la segunda es la cota a la salida del mismo. El cálculo de cotas invert cuando la tubería de entrada es igual a la de salida, es el siguiente:

$$\text{CIS}_O = \text{CT} - 1,4\text{m} \qquad \text{CIE} = \text{CIS}_O - \text{DH} * \frac{\text{S}}{100} \qquad \text{CIS} = \text{CIE} - 0,03\text{m}$$

Donde:

CISo = cota invert de salida inicial (salida del primer pozo de visita).

CIE = cota invert de entrada en pozos de visita (m).

CIS = cota invert de salida en pozos de visita (m).

DH = distancia horizontal entre los pozos de visita (m).

S = pendiente del terreno en porcentaje.

2.2.6.9. Diámetros de tubería

Para el diseño de alcantarillados sanitarios, el INFOM establece los siguientes diámetros mínimos:

- Para tuberías de concreto: 8 pulgadas
- Para tuberías de PVC: 6 pulgadas

En la conexión domiciliar se establecen los siguientes diámetros mínimos:

- Para tuberías de concreto: 6 pulgadas
- Para tuberías de PVC: 4 pulgadas

2.2.6.10. Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras de distintas formas, pero generalmente cilíndricas, que tienen propósitos de inspección y mantenimiento de la red, y disipadores de la energía en las tuberías. Los pozos de visita se ubican en los siguientes casos:

- Al principio de cada línea de colector
- Cuando ocurra cambio de diámetro
- Cambios de pendiente
- Cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24"
- Las intersecciones de tuberías y colectores
- El inicio de cada ramal
- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta, en diámetros hasta 24"
- A distancias no mayores de 300 metros en línea recta, en diámetros superiores a 24"

La profundidad del pozo de visita al inicio de cada ramal será de 1,20 metros como mínimo, ya que en el caserío Chuacruz sólo existen caminos vecinales; para los demás pozos de visita, la profundidad está dada en función de las cotas invert de salida y la cota del terreno, como se muestra a continuación:

$$H_{PV}=CT-CIS-0,15m$$

Donde:

HPV = profundidad del pozo de visita (m)

CT = cota del terreno (m)

CIS = cota invert de salida (m)

2.2.6.11. Profundidad de tubería

Es importante considerar la profundidad a la que estará enterrada la tubería, esto para protegerla de cargas externas, del clima y de accidentes de cualquier tipo.

Se debe velar por mantener la pendiente de diseño en toda la profundidad de la tubería. Se establecen las siguientes profundidades mínimas para tuberías:

Tubería de concreto:

- Bajo tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 1,00 m
- Bajo tránsito pesado = 1,20 m

Tubería de PVC:

- Bajo tránsito liviano = 0,60 m
- Bajo tránsito pesado = 1,20 m

2.2.6.12 Tabla de resultados

Muestra el orden de los cálculos de los diferentes requerimientos de diseño.

Tabla XI. Diseño de PV-1 a PV-19, caudal sanitario

DE PV	A PV	COTAS DE TERRENO		DH MTS.	S% TERRENO	NO. CASAS		NO. HABITANTES		DOTACIÓN LITS/HAB/DIA	FACTRO DE HORA MÁXIMA RETORNO	CAUDAL SANITARIO	
		INICIO	FINAL			LOCAL	ACUMULADO	ACTUAL	FUTURO			ACTUAL	FUTURO
1	2	2079,797	2078,609	40,7300	2,92	2	2	12	22	150	2	0,04	0,08
2	3	2078,609	2071,927	86,4020	7,73	6	8	48	87	150	2	0,17	0,30
3	4	2071,927	2064,702	56,6490	12,75	0	8	48	87	150	2	0,17	0,30
4	5	2064,702	2063,470	11,5030	10,71	3	11	66	119	150	2	0,23	0,41
5	6	2063,470	2060,402	32,1050	9,56	5	16	96	174	150	2	0,33	0,60
6	7	2060,402	2056,592	31,6120	12,05	1	17	102	185	150	2	0,35	0,64
7	8	2056,592	2051,553	45,2020	11,15	3	20	120	217	150	2	0,42	0,75
8	9	2051,553	2052,346	29,3010	-2,71	1	21	126	228	150	2	0,44	0,79
9	10	2052,346	2049,238	17,3410	17,93	0	21	126	228	150	2	0,44	0,79
10	11	2049,238	2048,599	17,9840	3,55	2	23	138	250	150	2	0,48	0,87
11	12	2048,599	2049,093	32,0180	-1,55	3	26	156	282	150	2	0,54	0,98
12	13	2049,093	2047,616	35,9580	4,11	1	27	162	293	150	2	0,56	1,02
13	14	2047,616	2044,203	11,6900	29,20	0	27	162	293	150	2	0,56	1,02
14	15	2044,203	2042,904	12,0630	10,77	0	27	162	293	150	2	0,56	1,02
15	16	2042,904	2043,758	20,4630	-4,17	0	27	162	293	150	2	0,56	1,02
16	17	2043,758	2042,442	25,6780	5,13	20	47	282	510	150	2	0,98	1,77
17	18	2042,442	2041,948	73,8480	0,67	0	47	282	510	150	2	0,98	1,77
18	19	2041,948	2041,980	20,3400	-0,16	0	47	282	510	150	2	0,98	1,77

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Diseño de PV-1 a PV-19, relaciones hidráulicas**

FQM	FACTOR DE HARMON		DIAMETRO (PULG)	COEFICIENTE	S %	V	AREA	Q	ACTUAL Q/Q	FUTURO Q/Q
	ACTUAL	FUTURO								
0,0040	4,41	4,38	6	0,01	2,92	1,9341	0,018241	35,2807286	0,0059953	0,0107751
0,0040	4,32	4,26	6	0,01	7,73	3,1485	0,018241	57,4327276	0,0144361	0,0257755
0,0040	4,32	4,26	6	0,01	12,75	4,0435	0,018241	73,7591150	0,0112407	0,0200702
0,0040	4,29	4,22	6	0,01	10,71	3,7051	0,018241	67,5854139	0,0167526	0,0298476
0,0040	4,25	4,17	6	0,01	9,56	3,5003	0,018241	63,8499508	0,0255501	0,0453891
0,0040	4,24	4,16	6	0,01	12,05	3,9308	0,018241	71,7028292	0,0241331	0,0428497
0,0040	4,22	4,13	6	0,01	11,15	3,7800	0,018241	68,9524167	0,0293840	0,0520979
0,0040	4,21	4,13	6	0,01	-2,71	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!
0,0040	4,21	4,13	6	0,01	17,93	4,7937	0,018241	87,4430060	0,0242926	0,0430514
0,0040	4,20	4,11	6	0,01	3,55	2,1341	0,018241	38,9277675	0,0595929	0,1055196
0,0040	4,19	4,09	6	0,01	-1,55	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!
0,0040	4,18	4,08	6	0,01	4,11	2,2950	0,018241	41,8629209	0,0647028	0,1143851
0,0040	4,18	4,08	6	0,01	29,20	6,1178	0,018241	111,595692	0,024272	0,0429093
0,0040	4,18	4,08	6	0,01	10,77	3,7157	0,018241	67,7785166	0,0399632	0,0706491
0,0040	4,18	4,08	6	0,01	-4,17	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!
0,0040	4,09	3,97	8	0,01	5,13	3,1060	0,032428	100,724388	0,0458011	0,080463
0,0040	4,09	3,97	8	0,01	0,67	1,1214	0,0324288	36,3661849	0,126856	0,222862
0,0040	4,09	3,97	8	0,01	-0,16	#NUM!	0,0324288	#NUM!	#NUM!	#NUM!

Fuente: elaboración propia

Tabla XIII. Diseño de PV-1 a PV-19, velocidades con pendiente del terreno

	V	AREA SECC LLENA	Q LTS/SEG	ACTUAL Q/Q	FUTURO Q/Q	DE TABLA ACTUAL		DE TABLA FUTURO		VELOCIDAD ACTUAL			VELOCIDAD FUTURA		
						V/V	D/D	V/V	D/D	V	D/D	CHEQUEO	V	D/D	CHEQUEO
1	1,93412	0,018241	35,28	0,0059953	0,0107751	0,273304	0,055000	0,32815	0,0730	0,53	0,05500	NO CHECA	0,63	0,0730	OK
2	3,14851	0,018241	57,43	0,0144361	0,0257755	0,356302	0,083000	0,42604	0,1100	1,12	0,08300	OK	1,34	0,1100	OK
3	4,04354	0,018241	73,76	0,0112407	0,0200702	0,331034	0,074000	0,39605	0,0980	1,34	0,07400	OK	1,60	0,0980	OK
4	3,70509	0,018241	67,59	0,0167526	0,0298476	0,375193	0,090000	0,44525	0,1180	1,39	0,09000	OK	1,65	0,1180	OK
5	3,50031	0,018241	63,85	0,0255501	0,0453891	0,426042	0,110000	0,50611	0,1450	1,49	0,11000	OK	1,77	0,1450	OK
6	3,93081	0,018241	71,70	0,0241331	0,0428497	0,418683	0,107000	0,49745	0,1410	1,65	0,10700	OK	1,96	0,1410	OK
7	3,78003	0,018241	68,95	0,0293840	0,0520979	0,442883	0,117000	0,52729	0,1550	1,67	0,11700	OK	1,99	0,1550	OK
8	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!
9	4,79370	0,018241	87,44	0,0242926	0,0430514	0,418683	0,107000	0,49745	0,1410	2,01	0,10700	OK	2,38	0,1410	OK
10	2,13407	0,018241	38,93	0,0595929	0,1055196	0,547816	0,165000	0,64891	0,2190	1,17	0,16500	OK	1,38	0,2190	OK
11	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!
12	2,29496	0,018241	41,86	0,0647028	0,1143851	0,561815	0,172000	0,66437	0,2280	1,29	0,17200	OK	1,52	0,2280	OK
13	6,11778	0,018241	111,60	0,024272	0,0429093	0,418683	0,107000	0,49745	0,1410	2,56	0,10700	OK	3,04	0,1410	OK
14	3,71568	0,018241	67,78	0,0399632	0,0706491	0,486457	0,136000	0,57552	0,1790	1,81	0,13600	OK	2,14	0,1790	OK
15	#NUM!	0,018241	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!
16	3,10601	0,032428	100,72	0,0458011	0,0804637	0,506117	0,145000	0,59840	0,1910	1,57	0,14500	OK	1,86	0,1910	OK
17	1,12141	0,0324288	36,37	0,12685672	0,22286244	0,684422	0,240000	0,803842	0,32000	0,77	0,240000	OK	0,90	0,32000	OK
18	#NUM!	0,0324288	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!

Fuente: elaboración propia

Tabla XIV. Diseño de PV-1 a PV-19, velocidades con pendiente de la tubería

S %	V	AREA SECC LLENA	Q LTS/SEG	ACTUAL Q/Q	FUTURO Q/Q	DE TABLA ACTUAL		DE TABLA FUTURO		VELOCIDAD ACTUAL		VELOCIDAD FUTURA			
						V/V	D/D	V/V	D/D	V	D/D	CHUEQUEO	V	D/D	CHUEQUEO
1	4,28	2,342377	0,0182412	42,73	0,00495045	0,00889713	0,256893	0,050	0,30753	0,06500	0,60	0,050	0,72	0,06500	OK
2	7,08	3,012670	0,0182412	54,95	0,01508704	0,02693786	0,361764	0,085	0,43090	0,11100	1,09	0,085	1,30	0,11100	OK
3	12,70	4,034938	0,0182412	73,60	0,011126468	0,02011304	0,331034	0,074	0,39606	0,09700	1,34	0,074	1,60	0,09700	OK
4	7,80	3,162149	0,0182412	57,68	0,01962915	0,0349725	0,393487	0,097	0,46619	0,12600	1,24	0,097	1,47	0,12600	OK
5	9,47	3,484255	0,0182412	63,56	0,02566796	0,04559839	0,426042	0,110	0,50612	0,14400	1,48	0,110	1,76	0,14400	OK
6	11,97	3,917257	0,0182412	71,46	0,02421667	0,04299809	0,418683	0,107	0,49745	0,14000	1,64	0,107	1,95	0,14000	OK
7	11,08	3,768815	0,0182412	68,75	0,02947158	0,05225311	0,442883	0,117	0,52729	0,15400	1,67	0,117	1,99	0,15400	OK
8	0,60	0,877022	0,0182412	16,00	0,13278085	0,23531444	0,694220	0,246	0,81720	0,32900	0,61	0,246	0,72	0,32900	OK
9	12,00	3,922163	0,0182412	71,54	0,0296907	0,05261791	0,445252	0,118	0,52729	0,15400	1,75	0,118	2,07	0,15400	OK
10	3,40	2,087731	0,0182412	38,08	0,06091533	0,10786116	0,551845	0,167	0,65238	0,22000	1,15	0,167	1,36	0,22000	OK
11	0,70	0,95	0,0182412	17,28	0,15114385	0,2673027	0,719638	0,262	0,84674	0,35200	0,68	0,262	0,80	0,35200	OK
12	2,77	1,8844	0,0182412	34,37	0,07879974	0,13930638	0,594644	0,189	0,70387	0,25100	1,12	0,189	1,33	0,25100	OK
13	26,35	5,81	0,0182412	106,02	0,02554903	0,04516693	0,426042	0,110	0,50396	0,14300	2,48	0,110	2,93	0,14300	OK
14	10,50	3,67	0,0182412	66,92	0,04047343	0,07155109	0,488671	0,137	0,57940	0,18000	1,79	0,137	2,13	0,18000	OK
15	0,50	0,80	0,0182412	14,60	0,18547256	0,32788827	0,762223	0,291	0,89545	0,39300	0,61	0,291	0,72	0,39300	OK
16	1,10	1,44	0,0324288	46,65	0,09889095	0,17373204	0,636643	0,212	0,75003	0,28100	0,92	0,212	1,08	0,28100	OK
17	0,63	1,09	0,0324288	35,30	0,13067202	0,22956516	0,690670	0,244	0,81056	0,32400	0,75	0,244	0,88	0,32400	OK
18	1,25	1,53	0,0324288	49,73	0,09276793	0,1629751	0,624138	0,205	0,73654	0,27200	0,96	0,205	1,13	0,27200	OK

Fuente: elaboración propia

Tabla XV. **Diseño de PV-1 a PV-19, cotas invert y altura de pozos de visita**

COTAS INVERT			ALTURAS DE POZOS					
HMIN=	1,5	EN TRAFICO LIVIANO EN CAMINOS VECINALES						
HMIN=	1,2							
	CI SALIDA	CI ENTRADA		HI	HF	CHEQUEO		
1	2078,30	2076,55	TRAMO INICIAL	1	1,50	2,05	OK	TRAMO INICIAL
2	2076,52	2070,41		2	2,08	1,52	OK	
3	2070,38	2063,18		3	1,55	1,52	OK	
4	2063,15	2062,25		4	1,55	1,22	OK	
5	2062,22	2059,18		5	1,25	1,22	OK	
6	2059,15	2055,37		6	1,25	1,22	OK	
7	2055,34	2050,33		7	1,25	1,22	OK	
8	2050,30	2050,13		8	1,25	2,22	OK	
9	2050,10	2048,02		9	2,25	1,22	OK	
10	2047,99	2047,37		10	1,25	1,22	OK	
11	2047,34	2047,12		11	1,25	1,97	OK	
12	2047,09	2046,09		12	2,00	1,52	OK	
13	2046,06	2042,98		13	1,55	1,22	OK	
14	2042,95	2041,69		14	1,25	1,22	OK	
15	2041,66	2041,55		15	1,25	2,20	OK	
16	2041,50	2041,22		16	2,25	1,22	OK	
17	2041,19	2040,73		17	1,25	1,22	OK	
18	2040,70	2040,44		18	1,25	1,54	OK	

Fuente: elaboración propia.

2.2.7. Evaluación de estudio de impacto ambiental

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN–, proporciona un listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades; clasificando cada proyecto en categorías. En la tabla siguiente se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla XV I. **Listado taxativo**

Tabulación	Clase	Descripción	Categorías			
			alto impacto	de moderado a alto impacto	de moderado a bajo impacto	bajo impacto
construcción, servicios comunitarios de inversión pública	9 199	diseño y operación de proyectos de introducción de agua potable			Todas	

Fuente: listado taxativo, Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

Con base en el listado taxativo, se determina que este proyecto se clasifica como de moderado a bajo impacto, por lo que solo es necesario hacer un diagnóstico de bajo impacto.

2.2.8. Evaluación socio - económico

Se realiza para saber si el proyecto tendrá utilidades durante su período de diseño.

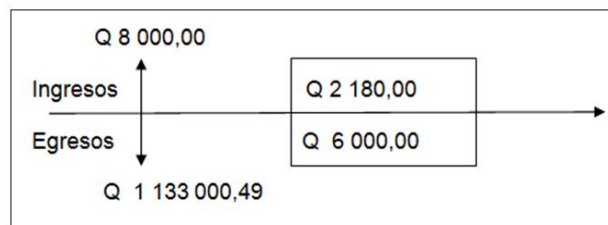
2.2.8.1. Valor presente neto

Para determinar el VPN hay que conocer los ingresos y egresos que se tendrán durante el período de diseño del proyecto. Como egresos se tiene el costo total de ejecución del proyecto (inversión de la Municipalidad de San José Chacayá Sololá), y costos de operación y mantenimiento (Q. 500,00). Como ingresos se tendrá un pago único inicial por vivienda de Q. 200,00 y la tarifa mensual por vivienda de Q. 5,00.

	Operación	Resultado
Costo inicial		Q. 1 133 000,49
Ingreso inicial	(Q. 200/viv) * (40 viv)	Q. 8 000,00
Costos anuales	(Q. 500/mes) * 12 meses	Q. 6 000,00
Ingresos anuales	(Q. 5/viv) * (40 viv) * (12 meses)	Q. 2 180,00
Vida útil del proyecto	30 años	

Por ser un proyecto de carácter social, la tasa de interés debe ser lo más baja posible, por lo que se tomará 6 % de tasa de interés anual. Una manera de visualizar los ingresos y egresos del proyecto, es a través de un flujo de caja, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 41 Flujo de caja del proyecto



Fuente: elaboración propia.

Se calcula el VPN de la siguiente forma:

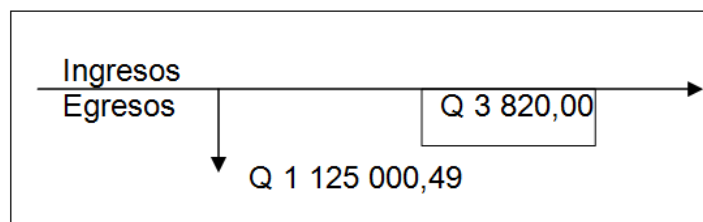
$$VPN = -1\,133\,000,49 + 8\,000,00 - \frac{6\,000,00 \cdot 1}{(1+0,06)^{30}} + \frac{2\,180,00 \cdot 1}{(1+0,06)^{30}} = -1\,125\,665,59$$

Como se puede observar, el vpn es negativo, lo que significa que no produce utilidad alguna. Esto es por ser un proyecto de carácter social, su objetivo es promover desarrollo en la comunidad.

2.2.8.2. Tasa interna de retorno

Para calcular la TIR se debe simplificar el flujo de caja que se analizó para el valor presente neto.

Figura 42. Flujo de caja simplificado



Fuente: elaboración propia.

$$0,00 \cdot (1 + \text{TIR})^{-30} = 1\,125\,000,49$$

$$\text{TR} = 0$$

Se observa que la tasa de interés (6%) es mayor a la tasa interna de retorno. Esto indica que el proyecto no genera ganancias, por ser un proyecto de carácter social no se rechaza, ya que su objetivo es el desarrollo de la comunidad.

2.2.9. Planos constructivos

Los planos que son los siguientes:

- Planta de densidad de vivienda
- 3 planos de planta y perfil del sistema de alcantarillado sanitario
- Plano de detalles de pozos de visita y conexiones domiciliarias

2.2.10. Presupuesto y especificaciones técnicas

El presupuesto se muestra a continuación, las especificaciones técnicas se muestran en los planos constructivos.

Tabla XVII. Presupuesto

PRESUPUESTO						
PROYECTO: RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO						
LUGAR: CASERÍO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ						
FECHA: OCTUBRE DE 2010						
CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO						
NO.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	915,1667	Q 22,37	Q 20 472,28	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 20 472,28
2	REMOCIÓN DE ADOQUINADO Y PAVIMENTO RÍGIDO					
2.1	REMOCIÓN DE ADOQUINADO	M ²	1230	Q 37,47	Q 46 088,10	
2.2	REMOCIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO (FRNAJA DE 1 METRO DE ANCHO)	M ²	30	Q 393,24	Q 11 797,20	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 57 885,30
3	EXCAVACIÓN					
3.1	EXCAVACIÓN	M3	1625	Q 129,44	Q 210 340,00	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 210 340,00
4	AFINACIÓN Y NIVELACIÓN DE ZANJA					
4.1	AFINACIÓN Y NIVELACIÓN DE ZANJA	ML	915,1667	Q 7,73	Q 7 074,24	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 7 074,24
5	COLECTORES PVC NOVAFORT DE 6" Y 8" (NORMA ASTM F 949)					
5.1	TUBERÍA PVC NOVAFORT DE 6" (NORMA ASTM F 949)	ML	794,817	Q 123,00	Q 97 762,49	
5.2	TUBERÍA PVC NOVAFORT DE 8" (NORMA ASTM F 949)	ML	120,85	Q 195,30	Q 23 602,01	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 121 364,50
6	POZOS DE VISITA					
6.1	POZOS DE VISITA (1,20M - 2,00M)	UNIDAD	31	Q 8 839,85	Q 274 035,35	
6.2	POZOS DE VISITA (2,01M - 3,00M)	UNIDAD	3	Q 9 076,30	Q 27 228,90	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 301 264,25
7	CONEXIONES DOMICILIARES					
7.1	CONEXIONES DOMICILIARES	UNIDAD	46	Q 1 063,88	Q 48 938,48	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 48 938,48
8	RELLENO					
8.1	RELLENO	M3	1605	Q 75,87	Q 121 771,35	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 121 771,35
9	REPOSICIÓN DE ADOQUINADO Y PAVIMENTO RÍGIDO					
9.1	REPOSICIÓN DE ADOQUINADO	M ²	1230	Q 138,95	Q 170 908,50	
9.2	REPOSICIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO	M ²	30	Q 415,13	Q 12 453,90	
COSTO TOTAL DEL REGLÓN						Q 183 362,40
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						Q 1 072 72,79

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Cronograma de actividades físico financieras

No.	COMPONENTE	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				COSTO DEL RENGLO RENGLO	% DEL RENGLO	
		S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4			
		■				■				■				■						
1	Trabajos preliminares																	Q	20,472.28	1.91
2	Remoción de Adoquinado y Pavimento rígido																	Q	57,885.30	5.4
3	Excavación																	Q	210,340.00	19.6
4	Afinación y nivelación de zanja																	Q	7,074.24	0.7
5	Colectores PVC Novafort de 6" y 8" (Norma ASTM F 949)																	Q	121,364.50	11.3
6	POZOS DE VISITA																	Q	301,264.25	28.1
7	CONEXIONES DOMICILIARES																	Q	48,938.48	4.6
8	RELLENO																	Q	121,771.35	11.4
9	REPOSICIÓN DE ADOQUINADO Y PAVIMENTO RÍGIDO																	Q	183,362.39	17.0
COSTO TOTAL DEL PROYECTO															Q	1,072,472.79	100.0			

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño del edificio escolar en la colonia Romec es una propuesta para mejorar las condiciones referentes a la educación de los habitantes de dicha colonia; en este se consideró, tanto criterios arquitectónicos como estructurales para brindarle un servicio agradable y confiable a los estudiantes. El costo total de este proyecto es de Q. 2 373 301,9 que incluye dos módulos de dos niveles cada uno, más un módulo de gradas.
2. El diseño de la red de alcantarillado sanitario para el caserío Chuacruz , también es una propuesta que viene a mejorar las condiciones de saneamiento de esa comunidad; con esto se reducirá la posibilidad de enfermedades, especialmente en los niños y se tendrá un ambiente más agradable, libre de aguas negras expuestas a la intemperie, el desfogue será a una planta de tratamiento que se construirá en la parte baja de la cabecera municipal de San José Chacayá. El costo del proyecto es de Q. 1 133 000,49.
3. El Ejercicio Profesional Supervisado es la fase de la carrera del estudiante en la cual debe analizar las necesidades prioritarias de la comunidad, y proponer soluciones eficaces, a través de los conocimientos profesionales que ha adquirido en la Universidad.

RECOMENDACIONES

1. A la Municipalidad de San José Chacayá, que agilice la ejecución de los proyectos que vendrán a abastecer las necesidades de las comunidades, en este caso los proyectos son para mejorar las condiciones de educación y saneamiento. La construcción de la planta de tratamiento debe ser previa a la construcción de la red de alcantarillado aquí propuesta.
2. Al ejecutor de los proyectos que se proponen en este trabajo de graduación, ejecutar de acuerdo a la planificación que ha realizado el estudiante, para que estos tengan funcionalidad eficaz ante la necesidad que presenta la comunidad, para ello deberá supervisarse constantemente.
3. Los precios empleados en los presupuestos son de la fecha que aparece en los planos y cronograma de actividades, por lo tanto es necesario actualizar los costos de materiales y mano de obra antes de publicar los proyectos.
4. A las personas beneficiadas, que hagan un buen uso de los proyectos, ya que es un derecho contar con los servicios, pero también es su obligación darle el cuidado y mantenimiento necesario.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI . *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. 318s-05. USA: 2005. 670 p.*
2. BLANK, Leland; TARQUIN, Anthony. *Ingeniería económica. 6a ed. México: 1991, Mcgraw-Hill. 558 p*
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos, *Mecánica de suelos y cimentaciones, 5ª ed. México: Limusa, 2004. 650 p.*
4. Instituto de Fomento Municipal, Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales. Guatemala: UNEPAR; INFOM, 1997. 82 p.*
5. NILSON, Arthur H, *Diseño de estructuras de concreto, 12a ed., Colombia: McGraw-Hill, 1999. 722 p.*

APÉNDICES

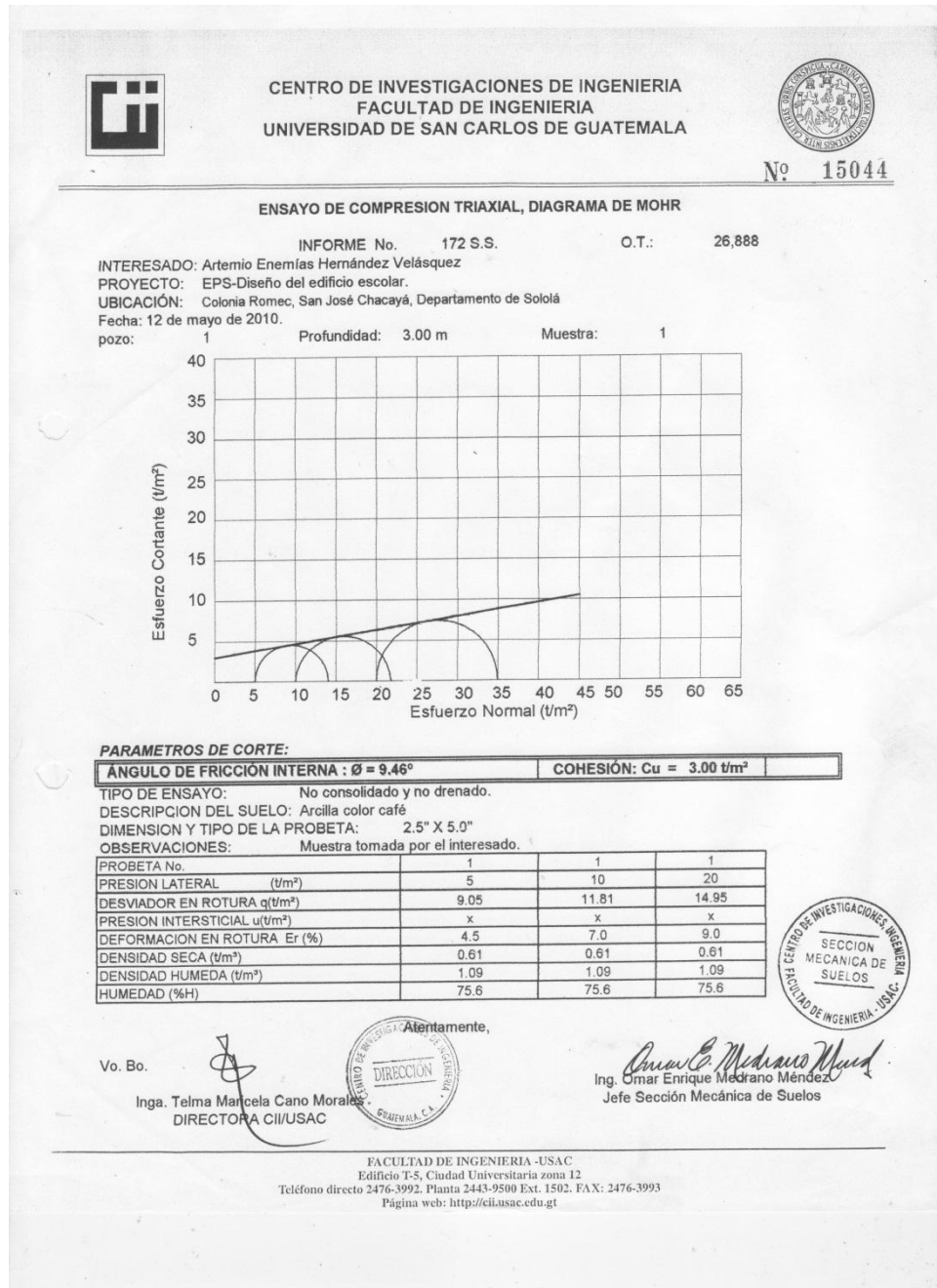
1. Planta amueblada nivel 1
2. Planta amueblada nivel 2
3. Planta acotada nivel 1
4. Planta acotada nivel 2
5. Secciones
6. Elevaciones
7. Planta de acabados nivel 1
8. Planta de acabados nivel 2
9. Planta de losas nivel 1
10. Planta de losas nivel 2
11. Detalles de vigas
12. Detalles de vigas
13. Planta de cimientos y columnas nivel 1
14. Planta de cimientos y columnas nivel 2
15. Cortes de muros
16. Detalles estructurales
17. Planta de instalación hidráulica nivel 1
18. Planta de instalación hidráulica nivel 2
19. Planta de drenajes nivel 1
20. Planta de drenajes nivel 2
21. Detalles de drenajes
22. Planta eléctrica(iluminación) nivel 1
23. Planta eléctrica(iluminación) nivel 2
24. Planta eléctrica(fuerza) nivel 1
25. Planta eléctrica(fuerza) nivel 2

26. Planta de densidad de vivienda
27. Planta y perfil de PV-1 a PV-8
28. Planta y perfil de PV-8 a PV-19
29. Planta y perfil de PV-20 a PV-34
30. Detalles de pozos de visita y conexiones domiciliarias
31. Especificaciones técnicas

ANEXOS

- A. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr.
- B. Factores de capacidad de carga.

Anexo A. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería

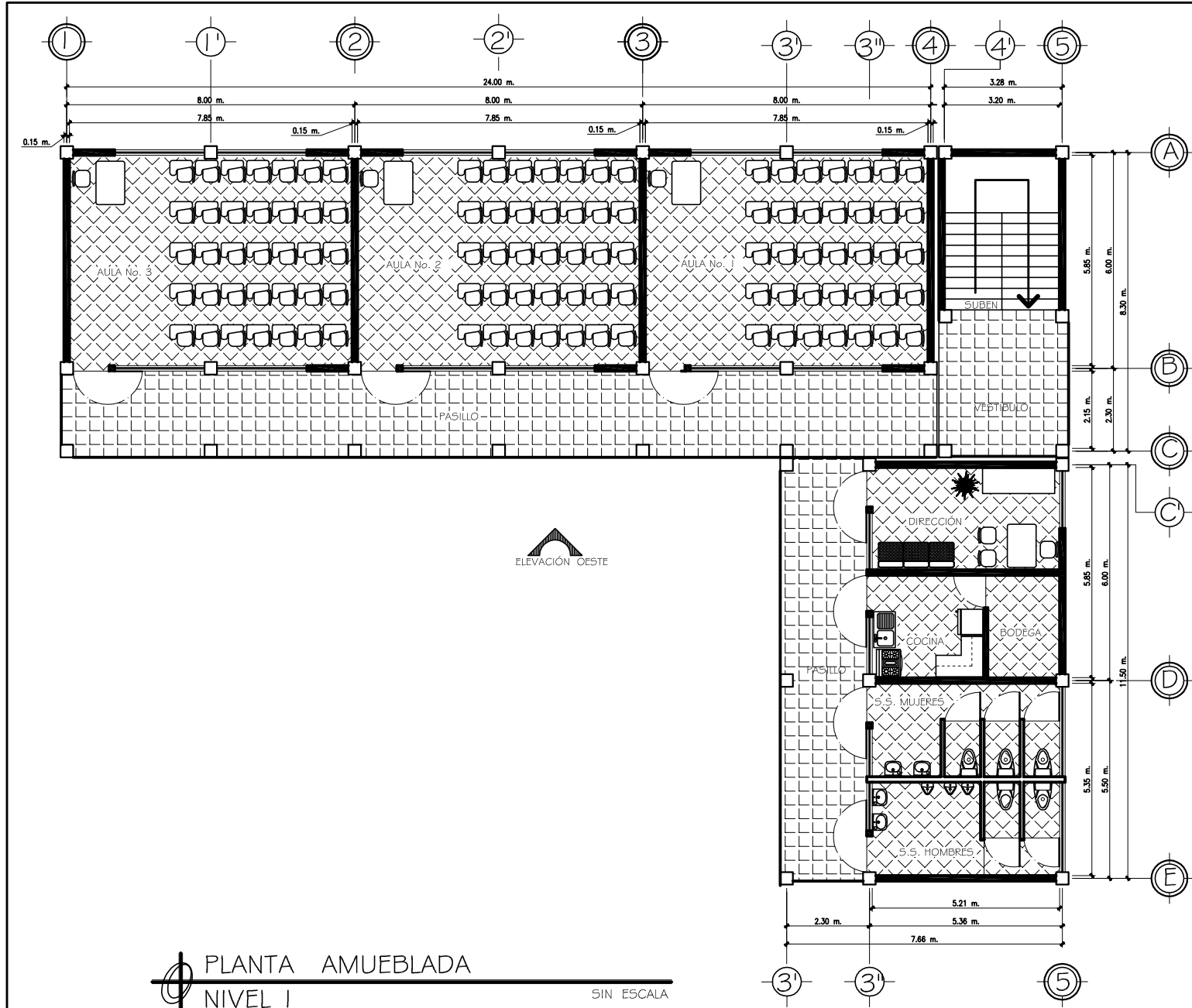
Anexo B. Factores de capacidad de carga

▼ TABLA 3.4 Factores^a de capacidad de carga


ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

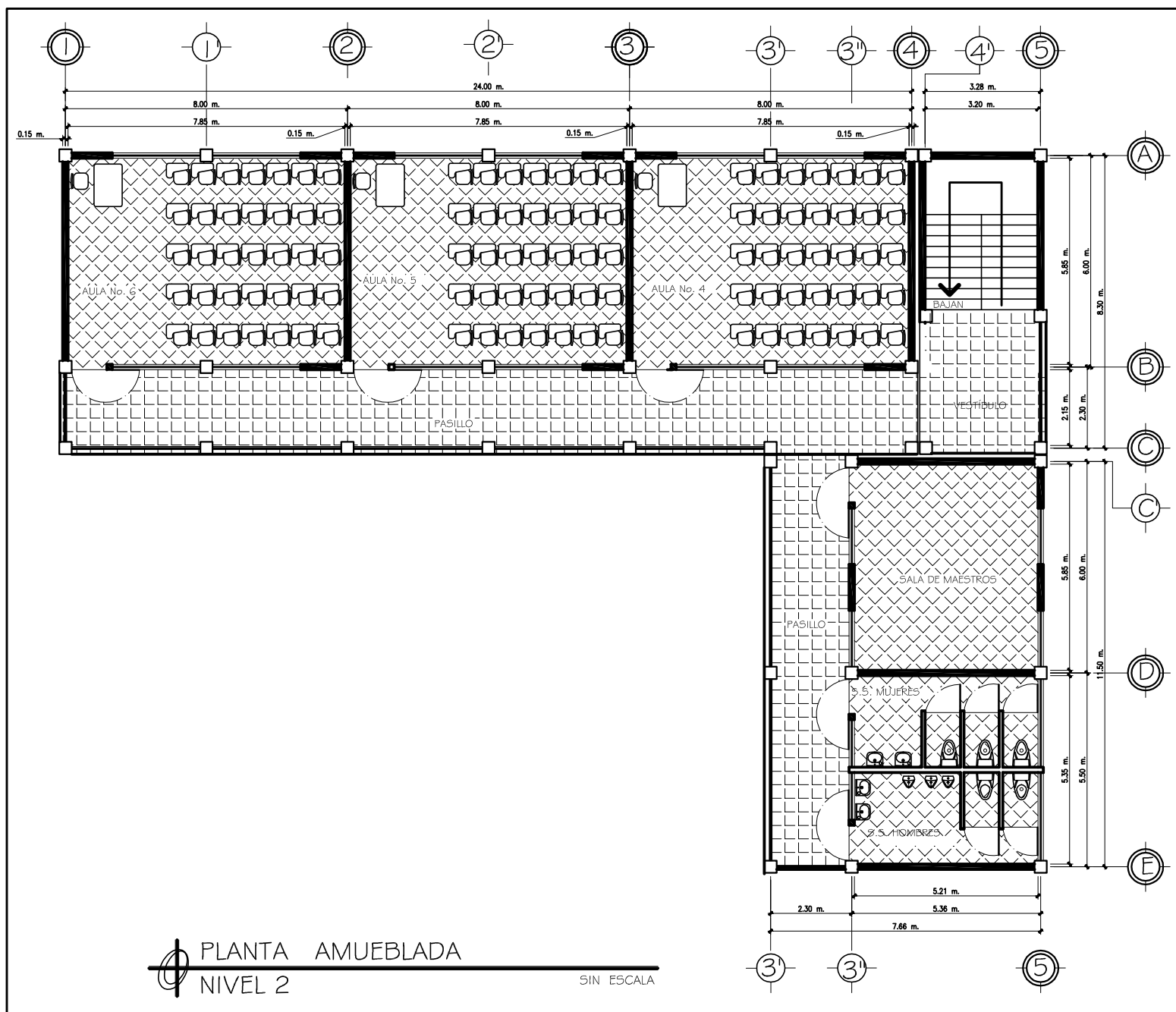
^a Según Vesic (1973)

Fuente: Braja M. Das, Principios de ingeniería de cimentaciones 1, Pág. 168



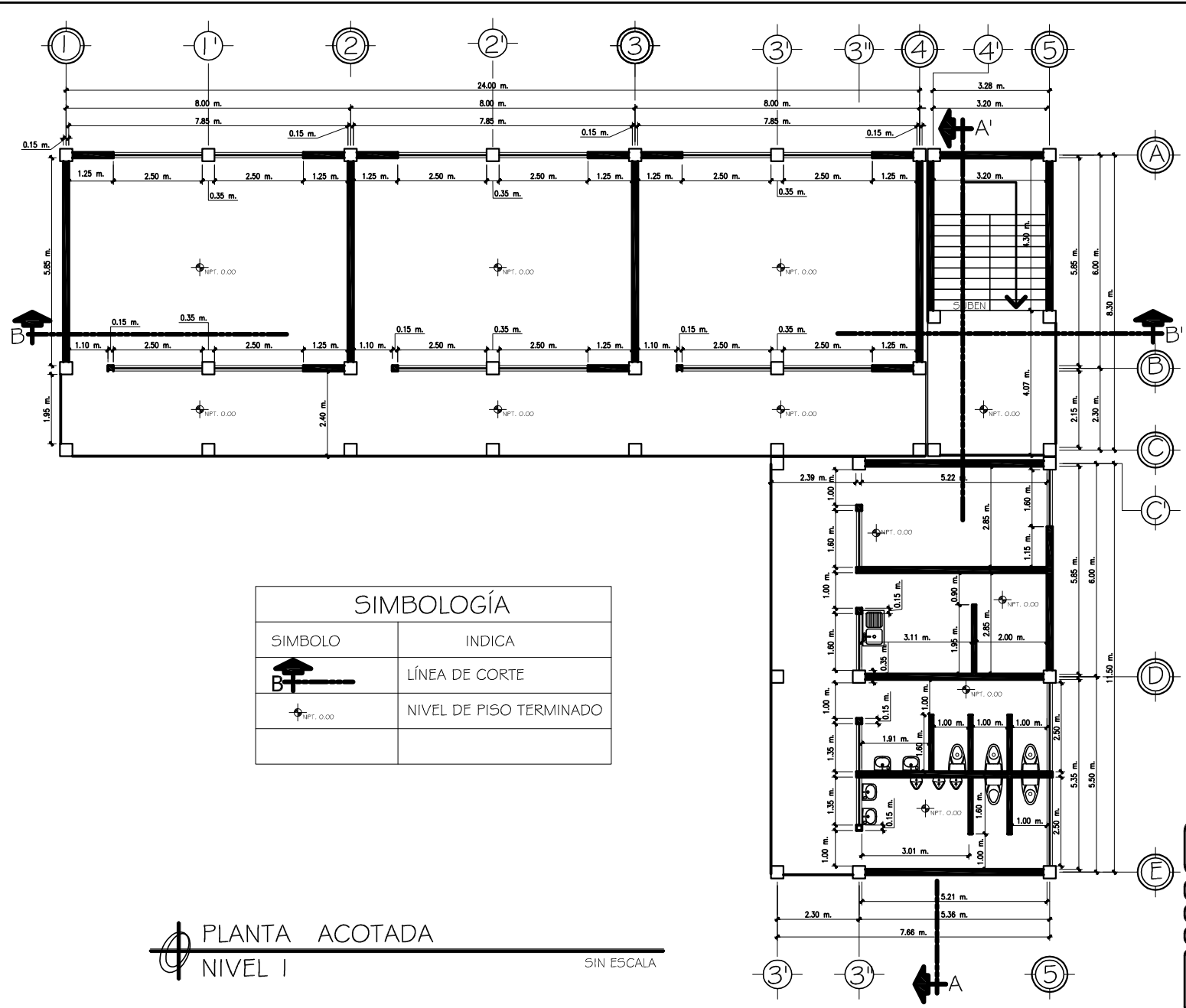

PLANTA AMUEBLADA
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCION: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIALA	
COMPUESTO: PLANTA AMUEBLADA NIVEL I	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
PROYECTADO POR: JUAN CARLOS VILLARREAL	REVISADO POR: JUAN CARLOS VILLARREAL	APROBADO POR: JUAN CARLOS VILLARREAL
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE CHACAPA, SOCIALA		ING. CRISTIAN ALVARO VILLARREAL COLABORADOR No. 5245 INGENIERIA PROFESIONAL EPT
		1/25



PLANTA AMUEBLADA
NIVEL 2
SIN ESCALA

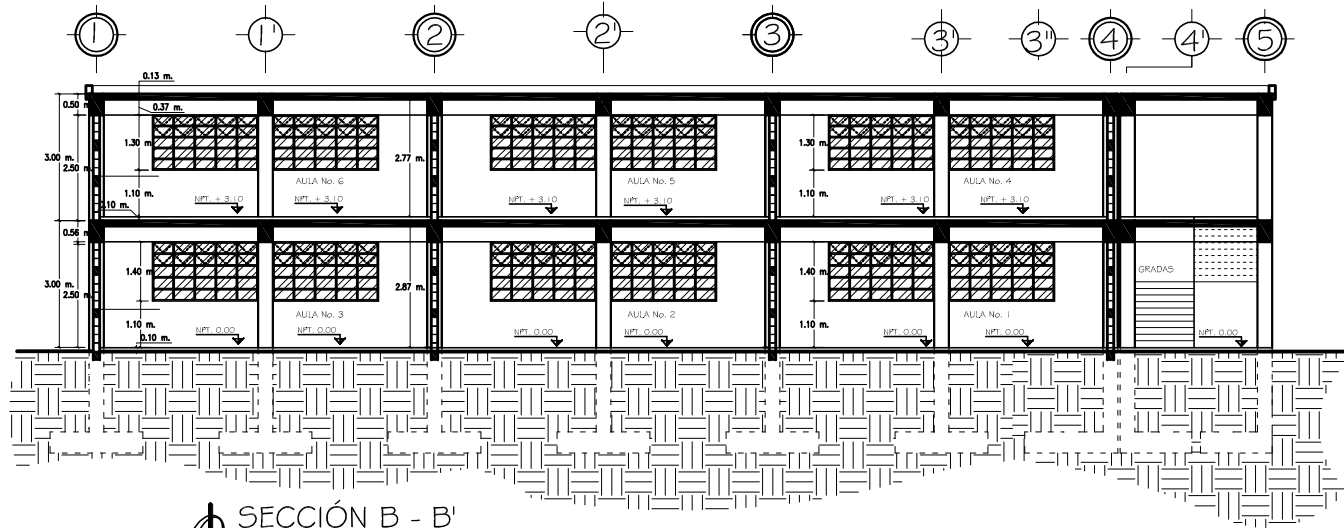
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO							
PROYECTO:	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR		DIRECCIÓN:	COLONIA ROMERO, SAN JOSÉ CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL			
COMPUESTO:	PLANTA AMUEBLADA NIVEL 2	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	OCTUBRE DE 2011		
PROYECTADO POR:	INGENIERO DANILO HERNÁNDEZ VELÁSQUEZ	REVISADO POR:	INGENIERO DANILO HERNÁNDEZ VELÁSQUEZ	AUSENTE POR:	INGENIERO DANILO HERNÁNDEZ VELÁSQUEZ	CARTE DE IDENTIFICACIÓN:	2005-1-0273
MUNICIPIO:		MUNICIPIO:		MUNICIPIO:		MUNICIPIO:	
SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL		SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL		SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL		SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL	
						FOLIO:	
						2/25	



SIMBOLOGÍA	
SIMBOLO	INDICA
	LÍNEA DE CORTE
	NIVEL DE PISO TERMINADO

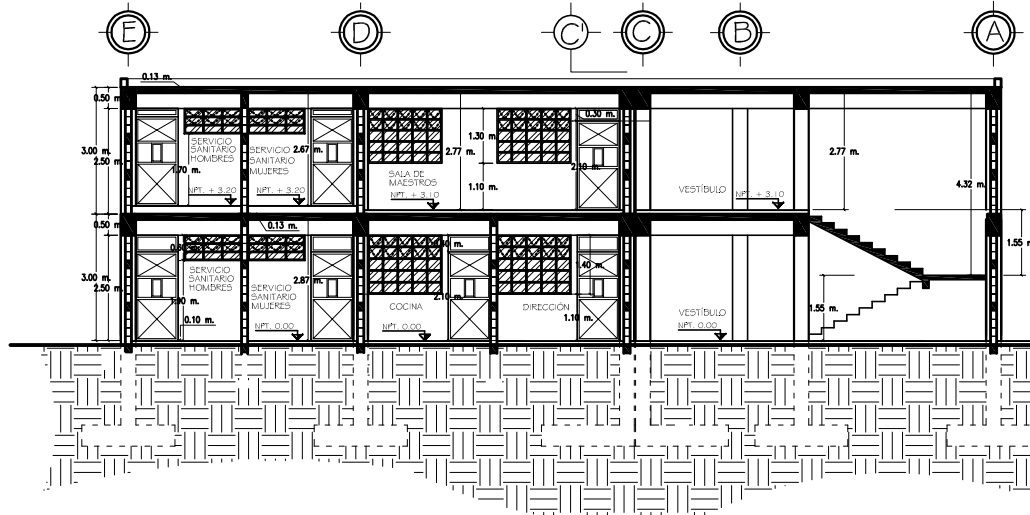
PLANTA ACOTADA
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO					
PROYECTO:	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR		DIRECCIÓN:	COLONIA ROMERO, SAN JOSÉ CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPUESTO:	PLANTA ACOTADA NIVEL I	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	OCTUBRE DE 2011
PROYECTADO POR:	INGENIERO DANILO RAMÍREZ VELÁSQUEZ	REVISADO POR:	INGENIERO DANILO RAMÍREZ VELÁSQUEZ	APROBADO POR:	INGENIERO DANILO RAMÍREZ VELÁSQUEZ
INSTITUCIÓN: SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL		ING. DANILO RAMÍREZ VELÁSQUEZ COLABORÓ AL: 5245 ASOCIACIÓN PROFESIONAL		CARGO DEL EJERCICIO: 2005-1-0023	HOJA: 3/25



SECCIÓN B - B'

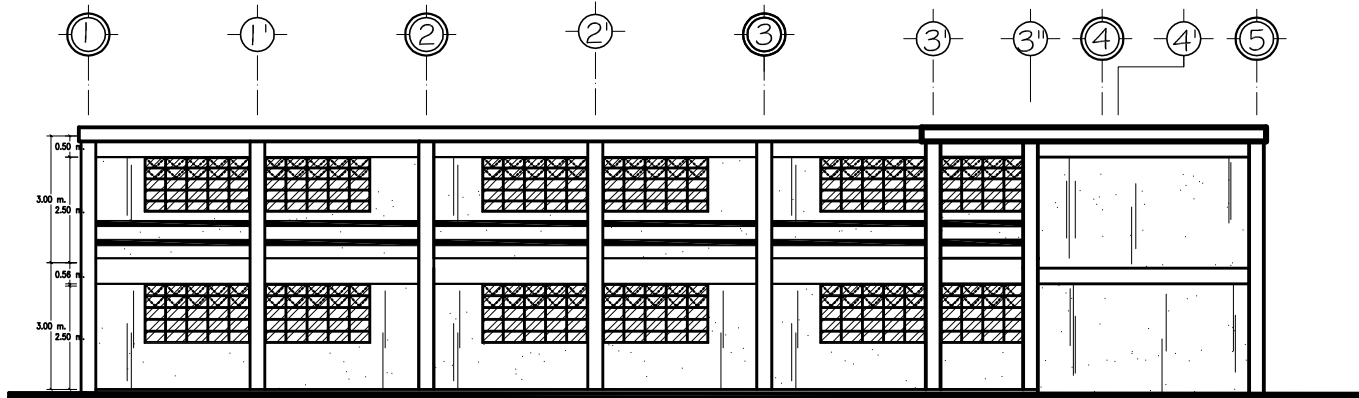
SIN ESCALA



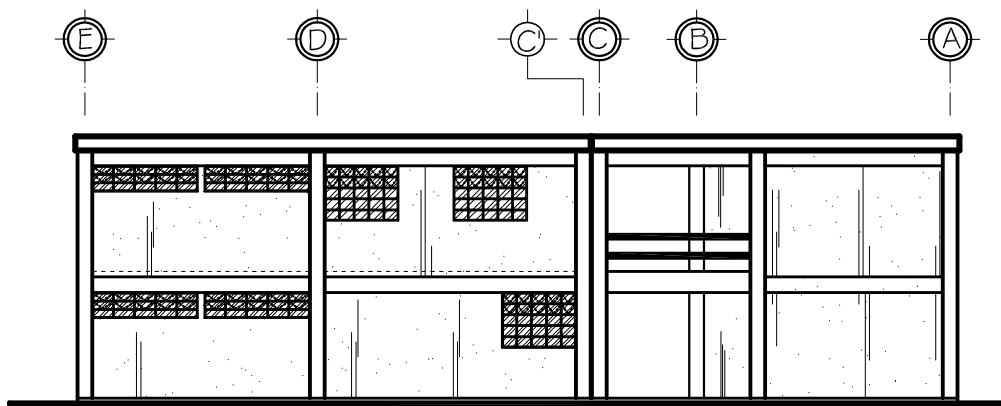
SECCIÓN A - A'

SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	UBICACIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAPAN, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
CONTENIDO: SECCIONES	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO DEL 2010
PROYECTANTE: ANDRÉS DE VEGA	PROYECTO: EDIFICIO ESCOLAR	DISEÑO: ANDRÉS DE VEGA
PROYECTANTE: ANDRÉS DE VEGA	PROYECTO: EDIFICIO ESCOLAR	DISEÑO: ANDRÉS DE VEGA
INSTRUMENTADO: SAN JOSE CHACAPAN, SOCCIA		NO. DE INSTRUMENTACIÓN: CO-2010-10-1381
		RELAJA: 5/25

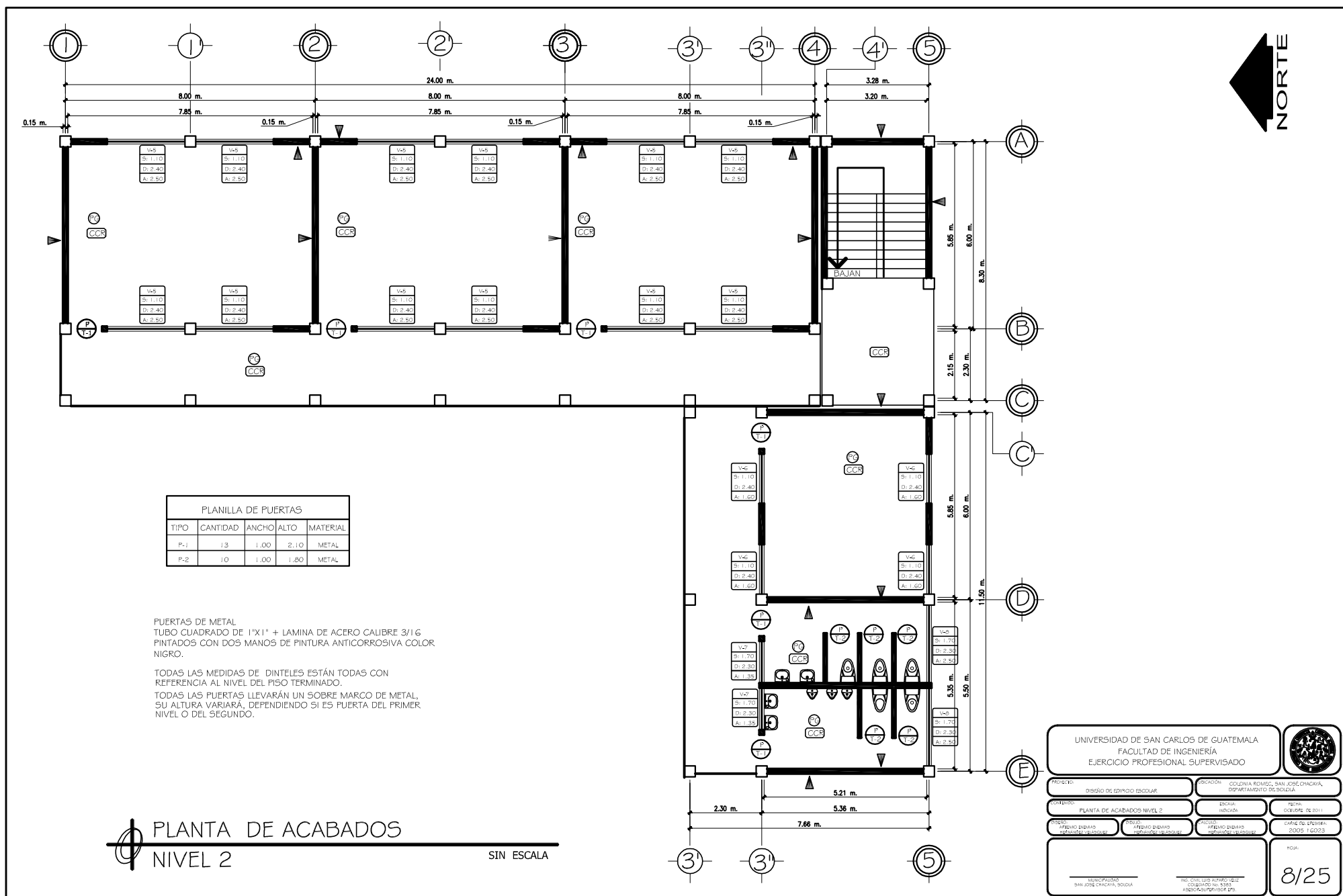


⊕ ELEVACIÓN OESTE
SIN ESCALA



⊕ ELEVACIÓN SUR
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROFESOR: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	PROFESOR: COLOQUIA ROMERO, SAN JOSE CHACAPAN, ROMAN RAMIREZ DE SOUSA	
CONTENIDO: ELEVACIONES	ESCALA: INDICADA	FECHA: 04/04/2018 - 15/05/2018
OPERA: MATEO DEYAN MATEO DEYAN DE LA ROSA	OPERA: MATEO DEYAN MATEO DEYAN DE LA ROSA	OPERA: MATEO DEYAN MATEO DEYAN DE LA ROSA
MATERIA: SAN JOSE CHACAPAN, SOLOLA		FECHA: 6/25



PLANILLA DE PUERTAS				
TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	MATERIAL
P-1	13	1.00	2.10	METAL
P-2	10	1.00	1.80	METAL

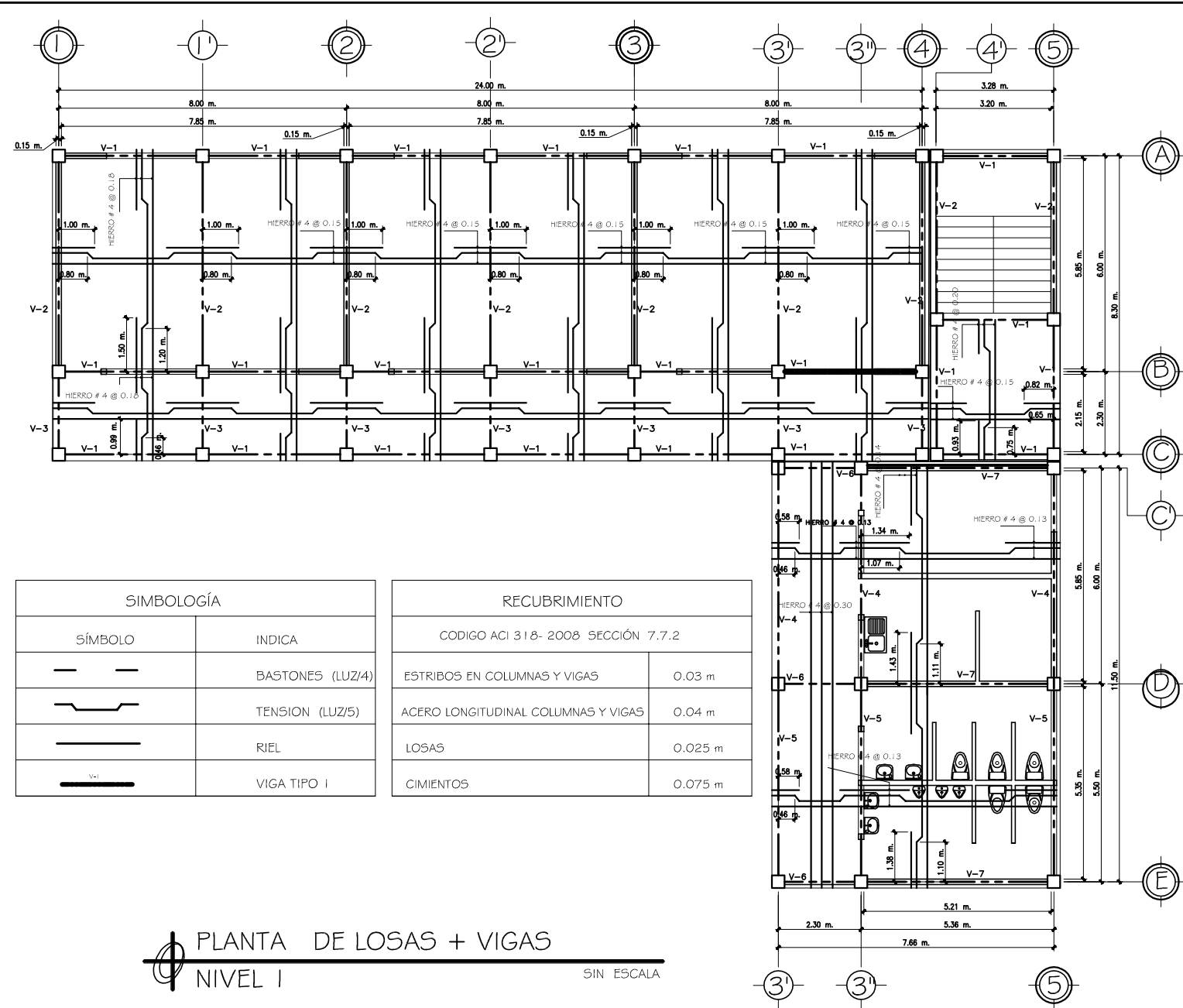
PUERTAS DE METAL
 TUBO CUADRADO DE 1"X1" + LAMINA DE ACERO CALIBRE 3/16
 PINTADOS CON DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA COLOR NEGRO.

TODAS LAS MEDIDAS DE DIENTES ESTAN TODAS CON REFERENCIA AL NIVEL DEL PISO TERMINADO.

TODAS LAS PUERTAS LLEVARAN UN SOBRE MARCO DE METAL, SU ALTURA VARIARA, DEPENDIENDO SI ES PUERTA DEL PRIMER NIVEL O DEL SEGUNDO.

PLANTA DE ACABADOS
NIVEL 2
 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCION: COLONIA RENOVADA, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPROMISO: PLANTA DE ACABADOS NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
PROYECTADO: FREDY DIAZ / INGENIERO EN ARQUITECTURA	REVISADO: FREDY DIAZ / INGENIERO EN ARQUITECTURA	APROBADO: FREDY DIAZ / INGENIERO EN ARQUITECTURA
REVISADO: FREDY DIAZ / INGENIERO EN ARQUITECTURA		FECHA DE EMISION: 2005-10-23
REVISADO: FREDY DIAZ / INGENIERO EN ARQUITECTURA		NO. DE PLAN: 8/25

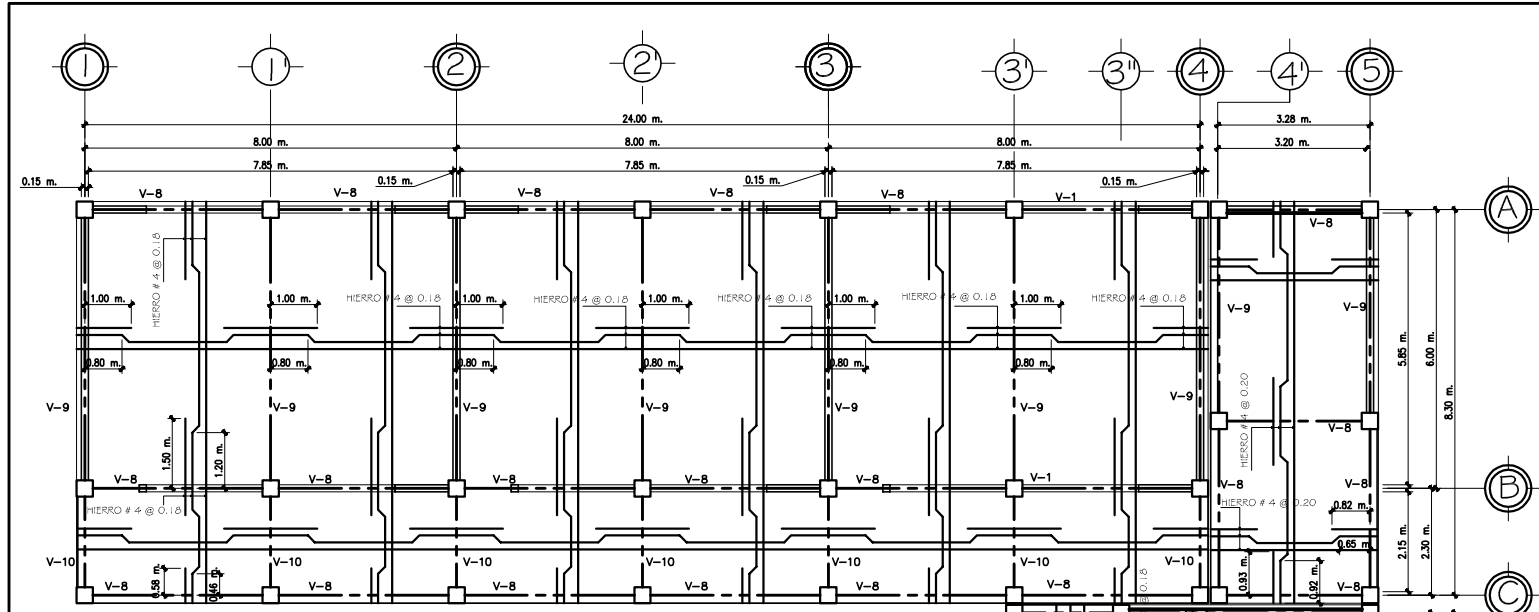


SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	INDICA
	BASTONES (LUZ/4)
	TENSION (LUZ/5)
	RIEL
	VIGA TIPO I

RECUBRIMIENTO	
CODIGO ACI 318-2008 SECCIÓN 7.7.2	
ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS	0.03 m
ACERO LONGITUDINAL COLUMNAS Y VIGAS	0.04 m
LOSAS	0.025 m
CIMENTOS	0.075 m

PLANTA DE LOSAS + VIGAS
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO							
PROYECTO:	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR		DIRECCIÓN:	COLONIA RENOVADA, SAN JOSÉ CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL			
COMPUESTO:	PLANTA DE LOSAS + VIGAS NIVEL I	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	OCTUBRE DE 2011		
PROYECTADO:	FRANZISCA URQUIZÚ	REVISADO:	FRANZISCA URQUIZÚ	APROBADO:	FRANZISCA URQUIZÚ	EMISIÓN DE PLANOS:	2005-1-02-23
MUNICIPALIDAD SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL		ING. CIVIL LUIS ALBERTO VILLALBA COLEGIO N.º 5245 ASOCIACIÓN PROFESIONAL DE INGENIEROS		9/25			



LONGITUD DE DESARROLLO

CODIGO ACI 318-2008 SECCIÓN 7.7.2

CAPITULO 7, SECCIÓN 7.1
 PARA GANCHOS DE 90 GRADOS = 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA
 PARA GANCHOS DE 180 GRADOS = 4 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA

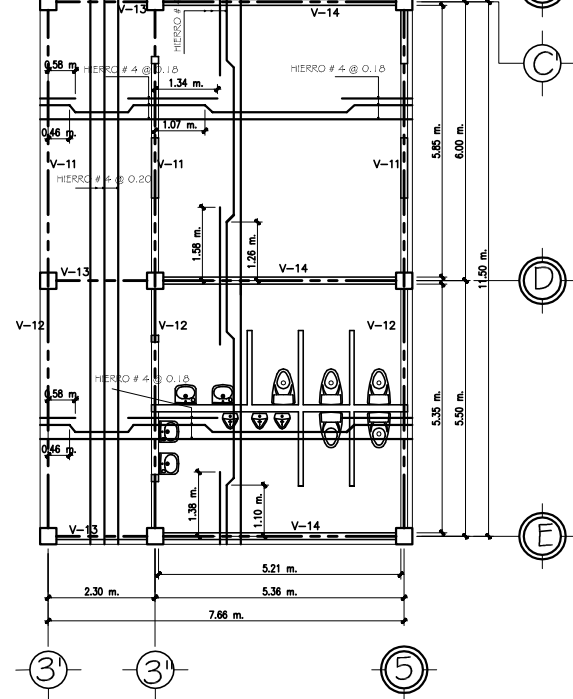
CAPITULO 12.1.1 PARA MOMENTOS POSITIVOS EN VIGAS
 CAPITULO 12.1.2 PARA MOMENTOS NEGATIVOS EN VIGAS = 12 VECES EL
 CAPITULO 12.1.6.1 TRASLAPE EN COLUMNAS NO MENOR DE 0.30 m.

GANCHOS SÍSMICOS

CAPITULO 21.1
 DOBLÉZ NO MENOS DE 135 GRADOS
 GANCHOS CON EXTENSIÓN DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA
 (PERO NO MENOR DE 0.075 m.)

PARÁMETROS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

CARGA VIVA		CARGA MUERTA	
AULAS	500 Kg/m ²	LOSA+PISO	347 Kg/m ²
PASILLOS	500 Kg/m ²	LOSA+PISO +PAÑUELOS	408 Kg/m ²
OPICINAS	250 Kg/m ²	ACABADOS + INSTALACIONES	90 Kg/m ²
LOSA SIN ACCESO	100 Kg/m ²	MURO DE BLOCK	150 Kg/m ²
BODEGAS	400 Kg/m ²	VENTANAS	8 Kg/m ²
CIMENTOS, COLUMNAS, VIGAS, LOSAS		f _{cc} = 281 Kg/cm ²	
CIMENTOS, COLUMNAS, VIGAS, LOSAS		f _y = 2810 Kg/cm ²	



LAS LOSAS SE DISEÑARON EN BASE AL ÓDIGO ACI 318 - 2008
 CAPITULO 7, SECCIÓN 7.6.5.3
 CAPITULO 9, Y CAPITULO 13
 EL ESPESOR DE LA LOSA ES DE 0.13 m, DISEÑADA CON EL
 MÉTODO 3 DEL CÓDIGO ACI.

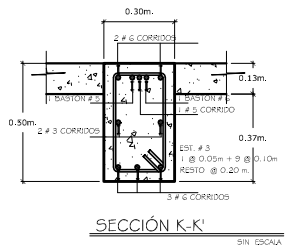
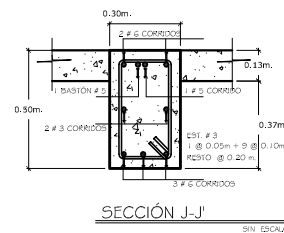
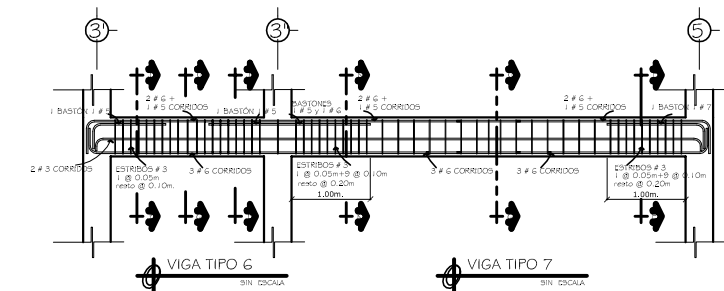
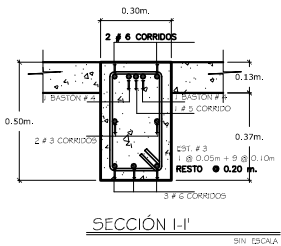
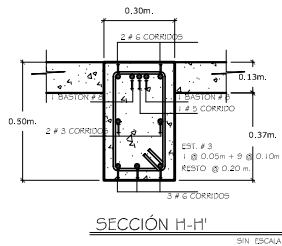
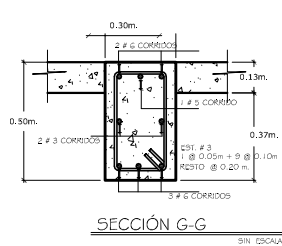
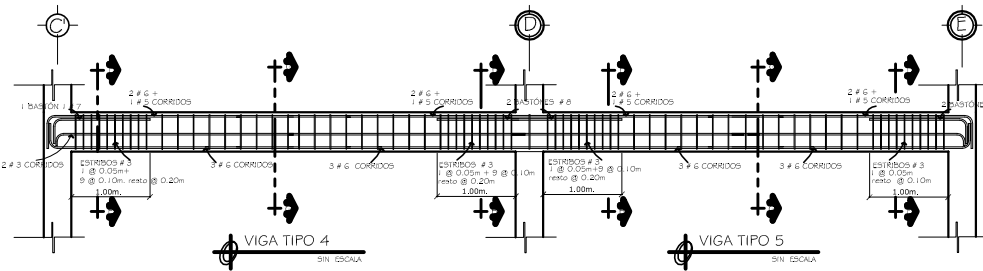
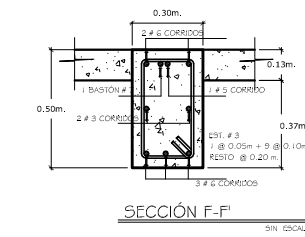
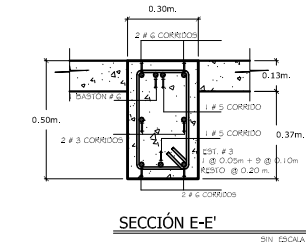
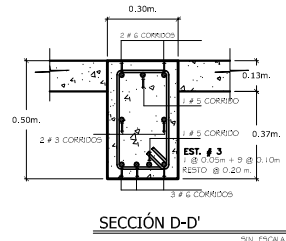
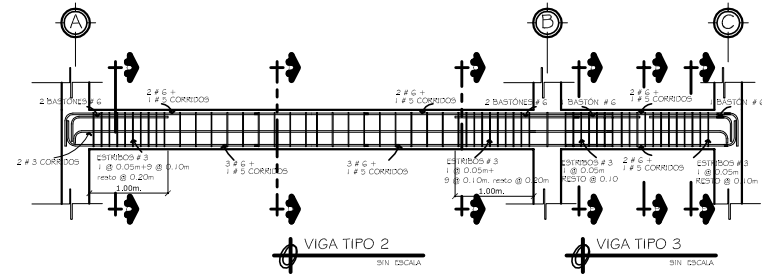
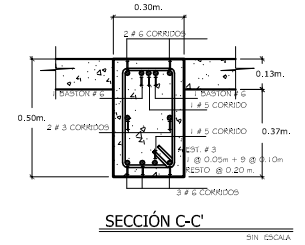
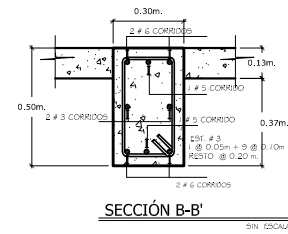
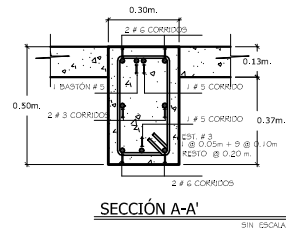
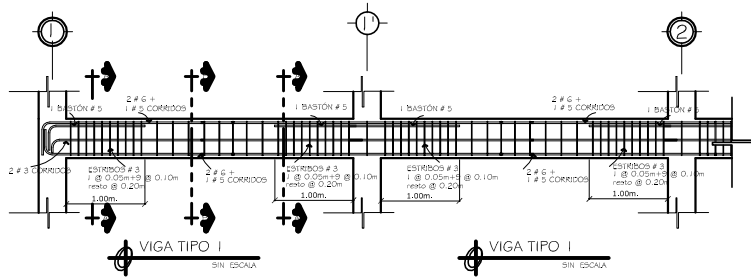
PLANTA DE LOSAS + VIGAS
 NIVEL 2
 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

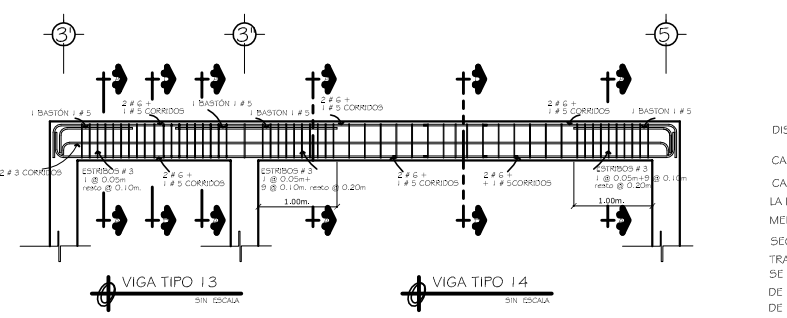
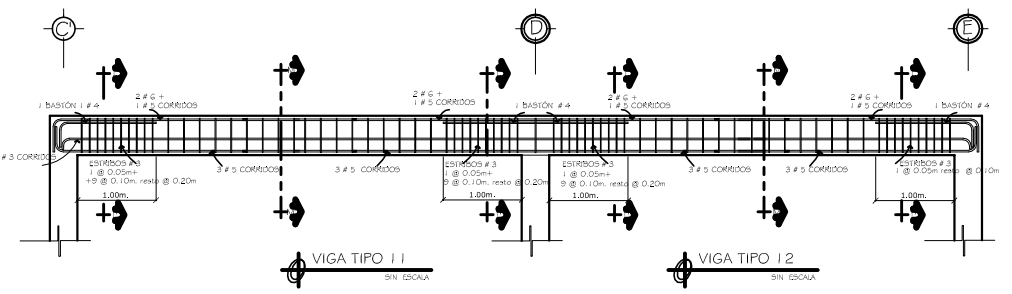
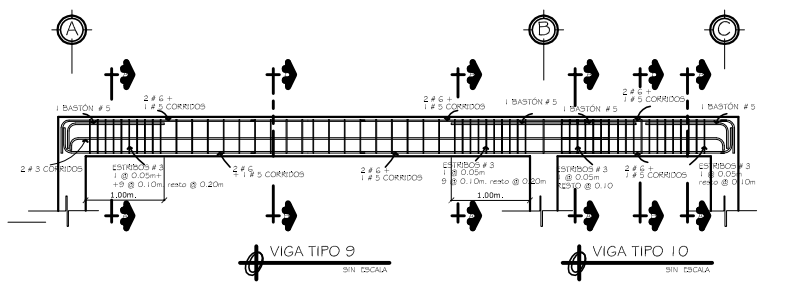
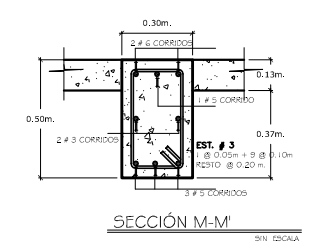
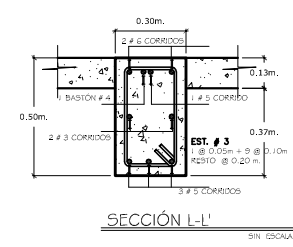
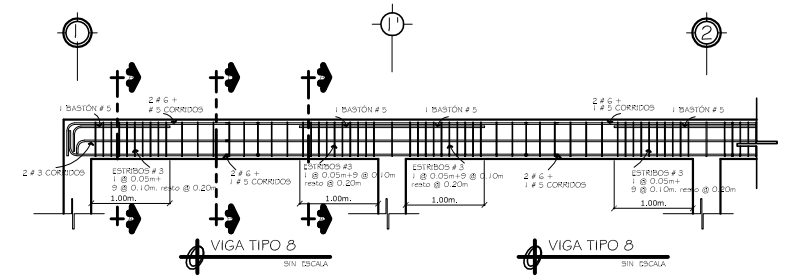
PROFESOR	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR			DIRECCIÓN	COLONIA ROMERO, SAN JOSÉ CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL
COMPROMISO	PLANTA DE LOSAS + VIGAS NIVEL 2			ESCALA	INDICADA
FECHA	2005-10-23			FECHA DE EJECUCIÓN	2005-10-23

MANIFIESTO DE SAN JOSÉ CHACAPA, SOCIAL

10/25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROFESOR:	INGENIERO DE LA ESPECIALIDAD:	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE CIVIL
ASISTENTE:	INGENIERO DE LA ESPECIALIDAD:	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE CIVIL
ESTUDIANTE:	INGENIERO DE LA ESPECIALIDAD:	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE CIVIL
FECHA:		NO.:
11/25		



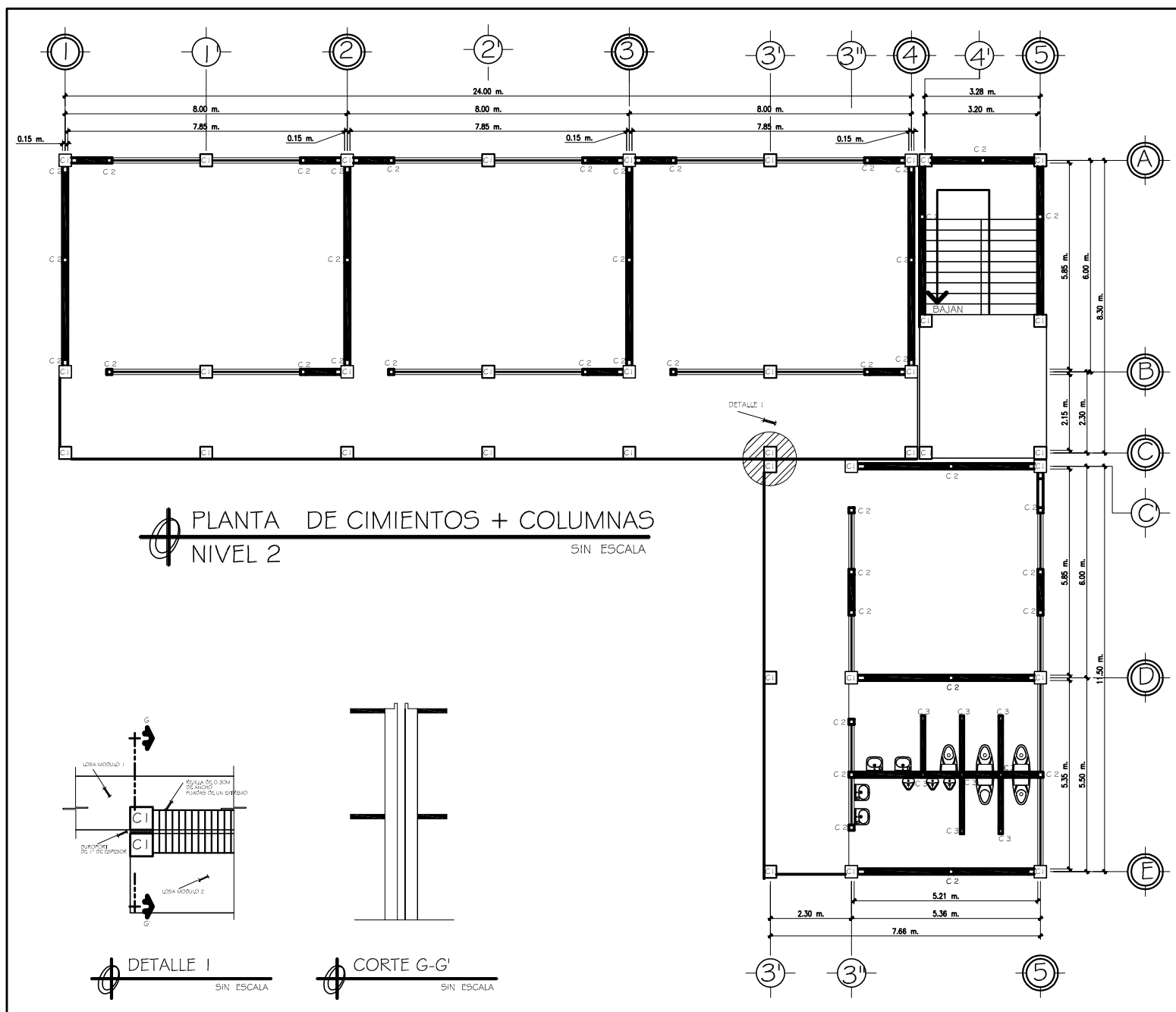
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EL ACERO DE REFUERZO:** A UTILIZAR DEBERÁ SER DE ACEROS DE GUATEMALA (AG) GRADO 40 (fy = 40,000 psi) SE ALMACENARÁ SOBRE UNA BASE DE MADERA PARA EVITAR EL CONTACTO CON EL SUELO PARA EVITAR LA CORROSIÓN, Y EVITAR QUE SE EMPONGA A LA INTERFERENCIA. EL ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERÁ SER EN BASE A LOS DETALLES QUE SE PRESENTAN EN LOS PLANOS.
- EL CEMENTO:** A UTILIZAR DEBERÁ SER TIPO PORTLAND DE CEMENTOS PROGRESO DE 4,000 PSI Y QUE ALCANCE SU RESISTENCIA MÁXIMA A LOS 28 DÍAS. EL CEMENTO DEBERÁ ALMACENARSE EN UN LUGAR SEGURO Y DEBERÁ PROTEGERSE DE LA HUEJUD Y DE LA LLUVIA.
- EL AGREGADO FINO:** (ARENA DE RÍO) DEBERÁ ESTAR LIBRE DE CONTAMINANTES, CAPAS DE ARCILLA, CALCAREAS, CON EL FIN DE TENER UNA MEZCLA UNIFORME.
- EL AGREGADO GRUESO:** (PIEDRÍN TRITURADO) DEBERÁ ESTAR LIBRE DE CONTAMINANTES PARA PROPORCIONAR UN BUEN AMARRE EN LA MEZCLA.
PARA VIGAS, COLUMNAS, LOSAS, USAR PIEDRÍN DE 1/2" Y DE 3/4"
PARA MOCHETAS USAR PIEDRÍN DE 1/2"
PARA CIMIENTOS USAR PIEDRÍN DE 3/4" Y DE 1".
- EL AGUA:** QUE SE UTILIZARÁ PARA EL LA MEZCLA, EL CURADO DEL CONCRETO O EL LABADO DE AGREGADOS DEBERÁ ESTAR LIBRE DE CANTIDADES PERJUDICIALES DE ACEITES, ÁCIDOS, SALES COMO CLORUROS O SULFATOS, MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO O AL ACERO. NO USAR AGUA DE MAR PARA CONCRETO REFORZADO. QUE SE UTILIZARÁ PARA EL LA MEZCLA, EL CURADO DEL CONCRETO O EL LABADO DE AGREGADOS
- LA SABIETA A UTILIZAR:** TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (UNA DE CEMENTO Y UNA DE ARENA DE RÍO)
- LA FORMALETA A UTILIZAR:** SERÁ DE MADERA, LO SUFICIENTEMENTE RÍGIDA PARA EVITAR DE DEFORMACIONES AL MOMENTO DE LA FUNDICIÓN.
- EL CURADO DEL CONCRETO:** DESPUÉS DE COLOCAR EL CONCRETO, DEBERÁ PROTEGERSE DE LOS RAYOS SOLARES, CORRIENTES DE AGUA, O CUALQUIER OTRO AGENTE EXTERIOR QUE PUDIERA DAÑARLO. DESPUÉS DE HABER INICIADO EL FRAGUADO, EL CONCRETO DEBERÁ CONSERVARSE HÚMEDO POR NO MENOS DE SIETE DÍAS, Y PARA ELLOS DEBERÁ APLICARSE UNA CAPA DE AGUA.
- LIMPIEZA FINAL:** AL TERMINAR LOS TRABAJOS Y ANTES DE LA RECEPCIÓN FINAL DEL PROYECTO, SE DEBE REMOVER LAS OBRAS FALSAS, LOS MATERIALES EXCADADOS Y UTILIZADOS, DEJANDO EL ÁREA DEL PROYECTO Y LAS ÁREAS ADYACENTES LIMPIAS Y ORDENADAS.

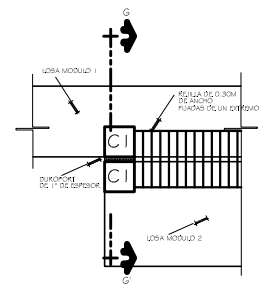
DISEÑO DE VIGAS

CAPÍTULO 10, SECCIONES 10.4 Y 10.5
 CAPÍTULO 12.15.1 EMPALMES
 LA LONGITUD MINIMA DE TRASLAPES PARA EMPALMES NO DEBE SER MENOR DE 0.30 m.
 SECCIÓN 12.15.2 LA MITAD O MENOS DE LA ARMADURA TOTAL ESTÁ TRASLAPADA DENTRO DE LA LONGITUD DE TRASLAPÉ REQUERIDO. SE HARÁN TRASLAPES DE 0.45 m, SE COLOCARÁN DEJANDO LIBRE 1/4 DE LA LUZ MEDIDO DEL ROSTRO DE LA COLUMNA EN AMBOS LADOS DE LA COLUMNA.

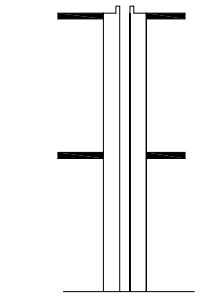
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERÍA		
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROFESOR: DISEÑO DE LA UNIDAD ESCOLAR	PROFESOR: COORDINADOR GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DE BOLSAS	
PROFESOR: DISEÑO DE LA UNIDAD ESCOLAR	PROFESOR: INGENIERO	PROFESOR: INGENIERO
PROFESOR: INGENIERO	PROFESOR: INGENIERO	PROFESOR: INGENIERO
SIN ESCALA		12/25



PLANTA DE CIMIENTOS + COLUMNAS
NIVEL 2
SIN ESCALA

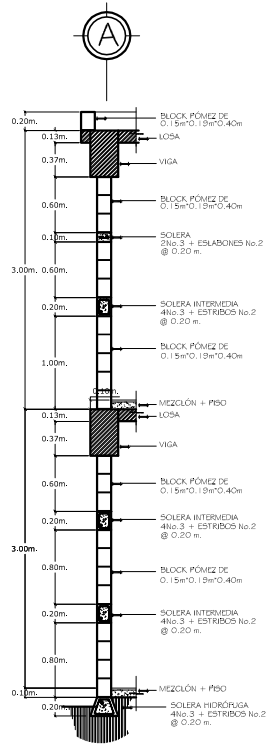


DETALLE I
SIN ESCALA

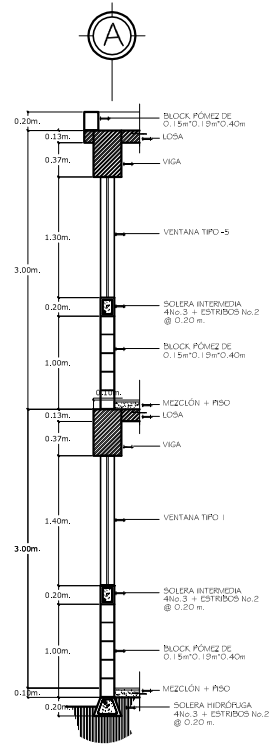


CORTE G-G'
SIN ESCALA

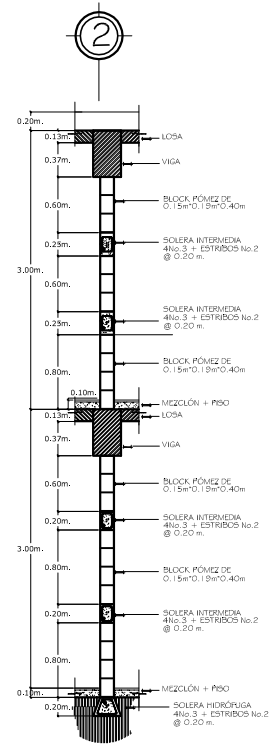
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAPA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPONENTE: PLANTA DE CIMIENTOS + COLUMNAS NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
DISEÑO: FRANCISCO GONZALEZ	REVISIÓN DISEÑO: FRANCISCO GONZALEZ	REVISIÓN ESTRUCTURAL: FRANCISCO GONZALEZ
MUNICIPIO: SAN JOSE CHACAPA, SOCIAL		NOVA: 14/25



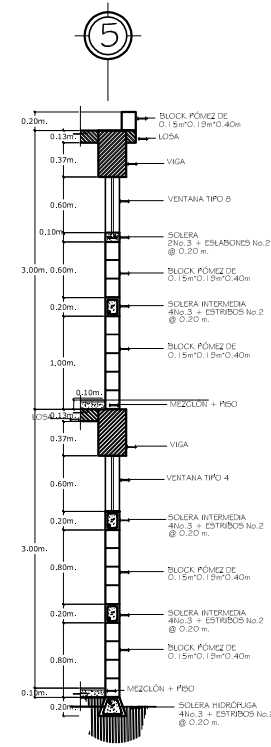
SECCIÓN A-A'
 SIN ESCALA



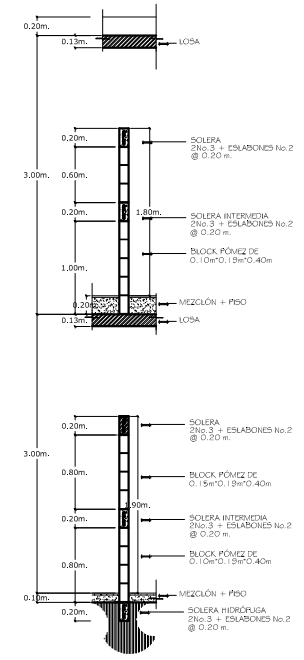
SECCIÓN B-B'
 SIN ESCALA



SECCIÓN C-C'
 SIN ESCALA

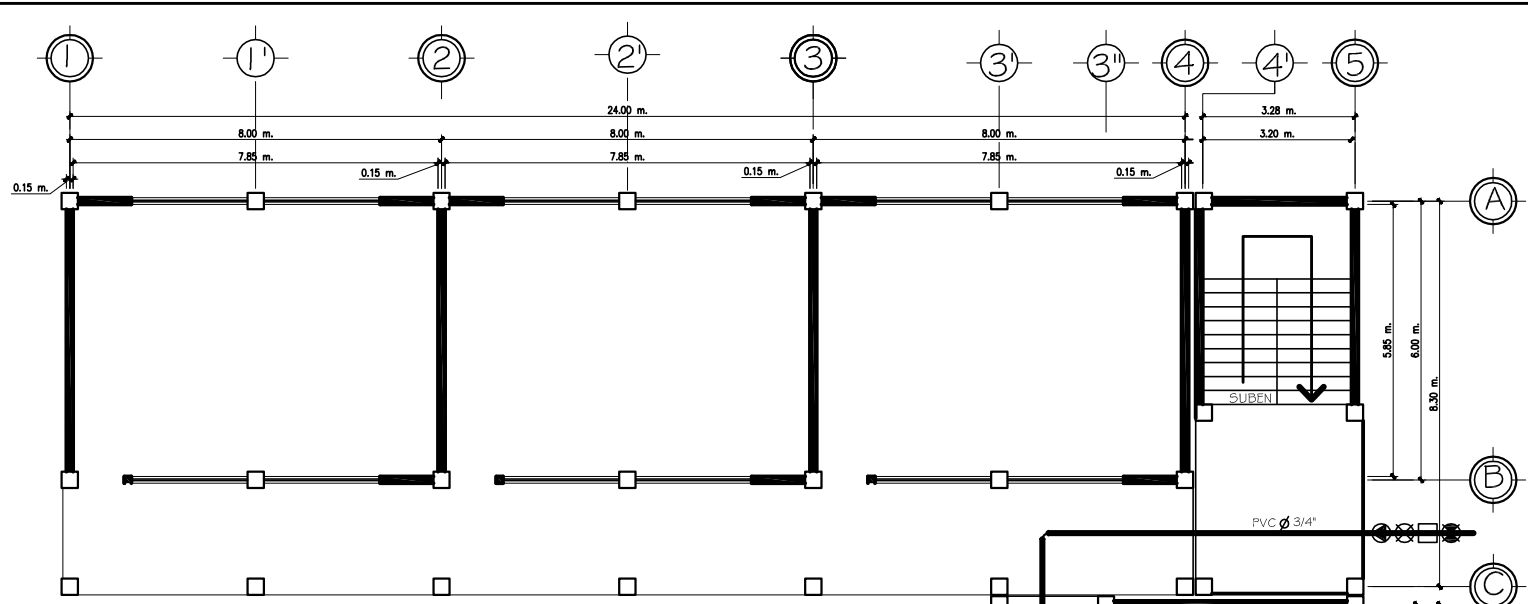


SECCIÓN D-D'
 SIN ESCALA



SECCIÓN E-E'
 SIN ESCALA

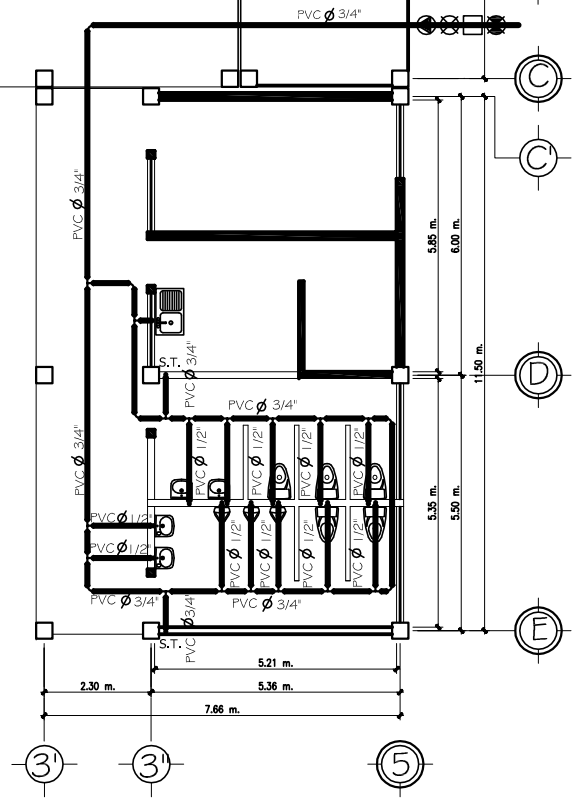
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA				
FACULTAD DE INGENIERÍA				
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO				
PROFESOR	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	
PROFESOR	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	
PROFESOR	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	PROFESOR EN JEFE DE OBRAS	
PROFESOR				15/25



**NOMENCLATURA DE
INSTALACION HIDRAULICA**

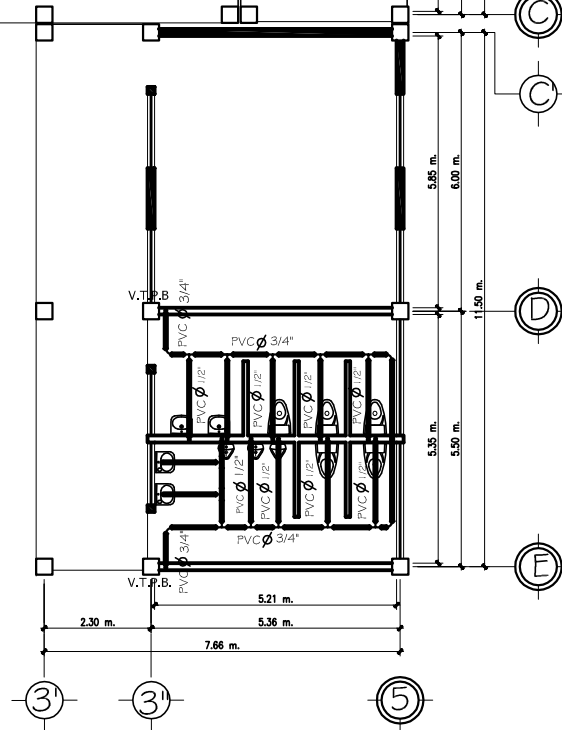
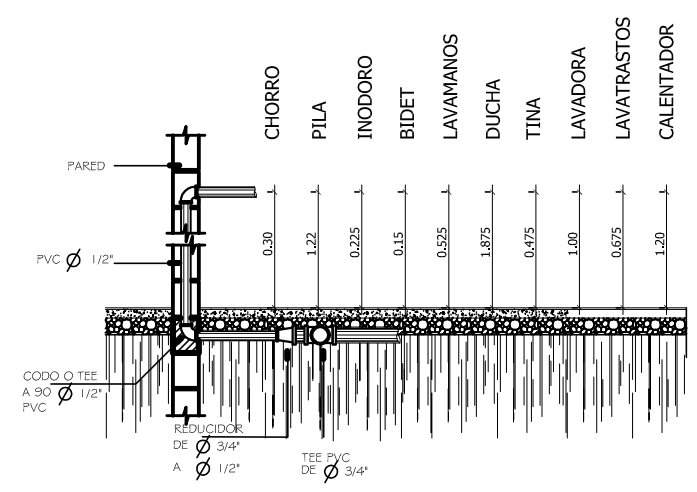
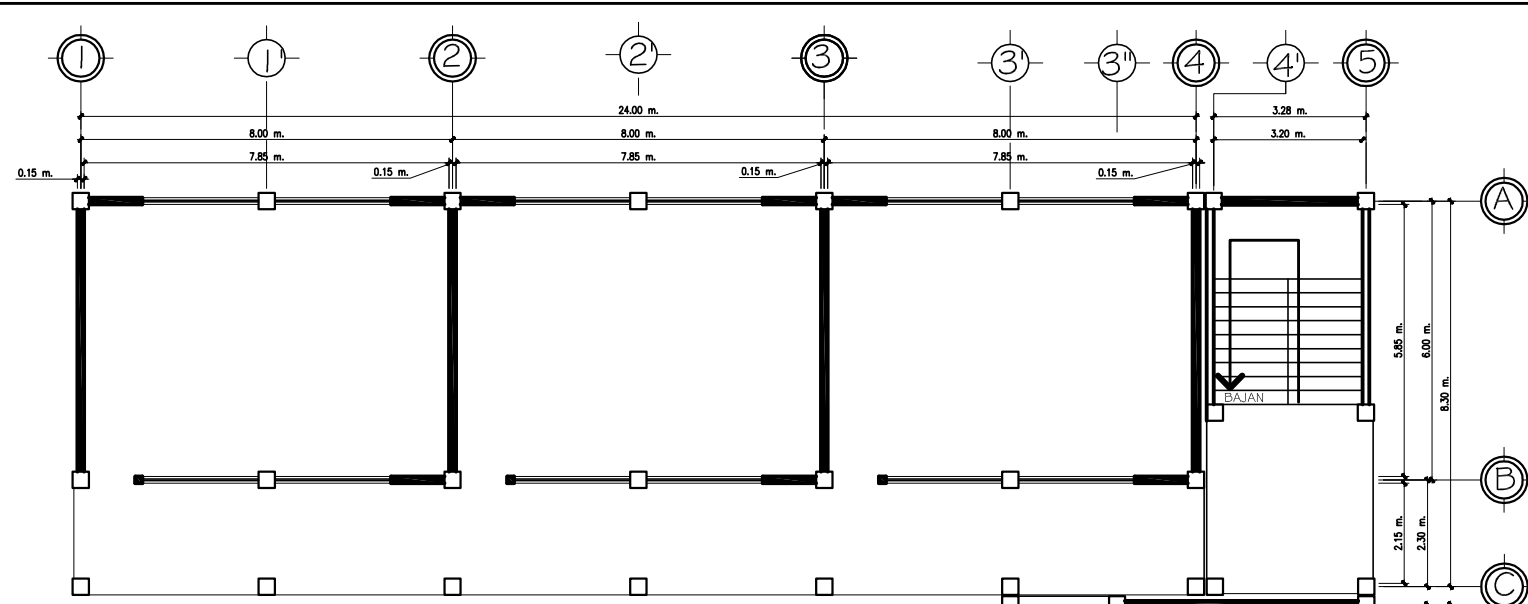
	INDICA CHEQUE
	INDICA LLAVE DE COMPUERTA
	INDICA CONTADOR
	INDICA LLAVE DE PASO
	INDICA TEE A 90 HORIZONTAL
	INDICA CRUZ
	INDICA CODO A 90 HORIZONTAL
	INDICA CODO A 90 VERTICAL
	INDICA TUBERIA DE AGUA FRIA
S.T.	INDICA SUBE TUBERIA
	INDICA TEE A 90 VERTICAL
	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA
V.T.P.B	VIENE TUBERIA DE PLANTA BAJA
V.T.E.	VA A DEPÓSITO DE AGUA EN TERRAZA

NOTA
LA TUBERIA DE AGUA POTABLE SERÁ DE PVC DE 3/4" DE DIAMETRO, Y TODAS LAS ACOMETIDAS A LOS ARTEFACTOS SON DE 1/2" RAZON POR LA CUAL SE UTILIZARÁ REDUCTORES



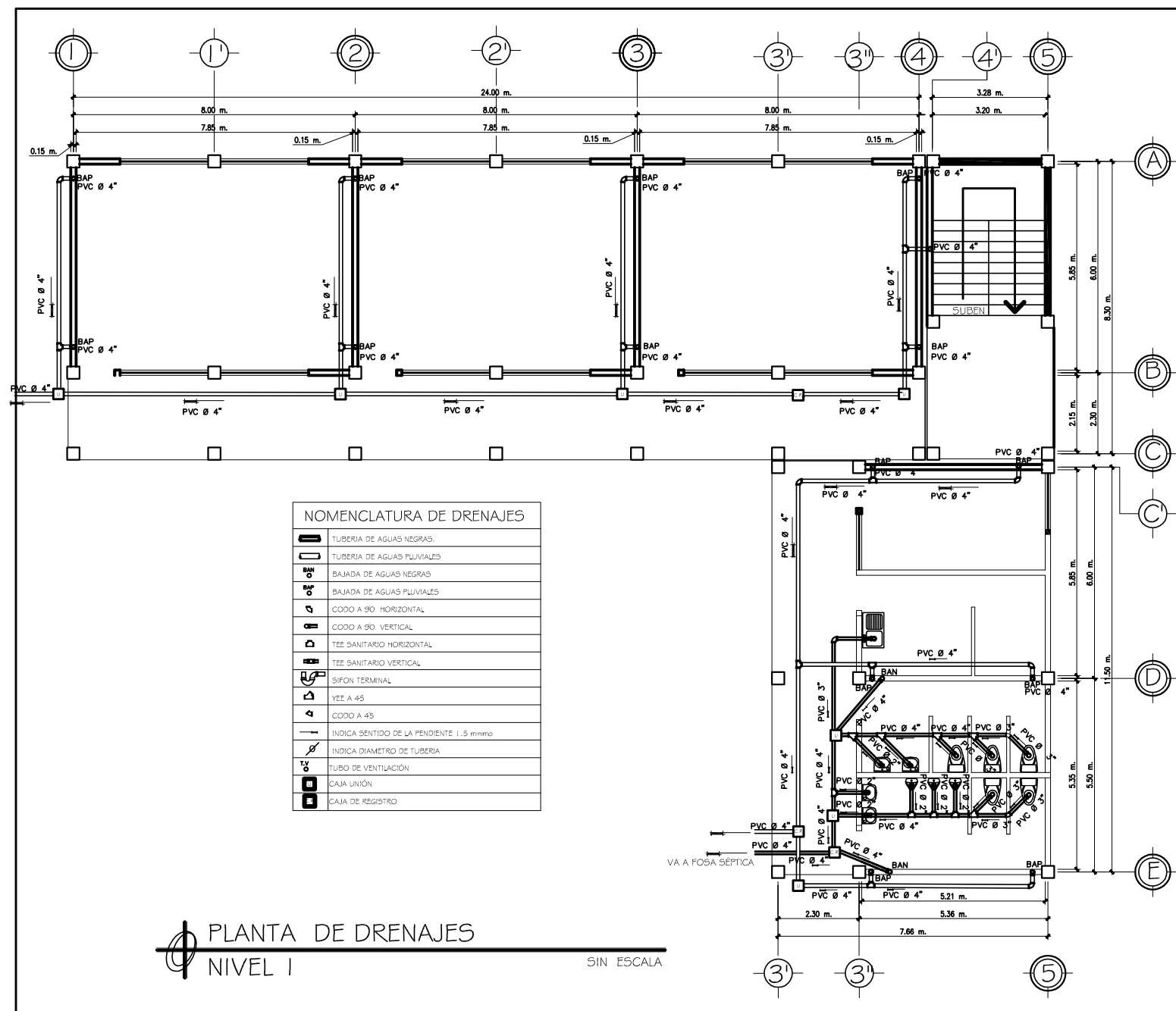
PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA
NIVEL I
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSÉ CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPONENTE: PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA NIVEL I	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
DISEÑO: FRANCO DÍAZ REVISADO: FRANCO DÍAZ	ASISTENTE DISEÑO: FRANCO DÍAZ	COORDINADOR: FRANCO DÍAZ
MUNICIPIO: SAN JOSÉ CHACAYA, SOCCA		FECHA DE ENTREGA: OCTUBRE DEL 2011
INSTITUCIÓN: ING. CIVIL LUIS ALFREDO VILLALBA COLONIA ROMERO, SAN JOSÉ CHACAYA, SOCCA		NÚMERO: 17/25



PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA
 NIVEL 2 SIN ESCALA

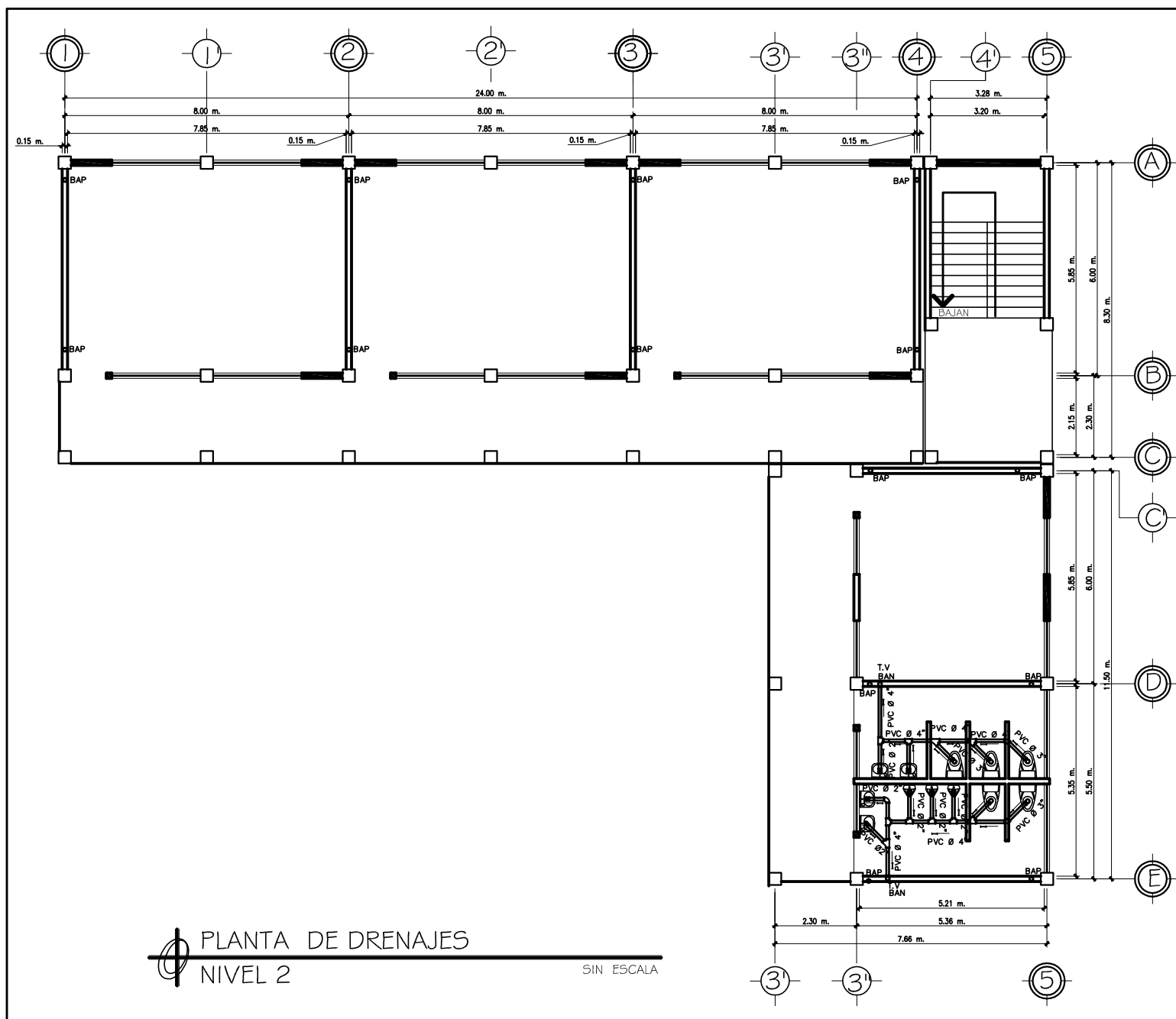
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA RENOVADA, SAN JOSE CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPROBADO: PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: DICIEMBRE DE 2011
DISEÑADO: FRANCISCO URBANO	ASESORADO: FRANCISCO URBANO	ASESORADO: FRANCISCO URBANO
REVISADO: FRANCISCO URBANO	REVISADO: FRANCISCO URBANO	REVISADO: FRANCISCO URBANO
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSE CHACAYÁ, SOCIAL		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE AGUAS 2005-1-0273
		18/25




NOMENCLATURA DE DRENAJES	
	TUBERIA DE AGUAS NEGRAS.
	TUBERIA DE AGUAS PLUVIALES
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES
	CODO A 90° HORIZONTAL
	CODO A 90° VERTICAL
	TEE SANITARIO HORIZONTAL
	TEE SANITARIO VERTICAL
	SIFON TERMINAL
	YEE A 45°
	CODO A 45°
	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE (1:5 mínimo)
	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA
	TUBO DE VENTILACIÓN
	CAJA UNIÓN
	CAJA DE REGISTRO

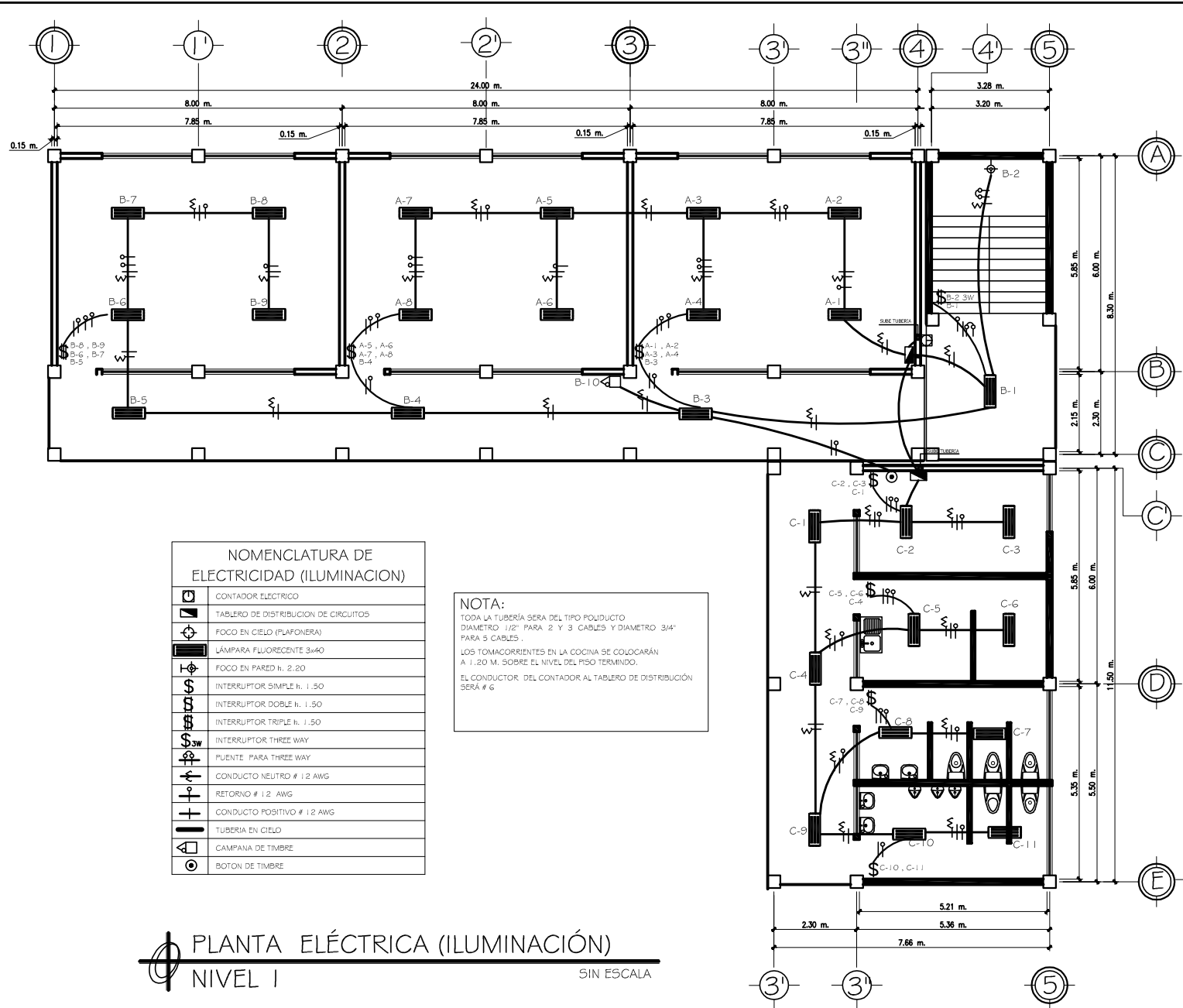
PLANTA DE DRENAJES
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA RENOVADA, SAN JOSÉ CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPROBADO: PLANTA DE DRENAJES NIVEL I	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
DISEÑO: [Nombre]	ASISTENTE: [Nombre]	APROBADO: [Nombre]
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ CHACAYA, SOCIAL		INGENIERO CIVIL ALBERTO VILLALBA COLONIALES No. 5255 ASOCIACIÓN PROFESIONAL
		19/25




PLANTA DE DRENAJES
 NIVEL 2 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPROMISO: PLANTA DE DRENAJES NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
DISEÑO: FERRERIS GONZALEZ	ASISTENTE DISEÑO: FERRERIS GONZALEZ	ASESOR DISEÑO: FERRERIS GONZALEZ
MUNICIPALIDAD SAN JOSE CHACAYA, SOCIAL		INSTITUCIÓN EDUCATIVA COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL
		20/25



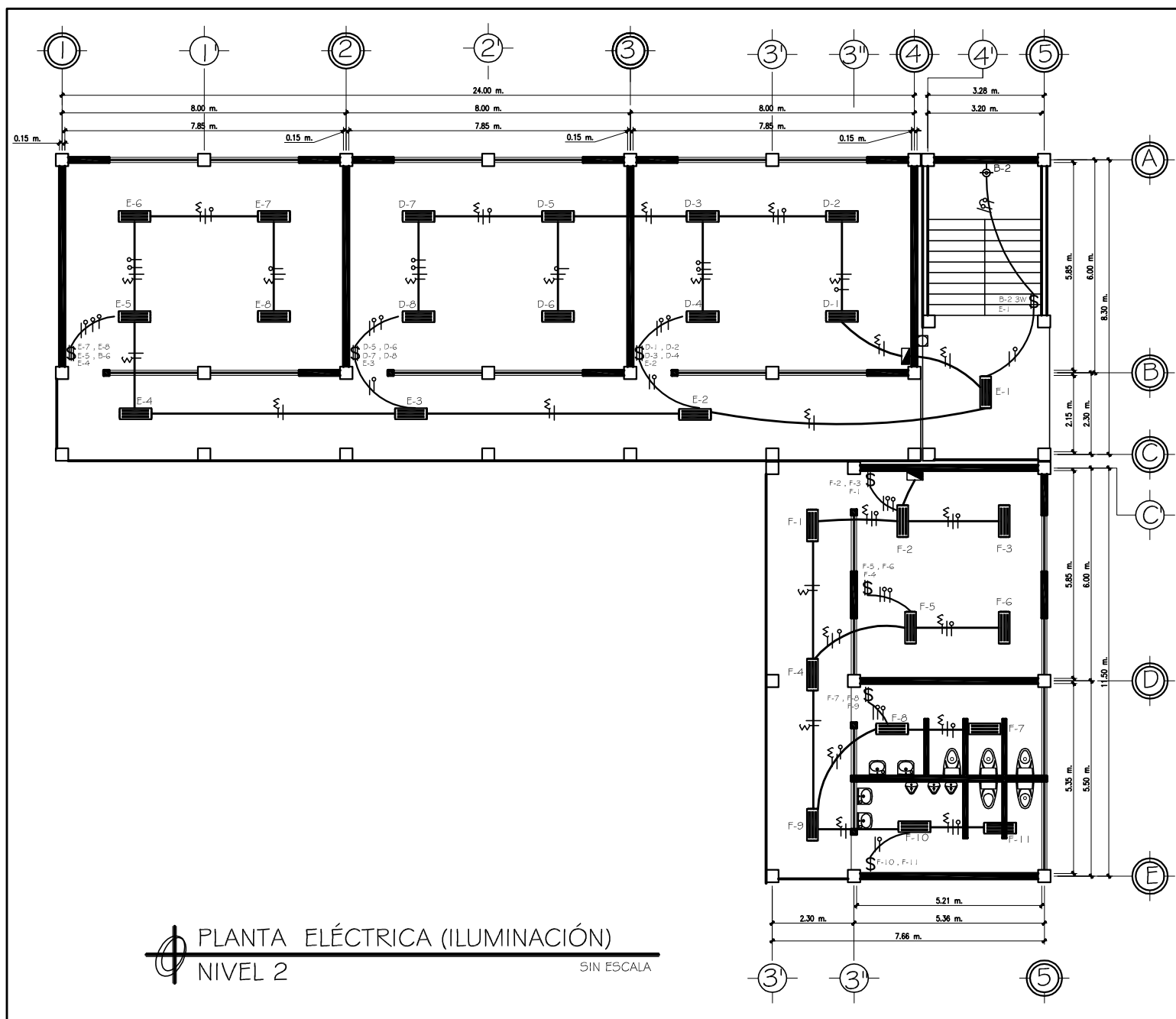
NOMENCLATURA DE ELECTRICIDAD (ILUMINACION)

	CONTADOR ELECTRICO
	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	FOCO EN CIELO (PLAFONERA)
	LAMPARA FLUORESCENTE 3x40
	FOCO EN PARED h. 2.20
	INTERRUPTOR SIMPLE h. 1.50
	INTERRUPTOR DOBLE h. 1.50
	INTERRUPTOR TRIPLE h. 1.50
	INTERRUPTOR THREE WAY
	PUENTE PARA THREE WAY
	CONDUCTO NEUTRO # 1/2 AWG
	RETORNO # 1/2 AWG
	CONDUCTO POSITIVO # 1/2 AWG
	TUBERIA EN CIELO
	CAMPANA DE TIMBRE
	BOTON DE TIMBRE

NOTA:
 TODA LA TUBERIA SERA DEL TIPO POLIDUCTO
 DIAMETRO 1/2" PARA 2 Y 3 CABLES Y DIAMETRO 3/4"
 PARA 5 CABLES.
 LOS TOMACORRIENTES EN LA COCINA SE COLOCARÁN
 A 1.20 M. SOBRE EL NIVEL DEL FISO TERMINDO.
 EL CONDUCTOR DEL CONTADOR AL TABLERO DE DISTRIBUCION
 SERA # 6

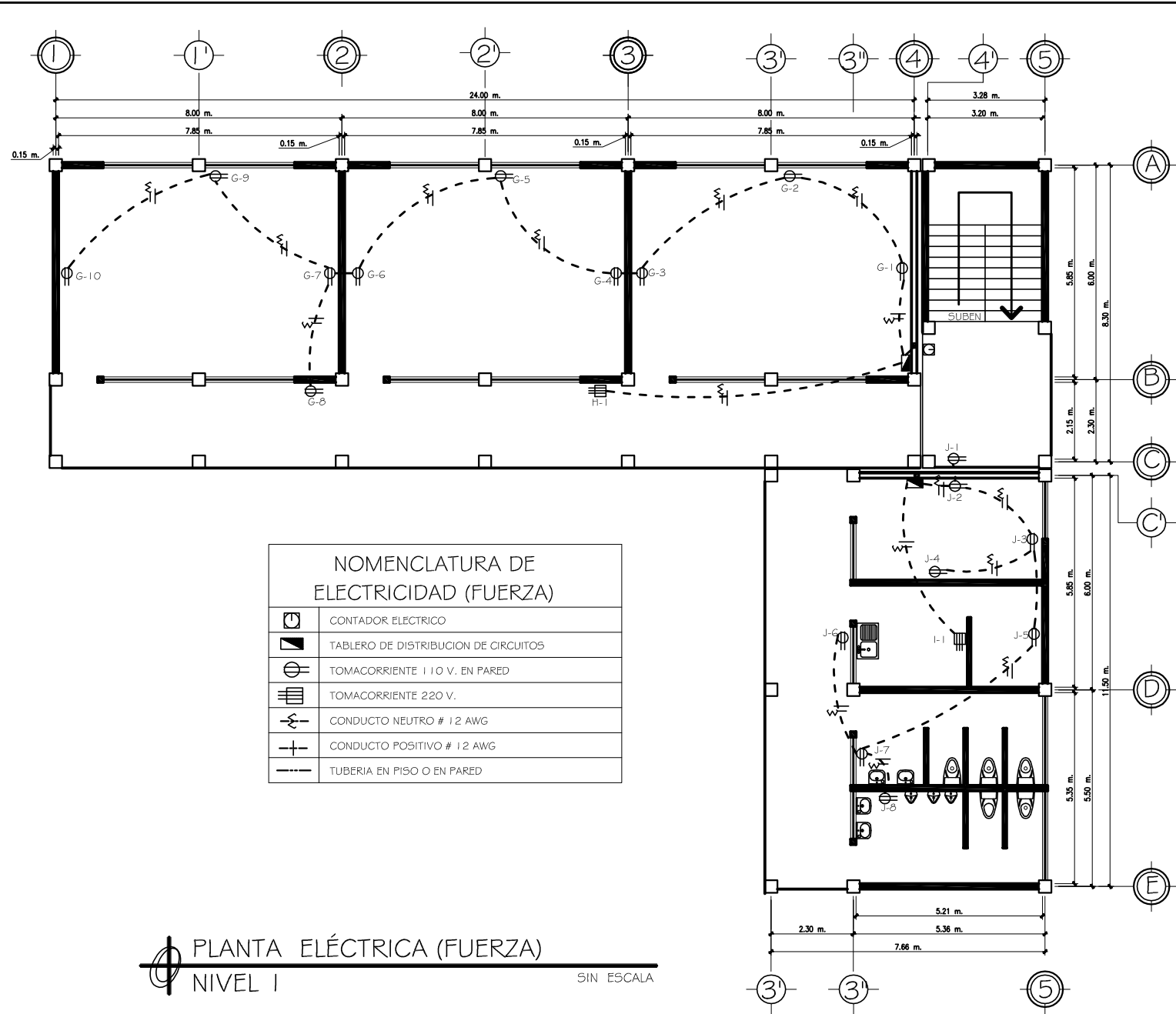
PLANTA ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAPAN, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPUESTO: PLANTA ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN) NIVEL I	ESCALA: INDICADA	FECHA: DICIEMBRE DE 2011
DISEÑO: FREDY DÍAZ/INTEGRAL PROYECTOS	REVISIÓN: FREDY DÍAZ/INTEGRAL PROYECTOS	APROBACIÓN: FREDY DÍAZ/INTEGRAL PROYECTOS
MUNICIPALIDAD: SAN JOSE CHACAPAN, SOCIAL		FECHA DE EMISIÓN: 2005-1-02/23
ING. FREDY DÍAZ/INTEGRAL PROYECTOS		22/25



PLANTA ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)
 NIVEL 2 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL	
COMPROBADO: PLANTA ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN) NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
DISEÑO: FERRERIS DÍAZ / INGENIERO EN ELECTRICIDAD	ASISTENTE: FERRERIS DÍAZ / INGENIERO EN ELECTRICIDAD	CARGA DE OBRAS: 2005 I GO23
MUNICIPALIDAD: SAN JOSÉ CHACAYA, SOCIAL		INGENIERO EN ELECTRICIDAD: FERRERIS DÍAZ / INGENIERO EN ELECTRICIDAD
		23/25

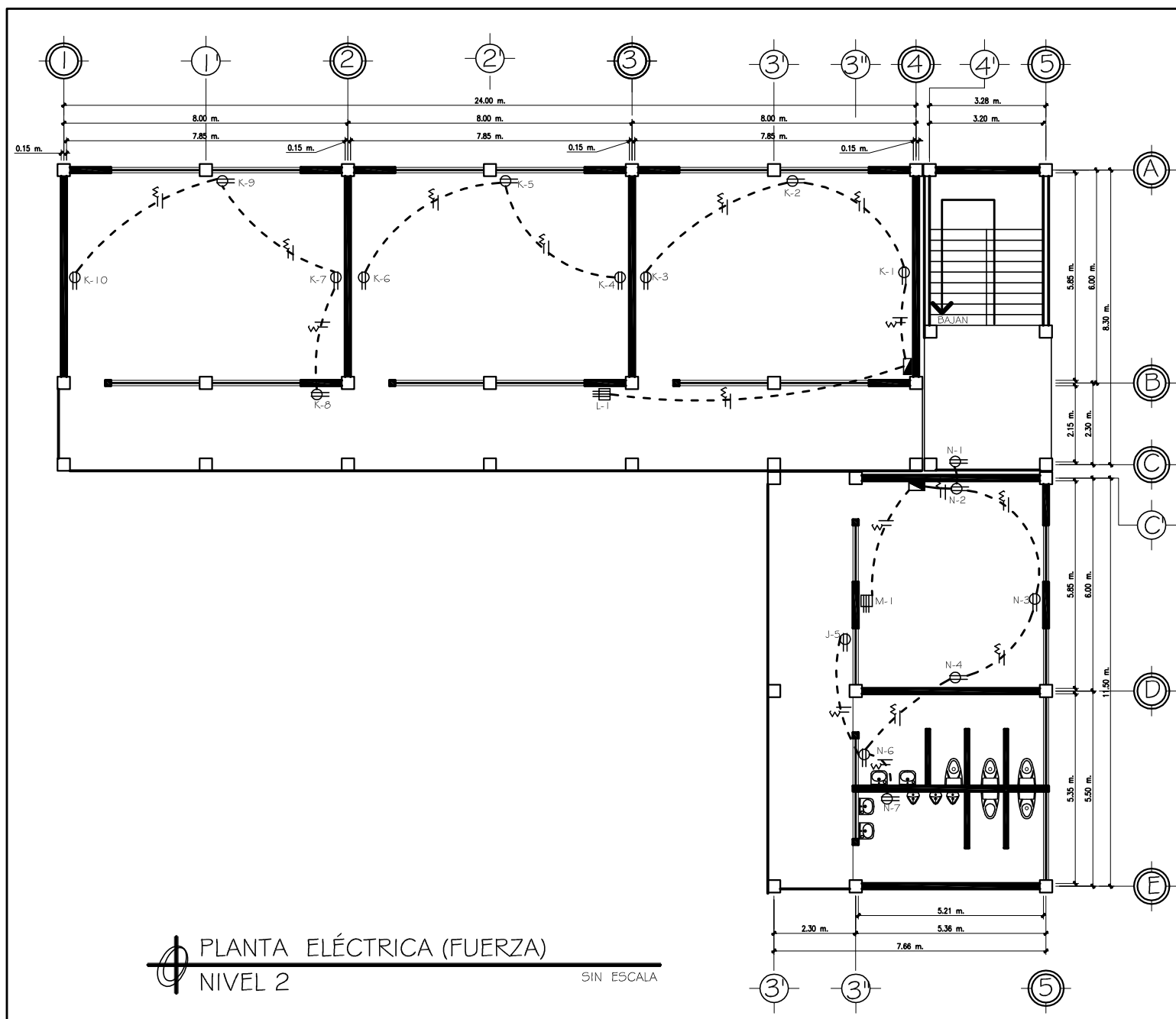


NOMENCLATURA DE ELECTRICIDAD (FUERZA)


	CONTADOR ELECTRICO
	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	TOMACORRIENTE 110 V. EN PARED
	TOMACORRIENTE 220 V.
	CONDUCTO NEUTRO # 12 AWG
	CONDUCTO POSITIVO # 12 AWG
	TUBERIA EN PISO O EN PARED

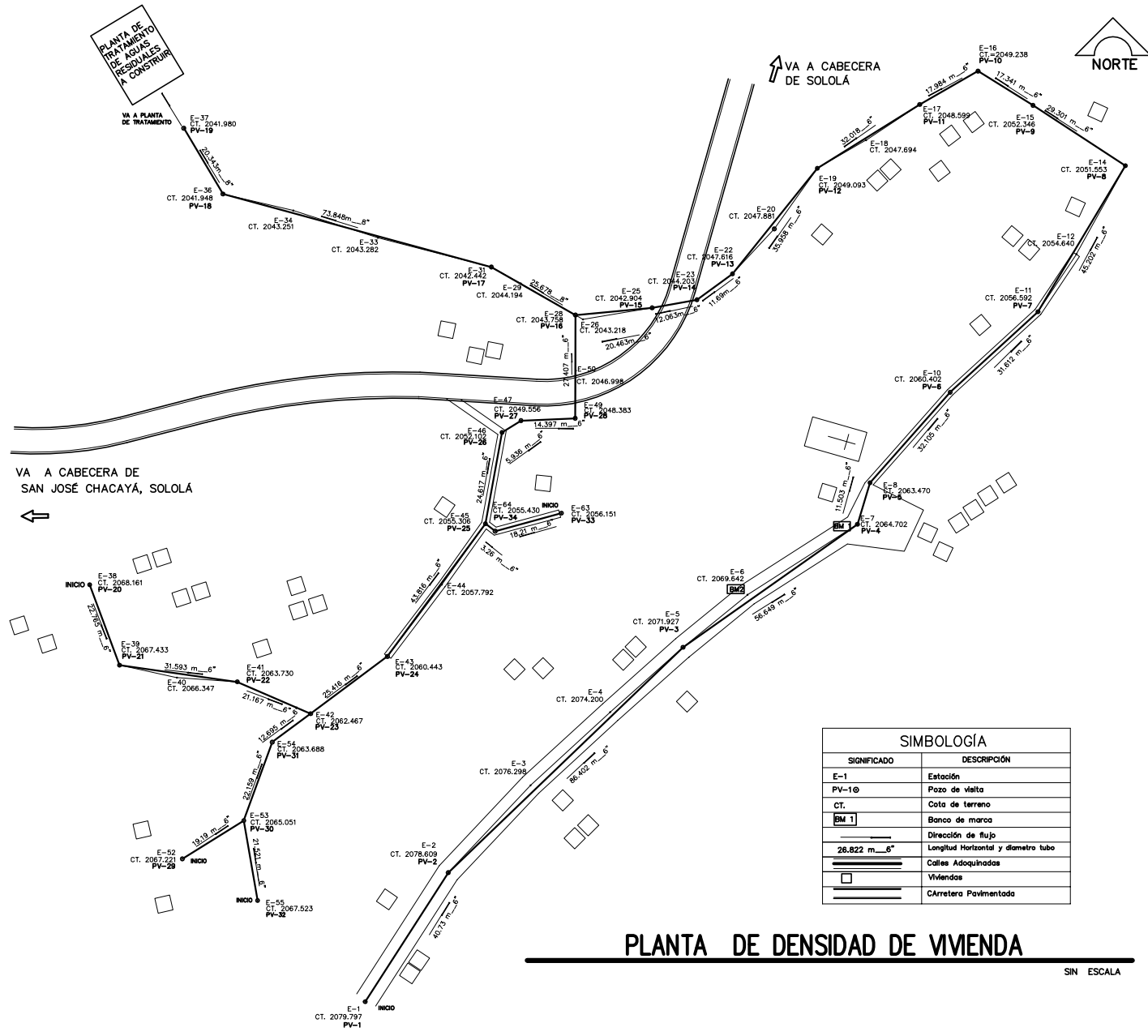
PLANTA ELÉCTRICA (FUERZA)
 NIVEL I SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO					
PROYECTO:	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR			DIRECCIÓN:	COLONIA RENOVADA, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL
COMPUESTO:	PLANTA ELÉCTRICA (FUERZA) NIVEL I		FECHA:	OCTUBRE DE 2011	
DISEÑO:	DISEÑO DIBUJO:	REVISIÓN DIBUJO:	AUTORIZACIÓN DIBUJO:	CARGO DEL DISEÑADOR:	2005-1-023
MUNICIPIO: SAN JOSE CHACAYA, SOCIAL			INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FOLIO:	24/25




PLANTA ELÉCTRICA (FUERZA)
 NIVEL 2 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	DIRECCIÓN: COLONIA ROMERO, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOCIAL		
COMPUESTO: PLANTA ELÉCTRICA (FUERZA) NIVEL 2	ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011	
DISEÑO: INGENIERO EN ELECTRICIDAD	ASISTENTE: INGENIERO EN ELECTRICIDAD	APROBADO: INGENIERO EN ELECTRICIDAD	CARRERA DE INGENIERÍA: 2005-1-0273
MUNICIPIO: SAN JOSE CHACAYA, SOCCATA		INGENIERO EN ELECTRICIDAD COLABORADOR AL 50% INGENIERO EN ELECTRICIDAD	NOVA: 25/25



VA A CABECERA DE SOLOLA

VA A CABECERA DE SAN JOSÉ CHACAYA, SOLOLA

SIMBOLOGÍA	
SIGNIFICADO	DESCRIPCIÓN
E-1	Estación
PV-1⊕	Pozo de visita
CT.	Cota de terreno
BM 1	Banco de marca
→	Dirección de flujo
28.822 m-6"	Longitud Horizontal y diámetro tubo
▬▬▬▬▬▬	Calles Adoquinadas
□	Viviendas
▬▬▬▬▬▬	C/Carretera Pavimentada

LIBRETA PARA REPLANTEO TOPOGRÁFICO					
EST.	P.O.	AZMUT			D.H. (m)
		GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	
1	2	32	45	50	40.73
2	3	43	20	25	31.85
3	4	47	22	19	28.726
4	5	48	19	48	25.888
5	6	50	47	39	22.057
6	7	57	18	55	34.68
7	8	16	49	14	11.503
8	10	41	33	24	32.105
10	11	47	28	25	31.612
11	12	33	40	54	18.416
12	14	28	58	19	26.82
14	15	303	8	34	29.301
15	16	297	17	8	16.921
16	17	243	23	2	16.802
17	18	236	22	20	17.118
18	19	240	4	7	14.916
19	20	215	19	47	19.733
20	22	222	57	37	16.308
22	23	233	54	37	11.69
23	25	259	47	15	12.063
25	26	260	30	3	16.6210
26	28	299	50	12	2.314
28	29	300	3	15	16.737
29	31	299	13	6	6.942
31	33	284	1	47	32.218
33	34	288	41	15	22.502
34	36	263	9	27	19.0169
36	37	329	14	16	20.343
28	50	179	32	22	14.749
50	49	180	46	4	12.659
49	47	267	29	12	14.397
47	46	238	10	22	40.73
46	45	190	18	24	24.617
45	44	215	32	39	19.881
44	43	217	8	20	23.934
43	42	233	19	52	25.416
42	41	293	27	47	40.73
41	40	253	58	27	16.05
40	39	282	16	28	15.571
39	38	339	34	16	22.765
42	54	233	23	33	12.695
54	53	199	55	50	22.159
53	52	238	4	34	19.19
53	55	170	13	33	21.521
83	84	254	47	34	17.21
84	45	307	30	46	2.28

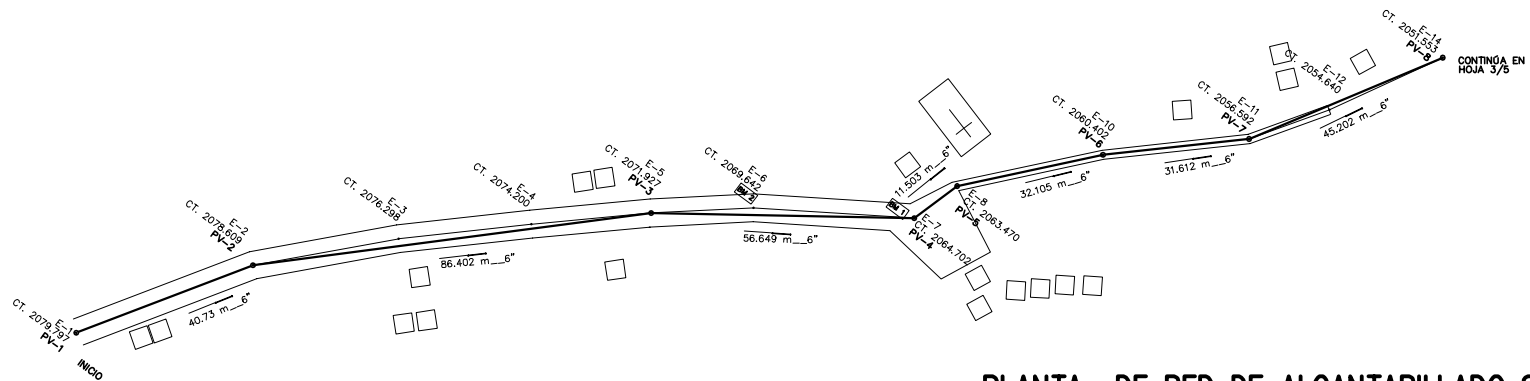
PLANTA DE DENSIDAD DE VIVENDA

SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

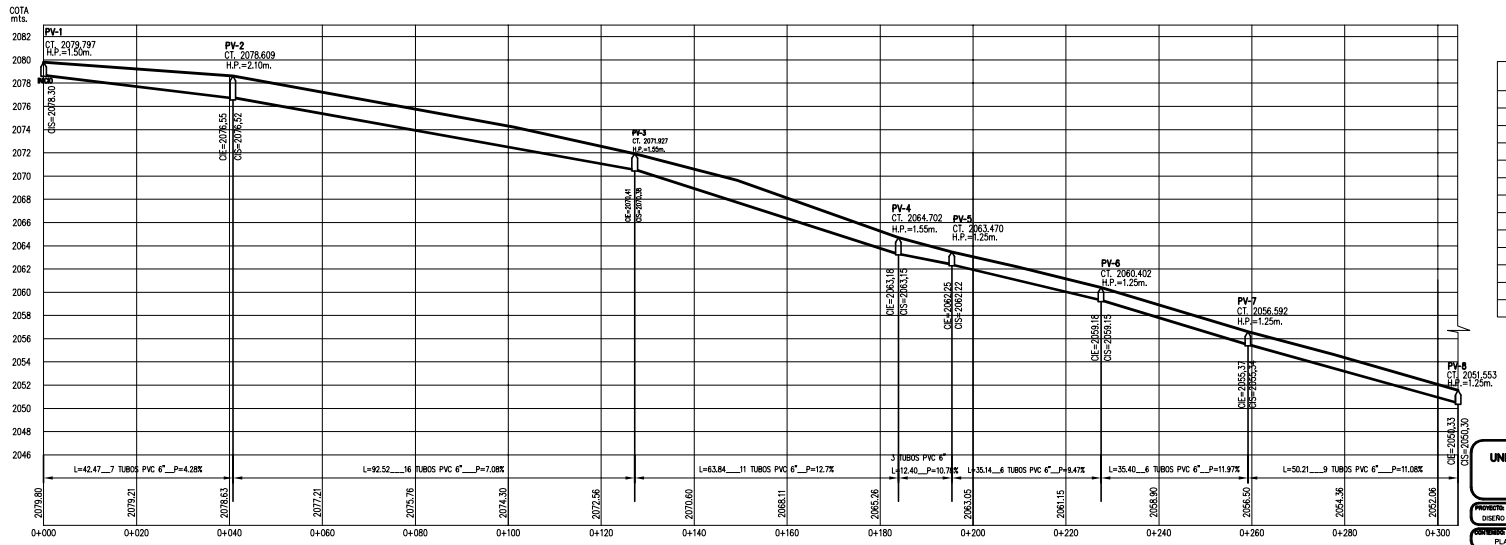
PROYECTO: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	UBICACIÓN: CASERIO CHAJARÉZ, SAN JOSÉ CHACAYA DEPARTAMENTO DE SOLOLA
TÍTULO: PLANTA DE DENSIDAD DE VIVENDA	FECHA: OCTUBRE DE 2011
PROFESOR: ARTURO FERRAS VILLARREAL	ALUMNO: ARTURO FERRAS VILLARREAL
PROFESOR: ARTURO FERRAS VILLARREAL	ALUMNO: ARTURO FERRAS VILLARREAL

Hoja 1/6



PLANTA DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA



PERFIL DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA VERTICAL
SIN ESCALA HORIZONTAL

SIMBOLOGÍA

SIGNIFICADO	DESCRIPCIÓN
E-1	Estación
PV-1 ⊕	Pozo de visita
CT	Cota de terreno
H.P.	Altura de pozo de visita
CE	Cota Invert de entrada
OS	Cota Invert de Salida
P=K	Pendiente de Tubería
L=	Longitud inclinada de tubo
—	Dirección de flujo
28.822 m_6°	Longitud Horizontal y diámetro tubo
—	Calles Adoquinadas
□	Viviendas

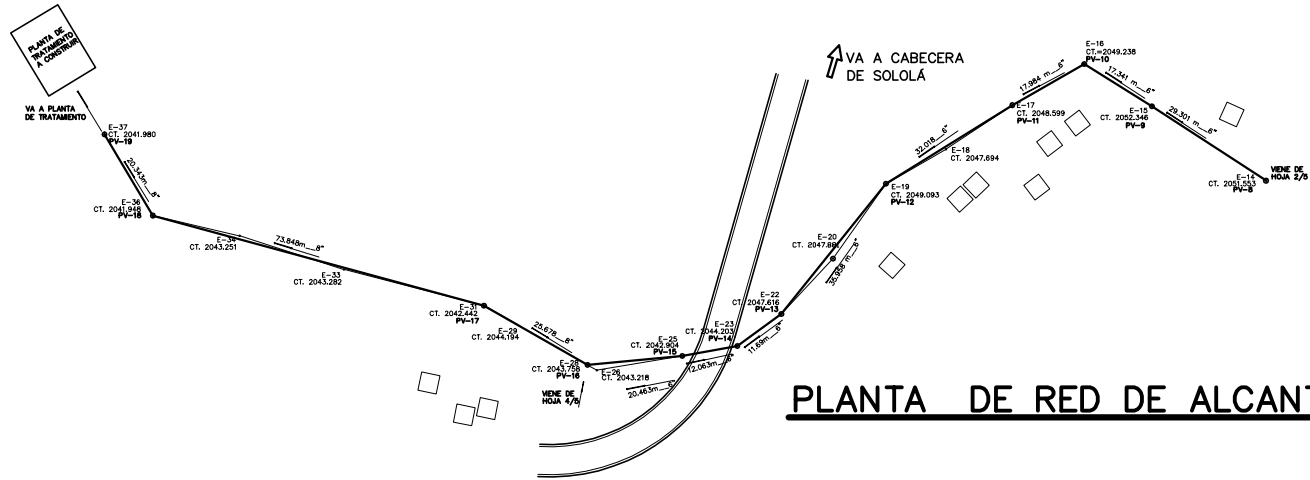
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: CASERIO CHUJADREZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ, DEPARTAMENTO DE SOLA.
FECHA: OCTUBRE DE 2011

PROYECTANTE: PLANTA Y PERFIL DE PV-1 A PV-8
DISEÑO: INDIAGA
REVISOR: OCTUBRE DE 2011

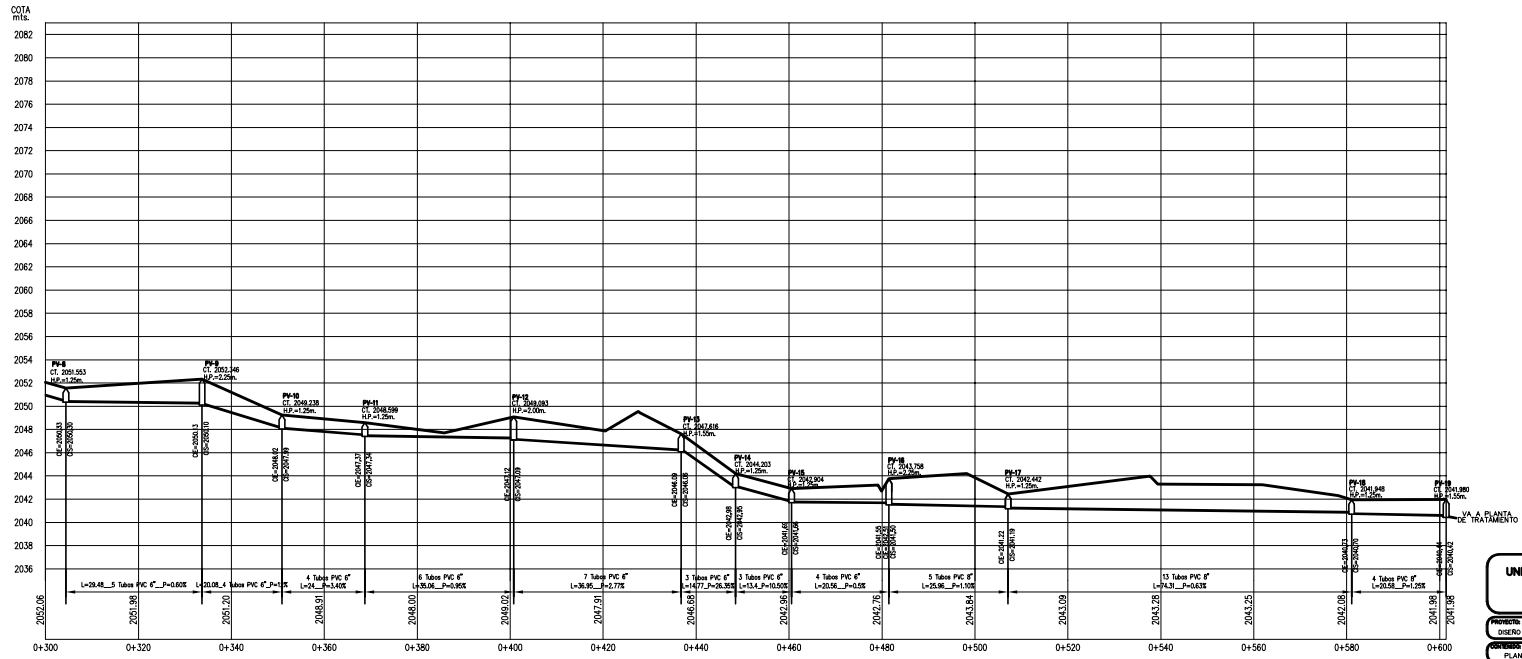
APROBADO: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-VALBUENA
REVISOR: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-VALBUENA
DISEÑO: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-VALBUENA
CORRECCIÓN: OCTUBRE DE 2011

Hoja 2/6



PLANTA DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA



PERFIL DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA VERTICAL
SIN ESCALA HORIZONTAL

SIMBOLOGÍA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
E-1	Estación
PV-1	Pozo de visita
CT.	Cota de terreno
HP.	Altura de pozo de visita
IE	Cota invert de entrada
IS	Cota invert de salida
P=	Pendiente de tuberío
L=	Longitud inclinada de tubo
→	Dirección de flujo
28.822 m_6"	Longitud Horizontal y diametro tubo
---	Calle Adquiridas
□	Vivienda

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	PROFESOR: CASERIO CHUJADREZ, SAN JOSE CHACAYÁ
PLANTA Y PERFIL DE PV-B A PV-19	SEÑALA: INDAGA
REVISOR: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-BLANQUEZ	REVISOR: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-BLANQUEZ
REVISOR: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-BLANQUEZ	REVISOR: ARTURO FERRAS HERNÁNDEZ-BLANQUEZ

FECHA: OCTUBRE DE 2011
CARTELA DEL EJERCICIO: 2000_110223

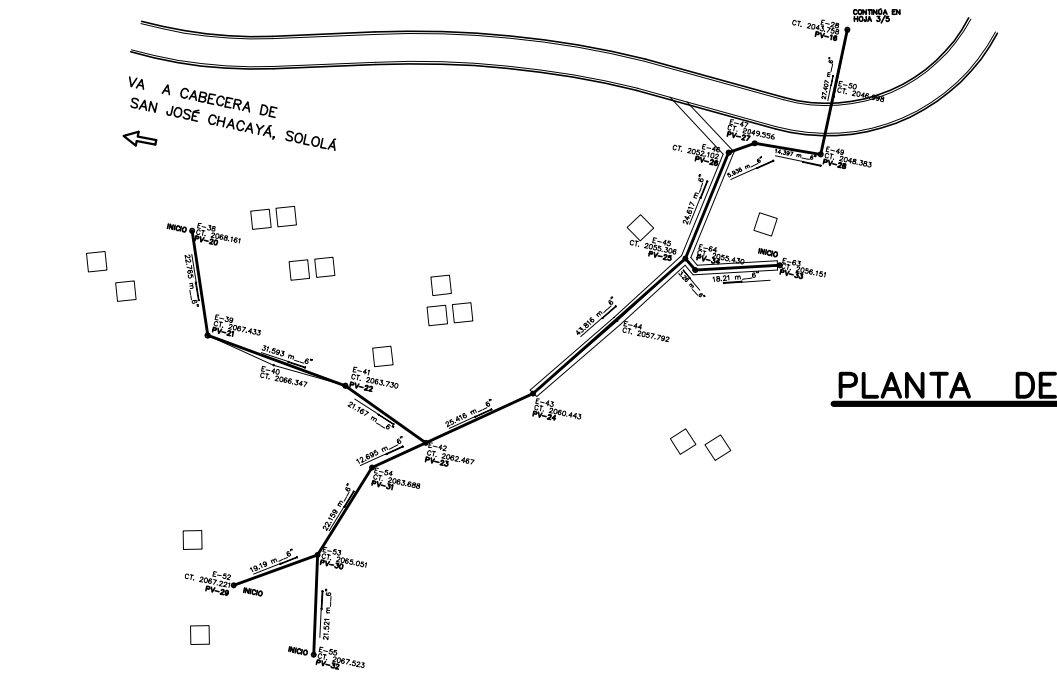
HOJA: 3/6

VA A CABECERA DE SAN JOSE CHACAYA, SOLOLA

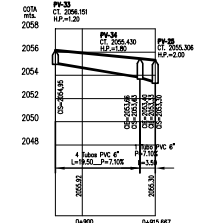
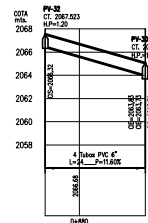
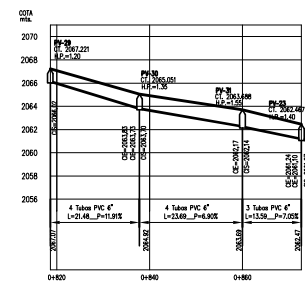
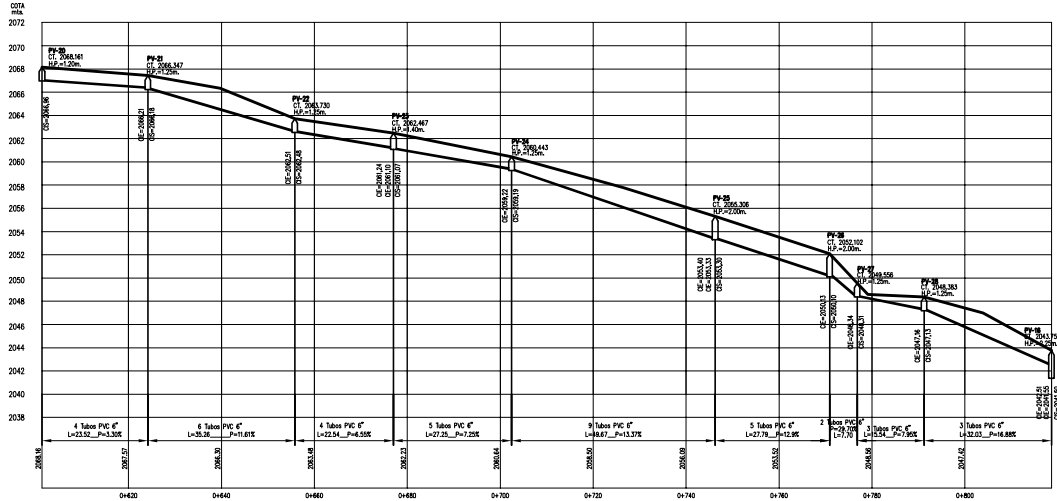


PLANTA DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA



SIMBOLOGÍA	
SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
E-1	Estación
PM-1	Punto de Vialto
CT.	Cota de terreno
HP.	Altura de pezo de vialto
CE	Cota Invert de entrada
CS	Cota Invert de Salida
P=I	Pendiente de Tubario
L=	Longitud inclinada de tubo
→	Dirección de flujo
20.822 m=8"	Longitud Horizontal y diámetro tubo
→	Calle Adecuadas
□	Viviendas



PERFIL DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

SIN ESCALA VERTICAL
SIN ESCALA HORIZONTAL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	UBICACIÓN: CASERIO CHUJARRIZ, SAN JOSE CHACAYA, DEPARTAMENTO DE SOLOLA.
PLANTA Y PERFIL DE PV-20 A PV-34	EDIFICIO: INDAGUA
FECHA: OCTUBRE DE 2011	FECHA: OCTUBRE DE 2011
PROYECTISTA: ARTURO FERRAS VILLANUEVA-BLANQUEZ	PROYECTISTA: ARTURO FERRAS VILLANUEVA-BLANQUEZ
PROYECTISTA: ARTURO FERRAS VILLANUEVA-BLANQUEZ	PROYECTISTA: ARTURO FERRAS VILLANUEVA-BLANQUEZ

HOJA
4/6

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El proyecto consiste en una línea de colección de desechos líquidos domésticos para el caserío Chuacruz, San José del departamento de Sololá, tiene las siguientes características:
Una longitud de 915.667 metros lineales, los cuales tendrán una tubería con diámetro de 6" y 8", la tubería será tipo NOVAFORT NORMA ASTM F-949 que cumple con la norma de alcantarillado sanitario. El sistema tendrá un total de 34 pozos de visita los cuales tendrán una función de mantenimiento y limpieza del mismo, estos se construirán de ladrillo tayuyo, además se colocarán escalones para su acceso. Consta de 46 conexiones domiciliarias

El sistema será por gravedad y se ejecutará en calle principal y veredas de la comunidad. el agua residual será tratada en la planta que se construirá para la cabecera municipal de San José Chacayá del departamento de Sololá.

El sistema anterior tendra que cumplir con los siguientes requisitos:

TRAZO:

Se realizará el trazo correspondiente en el lugar donde se instalará, colocará y se llevará a cabo la conducción del drenaje.

EXCAVACIÓN:

El ancho de la zanja deberá ser como mínimo de 0.80 mts. La profundidad la determinan los pozos de visita. Ver plano de planta-perfil, todas las zanjas deberán estar libres de toda inundación y emposamiento de agua. Cuando se encuentre roca, ya sea en estratos o en forma suelta, deberá ser removida debajo de la pendiente, respuesta con material adecuado, de manera que se provea un colchón de tierra compacta, que tenga un espesor debajo de la tubería, no menor de 2.50 centímetros, o una pulgada por cada metro de alto de relleno a partir de la parte superior de la tubería, con un espesor mínimo permisible de 20 centímetros.

El contratista deberá tomar las precauciones necesarias para desviar temporalmente, cualquier corriente de agua que se pueda encontrar

COMPACTACIÓN DE BASE:

En caso de que existan rocas, escombros o cualquier otro material no recomendado en el piso de la Zanja, excávese una profundidad mínima de 16 cm (6") por debajo del nivel del fondo de la tubería y reemplazarse con material apropiado, debe compactarse el material de encañado.

Los materiales de revestimiento deben densificarse como mínimo al 95% del proctor estándar por compactación, vibrado o envarillado según sea su clasificación.

Como revestimiento también se podrá utilizar suelo-cemento con cualquier material que tenga un contenido de arcilla inferior al 35%.

COLOCACIÓN DE TUBERÍA:

Deberá terminarse la excavación de una Ingitud no mayor de 60metros la cual será debidamente recibida para que la razante del fondo, tanto del colector como de las conexiones domiciliarias, esté de acuerdo con las cotas del plano que su alineamiento este correcto y que se cumpla el ancho establecido.

Antes de colocarse la tubería es necesario una minuciosa revisión en cuanto a astiyaduras, rajaduras, y que no tenga residuos de otros materiales, cuando se usen tubos de campana, deberán abrirse zanjas transversales en la base de la zanja, para que la campana quede libre y permita un asentamiento firme del cuerpo del tubo en la base de la campana.

Movilizar la tubería hacia la zanja con el sumo cuidado de no dañarla, bajarla a la zanja con lazos en los extremos, colocándola en el fondo de la zanja.

Verificar que todo el tubo repose sobre la zanja con la pendiente indicada en planos.

El acople debe ser colocando solvente lubricante en los empaques y alineando los tubos horizontal y verticalmente para su acople final, colocando un trozo de madera de 2" x 3" para proteger el tubo y empujar con una barra de hierro o utilizar polipastro para el acople sin dañar la tubería.

RELLENO:

Luego de haber colocado la tubería correspondiente dentro de la línea de conducción señalada, se procederá a rellenar de tal modo que pueda compactarse. La compactación se realizará en capas de 0.30 m hasta alcanzar el nivel natural del suelo. Tomar las precauciones necesarias para evitar el movimiento de la tubería durante el relleno lateral.

POZOS DE VISITA:

Se construirán en los sectores donde se requieran y se encuentren establecidos en los planos respectivos. Se realizará la excavación de cada pozo de acuerdo a las dimensiones establecidos en los planos y se construirán de ladrillo tayuyo.

CONEXIONES DOMICILIARES:

Las conexiones domiciliarias tendrán una candela con tubo de concreto de diámetro 12", con su respectiva tapadera, tal como indican planos. Posteriormente se conectará a la tubería de PVC de diámetro 4", la cual conectará al colector principal a través de un accesorio tipo sileta sanitaria.

CONEXIONES DOMICILIARES:

Las conexiones domiciliarias tendrán una candela con tubo de concreto de diámetro 12", con su respectiva tapadera, tal como indican planos. Posteriormente se conectará a la tubería de PVC de diámetro 4", la cual conectará al colector principal a través de un accesorio tipo sileta sanitaria.

MATERIALES:

CEMENTO:

El cemento a utilizar será de uso general en la construcción (UGC), lo cual se puede verificar en el empaque que este trae. Deberá inspeccionarse a manera de constatar que las bolsas no estén rotas o contengan humedad, porque esto afectará la resistencia del concreto.

ARENA:

Este material tendrá que ser evaluado antes de ser recibido, verificar si no trae impurezas tales como piedras, tierra ó materia orgánica. . Otra inspección a tomar en cuenta, es medir el transporte donde este vendrá para asegurarse que es la medida correcta. En caso de contener impurezas deberá ser cernido o colado con malla lo más fina posible

PIEDRÍN:

Deberá ser piedrín triturado, esto para garantizar tanto la manejabilidad como la fluidez de este. El piedrín tendrá que venir libre de impurezas tales como arena o piedras más grandes. La medida adecuada es de ½" y 3/8".

HIERRO:

El hierro de ½" (No. 4) y 3/8" (No. 3) deberá ser en barras corrugadas de grado 40 legítimo para asegurar su resistencia, tendrá que ser inspeccionado para asegurar que no esté oxidado o vengán barras en mal estado. El hierro de ¼" será liso y de igual manera inspeccionarlo para asegurar su buen estado. Los dobleces se harán en frío, tratando la manera de no dañarlos para no inducir fallas.

ALAMBRE DE AMARRE:

El alambre de amarre deberá ser de características flexible a manera de facilitar su manejo.

CONCRETO:

El concreto a utilizar en piso de los pozos deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días mínimo de 210 Kg / cm2, la proporción correcta para lograr esta resistencia será de 1:2:3 (cemento, arena y piedrín), esta proporción se logra por medio de una parihuela, la cual será armado en campo. El curado del concreto deberá realizarse diariamente durante 14 días a modo de alcanzar su mayor resistencia, este se llevará a cabo inmediatamente después de su fundición.

LADRILLO:


El ladrillo a utilizar será tayuyo de dimensiones 23*11*6 cm, el ladrillo tendrá que ser de buena calidad, libre de grietas y de color rojizo, de 40 kg/cm2.

REPOSICIÓN DE ADOQUINADO EN CALLES:

En las calles donde actualmente existe adoquinado, se deberá remover para poder realizar el proyecto de red de alcantarillado sanitario; pero despues de haber enterrado la tubería, el ejecutor deberá compactar adecuadamente el terreno, para luego volver a colocar el adoquin tal como estaba al principio, sin olvidar que se deberá reponer también el material que tenga de base.

REPOSICIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO EN CARRETERA QUE VA DE SAN JOSÉ CHACAYÁ A SOLOLÁ.

En las calles donde actualmente existe pavimento rígido, se deberá remover una franja de un metro de ancho para que la tubería pueda seguir su trayecto a la planta de tratamiento que se construirá para el casco urbano de San José Chacayá. Después de haber enterrado la tubería, el ejecutor deberá volver a construr la carpeta de rodadura del mismo tipo y características que tiene actualmente.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	UBICACIÓN: CASERIO CHUACRUZ, SAN JOSÉ CHACAYÁ DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ		
OBJETIVO: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	ESCALA: NOTADA	FECHA: OCTUBRE DE 2011	
REVISOR: ARTURO FREYRAS FERNÁNDEZ-VALDERRAMA	REVISOR: ARTURO FREYRAS FERNÁNDEZ-VALDERRAMA	REVISOR: ARTURO FREYRAS FERNÁNDEZ-VALDERRAMA	GRABE DEL EJERCICIO: 2010-110223
RESPONSABLE: SAN JOSÉ CHACAYÁ, SOLOLÁ			HORA: 6/6