



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

**DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE  
COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA**

**José Adolfo Aquino Concogua**

Asesorado por la Inga. Christa del Rosario Classon

Guatemala, noviembre 2017



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE  
COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**JOSÉ ADOLFO AQUINO CONCOGUA**

ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE 2017



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Chistian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López



## **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 DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 02 de febrero 2016



**José Adolfo Aquino Concogua**



Guatemala, 16 de agosto de 2016  
REF.EPS.DOC.550.08.16

Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto.

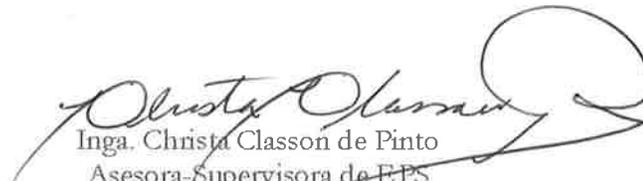
Por este medio atentamente le informo que como Asesora Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Adolfo Aquino Concogua** con carné No. **199616912**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA.**

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"

  
Inga. Christa Classon de Pinto  
Asesora-Supervisora de EPS  
Área de Ingeniería Civil  


c.c. Archivo  
CDRSdP/ra



**USAC**  
**TRICENTENARIA**  
 Universidad de San Carlos de Guatemala  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
 07 de agosto de 2017

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

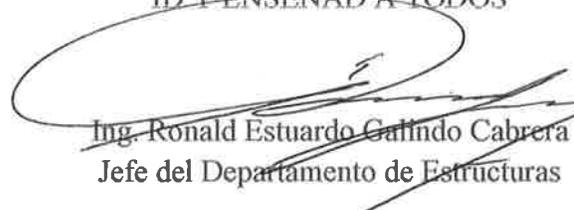
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM.4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Adolfo Aquino Concogua, con Registro Estudiantil No. 9616912, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
 Ing. Ronald Estuardo Gallindo Cabrera  
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO  
 DE  
 ESTRUCTURAS  
 USAC

/mrrm.





Guatemala, 29 de agosto de 2017

REF.EPS.D.279.08.17

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

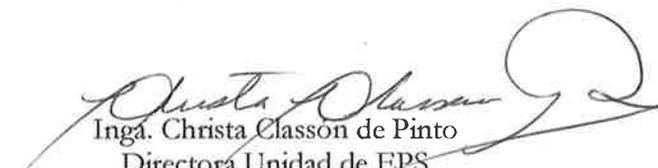
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Adolfo Aquino Concogua, Registro Académico 199616912 y CUI 2447 64667 0511**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la **Inga. Christa Classon de Pinto**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por la Asesora-Supervisora y Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora y Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante José Adolfo Aquino Concogua titulado **DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre  
/mrrm.

---

*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*



Universidad de San Carlos  
de Guatemala

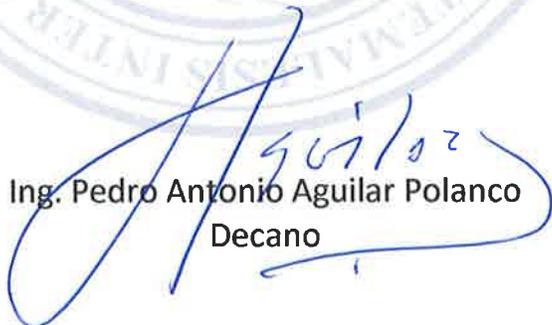


Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 554.2017

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 DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario: **José Adolfo Aquino Concogua**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano

Guatemala, noviembre de 2017

/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Porque en todo momento estuvo conmigo, brindándome sabiduría, gracias por protegerme y permitirme lograr este triunfo.
- Mis padres** Por su amor incondicional, esfuerzo, entrega, dedicación en todo momento.
- Mi Esposa** Ingrid Magaly López por todo el apoyo incondicional, comprensión y amor.
- Mis hijos** Josué y Marleny por la comprensión y cariño.
- Mis hermanas** Gracias por apoyarme.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

**Universidad de San  
Carlos de Guatemala**

Gracias por transformar mi sueño en realidad.

**Facultad de Ingeniería**

Por brindarme los conocimientos y habilidades necesarias para desempeñarme como profesional.

**Mis padres**

Por enseñarme que con perseverancia, dedicación y humildad, se pueden lograr las metas trazadas. Infinitamente gracias por dejarme el mejor regalo de mi vida; su amor y el esfuerzo que día con día hicieron para hacer de mi vida un profesional.

**Inga. Crista Classon**

Por darme todo el apoyo necesario y la asesoría brindada incondicionalmente.

**Municipalidad de  
Escuintla**

Por permitirme realizar mi ejercicio profesional supervisado (E.P.S) especialmente al ingeniero Gabriel Urrutia.

**Amigos**

Por el apoyo incondicional que me brindaron en cada momento.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	I
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE ESCUINTLA, ESCUINTLA.....	1
1.1.1. Antecedentes.....	1
1.1.2. Ubicación.....	1
1.1.3. División político-administrativo.....	2
1.1.4. Altura y clima.....	2
1.1.5. Población.....	3
1.1.6. Actividades socioeconómicas.....	4
1.1.7. Analfabetismo.....	4
1.1.8. Comercialización.....	4
1.1.9. Vías de acceso.....	4
1.1.10. Servicio con los que cuenta.....	5
1.1.11. Problemáticas.....	5
1.2. INVESTIGACIÓN DIAGNÓSTICA DE SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA, DEL MUNICIPIO DE ESCUINTLA, ESCUINTLA.....	7
1.2.1. Descripción de las necesidades.....	7
1.2.2. Necesidades en infraestructura.....	7

1.2.3.	Sociales.....	8
1.2.4.	Priorización de las necesidades.....	8
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	9
2.1.	DISEÑO DE MARCADO MUNICIPAL NÚMERO 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA.....	9
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	9
2.1.2.	Ubicación del terreno.....	13
2.1.3.	Estudio topográfico.....	13
2.1.4.	Estudio de suelos.....	14
2.1.5.	Ensayo triaxial.....	14
2.1.6.	Determinación del valor soporte del suelo.....	15
2.1.7.	Ensayo límites de Atterberg.....	17
2.2.	DISEÑO DEL EDIFICIO.....	18
2.3.	ANÁLISIS ENTRE ÁREAS MÍNIMAS CONSIDERADAS POR EL INFOM CON ÁREAS A UTILIZAR SEGÚN LAS NECESIDADES DE LOS USUARIOS.....	18
2.4.	DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	19
2.5.	DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTE.....	19
2.6.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	20
2.6.1.	Predimensionamiento estructural.....	22
2.6.2.	Columnas.....	22
2.6.3.	Vigas.....	27
2.6.4.	Losas.....	29
2.6.5.	Cimientos.....	31
2.7.	MODELOS MATEMÁTICOS DE MARCOS RÍGIDOS.....	31
2.8.	ANÁLISIS DE CARGA.....	32
2.9.	INTEGRACIÓN DE CARGAS.....	33
2.10.	CARGAS VERTICALES EN MARCOS RÍGIDOS.....	33

2.11.	CARGAS HORIZONTALES EN MARCOS RÍGIDOS.....	40
2.12.	CARGAS HORIZONTALES EN MARCOS RÍGIDOS POR AGIES NSE 10 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE. ....	42
2.12.1.	Cálculo de ordenada espectral ajustada.....	43
2.12.2.	Cálculo del espectro calibrado al nivel de diseño. ....	47
2.13.	CÁLCULO DE PERÍODO FUNDAMENTAL. ....	48
2.14.	CÁLCULO DE PERÍODO EXPRESADO EN SEGUNDOS- ....	49
2.14.1.	Cálculo de ordenada espectral para cualquier período de vibración. ....	49
2.14.2.	Cálculo de coeficiente sísmico. ....	50
2.14.3.	Cálculo de valor de corte basal. ....	51
2.15.	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS POR NIVEL.....	51
2.16.	DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN LOS DIFERENTES MARCOS.....	53
2.16.1.	Cálculo de rigidez. ....	54
2.16.2.	Cálculo de corte directo. ....	56
2.16.3.	Cálculo de centro de torsión. ....	56
2.16.4.	Cálculo de cortante por torsión.....	58
2.16.5.	Cálculo de corte total.....	59
2.16.6.	Resumen. ....	60
2.17.	ANÁLISIS DE MARCOS RÍGIDOS UTILIZANDO UN MÉTODO NUMÉRICO (KANNI).....	64
2.18.	MOMENTOS ÚLTIMOS POR ENVOLVENTE DE MOMENTOS.....	77
2.19.	DIAGRAMA DE CORTE EN MARCOS RÍGIDOS.....	82
2.20.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	88
2.20.1.	Cálculo de losas. ....	88
2.20.1.1.	Losa de primer nivel. ....	90
2.20.1.2.	Losa segundo nivel.....	113
2.21.	DISEÑO DE VIGAS.....	114

2.22.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	127
2.22.1.	Magnificador de momentos (Md).....	132
2.23.	DISEÑO DE CIMIENTOS.....	145
2.23.1.	Zapatas concéntricas.....	145
2.23.2.	Zapatas con viga conectora.....	154
2.23.3.	Diseño de vigas de amarre.....	168
2.23.4.	Diseño de cimiento corrido.....	169
2.24.	DISEÑO DE RAMPA.....	170
2.25.	DISEÑO DE GRADAS.....	175
2.26.	INSTALACIONES HIDRÁULICAS.....	178
2.27.	INSTALACIONES DRENAJE SANITARIO.....	182
2.28.	INSTALACIONES PLUVIALES.....	183
2.29.	INSTALACIONES ELÉCTRICAS.....	186
2.30.	PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	188
2.31.	PRESUPUESTO.....	189
2.32.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	191
2.32.1.	Manejo adecuado de sólidos.....	192
2.32.2.	Medidas de mitigación.....	194
	CONCLUSIONES.....	196
	RECOMENDACIONES.....	199
	BIBLIOGRAFÍA.....	201
	APÉNDICES.....	203
	ANEXOS.....	213

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1.	Mapa de ubicación del municipio de escuintla. ....	2
2.	Planta primer nivel.....	10
3.	Planta segundo nivel. ....	11
4.	Elevación marco típico, sentido x .....	12
5.	Elevación marco típico, sentido y .....	13
6.	Proceso de la extracción de la muestra de suelo. ....	14
7.	Proceso del ensayo del límite de Atterberg .....	17
8.	Área tributaria columna. ....	23
9.	Dimensiones de columna propuesta. ....	27
10.	Dimensiones de viga propuesta. ....	29
11.	Planta de losa.....	30
12.	Planta típica áreas tributarias. ....	34
13.	Cargas aplicadas, marco rígido típico, sentido x .....	38
14.	Cargas aplicadas, marco rígido típico, sentido y .....	39
15.	Esquema de fuerzas por nivel. ....	53
16.	Centro de torsión.....	57
17.	Cargas aplicadas al marco, sentido x, eje 6 .....	63
18.	Cargas aplicadas al marco, sentido y, eje g. ....	63
19.	Cargas aplicadas al marco, sentido x, eje 6 .....	70
20.	Cargas aplicadas al marco, sentido y, eje g. ....	72
21.	Iteraciones por método de Kanni para cm eje x. ....	73
22.	Iteraciones por método de Kanni para cv eje x. ....	74
23.	Iteraciones por método de Kanni para cs eje x. ....	75
24.	Diagrama de momentos últimos para vigas, eje x marco 6 .....	84
25.	Diagrama de momentos últimos para columnas, eje x marco 6. ....	85

26.	Diagrama de momentos últimos para vigas, eje y marco g.....	85
27.	Diagrama de momentos últimos para columnas, eje y marco g.....	86
28.	Diagrama de cortes últimos para vigas, eje x marco 6.....	86
29.	Diagrama de cortes últimos para columnas, eje x marco 6.....	87
30.	Diagrama de cortes últimos para vigas, eje y marco g.....	87
31.	Diagrama de cortes últimos para columnas, eje y marco g.....	88
32.	Planta típica de distribución de losas (modulo 1).....	91
33.	Planta de momentos actuantes en losas típicas nivel 1.....	97
34.	Planta de momentos actuantes en losas típicas nivel 1.....	98
35.	Balance de momentos. ....	99
36.	Balance de momentos entre los paneles 1y2; 6y7; 36 y 37; 41y42. sentido x.....	100
37.	Balance de momentos entre los paneles 8y9; 13y14; 15y16; 20y21; 22y23; 27y28. ....	101
38.	Momentos balanceados (kg – m) en losa de nivel 1.....	102
39.	Momentos balanceados (kg – m) en losa de nivel 1.....	103
40.	Momentos balanceados (kg – m) en losa de nivel 2.....	104
41.	Momentos balanceados (kg – m) en losa de nivel 2.....	105
42.	Armado de losa nivel 1.....	112
43.	Armado de losa nivel 2.....	114
44.	Diagrama corte de viga.....	123
45.	Detalle armado de viga primer nivel.....	125
46.	Detalle sección de viga primer nivel.....	125
47.	Detalle de armado de columna.....	142
48.	Detalle de armado de columnas típicas.....	143
49.	Detalle de zapata z-1.....	152
50.	Detalle de zapata con viga conectora.....	155
51.	Distribución de áreas de las zapatas.....	155
52.	Presión neta sobre zapata.....	157

53.	Diagrama de corte y momentos. ....	158
54.	Àrea de corte actuante. ....	160
55.	Àrea de corte punzonante. ....	160
56.	Àrea de flexión sentido y. ....	162
57.	Diseño de zapata con viga conectora. ....	166
58.	Diseño de viga de amarre. ....	168
59.	Diseño de cimiento corrido. ....	169
60.	Rampa peatonal. ....	170
61.	Armado de losa en un sentido. ....	174
62.	Detalle de armado de gradas. ....	177
63.	Àbaco para el cálculo de tuberías de agua fría. ....	180



## TABLAS

I.	Población de escuintla, escuintla para el año 2016.....	3
II.	Densidades mínimas para las cargas de diseño. ....	24
III.	Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente. ....	24
IV.	Integración de cargas.....	25
V.	Alturas o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas en una dirección. ....	28
VI.	Resumen peso de vigas.....	41
VII.	Resumen peso de columnas.....	41
VIII.	Resumen peso de losa.....	41
IX.	Resumen peso no estructural.....	42
X.	Resumen de peso de elemento por nivel.....	42
XI.	Nivel mínimo de protección sísmica.....	44
XII.	Coeficiente de sitio fa.....	44
XIII.	Coeficiente de sitio fv.....	45
XIV.	Amenazas especiales.....	46
XV.	Factor Na para periodos cortos de vibración.....	46
XVI.	Factor Nv para períodos largos de vibración.....	47
XVII.	Factor de determinación del nivel de diseño.....	48
XVIII.	Coeficiente y factores para diseño de sistemas sismorrestistentes.....	50
XIX.	Integración de peso de cada nivel con su respectiva altura.....	52
XX.	Fuerzas por nivel.....	53
XXI.	Fuerzas en marco por torsión nivel 1.....	61
XXII.	Fuerzas en marco por torsión nivel 2.....	62
XXIII.	Momentos finales en marco crítico, eje x.....	76
XXIV.	Momentos finales en marco crítico, eje y.....	77

XXV. Determinación de envolvente para vigas. ....	79
XXVI. Determinación de envolvente para columnas. ....	81
XXVII. Determinación de cortante en vigas. ....	83
XXVIII. Determinación de cortante en columnas. ....	84
XXIX. Momentos en losa primer nivel. ....	95
XXX. Momentos en losa segundo nivel. ....	96
XXXI. Área de acero para cada momento mayor al Asmin. ....	111
XXXII. Acero y espacios de acero para el nivel 2. ....	113
XXXIII. Diámetro mínimo de los subramales. ....	178
XXXIV. Gasto de accesorios para método de Hunter. ....	179
XXXV. Caudales base de los aparatos sanitarios. ....	181
XXXVI. Unidades de descarga. ....	182
XXXVII. Coeficiente de rugosidad n para las fórmulas de Manning en tuberías. ....	184
XXXVIII. Diseño de instalación eléctrica. ....	186
XXXIX. Presupuesto municipal. ....	188
XL. Evaluación inicial de aspectos ambientales. ....	192

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>Hm</b>	Altura del muro libre
<b>H</b>	Altura total del muro
<b>a</b>	Ancho del muro
<b>Ast</b>	Área de acero longitudinal en la columna
<b>Asmáx</b>	Área de acero máximo
<b>Asmín</b>	Área de acero mínimo
<b>Astemp</b>	Área de acero por temperatura
<b>As</b>	Área de acero requerida por el momento
<b>Az</b>	Área de la zapata
<b>A</b>	Área de viga
<b>Ag</b>	Área gruesa
<b>At</b>	Área tributaria
<b>b</b>	Base de la viga
<b>P</b>	Carga aplicada a la columna
<b>P'o</b>	Carga axial de resistencia de la columna
<b>P't</b>	Carga axial de trabajo
<b>Pn</b>	Carga axial nominal
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>Wm</b>	Carga muerta distribuida
<b>CU</b>	Carga última
<b>Ma<sup>2</sup></b>	Carga última muerta en a
<b>Mb<sup>2</sup></b>	Carga última muerta en b
<b>Va<sup>2</sup></b>	Carga última viva en a
<b>Vb<sup>2</sup></b>	Carga última viva en b

<b>CV</b>	Carga viva
<b>Wv</b>	Carga viva distribuida
<b>Qm</b>	Caudal medio diario
<b>cm<sup>2</sup></b>	Centímetro cuadrado
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>Ka</b>	Coeficiente activo del suelo
<b>C</b>	Coeficiente de fricción
<b>Ca+</b>	Coeficiente de tablas de a
<b>Cb+</b>	Coeficiente de tablas en b
<b>Vact</b>	Corte actuante
<b>Vr</b>	Corte máximo resistente
<b>Vu</b>	Corte último
<b>Er</b>	Deformación en rotura
<b>Ø</b>	Diámetro de la tubería (plg)
<b>D</b>	Dotación, lts/hab/día
<b>Ps</b>	Empuje del suelo
<b>Fy</b>	Esfuerzo de fluencia del acero
<b>t</b>	Espesor de losa
<b>Fsy</b>	Estabilidad contra volteo
<b>e</b>	Excentricidad
<b>FCU</b>	Factor de carga última
<b>βd</b>	Factor de flujo plástico del concreto
<b>K</b>	Factor de longitud efectiva
<b>Nq, Nc, Ng</b>	Factores de carga adimensionales
<b>Fi</b>	Fuerza sísmica en el nivel "i"
<b>L/Hab/día</b>	Litros por habitantes por día
<b>L/s</b>	Litros por segundo
<b>L</b>	Longitud del tramo en metros
<b>lu</b>	Luz libre

<b><math>\delta</math></b>	Magnificador de momentos
<b>mca</b>	Metro columna de agua
<b>m<sup>2</sup></b>	Metro cuadrado
<b>m<sup>3</sup></b>	Metro cúbico
<b>ml</b>	Metro lineal
<b>G</b>	Módulo de elasticidad a corte del concreto
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Ms</b>	Momento de empuje
<b>M't</b>	Momento de trabajo
<b>Ma-</b>	Momento negativo en a (kg-m)
<b>Mb-</b>	Momento negativo en b (kg-m)
<b>Ma+</b>	Momento positivo en a (kg-m)
<b>Mb+</b>	Momento positivo en b
<b>Mc</b>	Momento que ejerce la carga concentrada
<b>Mu</b>	Momento último (kg-m)
<b>d</b>	Peralte efectivo
<b>W</b>	Peso
<b><math>\gamma_c</math></b>	Peso específico del concreto armado
<b><math>\gamma_s</math></b>	Peso específico del suelo
<b>pbal</b>	Porcentaje de acero en la falla balanceada
<b>pmáx</b>	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
<b>pmín</b>	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
<b>rec</b>	Recubrimiento
<b>m</b>	Relación entre ancho y largo
<b>f'c</b>	Resistencia última del concreto
<b>s</b>	Separación de estribos
<b>Smáx</b>	Separación máxima entre estribos
<b>Ton</b>	Tonelada
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo

**k'x, y**

Variables de Bressler

**Vel**

Velocidad

**Vo**

Volumen

## GLOSARIO

<b>ACI 318S-11</b>	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
<b>AGIES NSE-10</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>Análisis estructural</b>	Estudio que abarca cálculo para determinar el comportamiento de una estructura a través de métodos iterativos y diagramas
<b>Área de acero mínima</b>	Cantidad de acero, determinada para la sección y límite de fluencia.
<b>Área tributaria</b>	Área de carga que afecta a un el elemento estructural.
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials, (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales).
<b>Cargas</b>	Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias.
<b>Carga axial</b>	Fuerza que es aplicada en el centro geométrico de la sección transversal.

<b>Carga mayorada</b>	Carga que es multiplicada por un factor dando siempre un incremento a la carga original.
<b>Carga muerta</b>	Son aquellas que se mantienen constante en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructural, incluyendo el peso propio de la estructura.
<b>Carga viva</b>	Consisten principalmente en carga de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y puede cambiar de ubicación.
<b>Centro de rigidez</b>	Punto en el cual se concentra la rigidez de la estructura.
<b>Cimiento corrido</b>	Consiste en una franja de concreto reforzado que distribuye la presión del muro al suelo.
<b>Columna</b>	Elemento estructural para soportar cargas axiales, produciendo en ellas esfuerzos de compresión, tensión y cortante.
<b>Corte basal</b>	Fuerza equivalente a la de un sismo.
<b>Dúctil</b>	Capacidad de un material de admitir deformaciones sin llegar a romperse.

<b>Estribo</b>	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo de corte.
<b>Envolvente momentos</b>	Es un diagrama que representa para cada sección de una estructura el valor máximo y mínimo que puede adoptar un esfuerzo.
<b>Fluencia</b>	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.
<b>Losa</b>	Placa generalmente horizontal cuyas superficies inferior y superior son paralelas entre sí. Estas se apoyan en vigas de concreto reforzado fundidas monolíticamente, en muros de mampostería o de concreto reforzado o bien en estructuras de acero estructural.
<b>Momento</b>	Magnitud que resulta de la multiplicación de una fuerza por una distancia a un punto referente.
<b>Mortero</b>	Mezcla de material cementante, agregados finos y agua. Que están obligados a cumplir con la norma ASTM C270
<b>Peralte efectivo</b>	Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal.

**Rigidez**

Es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

**SEGEPLAN**

Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia.

**Zapata**

Estructura cuya función es transmitir la carga al subsuelo a una presión de acuerdo a las propiedades del suelo.

## RESUMEN

La cabecera municipal de Escuintla, desde hace veinticinco años, ha enfrentado problemas por el crecimiento desordenado de las ventas ambulantes y puestos callejeros. Como consecuencia, las vías peatonales y vehiculares permanecen abarrotadas por mercadería y personas que, a diario, realizan sus compras en el área que ocupa la 4ta., y 3ra., avenidas de la zona 1.

En la actualidad, la implementación de vías de acceso o mercados modernos dentro de una sociedad es más que una representación del desarrollo del lugar, es una solución para el mejor acomodamiento de los habitantes.

El Presente trabajo de graduación contiene el desarrollo del proyecto realizado durante el Ejercicio Profesional Supervisado que consiste en el diseño del Mercado Municipal Núm. 4 el cual está dividido en dos fases. El proyecto está dividido en dos fases: la primera corresponde a la fase investigativa donde se incluyen puntos muy importantes del lugar, como monografía del municipio, ubicación, aspectos económicos culturales y religiosos, así como un diagnóstico sobre las necesidades en materia de infraestructura.

La segunda fase consiste en el servicio técnico profesional supervisado. Aquí se describe el diseño arquitectónico y estructural del edificio de dos niveles correspondientes a un área de 2645.44 m<sup>2</sup>. El diseño

se basa en normas de construcción necesarias como AGIES y el ACI entre otras normas actualizadas, para la elaboración de dicho proyecto.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Desarrollar el diseño estructural y el diseño arquitectónico de acuerdo a las normas vigentes y sísmicas del nuevo edificio del mercado municipal número 4 del municipio de Escuintla, Escuintla.

### **Específicos**

1. Diseñar un edificio para la reubicación del comercio informal, aplicando las normas de diseño para mercados y las normas de construcción AGIES NSE-10 y código ACI 318-11.
2. Mejorar las condiciones de infraestructura de la cabecera municipal de Escuintla, mediante el diseño del mercado municipal número 4. Ubicado en la 3ra. Av., y 10ª. Calle, esquina, de la zona 1, de Escuintla.
3. Contribuir con la infraestructura y ordenamiento territorial del municipio.
4. Realizar una investigación de las necesidades básicas del comercio tanto de los inquilinos existentes y las ventas informales.



## INTRODUCCIÓN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Escuintla del departamento de Escuintla, se presentan los criterios tomados para el diseño arquitectónico y estructural del mercado municipal número 4, que albergara a los locatarios ubicados en el primer nivel y las ventas informales en el segundo nivel.

En la primera parte se realizó un diagnóstico con base en los aspectos sociales, económicos, técnicos y culturales; y se analizaron las necesidades prioritarias que están orientadas hacia las áreas de infraestructura.

En la segunda parte, en la fase de Servicio Técnico Profesional, se presenta el desarrollo del diseño del mercado municipal, diseñado para cubrir necesidades básicas y mejorar la calidad de vida de los habitantes.

Para el diseño del mercado municipal se realizaron los estudios de suelos correspondientes y se utilizó el sistema estructural de marcos rígidos de concreto reforzado. El análisis estructural se basó en un método numérico Kanni. Luego, se elaboraron los planos y se desarrollaron presupuestos para conocer el costo total del proyecto.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Escuintla, Escuintla**

En la monografía se describen los datos relevantes de la ubicación, actividades comerciales y educativas que se desarrollan en dicha comunidad.

### **1.1.1. Antecedentes**

El municipio de Escuintla fue conquistado por Pedro de Alvarado, cuando el colono Juan de Mojadas obtuvo dos caballerías de tierra de la Real Corona en el paraje conocido como Escuintla, nombre náhuatl de donde deriva el nombre actual.

### **1.1.2. Ubicación**

El municipio de Escuintla, está ubicada a 58 kilómetros de la capital y se puede llegar a través de la carretera CA-9 hacia el pacífico.

El municipio limita, al norte, con Yepocapa municipio del departamento de Chimaltenango, al este con Palín, San Vicente Pacaya y Guanagazapa del departamento de Escuintla, al sur con Masagua del departamento de Escuintla y al oeste con la Democracia, Siquinalá y Santa Lucía Cotzumalguapa del departamento de Escuintla. Tiene una elevación sobre el nivel del mar de 346.91 m y sus coordenadas geográficas son de 14°18'03"N y 90°47'08"O y su extensión territorial es de 332,00 km<sup>2</sup>.

Figura 1. **Mapa de ubicación del Municipio de Escuintla**



Fuente: elaboración propia.

### 1.1.3. **División político-administrativo**

Escuintla, como territorio principal, cuenta con la cabecera municipal y el centro administrativo de la jurisdicción. También posee 92 lugares poblados distribuidos de la siguiente manera: 1 casco urbano (dividido en 20 entre barrios y colonias), 22 aldeas, 24 caseríos y 26 fincas.

### 1.1.4. **Altura y clima**

En el municipio de Escuintla se localizan los cerros de la Cruz, Cuilapilla y los Calagues, a una elevación de 335 metros sobre el nivel del mar. A este municipio se le atribuye un clima cálido.

Según la estación meteorológica Escuintla, ubicada en el departamento de Escuintla, el promedio de los tres últimos años es:

Latitud: 14° 06' 07"  
 Longitud: 90° 47' 33"  
 Altitud: 346.91 msnm  
 Temperatura media: 27,70 °C  
 Temperatura máxima (promedio anual): 33,30 °C  
 Temperatura mínima (promedio anual): 21,50 °C  
 Temperatura máxima absoluta: 37,00 °C  
 Temperatura mínima Absoluta: 18,20 °C  
 Humedad relativa: 81 %  
 Lluvia: 2820 mm.  
 Días de lluvia: 136 días  
 Velocidad del viento: 2,49 km/hora  
 Evaporación: tanque (intemperie): 3,9 mm

### 1.1.5. Población

El municipio de Escuintla tienen una extensión territorial de 332 km<sup>2</sup>, con un total de 68 341 habitantes de los cuales el 61% vive en el área rural.

Los datos sobre la población del municipio fueron realizados en el 2002 por el Instituto Nacional de Estadística (INE) y se realizó una proyección para el **2016**, la cual se presenta en la tabla I.

Tabla I. **Población de Escuintla, Escuintla para el año 2016**

Población	Hombres	Mujeres
76 978	39 258	37 720

Fuente: INE estimaciones de la población.

### **1.1.6. Actividades socioeconómicas**

Por la calidad de los suelos, la economía de Escuintla se basa, principalmente, en la agricultura. Es una de las zonas cañeras más grandes del departamento de Escuintla. Además, se cultiva trigo, frijol, maíz, frutas, como piña, sandía y mango.

### **1.1.7. Analfabetismo**

De acuerdo con el censo 2002, el 23,73 % de la población mayor de 7 años, residente en Escuintla, no sabe leer ni escribir, evidenciando una tasa de analfabetismo de 21,16 % para el género masculino y una tasa de 26,28 % para el femenino, lo que constituye un obstáculo para el progreso de estas comunidades.

### **1.1.8. Comercialización**

El municipio de Escuintla cuenta con una comercialización sobresaliente en negocios, como ferreterías, comedores, salones de belleza, farmacias, carpintería, cremería y ventas de productos agrícolas. En las tiendas se pueden obtener los productos de la canasta básica, que incluyen pan, granos básicos, verduras y frutas.

### **1.1.9. Vías de acceso**

La red vial comunica con la carretera Centroamericana CA-9 Sur, que permite trasladarse de la ciudad capital al sur con el municipio de Escuintla, donde entronca la ruta nacional 14 a la altura de la autopista Palín-Escuintla.

Así mismo, en el casco urbano se localizan las terminales de buses para el traslado de las personas a los diferentes municipios.

#### **1.1.10. Servicio con los que cuenta**

El municipio de Escuintla cuenta con los servicios básicos siguientes:

- Servicio de agua
- Servicio sanitario
- Desechos sólidos
- Servicio de alumbrado
- Equipamiento urbano
- Comunicación
- Servicio de transporte urbano

#### **1.1.11. Problemáticas**

- Desnutrición

Según el III Censo Nacional de talla en escolares de primer grado de educación primaria del sector oficial (MINEDU – SESAN 2008), califica al municipio de Escuintla con categoría de vulnerabilidad moderada, ya que se encuentra arriba de la media departamental. El 36,1 % de los escolares presenta retardo en talla, lo que indica un grado de desnutrición crónica. El 27% muestra retardo moderado y 8,2% retardo severo. La desnutrición crónica limita el desarrollo cerebral, genera trastornos de aprendizaje y se corre el riesgo de fracaso escolar.

- Servicio de agua

El municipio de Escuintla el 22 % de viviendas no tiene acceso a fuentes mejoradas de abastecimiento de agua potable. Tomando en cuenta que la meta del municipio en materia de agua es aumentar de 61,9 % (1994) a 81,4 % (2015) el porcentaje de hogares con acceso a mejores fuentes de agua, hay un déficit de 400 servicios de agua por instalar en los próximos 5 años.

Las poblaciones deficientes de agua potable son: La Oportunidad, San Antonio y Santa María.

- Servicio sanitario

Aproximadamente el 82 % de viviendas cuenta con algún tipo de servicio, mientras que el 51,7 % tiene acceso a servicio de saneamiento mejorado (conectados a una red de drenajes, a una fosa séptica o con excusado lavable).

- Contaminación por desechos sólidos

La inexistencia de lugares adecuados para la colocación de los desechos sólidos tanto en el casco urbano (por la disposición de basura a los ríos cercanos) como las áreas rurales, causa daño al ambiente y crea condiciones de insalubridad.

## **1.2. Investigación diagnóstica de servicios básicos e infraestructura, del municipio de Escuintla, Escuintla**

Las necesidades más relevantes del municipio son las que se presentan a continuación:

### **1.2.1. Descripción de las necesidades**

El municipio posee un crecimiento considerable en su organización vial, estructural y organizacional. No obstante estas demandas, consideran proyectos grandes para hacer cambios que beneficien al lugar. Entre los proyectos que se tienen en planificación se encuentran: establecimientos educativos, creación de un Plan de ordenamiento territorial, Planta de tratamiento de aguas residuales, mejoramiento de las calles del lugar y la construcción del mercado municipal número 4.

### **1.2.2. Necesidades en infraestructura**

- Mercados municipales
- Introducción de agua potable
- Pavimentación de calles.
- Remodelación de escuelas
- Instalaciones deportivas y recreativas
- Salón para reuniones políticos-sociales
- Sistema de disposición de aguas residuales
- Sistema de alcantarillado sanitario

### **1.2.3. Sociales**

Ayuda a las comunidades para el refortalecimiento del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE), ayuda profesional a los agricultores de la localidad para mejorar la calidad de los productos.

### **1.2.4. Priorización de las necesidades**

La municipalidad ya ha planificado muchas de las soluciones descritas anteriormente, para responder a las solicitudes de los COCODES. Sin embargo, existen proyectos pendientes dentro de su plan de ordenamiento territorial. Uno de ellos, y el más importante, es el Diseño de mercado municipal número 4 para reubicación de comercio informal en Escuintla. Con ello se evitará la invasión de las aceras y contaminación del lugar así como los accidentes cuando hay mucha demanda en el lugar.

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

### **2.1. Diseño de mercado municipal número 4 para reubicación de comercio informal en Escuintla, Escuintla**

El diseño del mercado municipal cuenta con las siguientes partes:

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

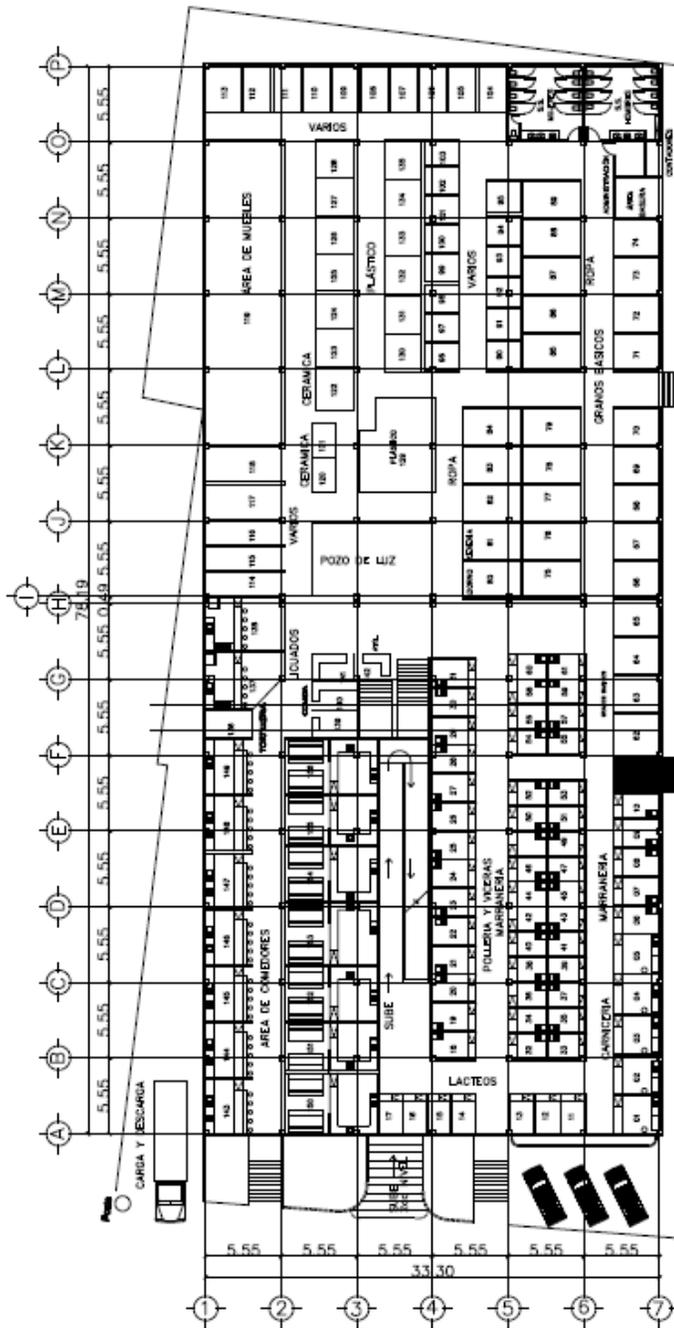
Se realizará el diseño de un edificio de dos niveles el cual será destinado para el mercado municipal número 4 en Escuintla, Escuintla. El edificio constara dos niveles, se consideró la eficiencia y el ornato del edificio. La distribución de los ambientes será:

Primer nivel donde se instalarán todas las áreas semihúmedas y húmedas, incluyendo los servicios sanitarios para hombres y mujeres, cuarto de máquinas y las entradas principales al edificio.

Segundo nivel. En él se instalará el comercio informal que ocupa la 3ra avenida de la zona 1, el cual incluye áreas semihúmedas, secas, un banco y áreas administrativas.

La edificación contará con los servicios de energía eléctrica, agua potable y drenaje. La estructura de la edificación estará compuesta de marcos rígidos con losas planas de concreto reforzado, los muros serán de block pómez, piso de cemento alisado, ventanas y puerta de metal.

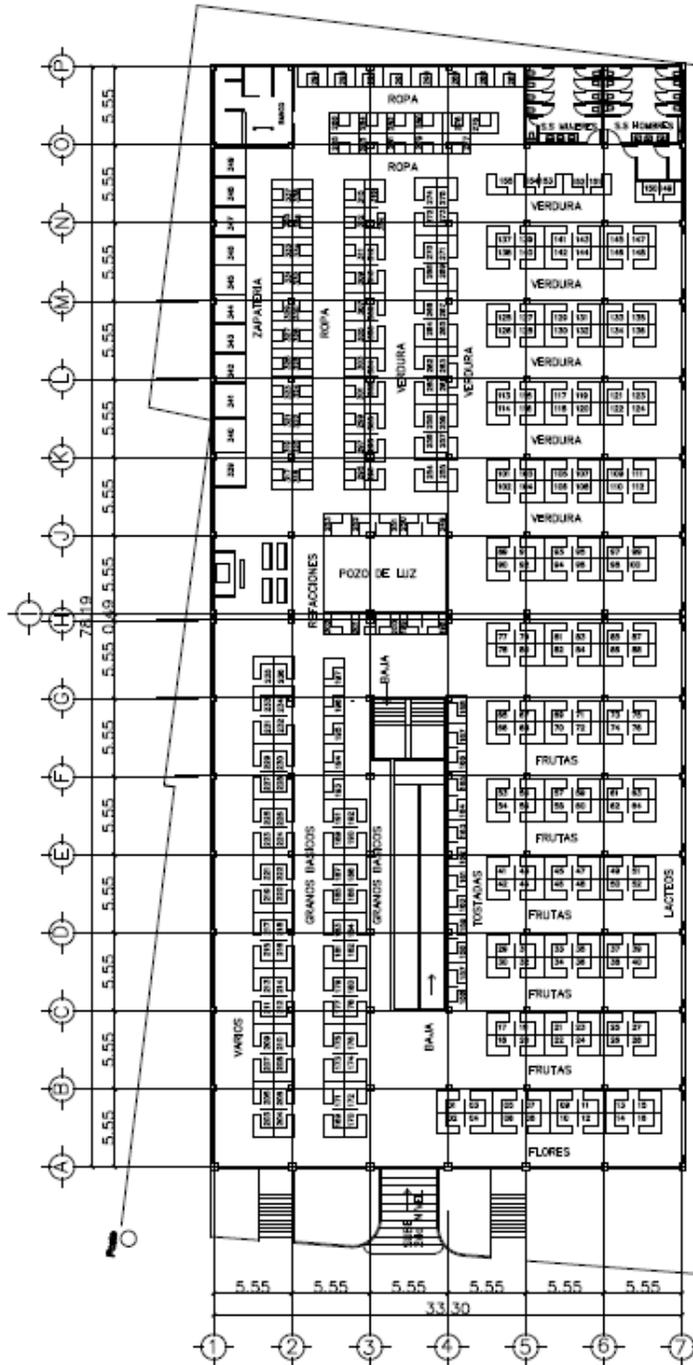
Figura 2. Planta primer nivel



PLANTA AMUEBLADA

Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

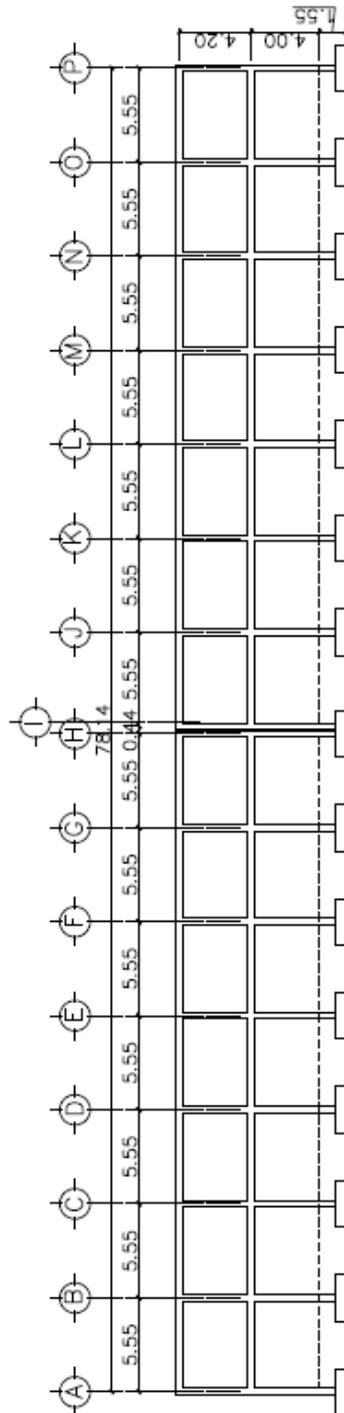
Figura 3. Planta segundo nivel



PLANTA AMUEBLADA

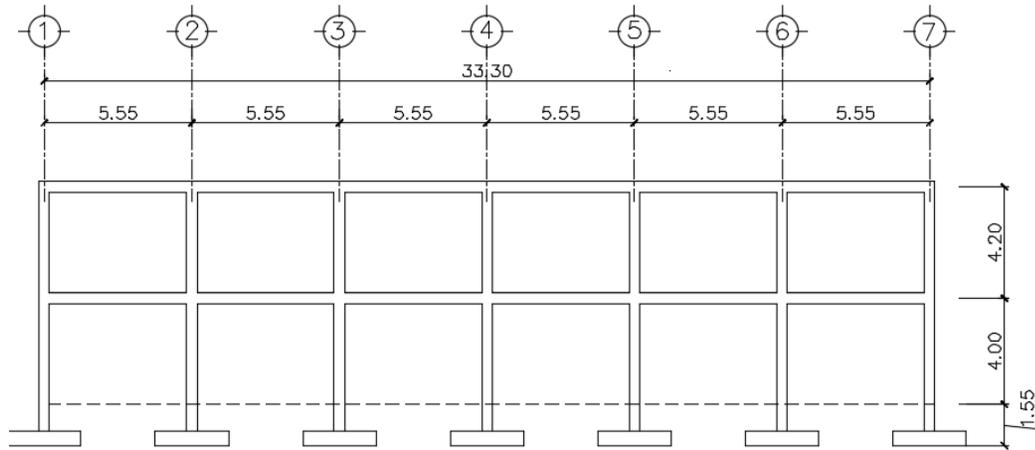
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

Figura 4. Elevación marco típico, sentido X



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

Figura 5. Elevación marco típico, sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

### 2.1.2. Ubicación del terreno

El terreno está localizado en la 3ra avenida y 10a calle, esquina de la zona 1, del municipio de Escuintla. Cumple con el requisito de favorecer a la mayoría de los habitantes, especialmente, al comercio informal que ocupa el área aledaña.

### 2.1.3. Estudio topográfico

Debido a las condiciones topográficas de la comunidad, se realizó un levantamiento topográfico y, por medio del método de poligonal cerrada con radiaciones y conservación de azimut, se obtuvo el plano topográfico del área disponible y la altimetría para incluirla en el diseño con los perfiles y elevaciones del terreno. (Ver plano en anexo 1).

#### 2.1.4. Estudio de suelos

El estudio de suelos tiene como principal objetivo describir las características físicas y mecánicas del suelo.

#### 2.1.5. Ensayo triaxial

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos es una características de cada sistema de suelo-cimentación y no solo una cualidad intrínseca del suelo.

Para el estudio de suelos se excavó un pozo con una profundidad de 1,5 m, del cual se extrajo una muestra inalterada de 1 pie<sup>3</sup> para dicho proyecto. A esta muestra se le practicó el ensayo de compresión triaxial, no drenada, no consolidada, según la Norma ASTM D-2850. Los resultados obtenidos se muestran en el apéndice C.

Figura 6. Proceso de la extracción de la muestra de suelo



Fuente: Elaboración propia.

### 2.1.6. Determinación del valor soporte del suelo

La determinación de la calidad y tipo de suelo donde se construirá el edificio es de gran importancia, ya que sobre él recaerán todas las cargas originadas por la estructura. Para calcular dicha capacidad se utilizó el método de Terzaghi. Para calcular el valor soporte del suelo se utilizó la siguiente ecuación:

$$q_0 = 0,4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N_r + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{\text{suelo}} * D * N_q$$

Donde:

$q_0$  = valor de esfuerzo límite

$C_u$  = coeficiente de cohesión del suelo

$\Phi$  = ángulo de fricción interna

$N_c$  = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

$\gamma_s$  = peso específico del suelo

$D_c$  = desplante del cimiento

$N_q$  = factor de capacidad de carga debido a la sobre carga

$B$  = base de la zapata

$N_r$  = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

$F_c$  = factor de corrección 1.25 (aplicado a  $\Phi$  y  $C_u$ )

$F_s$  = factor de seguridad

- Cálculo del factor de capacidad de flujo debido a la sobre carga ( $N_q$ )

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \Phi}$$
$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{10,91}{2} \right) * e^{\pi \tan(10,91)} = 2,69$$

- Cálculo del factor de capacidad de carga debido a la cohesión ( $N_c$ )

$$N_c = \cot\theta(Nq - 1)$$

$$N_c = \cot(10,91^\circ) * (2,69 - 1) = 8,77/m^2$$

- Cálculo del factor de flujo de capacidad de carga debido al peso del suelo ( $N_\gamma$ )

$$N_r = 2 * (Nq + 1) * \tan\theta$$

$$N_\gamma = 2 * (2,69 + 1) * \tan(10,91) = 1,42 T/m^2$$

- Cálculo del valor de soporte último ( $q_o$ )

$$q_o = 0,4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N_\gamma + 1,3 * C_u * N_c + \gamma_{\text{suelo}} * D * N_q$$

$$q_o = 0,4 * 1,6 * 1 * 1,42 + 1,3 * 4,94 * 8,77 + 1,6 * 1,4 * 2,69 = 63,24 T/m^2$$

- Cálculo del valor soporte del suelo en estudio ( $V_s$ )

$$V_s = \left( \frac{q_o}{F_s} \right)$$

$$V_s = \left( \frac{63,24 T/m^2}{3} \right) = 21,08 T/m^2$$

Por su clasificación ocupacional categoría III, obra importante, según AGIES NSE-10, se utilizó el factor de seguridad 3.

Se utilizó el factor de corrección de 1,25 por: error de extracción del suelo, error del laboratorista y error de calibración de los aparatos. (Ver tabla comparativa en anexo 9)

### **2.1.7. Ensayo límites de Atterberg**

Los límites de Atterberg según la Norma ASTM AASHTO T-89 Y T-90, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los límites se basan en el concepto de que, en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua, paulatinamente, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido.

Para este estudio es óptimo que el suelo sea plástico puesto que la plasticidad de un material es la capacidad de soportar deformaciones rápidas sin agrietarse, desmoronarse o sufrir variación volumétrica.

**Figura 7. Proceso del ensayo del límite de Atterberg**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

## **2.2. Diseño del edificio**

Para la distribución de ambientes influyen varios factores:

- Comodidad, seguridad y funcionamiento de los ambientes, para conceptualizar los espacios que conformaran el edificio del mercado municipal.
- Considerar la capacidad o cantidad de personas que utilizan el edificio para dar prioridad a la modulación de espacios, el análisis empieza a hacerse con la siguiente premisa.
- Espacio disponible y el espacio por utilizar, por lo que el presente diseño cuenta con espacios cómodos y seguros según el tipo de actividad para el cual fue diseñado el ambiente.

## **2.3. Análisis entre áreas mínimas consideradas por el INFOM con áreas a utilizar según las necesidades de los usuarios**

De acuerdo con la función de un edificio, es de vital importancia la organización de ambientes. Para su diseño existen parámetros normados por INFOM. Para esto se enumeran las siguientes condiciones.

- El ancho mínimo de los pasillos entre locales es de 2,50 metros garantizando de esta manera la compra de ambos lados sin obstruir la circulación.
- Las gradas deberán de tener un ancho mínimo de 1,87 metros para una circulación de tres personas, mientras que los pasillos de 2,00 metros evitando aglomeraciones de personas en las gradas y vestíbulos de circulación. De esta manera, en casos de emergencias hay mayor fluidez o circulación.

- El INFOM determina que en áreas mínimas para locales de área húmeda establece como mínimo 2,50 m x 3,00 m.
- Para áreas secas establece como mínimo locales de 3,00 m x 3,00 m y para piso de plaza 2,00 m x 1,50m. En los comedores se determinan dimensiones de 5,00 m x 4,00 m.
- La distribución de las ventas se hará de manera ordenada y sectorizada para garantizar la funcionalidad de los usuarios.
- El espacio central se hará con una doble altura para que su iluminación y ventilación sea de manera natural.

#### **2.4. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico se ocupa de la proyección y distribución de los ambientes, de acuerdo con las necesidades de cada edificación y del tipo de ocupación. El fin es crear espacios donde los usuarios puedan desarrollar las actividades para la cual ha sido proyectada la edificación sin generar molestias. Para lograrlo se debe diseñar de acuerdo con los planteamientos reales que se tengan en el área y cumplir los requerimientos básicos para su buen funcionamiento con base en normas y reglamentos de construcción.

#### **2.5. Distribución de ambiente**

La distribución de ambientes del edificio se hará de la siguiente manera para considerar la eficiencia y el ornato.

Primer nivel donde se instalarán las áreas semihúmedas y húmedas, incluyendo los servicios sanitarios para hombres y mujeres, cuarto de máquinas y las entradas principales al edificio.

Segundo nivel será instalado todo el comercio informal que ocupa la 3ra avenida de la zona 1, el cual incluye áreas semihumedas, secas, un banco y áreas administrativas.

## **2.6. Análisis estructural**

El análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las distintas secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas actuantes resistentes, a fin de verificar si su diseño satisface las condiciones de seguridad. En algunos casos también se busca, a través del análisis, las deformaciones verticales y horizontales de algunos elementos estructurales para su comparación con los valores que definen estados límites de servicio. Una vez determinadas las cargas verticales y laterales actuantes sobre la estructura, se debe determinar la respuesta estructural en el edificio; o sea los efectos que las acciones de diseño provocan en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos flechas y deformaciones.

Para algunos tipos de estructuras, las ecuaciones de equilibrio no son suficientes para determinar las reacciones o los esfuerzos internos. Estas estructuras se llaman estáticamente indeterminadas.

Para el análisis de esas estructuras se deben formular ecuaciones adicionales basadas en el conocimiento de las deformaciones elásticas. Por tanto, los métodos de análisis que permiten evaluar las deformaciones en términos de fuerzas o esfuerzos desconocidos, son importante para la solución de problemas relacionados con las estructuras estáticamente indeterminadas.

Existen métodos aproximados de análisis utilizados en diseños preliminares y sirven, además, como comprobaciones rápidas de los resultados de métodos más refinados, como el método de estimación de la curva elástica y ubicación de los puntos de inflexión y el método del portal y el método del voladizo.

Los métodos iterativos utilizan una matemática muy refinada, básicamente se realizan a través de procesos de esa naturaleza. Entre estos métodos están el método de Kanni y el método de Cross. Los cálculos manuales están cayendo en desuso ante la opción de utilizar métodos automatizados de cálculo.

En la actualidad existen programas de computación que ayudan a resolver métodos iterativos con la potencia y rapidez que proporcionan los equipos de cómputo. En el mercado una amplia gama de *software*, aunque también existen los de dominio público, como Paem, Staad pro, Sap 2000, ETABS, etc.

Para este diseño se usarán las normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la república de Guatemala. Los cuales son:

- Normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la República de Guatemala. AGIES.
- Reglamento de la construcción de Concreto Reforzado ACI318S-11.
- ASCE7/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

Estos códigos son los que aplican los ingenieros para Guatemala.

Para este análisis el mercado se dividirá en dos módulos iguales, y se tomará como referencia uno, en el cual se analizarán los momentos y cargas más crítica sobre los ejes X y Y.

### **2.6.1. Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos. En este caso se aplican los métodos siguientes:

### **2.6.2. Columnas**

Para determinar el predimensionamiento de la columna se utilizó la fórmula de carga axial pura sustituyendo el acero requerido ( $A_s$ ) por  $A_s = \rho * A_g$ . Donde  $\rho$  es el porcentaje de acero utilizado para zonas sísmicas según el ACI 318S-11.

Área tributaria de columna crítica = 30,80 m<sup>2</sup>

$$P=0,80[(0,85*f'c*(A_g-A_s)+f_yA_s)]$$

Donde:

P = carga puntual

f'c = resistencia del concreto (210 kg/cm<sup>2</sup>)

Fy = resistencia del acero (2 810 kg/cm<sup>2</sup>)

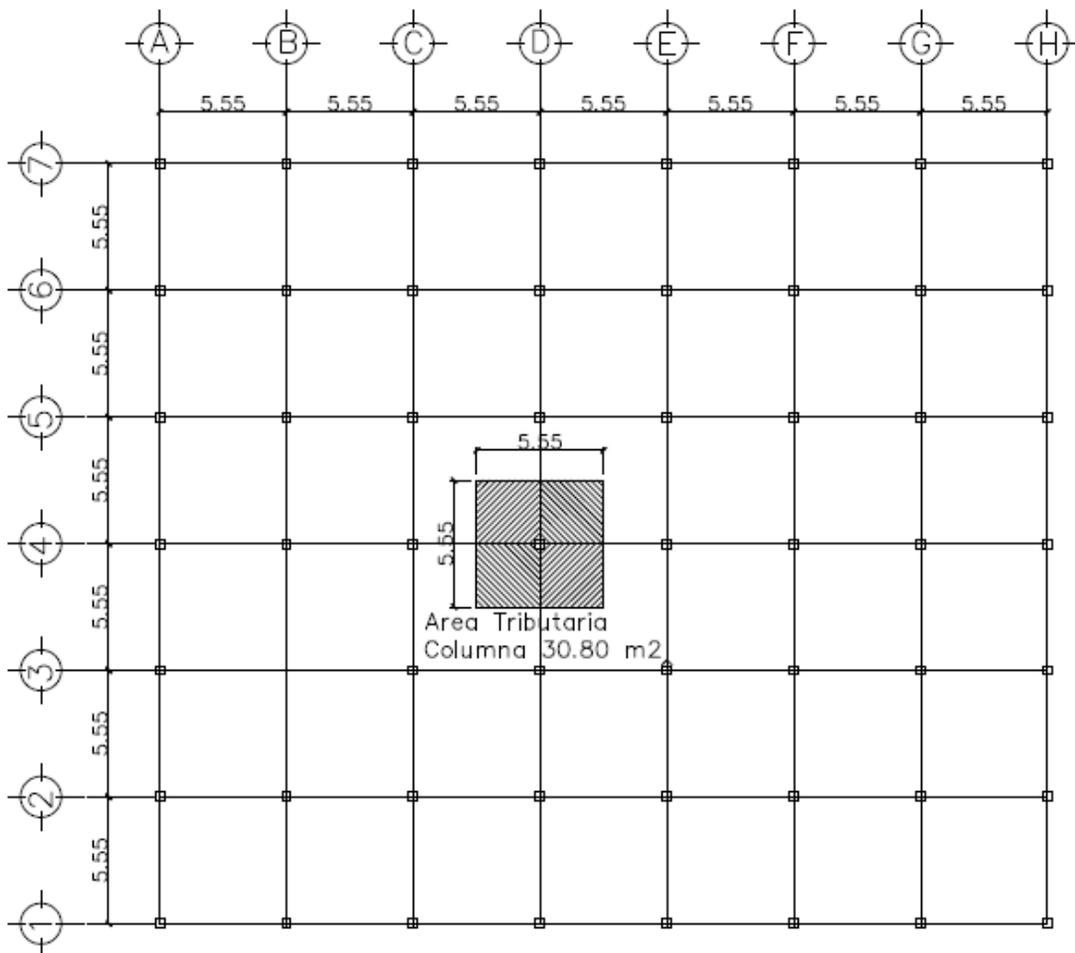
A<sub>s</sub> = área de Acero (se tomó un A<sub>s</sub> de 2%)

A<sub>g</sub> = área gruesa (Área de sección de columna cm<sup>2</sup>)

As oscila entre:  $(1\%A_g < A_s < 6\%A_g)$  (ACI 318S-11, CAP, 21.4.3.1)

Todos los elementos a compresión están comprendidos en su acero longitudinal entre el 1% al 6% del  $A_g$  para zonas sísmicas.

Figura 8. **Área tributaria columna**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

Una estructura debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuada ante las cargas designadas tales como:

Carga Muerta: CM, estructura propia y acción gravitacional.

Tabla II. **Densidades mínimas para las cargas de diseño**

Material	W (S. Ingles)	W (S.I)
Concreto reforzado (armado)	150,00 lb/pie <sup>3</sup>	2 400,00 kg/m <sup>3</sup>
Block típico edificio	75,00 lb/pie <sup>3</sup>	1 200,00 kg/m <sup>3</sup>
Mortero de acabados	93,00 lb/pie <sup>3</sup>	1 488,00 kg/m <sup>3</sup>
Rellenos	80,00 lb/pie <sup>3</sup>	1 280,00 kg/m <sup>3</sup>
Pisos y mezclas	110,00 lb/pie <sup>3</sup>	1 760,00 kg/m <sup>3</sup>
Instalaciones	2,00 lb/pie <sup>2</sup>	10,00 kg/m <sup>2</sup>

Tabla C3-2 del ASCE 7-10 pag. 404.

Carga viva: CV, para el uso y ocupación, utilizar las máximas.

Tabla III. **Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente**

Ocupación o uso	W (S. Ingles)	W (S.I)
Techos accesibles	40,00 lb/pie <sup>2</sup>	200,00 kg/m <sup>2</sup>
Depósito de carga liviana	125,00 lb/pie <sup>2</sup>	610,00 kg/m <sup>2</sup>
Pasillos	100,00 lb/pie <sup>2</sup>	488,00 kg/m <sup>2</sup>

Tabla C4-1 del ASCE 7-10 pag. 18.

Según ASCE 7-10 en el inciso 4.7.3 del capítulo 4. Las cargas vivas en los miembros que soportan dos o más pisos se podrán reducir en un 20 por ciento. Por lo cual la carga viva en depósitos livianos será de  $100.00 \text{ lb/pie}^2 = 488.00 \text{ kg/m}^2$ .

Tabla IV. Integración de Cargas

<b>Techo</b>			
Carga muerta			
Elemento	Espesor (m.)	W (Kg/m3)	W (Kg/m2)
Losa	0,12	2 400	288
Repello cielo	0,02	1 280	26
Desniv+mescla	0,05	1 280	64
		<b>Wcm</b>	<b>378</b>
Carga viva			
Techo accesible			200
<b>Entrepiso</b>			
Carga muerta			
Elemento	Espesor (m.)	W (Kg/m3)	W (Kg/m2)
Losa	0,12	2 400	288
Repello cielo	0,02	1 280	26
Muros	0,14	1 200	168
Piso y mescla	0,06	1 760	105
Instalaciones			10
		<b>Wcm</b>	<b>597</b>
Carga viva			
Depósito de carga liviana			488
Pasillos			488

Fuente: elaboración propia.

- Carga muerta

$$\text{Carga muerta total} = (378 \text{ kg/ m}^2 + 597 \text{ kg/ m}^2) * 30,80 \text{ m}^2 = 30\ 030 \text{ kg}$$

- Carga viva

$$\text{Carga viva total} = (200 \text{ kg/m}^2 + 488 \text{ kg/m}^2) * 30,80 \text{ m}^2 = 21\ 190 \text{ kg}$$

- Carga total mayorada

$$P = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

Sustituyendo datos

$$P = 1,4 (30\,030 \text{ kg}) + 1,7 (21\,190 \text{ kg}) = 78\,065 \text{ kg}$$

Aplicando la fórmula de carga puntual, y con 2% de refuerzo vertical se tiene

$$P = 0,80 [(0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_s) + f_y A_s)]$$

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

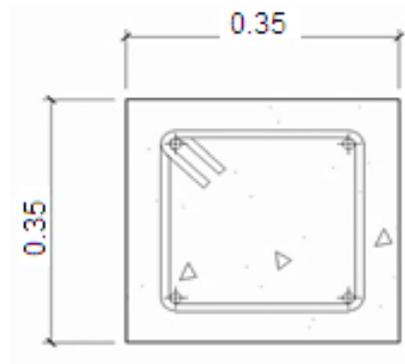
$$78\,065 \text{ kg} = 0,80 \cdot \left[ \left( 0,85 \cdot \left( 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot (A_g - 0,02 A_g) \right) + \left( 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,02 \cdot A_g \right) \right]$$

$$78\,065 \text{ kg} = 184,90 A_g$$

$$A_g = 422,20 \text{ cm}^2$$

Según ACI 318S – 11 en el inciso 21.6.1.1 del capítulo 21, para zonas sísmicas determina que la dimensión mínima de la sección transversal no debe ser menor de 30 cms en su eje centroidal y menos de 900cm<sup>2</sup> de área gruesa razón por la cual se propone empezar a pre dimensionar con sección de 35 cmsx35 cms.

Figura 9. **Dimensiones de columna propuesta**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

### 2.6.3. Vigas

Las vigas son elementos estructurales en posición horizontal que reciben las cargas provocadas por las losas, dicho peso son transmitidas a las columnas.

Las vigas trabajan, principalmente, a flexión produciendo su falla de la misma manera o bien por esfuerzos cortantes.

Para el pre dimensionamiento de vigas se utilizan los siguientes criterios:

- Según Harry Parker por cada metro lineal de luz entre los apoyos de la viga, se incrementará ocho por ciento del peralte y la base puede ser entre 1/2 o 1/3 del peralte.
- Esto es:  
 $T \text{ viga} = \text{luz libre de viga} * 0,08$ ; es decir, el 8% de la luz libre.
- El código ACI 318S - 11 capítulo 9 tabla 9,5(a). tabla IV,  
Determina las alturas o espesores mínimos de vigas no pre esforzado.

Tabla V. **Alturas o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas en una dirección**

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Vigas	$\frac{L}{16}$	$\frac{L}{18,5}$	$\frac{L}{21}$	$\frac{L}{8}$

Fuente: Reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI (318S-11). Sección 9.5.2.1.

Para este cálculo se tomará en cuenta el inciso 21.5.1.3 del capítulo 21 del ACI 318S-11. En él se menciona que los elementos sometidos a flexión el ancho del elemento  $b_w$  no debe ser menor de 250mm y  $0,30h$ .

Datos:

$$L = 5,55\text{m}$$

$$A_g = 0,25 * 0,40\text{m}$$

$$L \text{ viga} = 5,55\text{m} - 0,25\text{m} = 5,30\text{m}$$

$$T \text{ viga} = 0,08 * 5,30\text{m} = 0,42 \text{ m}$$

$$t_{\text{viga}} = \frac{L}{18,5} = \frac{5,30 \text{ m}}{18,5} = 0,29 \text{ m}$$

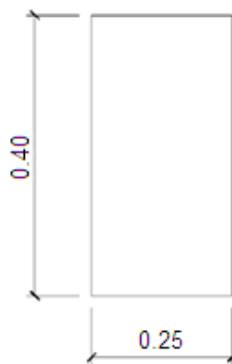
$$t_{\text{viga promedio}} = \frac{(0,29 + 0,42)}{2} = 0,35 \text{ Se opta por } 0,40 \text{ m}$$

$$b_{\text{viga}} = \frac{(0,40 \text{ m})}{2} = 0,20 \text{ m}$$

La base de 0,20 m, no es permisible, se propone 0,25 m.

Se propone utilizar usan sección de viga  $A_g = 0,40 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$ .

Figura 10. **Dimensiones de viga propuesta**



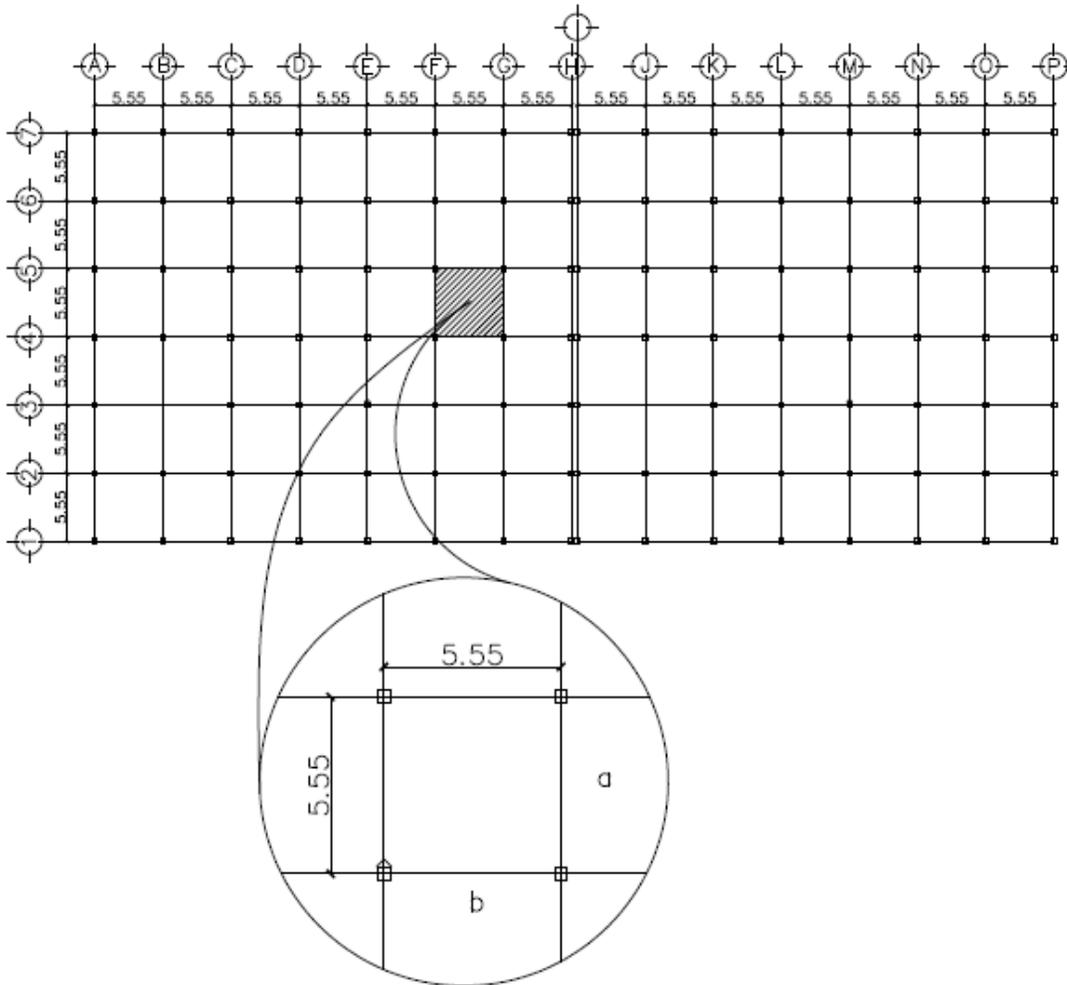
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

#### 2.6.4. Losas

Son elementos estructurales que proporcionan superficies planas donde se apoyan las cargas gravitacionales o verticales, actuando como un elemento de diafragma o amarre entre vigas y columnas. Para su diseño se utiliza el método de coeficientes directos o conocido también como el método 3 del ACI 318S-11.

Para saber cómo trabaja una losa es necesario saber la relación  $m = a/b$

Figura 11. **Planta de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Donde:

a = sentido corto de losa

b = sentido largo de losa

$m = a / b < 0,5$  losa trabaja en un sentido

$m = a / b > 0,5$  losa trabaja en dos sentidos

$m = 5,55 / 5,55 = 1 > 0,5$ ; losa en dos sentidos

- Cálculo de espesor de losa

El cálculo del espesor de la losa se realiza de la siguiente manera.

$$T = \text{Perímetro} / 180$$

Donde:

t = espesor de losa

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{(5,55 \cdot 2 + 5,55 \cdot 2)}{180} = 0,12 \text{ m}$$

Quedando el peralte o espesor de = 0,12 m.

### **2.6.5. Cimientos**

La cimentación es la encargada de soportar los pesos o cargas gravitacionales de la súper estructura y esta transmitirlas al suelo o terreno. La función de la cimentación es limitar el asentamiento total o parcial de la estructura. Para eliminar los asentamientos se necesita conocer las características del suelo y el valor soporte del mismo, y en base a estos datos determinar el tipo de cimentación a utilizar.

Para efectos de este diseño se utilizará cimentación superficial zapatas concéntricas y excéntricas, el diseño se elaborara con base en los resultados obtenidos a través de la muestra de suelo *in situ* obtenida.

### **2.7. Modelos matemáticos de marcos rígidos**

Un marco rígido se define como un sistema estructural que consta de vigas, columnas y cubreras o losas. Estos marcos son capaces de resistir cargas de viento, sismo, y cargas gravitacionales (carga muerta y carga

viva) por lo que es importante determinar en base a estas cargas el tipo de modelo matemático necesario y útil para su análisis.

En el análisis estructural existen diferentes métodos matemáticos aproximados y exactos así como programas de computación que ayudan a disminuir el error y detallar con precisión el comportamiento de los marcos bajo la acción de las cargas mencionadas.

Para el análisis estructural de este proyecto se realizara el método iterativo exacto de Kanni con ladeo, y corroborado con Etabs

## **2.8. Análisis de carga**

Es importante determinar los tipos de cargas que se aplicaran a una estructura de concreto reforzados ya que de estas depende la vida útil de las mismas. La experiencia en el desarrollo de las obras y según las especificaciones de las normas de construcción local e internacional nos determina ciertos rangos o parámetros que se deben de utilizar para su debida consideración.

En un sistema básico, adaptado a la realidad del país se determina que las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías:

Cargas muertas. Este tipo de cargas son siempre de magnitud constante y fijas en posición durante la vida de la estructura. La mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Cargas vivas, no siempre son constantes y varían en función de su posición y magnitud. Se consideran cargas de ocupación. Su peso y ubicación son muy variables; por ello, es difícil determinar con exactitud el peso que influirá en la estructura, sin embargo. AGIES y ACI estandarizan estas cargas en función de la ocupación e importancia que tendrá la obra.

Las cargas ambientales, son producidas por la fuerza que ejerce la naturaleza. En Guatemala, se deben considerar las cargas de viento, lluvia y sismo. Las últimas se analizan más profundamente ya que el país es altamente sísmico.

## **2.9. Integración de cargas**

Integrar cargas es tomar en cuenta los tipos de pesos que se usarán para diseñar el proyecto; es considerar los valores de las cargas muertas, vivas y ambientales distribuidas en base a un método llamado áreas tributarias.

La función de este método es multiplicar las fuerzas por unidad de área ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) por el área tributaria del elemento a analizar ( $\text{m}^2$ ), luego dividir dentro de la longitud del elemento (m) para producir fuerzas por unidad de longitud ( $\text{kg}/\text{m}$ ) o sea carga uniformemente distribuida simulando, de esta manera, la distribución real que tendrán las cargas sobre la estructura analizada.

## **2.10. Cargas verticales en marcos rígidos**

Para este proyecto, de acuerdo a Normas ASCE7-10, tabla C4-1 y C3-2, los valores en este caso para cargas verticales son:

### Carga muerta (CM)

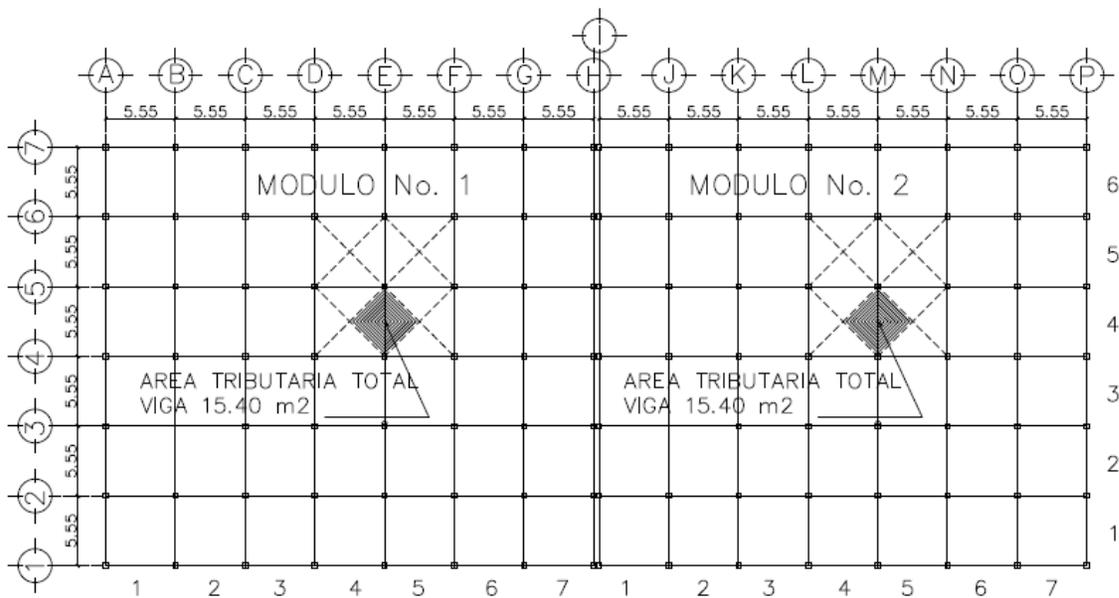
Peso de losa	= 288 kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabado	= 26 kg/m <sup>2</sup>
Desniveles	= 64 kg/m <sup>2</sup>
Peso de muros	= 168 kg/m <sup>2</sup>
Peso de piso y mezlón	= 105 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	= 10 kg/m <sup>2</sup>

### Carga viva (CV)

En techo	= 200 kg/m <sup>2</sup>
Depósito liviano	= 488 kg/m <sup>2</sup>
En pasillos	= 488 kg/m <sup>2</sup>

Peso propio de viga =  $(0,28\text{m} \times 0,25\text{m} \times 2\,400\text{ kg/m}^3) = 168\text{ kg/m}$

Figura 12. Planta típica áreas tributarias



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

A continuación, se integran las cargas distribuidas, que fueron calculadas tomando en cuenta los valores descritos, utilizando el procedimiento siguiente:

Cargas aplicadas sobre el marco, eje 6 (sentido X) nivel 2.

Marco típico nivel 2 (no incluye el peso de piso y muros)

- **Carga muerta**

$$CM_{XX} = \frac{(\text{Peso de losa} + \text{acabados} + \text{desniveles}) * (\text{área tributaria})}{\text{Longitud viga}} + P_{pviga}$$

$$CM_{A-B} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 64 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = 1\ 217 \text{ kg/m}$$

$$CM_{B-C} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 64 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = 1\ 217 \text{ kg/m}$$

$$CM_{C-D} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 64 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = 1\ 217 \text{ kg/m}$$

$$CM_{E-F} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 64 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = 1\ 217 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

$$CV_{XX} = \frac{(\text{Carga viva}) * (\text{área tributaria})}{\text{Longitud viga}}$$

$$CV_{A-B} = \frac{(200 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 556 \text{ kg/m}$$

$$CV_{B-C} = \frac{(200 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 556 \text{ kg/m}$$

$$CV_{C-D} = \frac{(200 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55) / 2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 556 \text{ kg/m}$$

$$CV_{E-F} = \frac{(200 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55)/2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 556 \text{ kg/m}$$

Marco típico nivel 1 (incluye el peso de piso y muros)

- **Carga muerta**

$$CM_{xx} =$$

$$\frac{(\text{Peso de losa} + \text{acabados} + \text{muros} + \text{pisos} + \text{instalaciones}) * (\text{área tributaria})}{\text{Longitud viga}}$$

+ Ppviga

$$CM_{I-J} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 168 \text{ kg/m}^2 + 105 \text{ kg/m}^2 + 10 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55)/2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}}$$

+ 168 kg/m

$$CM_{I-J} = 1\ 824 \text{ kg/m}$$

$$CM_{J-K} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 168 \text{ kg/m}^2 + 105 \text{ kg/m}^2 + 10 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55)/2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}}$$

+ 168 kg/m

$$CM_{J-K} = 1\ 824 \text{ kg/m}$$

$$CM_{K-L} =$$

$$\frac{(288 \text{ kg/m}^2 + 26 \text{ kg/m}^2 + 168 \text{ kg/m}^2 + 105 \text{ kg/m}^2 + 10 \text{ kg/m}^2) * ((2,775 * 5.55)/2) * 2 \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}}$$

+ 168 kg/m

$$CM_{K-L} = 1\,824 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

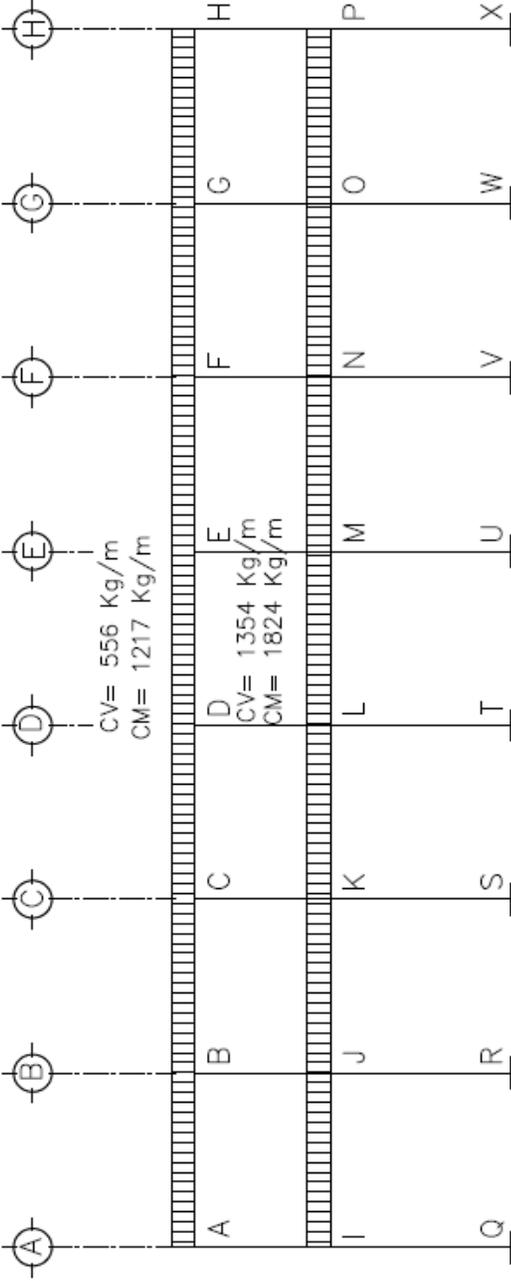
$$CV_{xx} = \frac{(\text{Carga viva entrepiso}) \cdot (\text{área tributaria})}{\text{Longitud viga}}$$

$$CV_{I-J} = \frac{(488 \text{ kg/m}^2) \cdot (((2,775 \cdot 5.55)/2) \cdot 2) \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 1\,354 \text{ kg/m}$$

$$CV_{J-K} = \frac{(488 \text{ kg/m}^2) \cdot (((2,775 \cdot 5.55)/2) \cdot 2) \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 1\,354 \text{ kg/m}$$

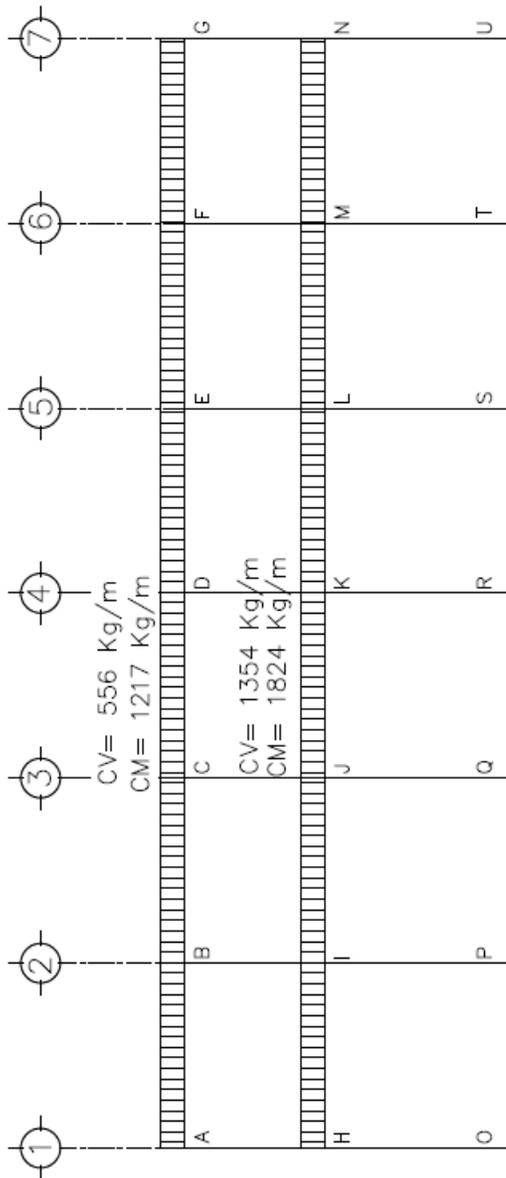
$$CV_{K-L} = \frac{(488 \text{ kg/m}^2) \cdot (((2,775 \cdot 5.55)/2) \cdot 2) \text{ m}^2}{5,55 \text{ m}} = 1\,354 \text{ kg/m}$$

Figura 13. Cargas aplicadas, marco rígido típico, sentido X



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 14. Cargas aplicadas, marco rígido típico, sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

## 2.11. Cargas horizontales en marcos rígidos

Guatemala es un país vulnerablemente sísmico y en su geografía registra tres placas tectónicas. AGIES a través de su informe sobre la construcción y el uso del terreno en Guatemala afirma que las fuentes sísmicas provienen de tres fallas importantes.

- La falla de transurrencia que atraviesa la franja central del país, desde Izabal hasta Huehuetenango conocida como la falla de Chixoy –Polochic.
- La zona de subducción que se encuentra debajo de la costa sur del país genera constantemente sismos de magnitud considerada a esta falla se le localiza como la falla de los cocos.
- La falla de sismos locales que se originan sobre la zona de subducción y entre la zona de transurrencia, a la cual se le denomina zona del Motagua.

Para el análisis de estas fallas ocasionadas por los sismos y viento se utilizará el método estático equivalente. Este método recomendado por la “Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica” (AGIES NSE 10), se basa en representar el sismo como una fuerza estática horizontal que se aplica en la base de la estructura (corte basal)

- **Peso de la estructura del edificio (modulo No. 1)**

El peso estructural es aquel conformado por los elementos que son parte elemental de la estructura y no pueden ser removidos es decir vigas, columnas y losas. La longitud de las columnas por nivel se toma como la mitad de la longitud de columna superior más la mitad de la longitud de la columna inferior.

Como el mercado se diseñó con dos módulos iguales, se tomó uno para el análisis estructural.

**Tabla VI. Resumen peso de vigas**

Tipo	Cantidad	L (m)	B (m)	H (m)	Peso (Kg/M)	Peso total (Kg)
Techo						
Viga	97	5,55	0,25	0,28	168	90 443
Entrepiso						
Viga	97	5,55	0,25	0,28	168	90 443

Total 180 886

**Tabla VII. Resumen peso de columnas**

Nivel	Cantidad	L (m)	B (m)	H (m)	Peso (Kg/M)	Peso total (Kg)
N2	56	2,10	0,35	0,35	294	34 575
N1	56	7,30	0,35	0,35	294	120 187

Total 154 762

**Tabla VIII. Resumen peso de losa**

Tipo	Cantidad	L (m)	B (m)	t (m)	Peso (Kg/M <sup>2</sup> )	Peso total (Kg)
Techo						
Losa	42	5,55	5,55	0,12	288	372 587
Entrepiso						
Losa	42	5,55	5,55	0,12	288	372 587

Total 745 174

Tabla IX. **Resumen peso no estructural**

Tipo	Cantidad	L (m)	B (m)	t (m)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
<b>TECHO</b>						
Desniveles	42	5,55	5,55	0,05	64	82 797
Muros	20	5,55	1,70	0,14	168	18 648
Acabados	42	5,55	5,55	0,02	26	33 636
<b>ENTREPISO</b>						
Acabados	42	5,55	5,55	0,02	26	33 636
Muros	20	5,55	1,70	0,14	168	31 701
Piso+mezclon	42	5,55	5,55	0,06	105	135 839
Instalaciones	42	5,55	5,55		10	12 937

Total 349 194

### **Carga viva techo**

$$W_{\text{Carga viva}} = (200 \text{ kg/m}^2)(38,85 \text{ m} * 33,30 \text{ m}) = 258 741 \text{ kg}$$

### **Carga viva entrepiso**

$$W_{\text{Carga viva}} = (488 \text{ kg/m}^2)(38,85 \text{ m} * 33,30 \text{ m}) = 631 328 \text{ kg}$$

Tabla X. **Resumen de peso de elemento por nivel**

Nivel	Viga	Columna	Losa	No. Estructural	25% Cv	Total (Kg)
Techo	90443	34575	372587	135081	64685	697371
Entrepiso	90443	120 187	372587	214113	157832	955162
<b>Total Peso de la estructura 1 652 533</b>						

## **2.12. Cargas horizontales en marcos rígidos por AGIES NSE 10 método estático equivalente**

El cortante basal simula una fuerza de reacción que se presenta en todos los marcos de la estructura, al momento de verse afectada por una carga

externa y se distribuye a todo lo alto de la misma. Representa la fuerza equivalente al peso de la estructura por un coeficiente sísmico de diseño

$$\text{Corte basal (V}_B\text{)} = C_s * W_s$$

Donde:

$C_s$ =Coeficiente sísmico de diseño

$W_s$ =Peso total de la edificación

El valor del peso total de la edificación es el valor calculado en el inciso anterior

$W_s = 1\,834\,905$  kg; mientras que para calcular el valor del coeficiente sísmico de diseño se debe empezar por calcular el valor del  $S_{cs}$  y  $S_{1s}$ .

### **2.12.1. Cálculo de ordenada espectral ajustada**

Se empieza calculando el valor de  $S_{cs}$  y  $C_{1s}$ ; para ello se observan las tablas de listado de amenaza sísmica por municipios, (ver anexos). De allí se obtienen los siguientes datos:

Para Escuintla, Escuintla:

$I_0=4$

$S_{cr}=1.65$

$S_{1r}=0.60$

Tabla XI. Nivel mínimo de protección sísmica

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 5	E	E	D	C
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ( $K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.11.

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a$$

El valor de  $F_a$  se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla XII. Coeficiente de sitio  $F_a$

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.15.

Entonces,

$$S_{cs} = 1,65 \times 1,0 = 1,65$$

Cálculo de ordenada espectral ajustada con periodo de vibración de 1 seg:

$$S_{1r} = S_{1r} \times F_v$$

El valor de  $F_v$  se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla XIII. **Coefficiente de sitio  $F_v$**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.15.

Entonces,

$$S_{1s} = 0,60 \times 1,50 = 0,90$$

En algunos casos el valor de  $S_{cs}$  y  $S_{1r}$  deberá ser ajustado debido a intensidades sísmicas especiales:

$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a \times N_a$$

$$S_{1s} = S_{1c} \times F_v \times N_v$$

Donde:

$N_a$  y  $N_v$  son factores que se aplican por la proximidad de las amenazas especiales, según la siguiente tabla.

Tabla XIV. Amenazas especiales

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de Corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC < 2$

Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente  
 Nota 2: la magnitud  $M_o$  y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.24.

Tabla XV. Factor  $N_a$  para periodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km  
 Nota 2: utilizar el factor  $N_a$  que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.24.

Tabla XVI. Factor  $N_v$  para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km  
 Nota 2: utilizar el factor  $N_v$  que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.25.

Entonces,

$$S_{cs} = 1,65 \times 1,0 \times 1,0 = 1,65$$

$$S_{1s} = 0,60 \times 1,50 \times 1,0 = 0,90$$

### 2.12.2. Cálculo del espectro calibrado al nivel de diseño

Para el cálculo del espectro calibrado, es necesario conocer el tipo de sismo sobre el cual se diseñará y el porcentaje de probabilidad de ocurrencia; con estos datos se observa en la tabla el valor de factores de determinación del nivel de diseño y se multiplica por la ordenada espectral ajustada.

$$S_{cd} = K_d \times S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d \times S_{1s}$$

El valor de  $K_d$  dependerá de probabilidad de ocurrencia de los sismos.

Tabla XVII. **Factor de determinación del nivel de diseño**

<b>Sismo ordinario</b>	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,66$
<b>Sismo severo</b>	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,80$
<b>Sismo extremo</b>	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 1,00$
<b>Sismo mínimo</b>	Condición de excepción	$K_d = 0,55$

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. P.16.

$$S_{cd} = 0,66 \times 1,65 = 1,089$$

$$S_{1d} = 0,66 \times 0,90 = 0,594$$

### 2.13. Cálculo de período fundamental

El período fundamental (T) se puede calcular de 3 diferentes maneras; de forma empírica, de forma genérica y de forma analítica. Todas están serán válidas para ser utilizadas en la fórmula.

$$T_a = K_T (h_x)^x$$

Donde:

$H_n$  = altura total del edificio en metros

$K_T$  y  $x$  se dan según el sistema estructural a utilizar en la edificación; AGIES 2010

$K_T = 0,049$   $X = 0,75$  para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5

$$T_a = 0,049 (8,40)^{0,75} = 0,2418 \text{ seg.}$$

## 2.14. Cálculo de período expresado en segundos

El período expresado en segundos que separa los períodos cortos de los largos, se calcula dividiendo la ordenada espectral ajustada con período de vibración de un segundo dentro de la ordenada espectral ajustada en el sitio de interés.

$$T_s = S_{1s}/S_{cs}$$

$$T_s = 0,594/1,089 = 0,5454 \text{ seg.}$$

### 2.14.1. Cálculo de ordenada espectral para cualquier período de vibración

El valor de la ordenada espectral, dependerá si el período fundamental es mayor o menor que el periodo expresado en segundos.

$$S_a(T) = S_{cd} \text{ si } T_a < T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d}/T \text{ si } T_a > T_s$$

$$S_a(T) = 1,089$$

$$S_a(T) = 0,594/0,2418=2,45$$

$$T_a = 0,2418 < T_s = 0,5454$$

$$S_a(T) = 1,089$$

## 2.14.2. Cálculo de coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo; dicho coeficiente se calcula por la división de la ordenada espectral para cualquier período de vibración entre un factor de reducción R.

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

Sa(T) = demanda sísmica de diseño

R = factor de reducción

T = período fundamental

El valor R dependerá del sistema estructural y del tipo de material con que se realice la construcción. Valor obtenido de tablas según AGIER 2010.

Tabla XVIII. **Coeficiente y factores para diseño de sistemas sismorresistentes**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	$\Omega_r$	$C_d$	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	2.5	30	NP	NP	NP

Fuente: AGIES NSE 3-10, Capítulo 1.p. 11.

$$C_s = \frac{1,089}{8} = 0,1361$$

Después se debe verificar lo siguiente:

$$C_s > 0,044 S_{cd}$$

$$C_s > 0,5 S_1 r/R$$

$$0,1361 > 0,044 * 1,089$$

$$0,1361 > 0,04792 \quad \text{ok}$$

$$0,1361 > 0,5 * 0,60/8$$

$$0,1361 > 0,0375 \quad \text{ok}$$

### **2.14.3. Cálculo de valor de corte basal**

Con todos los valores obtenidos en los incisos anteriores, se calcula el corte basal, el cual dará un valor en toneladas que se distribuirá posteriormente en cada uno de los niveles de la edificación, de acuerdo con la fuerza sísmica que soporte cada uno de ellos.

$$V_B = C_s W_s$$

$$V_B = 0.1361 \times 1\,652\,533 \text{ kg} = 224\,910 \text{ kg}$$

### **2.15. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel**

La fuerza sísmica va relacionada con la altura y el peso de cada nivel; los niveles superiores soportan mayor fuerza sísmica debido a que la altura

desde la base es mayor que la altura de niveles inferiores. Dicha fuerza debe distribuirse a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente para que sean transmitidas a las cimentaciones.

$$F_x = C_v * V_B$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)}$$

Donde:

$F_{xi}$  = es el cortante de cedencia en el nivel x de la edificación

$h_x$  = es la altura del nivel x sobre la base

$k = 1$  para  $T < 0,5$  s

$k = 0,75 + 0,5Ts$  para  $0,5 < T < 2,5$  s

$k = 2$  para  $T > 2,5$  s

Se utilizara  $k=1$  ya que nuestro periodo es menor de 0,5 segundos.

Tabla XIX. **Integración de peso de cada nivel con su respectiva altura**

Nivel	Wi	hi	Wi x hi	Wi x hi <sup>k</sup>
1	955,162	4,20	4,20	4 011,68
2	697,371	8,40	8,40	5 857,91
				$\Sigma$ 9 869,59

Fuente: elaboración propia.

$$C_{vx1} = \frac{(955,162)(4,20)}{9869,59} = 0,40$$

$$C_{vx2} = \frac{(697,371)(8,40)}{9869,59} = 0,60$$

Luego se calcula la fuerza por nivel:

$$F1 = (0,40)(224.91) = 90 \text{ T}$$

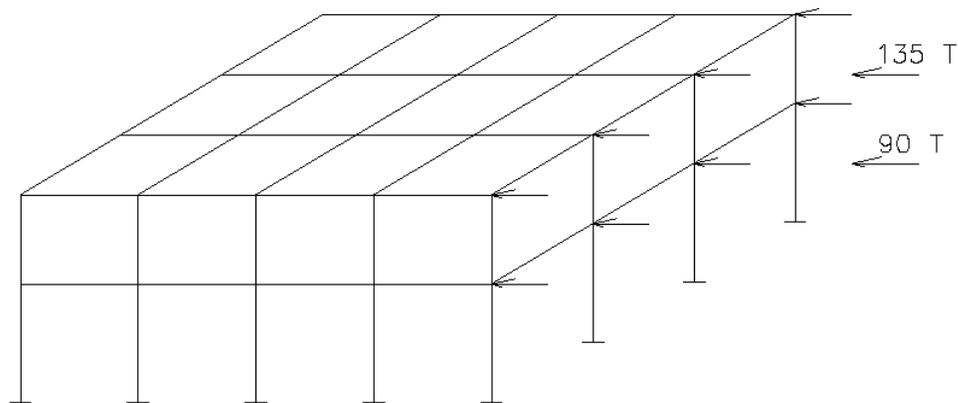
$$F2 = (0,60)(224.91) = 135 \text{ T}$$

Tabla XX. **Fuerzas por nivel**

Nivel	Wi	hi	Dirección X		Dirección Y	
			Fi	Vi	Fi	Vi
2	697,371	8,40	135	135	135	135
1	955,162	4,20	90	225	90	225

Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Esquema de fuerzas por nivel**



Fuente: elaboración propia.

## 2.16. Determinación de las fuerzas sísmicas en los diferentes marcos

Para calcular las fuerzas sísmicas que soportará cada uno de los marcos, deberán realizarse varios cálculos como: fuerzas por nivel, rigidez, corte directo, centro de torsión y corte total.

### 2.16.1. Cálculo de rigidez

Este cálculo se realizará únicamente en el nivel de estudio y se determina calculando la rigidez de las columnas del nivel de estudio, y la rigidez de las vigas tanto en el nivel superior como en el inferior; para luego introducirlas en la fórmula descrita abajo.

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[ \frac{4h_i}{\sum k_{ci}} + \frac{h_f+h_s}{\sum k_{vf}} + \frac{h_i+h_f}{\sum k_{vi}} \right]}$$

Donde:

$h_i$  = altura de nivel en estudio

$h_f$  = altura del nivel inferior

$h_s$  = altura del nivel superior

$k_{ci}$  = rigidez de columnas en nivel de estudio

$k_{vi}$  = rigidez de vigas en el nivel de estudio

$k_{vf}$  = rigidez de vigas en el nivel inferior

Eje X:

- Columnas

$$K_{col} = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L}$$

$$K_{col} = \frac{\frac{1}{12}(35 \times 35^3)}{520} = 240,48 \times 8 = 1\,923,87$$

- Vigas

$$Kvigas = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L}$$

$$Kvigs = \frac{\frac{1}{12}(25 \times 40^3)}{550} = 242,42 \times 7vigas = 1\,696,96$$

Eje Y:

- Columnas

$$Kcol = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L}$$

$$Kcol = \frac{\frac{1}{12}(35 \times 35^3)}{520} = 240,48 \times 7 = 1\,683,39$$

- Vigas

$$Kvigas = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L}$$

$$Kvigas = \frac{\frac{1}{12}(25 \times 40^3)}{550} = 242,42 \times 6vigas = 1\,454,52$$

$$Rix = \frac{48E}{520 \left[ \frac{4(520)}{1\,923,87} + \frac{0+420}{0} + \frac{520+0}{1\,696,96} \right]} = 0,066E$$

$$Riy = \frac{48E}{520 \left[ \frac{4(520)}{1\,683,39} + \frac{0+420}{0} + \frac{520+0}{1\,454,52} \right]} = 0,058E$$

### 2.16.2. Cálculo de corte directo

El corte directo se obtiene de la operación de la rigidez del marco en estudio, dividido entre la sumatoria de rigideces de todo el eje y luego este valor se multiplica por el corte del nivel en estudio. En este caso, el corte es de 225 T.

$$V_{di} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} \times V_i$$

$$V_{dx} = \frac{0,066}{0,528} \times 225 = 28,125 T$$

$$V_{dy} = \frac{0,058}{0,406} \times 225 = 32,14 T$$

### 2.16.3. Cálculo de centro de torsión.

El centro de torsión está relacionado con la excentricidad, la cual depende de la geometría del edificio. Esta se da cuando el centro de masa de la estructura no coincide con el centro geométrico de la misma. Para calcular la excentricidad, se debe dividir la sumatoria de la columna 4 de las tablas de resumen dentro de la sumatoria de las rigideces de cada eje, columna 2.

$$X_T = \frac{\sum (R_{iy} X_i)}{\sum R_{iy}}$$

$$X_T = \frac{6,7599}{0,406} = 16,25 m$$

$$Y_T = \frac{10,2333}{0,528} = 19,38 m$$

En esta estructura el centro de masa coincide con el centro geométrico de la planta, es decir, no tiene excentricidad. Según AGIES se debe considerar una excentricidad accidental además de la excentricidad que se obtenga. La excentricidad accidental deberá ser del 5 por ciento de la dimensión perpendicular a las fuerzas consideradas.

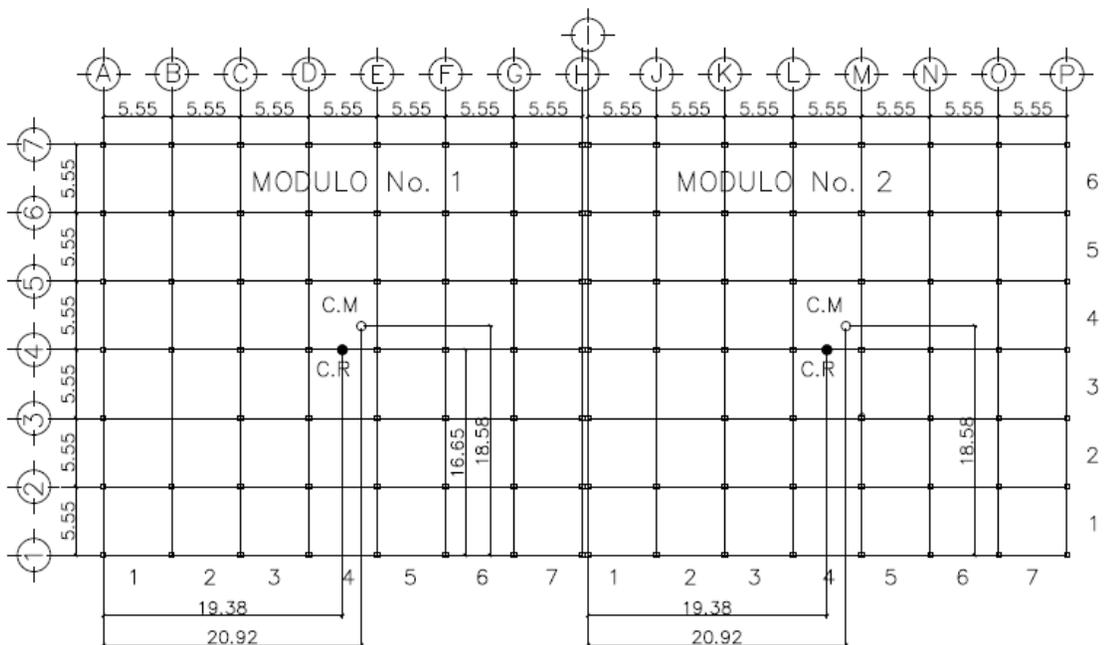
$$X_T = 16,65 + (0,05 \times 38,50) = 18,58 \text{ m}$$

$$Y_T = 19,25 + (0,05 \times 33,30) = 20,92 \text{ m}$$

$$e_y = (18,58 - 16,65) = 1,93 \text{ m}$$

$$e_x = (20,92 - 19,38) = 1,54 \text{ m}$$

Figura 16. Centro de torsión



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

$$Y_{iT} = Y_i - Y_T$$

$$Y_{iT} = 0,00 - 20,92 = -20,92$$

$$Y_{iT} = 5,55 - 20,92 = -15,37$$

$$Y_{iT} = 11,10 - 20,92 = -9,82$$

$$Y_{iT} = 16,65 - 20,92 = -4,27$$

$$Y_{iT} = 22,20 - 20,92 = 1,28$$

$$Y_{iT} = 27,75 - 20,92 = 6,83$$

$$Y_{iT} = 33,30 - 20,92 = 12,38$$

$$Y_{iT} = 38,50 - 20,92 = 17,58$$

$$X_{iT} = X_i - X_T$$

$$X_{iT} = 0,00 - 18,58 = -18,58$$

$$X_{iT} = 5,55 - 18,58 = -13,03$$

$$X_{iT} = 11,10 - 18,58 = -7,48$$

$$X_{iT} = 16,65 - 18,58 = -1,93$$

$$X_{iT} = 22,20 - 18,58 = 3,65$$

$$X_{iT} = 27,75 - 18,58 = 9,12$$

$$X_{iT} = 33,30 - 18,58 = 14,72$$

#### 2.16.4. Cálculo de cortante por torsión

Para determinar el valor de cortante por torsión, es necesario conocer primero el valor del momento torsor el cual se calcula multiplicando el valor de la excentricidad por el valor del cortante en el nivel de estudio. Una vez obtenido este dato, se puede introducir a la fórmula que se describe a continuación.

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{iT}}{\sum (R_{ix} Y_{iT}^2 + R_{iy} X_{iT}^2)} M_{TX}$$

$$M_{TX} = V_x \times e_y$$

$$M_{TX} = 225 \times 1,93 = 434,25 \text{ T-m}$$

$$M_{TY} = V_y \times e_x$$

$$M_{TY} = 225 \times 1,54 = 346,50 \text{ T-m}$$

$$V_{ix} = \frac{(0,066)(-20,92)}{85,7443 + 51,4952} \times 434,25 = -4,36 \text{ Ton}$$

$$V_{iy} = \frac{(0,058)(-18,58)}{85,7443 + 51,4952} \times 346,50 = -2,72 \text{ Ton}$$

### 2.16.5. Cálculo de corte total

El corte total es la capacidad que soporta cada uno de los marcos, tanto en el eje X como en el eje Y. Para calcularlo, se suma de manera algebraica el corte directo (columna 5 de tabla de resumen) con el cortante por torsión (columna 10 de tabla de resumen).

$$V_{\text{total } x} = V_{dx} + V_{ix}$$

$$V_{\text{total } x} = 28.125 + (-4.36) = 23,765 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{total } y} = V_{dy} + V_{iy}$$

$$V_{\text{total } y} = 32.14 + (-2,72) = 29,42 \text{ Ton}$$

### **2.16.6. Resumen**

En las siguientes tablas se encuentran calculados todos los datos anteriores para cada uno de los marcos, ya que en los cálculos elaborados para ejemplificación solamente se calcula el dato del marco A en el eje X y los datos del marco 1 en el eje Y.

Tabla XXI. Fuerzas en marco por torsión nivel 1

Eje	Rix	Yi	Rix Yi	Vdx	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	Vix	Vtotalx
A	0,066	0	0	28,125	-20,92	-1,3807	28,8847	-4,3688	23,7562
B	0,066	5,55	0,3663	28,125	-15,37	-1,0144	15,5916	-3,2098	24,9152
C	0,066	11,1	0,7326	28,125	-9,82	-0,6481	6,3645	-2,0508	26,0742
D	0,066	16,65	1,0989	28,125	-4,27	-0,2818	1,2034	-0,8917	27,2333
E	0,066	22,2	1,4652	28,125	1,28	0,0845	0,1081	0,2673	28,3923
F	0,066	27,75	1,8315	28,125	6,83	0,4508	3,0788	1,4263	29,5513
G	0,066	33,3	2,1978	28,125	12,38	0,8171	10,1155	2,5854	30,7104
H	0,066	38,5	2,5410	28,125	17,58	1,1603	20,3977	3,6713	31,7963
	<b>0,528</b>		<b>10,2333</b>				<b>85,7443</b>		
Eje	Riy	Xi	Riy Xi	Vdy	Xit	Riy Yit	Riy X <sup>2</sup> it	Viy	Vtotaly
1	0,058	0	0	32,14	-18,58	-1,0776	20,0226	-2,7208	29,4192
2	0,058	5,55	0,3219	32,14	-13,03	-0,7557	9,8473	-1,9081	30,2319
3	0,058	11,1	0,6438	32,14	-7,48	-0,4338	3,2451	-1,0954	31,0446
4	0,058	16,65	0,9657	32,14	-1,93	-0,1119	0,2160	-0,2826	31,8574
5	0,058	22,2	1,2876	32,14	3,65	0,2117	0,7727	0,5345	32,6745
6	0,058	27,75	1,6095	32,14	9,12	0,5290	4,8241	1,3355	33,4755
7	0,058	33,3	1,9314	32,14	14,72	0,8538	12,5673	2,1556	34,2956
	<b>0,406</b>		<b>6,7599</b>				<b>51,4952</b>		

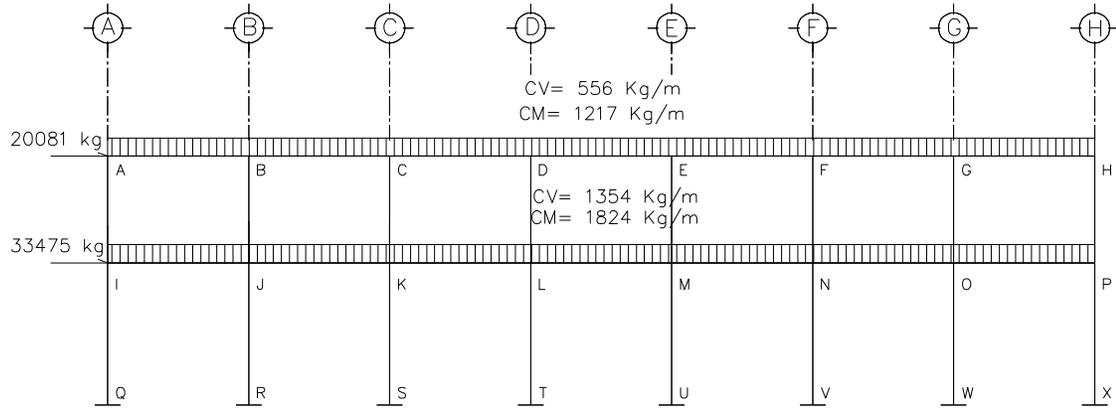
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. Fuerzas en marco por torsión nivel 2

Eje	Rix	Yi	Rix Yi	Vdx	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	Vix	Vtotalx
A	0,066	0	0	16,88	-20,92	-1,3807	28,8847	-2,6213	14,2587
B	0,066	5,55	0,3663	16,88	-15,37	-1,0144	15,5916	-1,9259	14,9541
C	0,066	11,1	0,7326	16,88	-9,82	-0,6481	6,3645	-1,2305	15,6495
D	0,066	16,65	1,0989	16,88	-4,27	-0,2818	1,2034	-0,5350	16,3450
E	0,066	22,2	1,4652	16,88	1,28	0,0845	0,1081	0,1604	17,0404
F	0,066	27,75	1,8315	16,88	6,83	0,4508	3,0788	0,8558	17,7358
G	0,066	33,3	2,1978	16,88	12,38	0,8171	10,1155	1,5512	18,4312
H	0,066	38,5	2,5410	16,88	17,58	1,1603	20,3977	2,2028	19,0828
	<b>0,528</b>		<b>10,2333</b>				<b>85,7443</b>		
Eje	Riy	Xi	Riy Xi	Vdy	Xit	Riy Yit	Riy X <sup>2</sup> it	Viy	Vtotaly
1	0,058	0	0	19,28	-18,58	-1,0776	20,0226	-1,6325	17,6475
2	0,058	5,55	0,3219	19,28	-13,03	-0,7557	9,8473	-1,1448	18,1352
3	0,058	11,1	0,6438	19,28	-7,48	-0,4338	3,2451	-0,6572	18,6228
4	0,058	16,65	0,9657	19,28	-1,93	-0,1119	0,2160	-0,1696	19,1104
5	0,058	22,2	1,2876	19,28	3,65	0,2117	0,7727	0,3207	19,6007
6	0,058	27,75	1,6095	19,28	9,12	0,5290	4,8241	0,8013	20,0813
7	0,058	33,3	1,9314	19,28	14,72	0,8538	12,5673	1,2933	20,5733
	<b>0,406</b>		<b>6,7599</b>				<b>51,4952</b>		

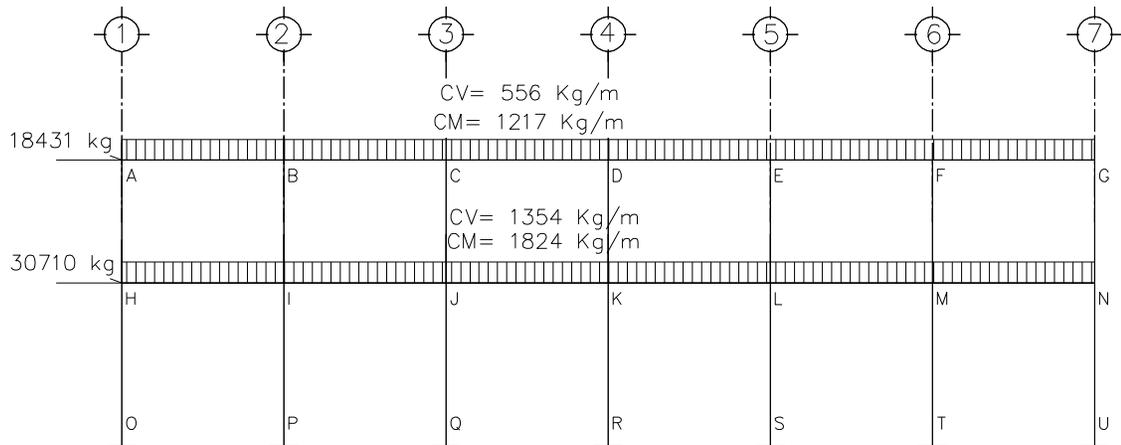
Fuente: elaboración propia.

**Figura 17. Cargas aplicadas al marco, sentido X, eje 6**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

**Figura 18. Cargas aplicadas al marco, sentido Y, eje G**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

## 2.17. Análisis de marcos rígidos utilizando un método numérico (Kanni)

El análisis se realizó para cada una de las cargas: carga muerta, carga viva y sismo. Se utilizó el método iterativo de Kanni con ladeo debido al desplazamiento producido por las cargas laterales que influyen en el diseño.

El procedimiento del método iterativo (Kanni) se describe a continuación.

- Cálculo de momentos fijos ( $MF_{ik}$ ), estos se calculan cuando existen cargas verticales.
- Cálculo de momentos de sujeción ( $M_s$ ), estos se calculan cuando hay cargas verticales.

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

- Determinación de fuerzas de sujeción ( $H$ ), éstas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$H = FM_{\text{nivel } h}$ , (Fuerzas por marco del nivel, del análisis sísmico)

- Cálculo de las fuerzas cortante en el piso ( $Q_n$ ), se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$Q_n = \sum H$$

- Cálculo de momentos de piso ( $M_n$ ), se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

Donde:

H<sub>n</sub>=altura del piso (n)

- Cálculo de rigidez de los elementos (K<sub>ik</sub>),

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

Donde:

I = inercia del elemento

L<sub>ik</sub>= longitud del elemento

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

- Cálculo de factores de corrimiento (V<sub>ik</sub>), se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerza horizontal aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

- Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'<sub>ik</sub>)

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

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

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

$$M''_{ik} = V_{ik} \sum (M'_{in} + M'_{ni}): \quad \text{Lado por asimetría}$$

$$M''_{ik} = V_{ik}(M_s + \sum (M'_{in} + M'_{ni})): \quad \text{Ladeo por fuerzas horizontales}$$

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

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}; \text{Sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}; \text{Con ladeo}$$

- 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

Análisis del edificio eje X para carga muerta

$$K = \frac{I}{L} = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_{col} = \left(\frac{1}{12}\right) * 35 * 35^3 = 125\ 052; \quad I_{viga} = \left(\frac{1}{12}\right) * 25 * 40^3 = 133\ 333$$

- Inercia relativa

Se toma el menor y se divide dentro de las inercias

$$I_{col} = \frac{125\ 052}{133\ 333} = 0,94$$

$$I_{viga} = \frac{133\ 333}{133\ 333} = 1$$

- Rigideces

$$K_{viga} = \frac{1}{5,55} = 0,18$$

$$K_{col\ 2\ nivel} = \frac{0,94}{4,20} = 0,22$$

$$K_{col\ 1\ nivel} = \frac{0,94}{5,60} = 0,17$$

- Los factores de giro se determinan con  $\mu_{QI} = \mu_{RJ} = \mu_{SK} = \mu_{TL} = 0$

Nodo A = Nodo H

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,18 + 0,22} = -0,225$$

$$\mu_{AI} = -\frac{1}{2} * \frac{0,22}{0,18 + 0,22} = -0,275$$

$$\Sigma = -0,50$$

Nodo B = Nodo C,D,E,F y G

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,18 + 0,18 + 0,22} = -0,15$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,18 + 0,18 + 0,22} = -0,15$$

$$\mu_{BJ} = -\frac{1}{2} * \frac{0,22}{0,18 + 0,18 + 0,22} = -0,20$$

$$\Sigma = -0,50$$

Nodo I = Nodo P

$$\begin{aligned}\mu_{IA} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,22}{0,22 + 0,17 + 0,18} = -0,19 \\ \mu_{IJ} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,22 + 0,17 + 0,18} = -0,16 \\ \mu_{IQ} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,17}{0,22 + 0,17 + 0,18} = -0,15 \\ \Sigma &= -0,50\end{aligned}$$

Nodo J=Nodo K, L, M, N y O

$$\begin{aligned}\mu_{JB} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,22}{0,22 + 0,17 + 0,18 + 0,18} = -0,15 \\ \mu_{JK} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,22 + 0,17 + 0,18 + 0,18} = -0,12 \\ \mu_{JR} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,17}{0,22 + 0,17 + 0,18 + 0,18} = -0,11 \\ \mu_{JI} &= -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,22 + 0,17 + 0,18 + 0,18} = -0,12 \\ \Sigma &= -0,50\end{aligned}$$

- Momento fijos o empotramiento
  - Carga muerta  $W_u = 1,4 D$
  - Carga viva  $W_u = 1,4 D + 1,7 L$
  - Carga de sismo  $W_u = 0,9 D + 1,0 E$

Donde:

W = carga distribuida

L = longitud del elemento

$$M_f = \frac{-W * L^2}{12}$$

### Carga muerta

$$M_{AB} = \frac{-1217 * 5,55^2}{12} = - 3 124 \text{ kg-m}$$

$$M_{IJ} = \frac{-1824 * 5,55^2}{12} = - 4 682 \text{ kg-m}$$

### Carga viva

$$M_{AB} = \frac{-556 * 5,55^2}{12} = - 1 427 \text{ kg-m}$$

$$M_{IJ} = \frac{-1 354 * 5,55^2}{12} = - 3 475 \text{ kg-m}$$

### Carga sísmica eje 6

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

$$V_{AI} = -\frac{3}{2} * \frac{0,22}{0,22 * 8} = -0,1875$$

$$V_{IQ} = -\frac{3}{2} * \frac{0,17}{0,17 * 8} = -0,1875$$

- Fuerzas de fijación

$$H1 = 33 475 \text{ kg}$$

$$H_2 = 20\,081 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 33\,475 \text{ kg} + 20\,081 \text{ kg} = 53\,556 \text{ kg}$$

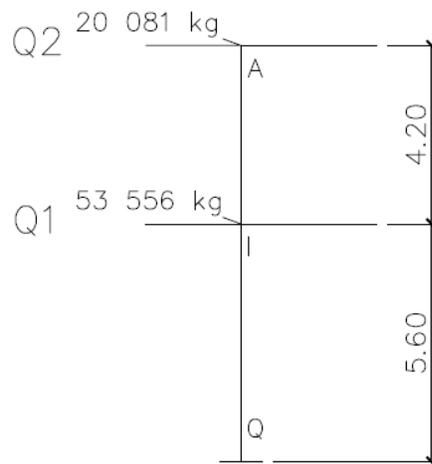
$$Q_2 = 20\,081 \text{ kg}$$

Cálculo de momento de piso

$$M_1 = \frac{53\,556 * 5,60}{3} = 99\,971 \text{ kg}$$

$$M_2 = \frac{20\,081 * 4,20}{3} = 28\,113 \text{ kg}$$

Figura 19. **Cargas aplicadas al marco, sentido X, eje 6**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Carga sísmica eje G

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

$$V_{AI} = -\frac{3}{2} * \frac{0,22}{0,22 * 7} = -0,2143$$

$$V_{IQ} = -\frac{3}{2} * \frac{0,17}{0,17 * 7} = -0,2143$$

- Fuerzas de fijación

$$H1 = 30\,710 \text{ kg}$$

$$H2 = 18\,431 \text{ kg}$$

$$Q1 = 30\,710 \text{ kg} + 18\,431 \text{ kg} = 49\,141 \text{ kg}$$

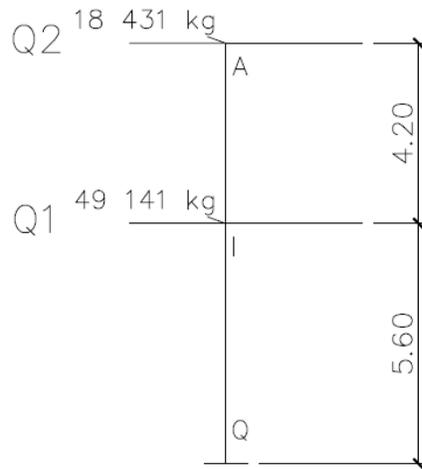
$$Q2 = 18\,431 \text{ kg}$$

Cálculo de momento de piso

$$M_1 = \frac{49\,141 * 5,60}{3} = 91\,730 \text{ kg}$$

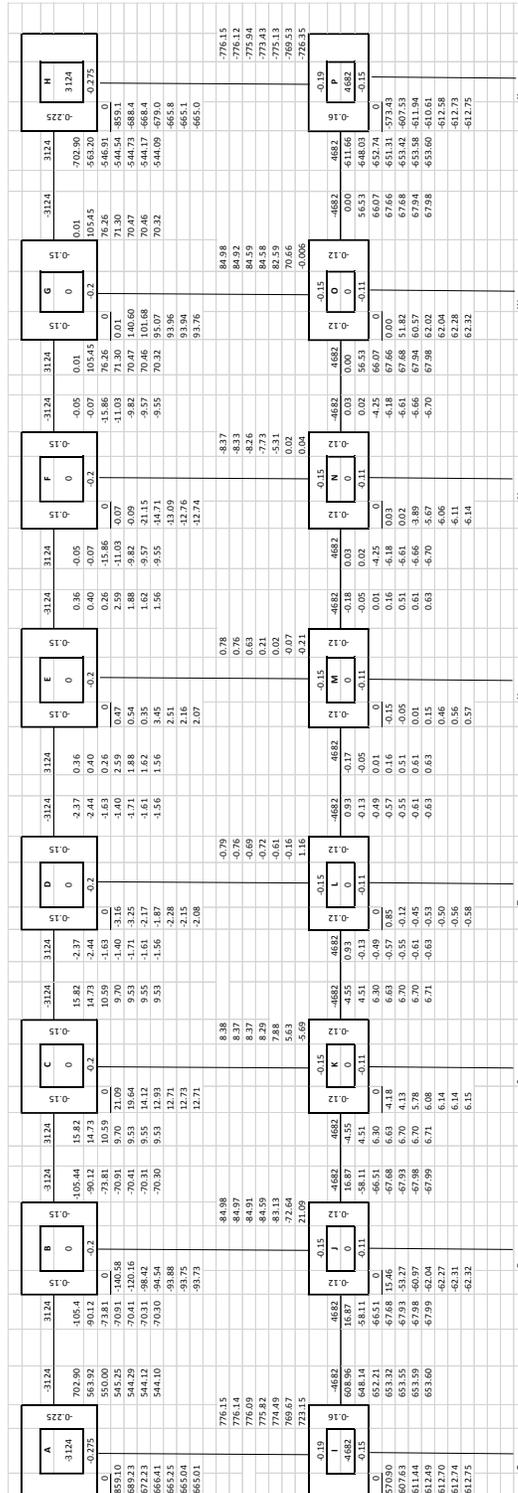
$$M_2 = \frac{18\,431 * 4,20}{3} = 25\,803 \text{ kg}$$

Figura 20. **Cargas aplicadas al marco, sentido Y, eje G**



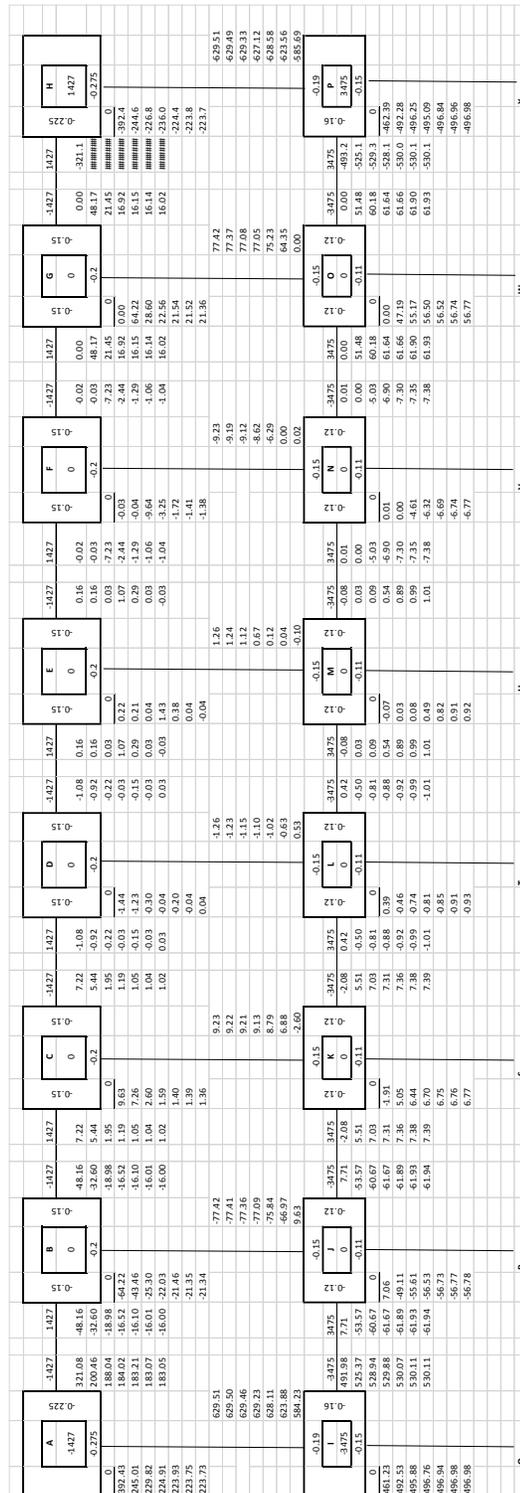
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 21. Iteraciones por método de Kanni para CM eje X



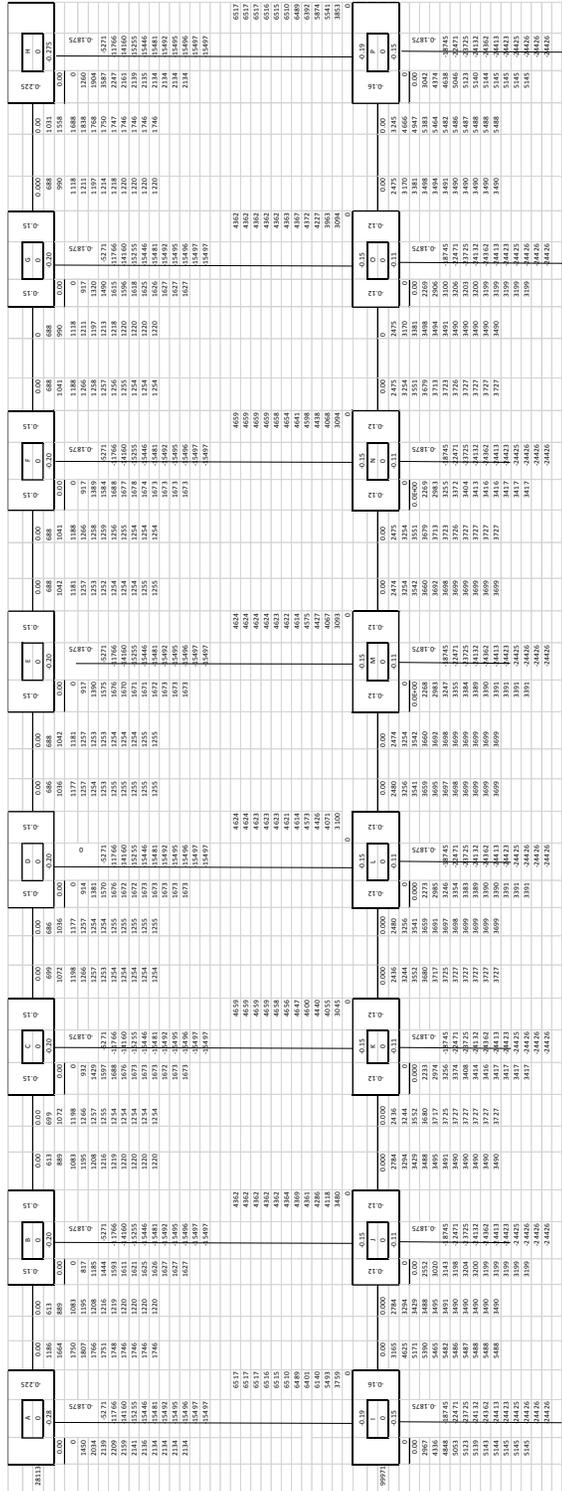
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 22. Iteraciones por método de Kanni para CV eje X



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 23. Iteraciones por método de Kanni para CS eje X



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Tabla XXIII. Momentos finales en marco crítico, eje X

TRAMO	MOMENTO POR CM	MOMENTO POR CV	MOMENTO POR CS	TRAMO	MOMENTO POR CM	MOMENTO POR CV	MOMENTO POR CS
	Kg-m	Kg-m	Kg-m		Kg-m	Kg-m	Kg-m
AB	-2 106,10	-1 076,90	4 711,94	ED	3 125,55	1 426,96	3 763,79
AI	2 106,16	1 076,96	-4 711,91	EF	-3 130,44	-1 428,09	3 763,57
IA	2 217,30	1 482,74	-1 768,00	EM	4,93	0,65	-7 527,40
IJ	-3 442,79	-2 476,71	1 4465,43	ML	4 682,62	3 476,00	1 1096,54
IQ	1 225,49	993,96	-1 4136,47	MN	-4 687,44	-3 480,36	1 1125,10
QI	612,74	496,98	-1 9281,35	ME	3,63	2,47	-4 576,63
BA	3 527,49	1 578,04	4 186,15	MU	1,14	1,84	-1 7645,01
BC	-3 255,07	-1 457,98	3 694,62	UM	0,57	0,92	-2 1035,62
BJ	-272,45	-120,09	-7 880,78	FE	3 106,45	1 424,89	3 763,37
JI	5 199,62	3 881,23	1 2467,24	FG	-3 072,78	-1 413,05	3 728,89
JK	-4 811,26	-3 591,48	1 0706,77	FN	-33,84	-1,20	-7 492,24
JB	-263,70	-176,18	-5 145,51	NM	4 669,22	3 461,24	11 153,66
JR	-124,64	-113,55	-1 8028,48	NO	-4 627,41	-3 427,82	10 944,49
RJ	-62,32	-56,77	-2 1227,36	NF	-29,48	-19,83	-4 505,50
CB	3 072,76	1 413,04	3 728,88	NV	-12,28	-13,53	-17 592,65
CD	-3 106,49	-1 424,92	3 763,36	VN	-6,14	-6,76	-21 009,44
CK	33,79	1,20	-7 492,26	GF	3 255,08	1 457,99	3 694,62
KJ	4 627,42	3 427,83	1 0944,50	GH	-3 527,45	-1 578,01	4 186,14
KL	-4 669,21	-3 461,23	1 1153,66	GO	272,49	120,12	-7 880,80
KC	29,47	19,83	-4 505,51	ON	4 811,26	3 591,48	10 706,77
KS	12,29	13,54	-1 7592,65	OP	-5 199,63	-3 881,24	12 467,24
SK	6,14	6,77	-2 1009,44	OG	263,71	176,19	-51 45,51
DC	3 130,41	1 413,04	3 763,59	OW	124,63	113,54	-18 028,48
DE	-3 125,56	-1 424,92	3 763,80	WO	62,31	56,77	-21 227,36
DL	-4,94	0,65	-7 527,37	HG	2 106,1	1 076,92	4 711,93
LK	4 687,44	3 480,36	11 125,10	HP	-2 106,15	-1 076,95	-4 711,91
LM	-4 682,63	-3 476,01	11 096,54	PO	3 442,78	2 476,70	14 465,43
LD	-3,64	-2,48	-4 576,62	PH	-2 217,29	-1 482,74	-1 768,00
LT	-1,15	-1,85	-1 7645,02	PX	-1 225,49	-993,96	-14 136,47
TL	-0,57	-0,92	-2 1035,62	XP	-612,74	-496,98	-19 281,35

Fuente: elaboración propia.

Los resultados del diseño estructural con el programa Etabs se encuentran en el anexo 6.

Para realizar las envolventes de momentos, se trabajara con el método de Kanni, debido a que el corte basal se calculó de acuerdo a AGIES NSE 10 método estático equivalente.

Tabla XXIV. Momentos finales en marco crítico, eje Y

TRAMO	MOMENTO POR CM Kg-m	MOMENTO POR CV Kg-m	MOMENTO POR CS Kg-m	TRAMO	MOMENTO POR CM Kg-m	MOMENTO POR CV Kg-m	MOMENTO POR CS Kg-m
AB	-2 106,09	-1 076,92	5 034,19	LM	-4 688,68	-3 482,26	11 761,02
AI	2 106,11	1 076,93	-5 033,37	LD	0,01	0,01	-4 931,15
IA	2 217,28	1 482,73	-423,53	KS	-0,01	-0,01	-18 590,62
IJ	-3 442,79	-2 476,69	15 298,86	TL	-0,01	-0,01	-22 173,75
IQ	1 225,5	993,96	-14 875,32	ED	3 105,42	1 424,92	4 015,2
QI	612,75	496,98	-20 316,09	EF	-3 072,33	-1 413,07	3 976,63
BA	3 527,58	1 578,04	4 467,59	EM	-33,13	-11,85	-7 991,24
BC	-3 255,22	-1 457,96	3 938,73	ML	4 668,65	3 460,47	11 795,46
BJ	-272,31	-120,06	-8 406,23	MN	-4 627,34	-3 427,58	11 578,43
JI	5 199,61	3 881,26	13 187,25	ME	-29,07	-19,55	-4 846,25
JK	-4 811,31	-3 591,58	11 327,06	MU	-12,22	-13,32	-18 527,49
JB	-263,65	-176,14	-5 525,15	UM	-6,11	-6,66	-22 142,18
JR	-124,65	-113,53	-18 988,41	FE	3 255,22	1 457,96	3 938,86
RJ	-62,32	-56,76	-22 372,64	FG	-3 527,55	-1 578,03	4 467,64
CB	3 072,29	1 413,07	3 976,52	FN	272,35	120,07	-8 406,2
CD	-3 105,44	-1 424,92	4 015,20	NM	4 811,31	3 591,6	11 326,97
CK	33,06	11,84	-7 991,23	NO	-5 199,62	-3 881,27	13 187,19
KJ	4 627,36	3 427,6	11 578,48	NF	263,65	176,14	-5 525,22
KL	-4 668,64	-3 460,46	11 795,46	NV	124,64	113,53	-18 988,5
KC	29,05	19,54	-4 846,24	VN	62,32	56,76	-22 372,69
KS	12,24	13,32	-18 527,48	GF	2 106,1	1 076,93	5 034,09
SK	6,12	6,66	-22 142,18	GO	-2 106,11	-1 076,93	-5 033,56
DC	3 133,30	1 428,03	4 016,1	ON	3 442,78	2 476,7	15 298,87
DE	-3 133,26	-1 428,03	4 016,09	OG	-2 217,28	-1 482,73	-423,59
DL	0,04	0,01	-8 031,89	OV	-1 225,5	-993,96	-14 875,28
LK	4 688,66	3 482,26	11 761,02	VO	-612,75	-496,98	-20 316,08

Fuente: elaboración propia.

## 2.18. Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación máxima de los esfuerzos ocurridos bajo efectos de cargas utilizadas en el diseño; Carga viva, carga muerta y carga de sismo.

El ACI 318S-11 determina a través de su sección 9.2.1. Importantes factores de carga aplicada al diseño del elemento estructural que se analiza.

Para el diseño de vigas, se consideran los puntos máximos de las siguientes combinaciones ya sea en momentos negativos y momentos

positivos, posteriormente con los valores de estos momentos se procederá a calcular el área de acero mínimo y máximo necesario que corresponden a cada uno de los momentos, si estas áreas calculadas no cubren los momentos se procederá a utilizar tensiones y bastones.

- Para momentos negativos en vigas.

$$M (-) = 0,75 (1,4 M_{cm} + 1,7 M_{Cv}) + M_s \text{ (Ec. 1)}$$

$$M (-) = 0,75 (1,4 M_{cm} + 1,7 M_{Cv}) - M_s \text{ (Ec. 2)}$$

La ecuación del inciso se utiliza para los momentos positivos influyendo dos cargas: carga muerta y carga viva.

- Para los momentos últimos positivos en vigas.

$$M (+) = 1,4 M_{cm} + 1,7 M_{cv} \text{ (Ec. 3)}$$

Para el diseño de columnas es importante tomar los momentos más altos en base a las siguientes combinaciones planteadas por el ACI en su inciso anteriormente descrito.

- Para los momentos últimos en columnas.

$$M_c = 0,75 (1,4 M_{cm} + 1,7 M_{Cv}) + M_s$$

$$M_c = 0,75 (1,4 M_{cm} + 1,7 M_{Cv}) - M_s$$

A continuación se presentan los diagramas de envolvente de momentos en vigas y columnas, describiendo los primeros pasos. Posteriormente, se presentarán tablas el resumen de todos los datos tabulados mayores que se usaron para ambos sentidos “X” y “Y”, aplicado en los edificios, respectivamente.

Para los momentos últimos en vigas; (kg – m)

- Eje X marco 6

Tabla XXV. **Determinación de envolvente para vigas**

VIGA N2	MOMENTO POR CM Kg-m	MOMENTO POR CV Kg-m	MOMENTO POR CS Kg-m	ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M -)		ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M +)
				Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3
				Kg-m	Kg-m	Kg-m
AB	-2 106,10	-1 076,90	4 711,95	1 127,49	-8 296,40	-4 779,28
BA	3 527,50	1 578,05	4 186,15	9 902,03	1 529,73	7 621,17
BC	-3 255,07	-1 457,98	3 694,62	-1 582,13	-8 971,38	-7 035,67
CB	3 072,76	1 413,04	3 728,88	8 756,91	1 299,14	6 704,04
CD	-3 106,50	-1 424,93	3 763,37	-1 315,24	-8 841,97	-6 771,47
DC	3 130,41	1 413,04	3 763,59	8 852,15	1 324,97	6 784,75
DE	-3 125,56	-1 424,93	3 763,80	-1 334,82	-8 862,43	-6 798,17
ED	3 125,55	1 426,97	3 763,79	8 865,00	1 337,42	6 801,62
EF	-3 130,44	-1 428,10	3 763,58	-1 344,21	-8 871,37	-6 810,39
FE	3 106,45	1 424,89	3 763,37	8 841,89	1 315,14	6 771,35
FG	-3 072,79	-1 413,06	3 728,90	-1 299,18	-8 756,97	-6 704,10
GF	3 255,09	1 457,99	3 694,62	8 971,41	1 582,16	7 035,71
GH	-3 527,46	-1 578,01	4 186,14	-1 529,65	-9 901,93	-7 621,06
HG	2 106,13	1 076,93	4 711,94	8 296,46	-1 127,42	4 779,36

Continuación Tabla XXV

VIGA N1	MOMENTO POR CM Kg-m	MOMENTO POR CV Kg-m	MOMENTO POR CS Kg-m	ENVOLVENTE DE MOMENTOS		ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M +)
				Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3
				Kg-m	Kg-m	Kg-m
IJ	-3 442,79	-2 476,71	14 465,43	7 692,69	-21 238,17	-9 030,32
JI	5 199,62	3 881,24	12 467,24	22 875,42	-2 059,06	13 877,58
JK	-4 811,27	-3 591,49	10 706,78	1 075,80	-20 337,76	-12 841,30
KJ	4 627,43	3 427,84	10 944,51	20 173,80	-1 715,22	12 305,72
KL	-4 669,22	-3 461,23	11 153,67	1 837,92	-20 469,42	-12 421,00
LK	4 687,45	3 480,37	11 125,10	20 484,39	-1 765,81	12 479,06
LM	-4 682,63	-3 476,01	11 096,54	1 747,87	-20 445,22	-12 464,90
ML	4 682,62	3 476,01	11 096,55	20 445,21	-1 747,88	12 464,88
MN	-4 687,45	-3 480,37	11 125,11	1 765,82	-20 484,40	-12 479,05
NM	4 669,23	3 461,24	11 153,67	20 469,44	-1 837,89	12 421,03
NO	-4 627,42	-3 427,83	10 944,50	1 715,23	-20 173,77	-12 305,69
ON	4 811,26	3 591,49	10 706,78	20 337,75	-1 075,80	12 841,30
OP	-5 199,63	-3 881,24	12 467,24	20 59,04	-22 875,44	-13 877,60
PO	3 442,79	2 476,71	14 465,43	21 238,16	-7 692,70	9 030,31

Fuente: elaboración propia.

Para los momentos últimos en columnas; (kg – m)

- Eje X marco 6

Tabla XXVI. Determinación de envolvente para columnas

COL. N2	ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M -)				
	MOMENTO POR CM	MOMENTO POR CV	MOMENTO POR CS	Ec. 1	Ec. 2
	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m
AI	2 106,17	1 076,96	-4 711,91	-1 127,31	8 296,52
IA	2 217,30	1 482,75	-328,96	3 889,71	4 547,62
BJ	-272,45	-120,09	-7 880,79	-8 319,98	7 441,59
JB	-263,70	-176,18	-5 145,51	-5 647,03	4 644,00
CK	33,80	11,96	-7 492,27	-7 441,53	7 543,00
KC	29,47	19,83	-4 505,51	-4 449,28	4 561,74
DL	-4,94	11,96	-7 527,38	-7 517,32	7 537,43
LD	-3,65	-2,49	-4 576,63	-4 583,63	4 569,62
EM	4,93	1,18	-7 527,40	-7 520,72	7 534,08
ME	3,64	2,48	-4 576,63	-4 569,65	4 583,61
FN	-33,85	-12,00	-7 492,25	-7 543,08	7 441,41
NF	-29,48	-19,84	-4 505,51	-4 561,76	4 449,25
GO	272,50	120,13	-7 880,80	-7 441,51	8 320,09
OG	263,71	176,19	-5 145,52	-4 643,97	5 647,06
HP	-2 106,16	-1 076,95	-4 711,92	-8 296,49	1 127,34
PH	-2 217,30	-1 482,74	-328,96	-4 547,61	-3 889,70

COL. N1	ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M -)				
	MOMENTO POR CM	MOMENTO POR CV	MOMENTO POR CS	Ec. 1	Ec. 2
	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m
IQ	1 225,49	993,96	-14 136,48	-11 582,41	16 690,55
QI	612,75	496,98	-19 281,36	-18 004,32	20 558,39
JR	-124,64	-113,55	-18 028,48	-18 304,14	17 752,83
RJ	-62,32	-56,78	-21 227,36	-21 365,19	21 089,54
KS	12,29	13,54	-17 592,65	-17 562,47	17 622,83
SK	6,15	6,77	-21 009,44	-20 994,36	21 024,53
LT	-1,15	-1,85	-17 645,02	-17 648,59	17 641,45
TL	-0,58	-0,93	-21 035,63	-21 037,41	21 033,85

Continuación Tabla XXVI

COL. N1	ENVOLVENTE DE MOMENTOS (M -)				
	MOMENTO POR CM	MOMENTO POR CV	MOMENTO POR CS	Ec. 1	Ec. 2
	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m	Kg-m
MU	1,15	1,85	-17 645,01	-17 641,45	17 648,57
UM	0,57	0,92	-21 035,63	-21 033,84	21 037,41
NV	-12,28	-13,53	-17 592,66	-17 622,81	17 562,51
VN	-6,14	-6,77	-21 009,45	-21 024,52	20 994,37
OW	124,63	113,55	-18 028,48	-17 752,85	18 304,12
WO	62,32	56,77	-21 227,36	-21 089,54	21 365,18
PX	-1 225,49	-993,96	-14 136,47	-16 690,55	11 582,40
XP	-612,75	-496,98	-19 281,36	-20 558,39	18 004,32

Fuente: elaboración propia.

## 2.19. Diagrama de corte en marcos rígidos

Los esfuerzos cortantes en los elementos estructurales de los marcos se obtienen de la siguiente ecuación.

- Corte en vigas

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

- Corte en columnas

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

Para el diseño de zapatas se tomaran los momentos máximos en ambos sentido (X,Y) de las columnas a la que pertenece la zapata que se está diseñando, tomando en cuenta en este punto la determinación del tipo de cimentación que se utilizara para el adecuado soporte de la estructura del edificio.

Los métodos de diseño de vigas columnas y zapatas entre otros elementos estructurales se estarán describiendo con basta amplitud así como también los criterios que se utilizaran para su respectivo armado.

**Tabla XXVII. Determinación de cortante en vigas**

Viga Nivel 2	Corte	Viga Nivel 1	Corte
	Kg		Kg
AB	5 919,00	IJ	10 519,00
BC	5 459,00	JK	10 064,00
CD	5 521,00	KL	10 109,00
DE	5 513,00	LM	10 105,00
EF	5 506,00	MN	10 102,00
FG	5 567,00	NO	10 147,00
GH	5 108,00	OP	9 692,00

Fuente: elaboración propia.

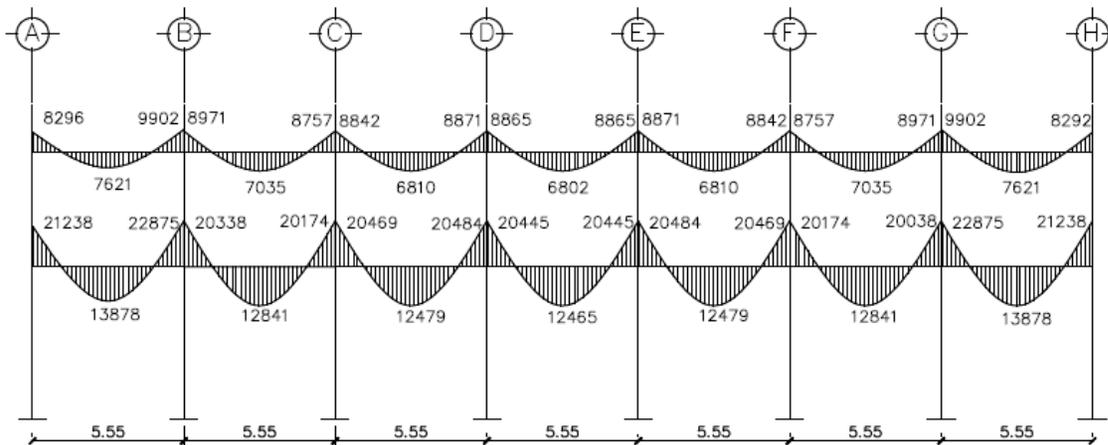
Tabla XXVIII. **Determinación de cortante en columnas**

Columna Nivel 2.	Corte	Columna Nivel 1.	Corte
	Kg		Kg
AI	3 058,00	IQ	7 163,00
BJ	-3 325,00	RJ	-7 629,00
CK	2 882,00	KS	7 432,00
DL	-2 885,00	LT	-7 440,00
EM	2 885,00	MU	7 440,00
FN	-2 882,00	NV	-7 432,00
GO	3 326,00	OW	7 629,00
HP	-3 058,00	PX	-7 163,00

Fuente: elaboración propia.

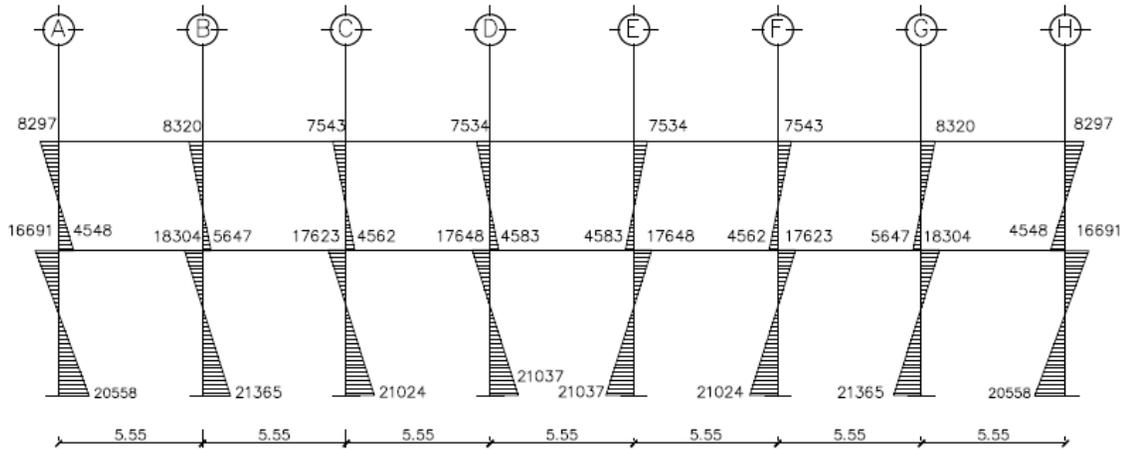
Para el eje Y se aplica el mismo procedimiento.

Figura 24. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje X marco 6**



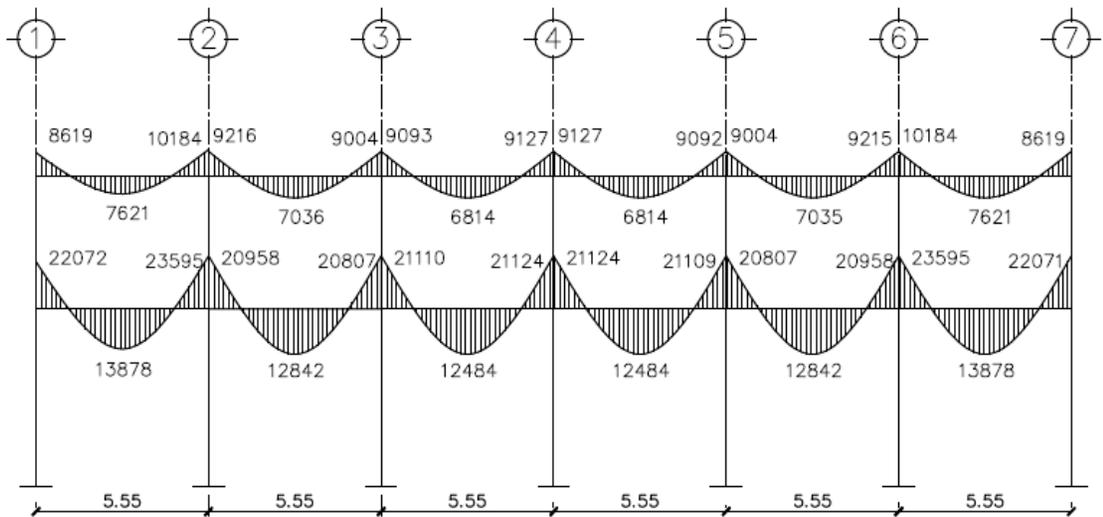
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 25. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje X marco 6



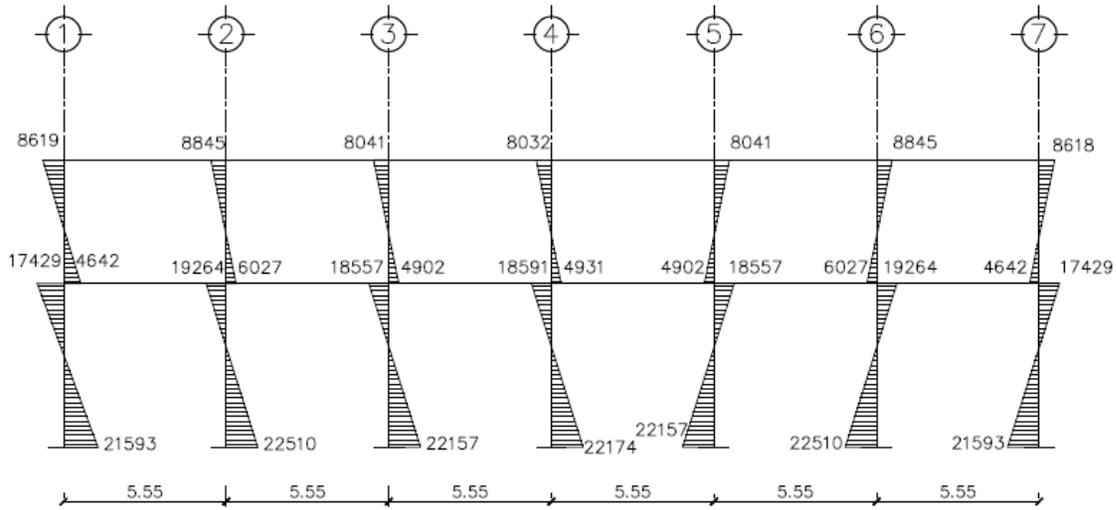
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 26. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje Y marco G



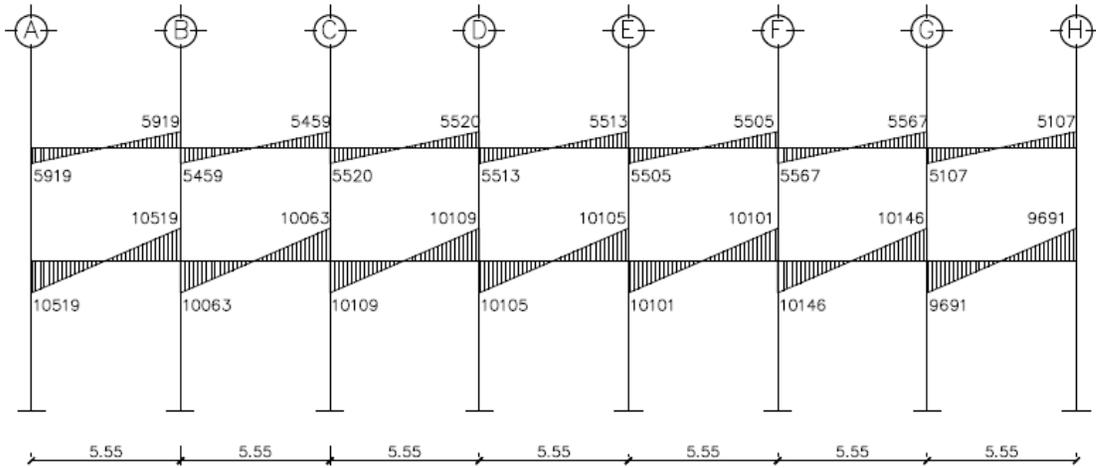
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 27. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje Y marco G**



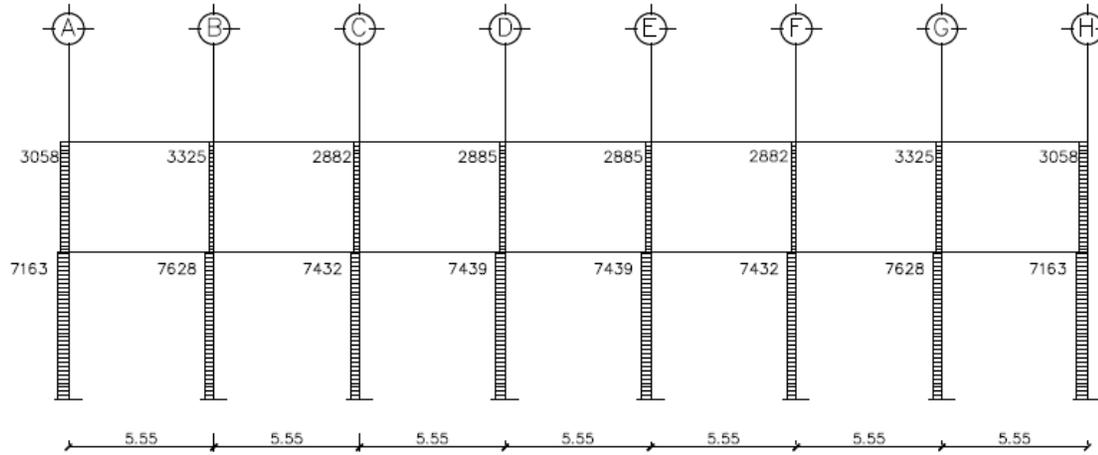
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 28. **Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, eje X marco 6**



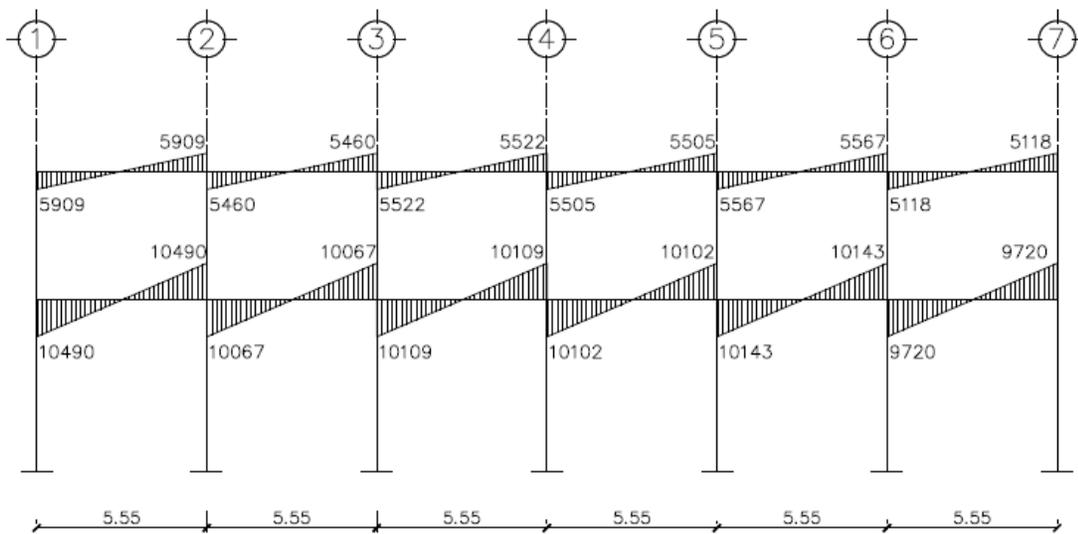
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 29. Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, eje X marco 6



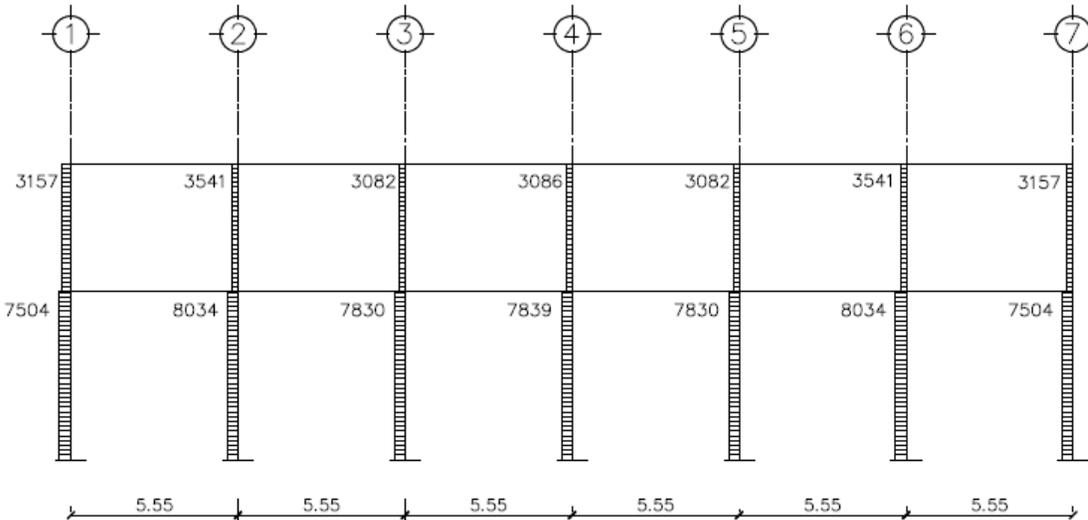
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 30. Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, eje Y marco G



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 31. Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, eje Y marco G



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

## 2.20. Diseño de elementos estructurales

En esta sección se determinara las medidas finales que tendrán los elementos estructurales, así como el cálculo de acero para los esfuerzos de compresión y flexión que necesite para soportar los momentos requeridos.

### 2.20.1. Cálculo de losas

Las losas de concreto reforzado son placas horizontales cuyas superficies inferior y superior son paralelas entre sí y proporcionan áreas planas, Estas se apoyan en vigas de concreto reforzado fundidas monóticamente, en muros de mampostería o de concreto reforzado o bien en estructuras de acero estructural.

Para el diseño de losas se utiliza el método de coeficientes directos. Este método utiliza tablas de coeficientes dadas por ACI 318 -11 presentadas en la

parte de anexos. Estas tablas proporcionan valores que se basan a experiencias hechas en campo, previamente analizadas y comprobadas. En cada borde sombreado se especifica el coeficiente que se utilizará según la continuidad o el empotramiento de la losa donde será apoyada y el tipo de carga que se está analizando.

El comportamiento estructural de las losas se puede representar con base en el sentido de trabajo de la losa, según la relación  $m = a/b$ . Las losas pueden trabajar en un sentido o ambos sentidos. Esta última se denomina en forma bidireccional.

Las losas, independientemente de la dirección en la que trabajan su deformación, se presentarán en forma cilíndrica y sus momentos máximos siempre serán en el centro del área analizada. Por ello, el máximo refuerzo de acero y su forma de espaciamiento deberá ser confinado en la parte central de la losa. No obstante, en los extremos donde la losa no presenta continuidad para obtener su momento negativo siempre será  $1/3$  del momento máximo.

Regularmente, las losas que trabajan en dos direcciones siempre van apoyadas a vigas perimetrales de carga y estas se caracterizan por ser muy rígidas y trabajan de manera monolítica con la losa transfiriendo esfuerzos de flexión, corte y torsión. Por esta razón el ACI exige para este tipo de casos que el espesor de la viga sea igual a tres veces el espesor de la losa. De esta manera se obtiene rigidez en la viga y se contrarrestan las deformaciones en la losa.

### 2.20.1.1. Losa de primer nivel

A continuación se detalla el procedimiento para el diseño de losas que se utilizarán en el proyecto.

Para el diseño de losas existen varios métodos. En este caso, se utiliza el método III del ACI, también llamado método de coeficientes directos cuyas tablas de apoyo se describirán en la parte de anexos de este proyecto.

Donde:

C= coeficiente de tablas ACI

A= dimensión del lado corto considerado de la losa

B= dimensión del lado largo considerado de la losa

Relación m:

Para losas es necesario saber si ésta necesitará refuerzo en una sola dirección o en las dos, esto se determina por medio de su relación de lados:

$$m = \frac{A}{B} = \frac{5,55}{5,550} = 1 > 0,5 \text{ trabaja en dos sentidos}$$

- Espesor de losa

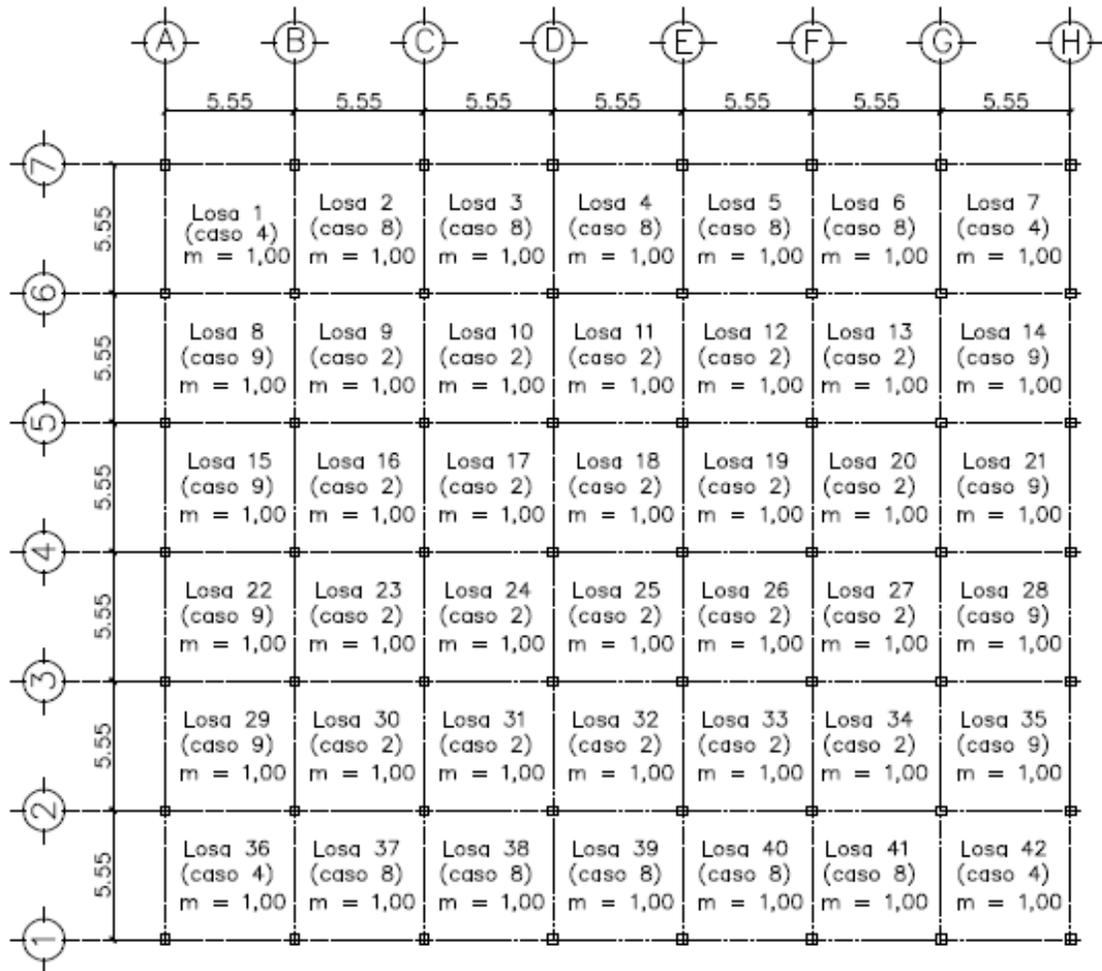
Cascarones  $t < 0,09$

Planas  $0,09 \leq t \leq 0,12$

Nervuradas  $t > 0,12$

$$t = \frac{P}{180} = \frac{22,20}{180} = 0,12 \text{ cms}$$

Figura 32. **Planta típica de distribución de losas (modulo 1)**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

- Cálculo de la carga última o carga de diseño

Para este cálculo se utilizaron los siguientes valores de carga viva y carga muerta.

- Carga muerta

Peso de losa = 288 kg/m<sup>2</sup>

Piso y mezzón = 105 kg/m<sup>2</sup>

Repello en cielo = 26 kg/m<sup>2</sup>

Instalaciones = 10 kg/m<sup>2</sup>

**Carga muerta total = 429 kg/m<sup>2</sup>**

- Carga viva = 488 kg/m<sup>2</sup>

- Carga última o carga de diseño según ACI318-11:

$$CU = 1,4 * (\text{Carga muerta}) + 1,7 * (\text{Carga viva})$$

$$CU = 1,4 * (429,00 \text{ kg/m}^2) + 1,7 * (488,00 \text{ kg/m}^2) = 1430,20 \text{ kg/m}^2$$

Para calcular los momentos de diseño se forma una franja unitaria de 1,00 m de ancho.

Se tomará una franja unitaria 1,00 m de ancho

$$CUu = (1430,20 \text{ kg/m}^2) * (1,00 \text{ mts}) = 1430,20 \text{ kg/m}$$

- Momentos actuantes:

Las fórmulas para calcular los momentos, son las siguientes:

$$M_{A(-)} = C * CUu * A^2$$

$$M_{B(-)} = C * CUu * B^2$$

$$M(-) = (1/3) M(+)$$
 para bordes discontinuos

Donde:

C = coeficiente de tablas ACI318-11

A = dimensión del lado corto considerado de la losa

B = dimensión del lado largo considerado de la losa

- Momentos positivos.

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

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

Dónde:

$$CVUu = 1,7 CV$$

$$CMUu = 1,4 CM$$

$$CVUu = 1,7 (488) = 829,60 \text{ kg/m}$$

$$CMUu = 1,4 (429) = 600,60 \text{ kg/m}$$

- Losa caso 2

$$M_{a(-)} = 0,045 * 1430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 1 982,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,045 * 1430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 1 982,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0,018 * 600,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,027 * 829,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1 023,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0,018 * 600,60 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,027 * 829,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1 023,00 \text{ kg-m}$$

- Losa caso 4

$$M_{a(-)} = 0,05 * 1430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 2 203,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,05 * 1430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 2 203,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0,027 * 600,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,032 * 829,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1317,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0,027*600,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,032*829,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1317,00 \text{ kg-m}$$

- Losa caso 8

$$M_{a(-)} = 0,033 * 1\,430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 1\,454,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,061 * 1\,430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 2\,687,00 \text{ kg- m}$$

$$M_{a(+)} = (0,02*600,6 \text{ kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,028*829,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1\,086,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0,023*600,60\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,03*829,60\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1\,192,00 \text{ kg-m}$$

- Losa caso 9

$$M_{a(-)} = 0,061 * 1\,430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 2\,687,00 \text{ kg- m}$$

$$M_{b(-)} = 0,033 * 1\,430,20 \text{ kg/m} * (5,55\text{m})^2 = 1\,454,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = (0,023*600,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,03*829,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1\,192,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = (0,02*600,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) + (0,028*829,6\text{kg/m} * 5,55\text{m}^2) = 1\,086,00 \text{ kg-m}$$

Tabla XXIX. **Momentos en losa primer nivel**

Losa	Caso No.	Momentos Kg-m			
		Ma (-)	Ma (+)	Mb (-)	Mb (+)
1	4	2 203,00	1 317,00	2 203,00	1 317,00
2	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
3	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
4	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
5	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
6	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
7	4	2 203,00	1 317,00	2 203,00	1 317,00
8	9	2 687,00	1 192,00	1 454,00	1 086,00
9	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
10	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
11	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
12	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
13	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
14	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
15	9	2 687,00	1 192,00	1 454,00	1 086,00
16	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
17	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
18	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
19	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
20	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
21	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
22	9	2 687,00	1 192,00	1 454,00	1 086,00
23	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
24	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
25	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
26	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
27	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
28	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
29	9	2 687,00	1 192,00	1 454,00	1 086,00
30	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
31	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
32	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
33	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
34	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
35	2	1 982,00	1 023,00	1 982,00	1 023,00
36	4	2 203,00	1 317,00	2 203,00	1 317,00
37	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
38	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
39	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
40	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
41	8	1 454,00	1 086,00	2 687,00	1 192,00
42	4	2 203,00	1 317,00	2 203,00	1 317,00

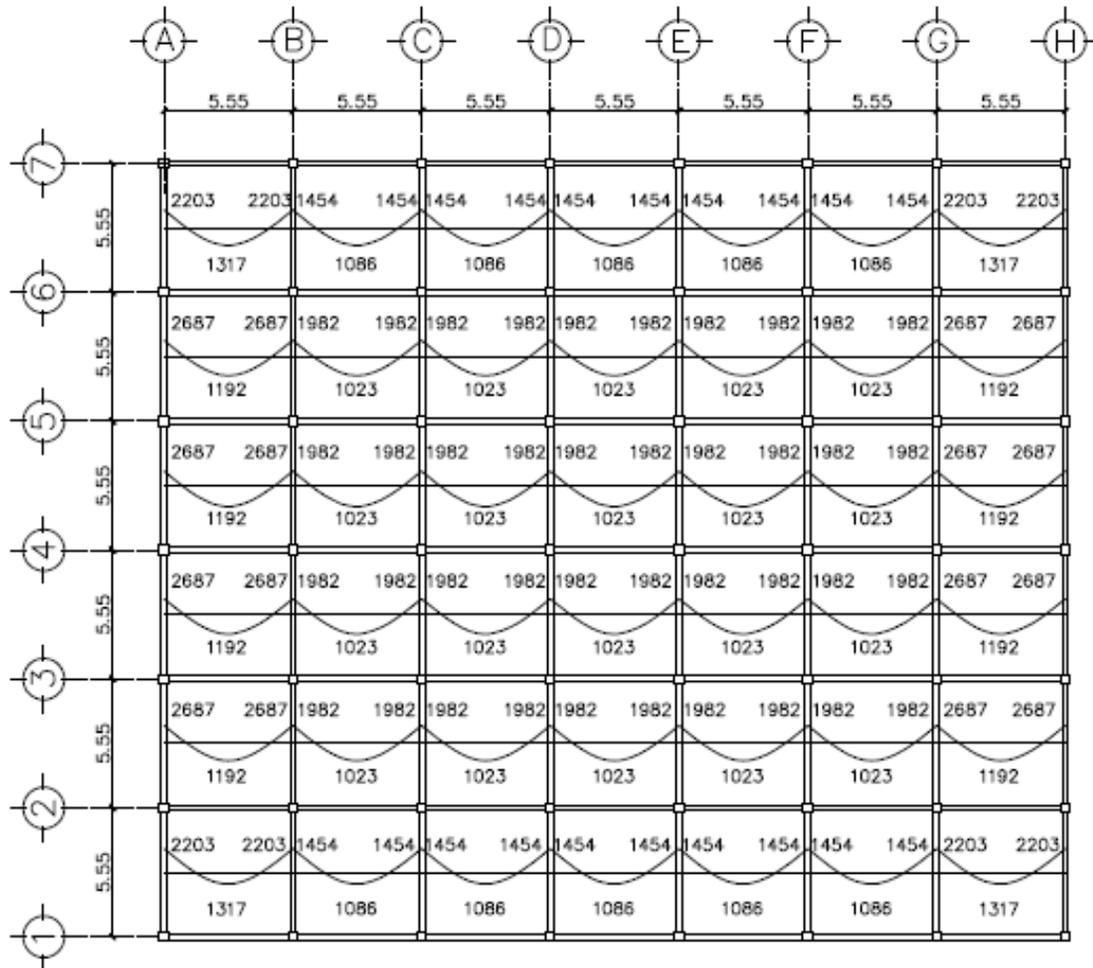
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Momentos en losa segundo nivel**

Losa	Caso No.	Momentos Kg-m			
		Ma (-)	Ma (+)	Mb (-)	Mb (+)
1	4	1 339,00	775,00	112,00	1 339,00
2	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
3	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
4	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
5	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
6	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
7	4	1 339,00	775,00	112,00	1 339,00
8	9	1 633,00	689,00	884,00	619,00
9	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
10	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
11	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
12	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
13	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
14	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
15	9	1 633,00	689,00	884,00	619,00
16	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
17	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
18	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
19	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
20	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
21	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
22	9	1 633,00	689,00	884,00	619,00
23	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
24	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
25	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
26	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
27	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
28	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
29	9	1 633,00	689,00	884,00	619,00
30	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
31	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
32	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
33	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
34	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
35	2	1 205,00	576,00	1 205,00	576,00
36	4	1 339,00	775,00	112,00	1 339,00
37	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
38	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
39	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
40	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
41	8	884,00	619,00	1 419,00	689,00
42	4	1 339,00	775,00	112,00	1 339,00

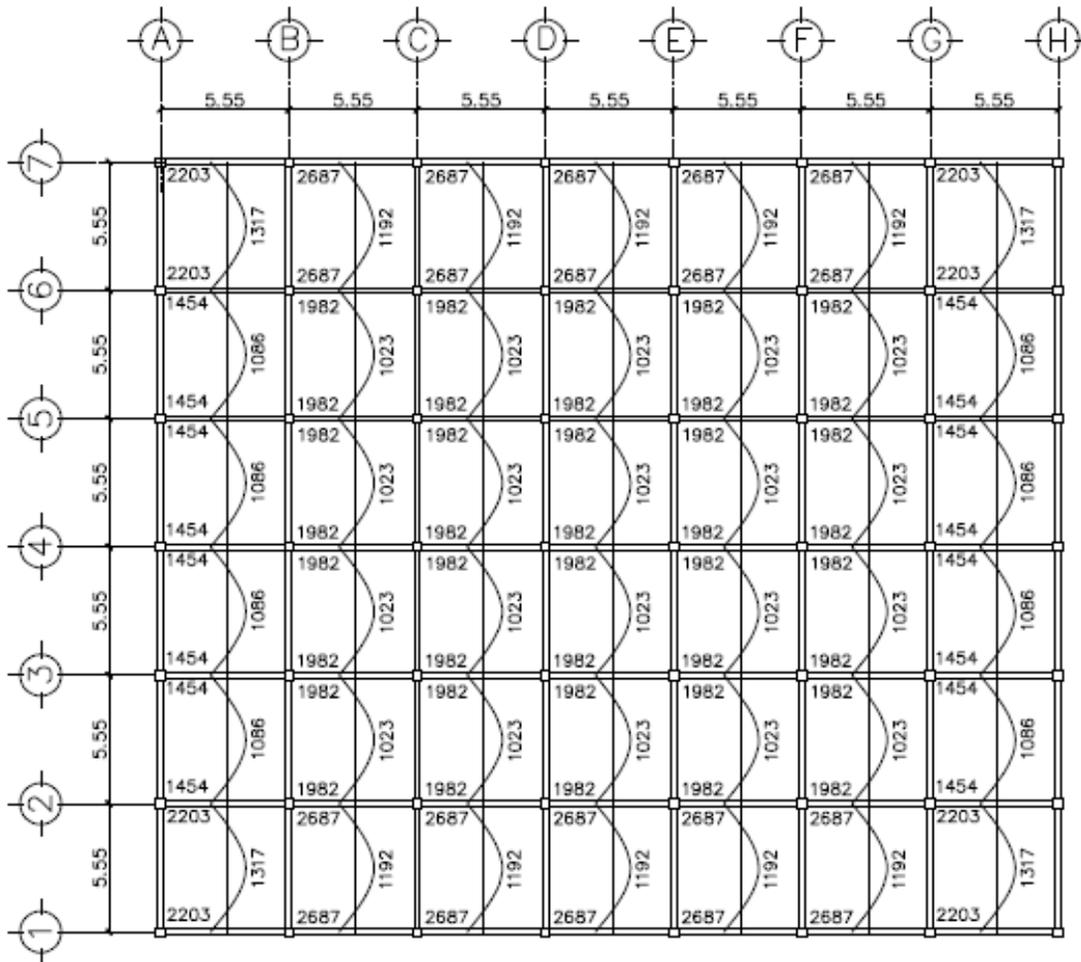
Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Planta de momentos actuantes en losas típicas nivel 1  
(Sentido X)**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

Figura 34. **Planta de momentos actuantes en losas típicas nivel 1  
(Sentido Y)**

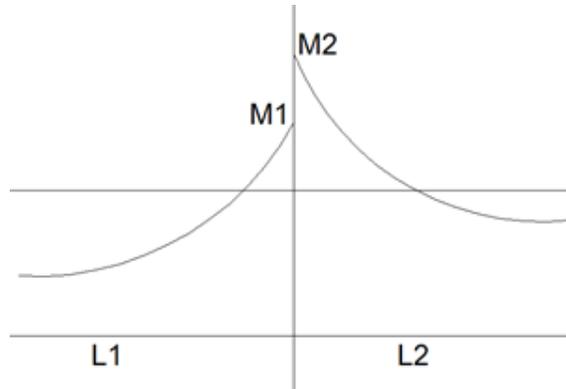


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad, 2013.

- **Balace de momentos**

El balance de momentos surge cuando existe un diferencial de momentos negativos de un lado de un apoyo respecto al otro lado. Su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez. Esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente.

Figura 35. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Si  $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}$ ; entonces  $M_B = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$

Si  $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ ; entonces  $M_B =$  proporcional a su rigidez

$$K_1 = 1/L_1$$

$$K_2 = 1/L_2$$

Factores de distribución

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} ; \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

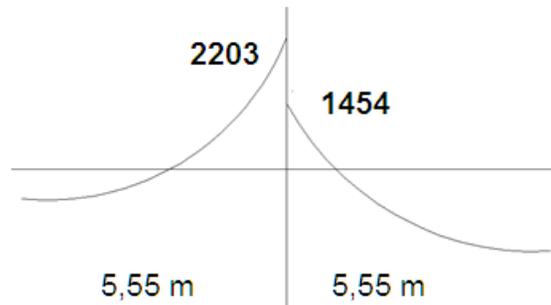
Donde:

L = longitud de losa considerada

$$M_{B1} = M_{\text{mayor}} - ((M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) \cdot D_1) = \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2} = M_{\text{menor}} + ((M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) \cdot D_2) = \text{kg} \cdot \text{m}$$

Figura 36. **Balance de momentos entre los paneles 1y2; 6y7; 36 y 37; 41y42. Sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

$$0,8 \cdot 203 = 1\,762 > 1\,454,00$$

Balance por rigidez

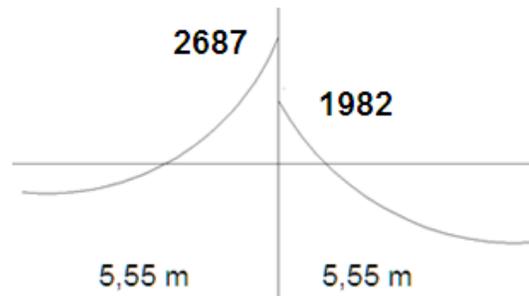
$$k_1 = k_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5,55} = 0,18$$

$$D_1 = D_2 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,18}{0,18 + 0,18} = 0,50$$

$$MB_1 = 2203 - ((2\,203 - 1454) \cdot 0,5) = 1\,828,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MB_2 = 1454 + ((2\,203 - 1454) \cdot 0,5) = 1\,828,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Figura 37. **Balance de momentos entre los paneles 8y9; 13y14; 15y16; 20y21; 22y23; 27y28**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

$$0,8 \cdot 2687 = 2150,40 > 1982,00$$

- Balance por rigidez

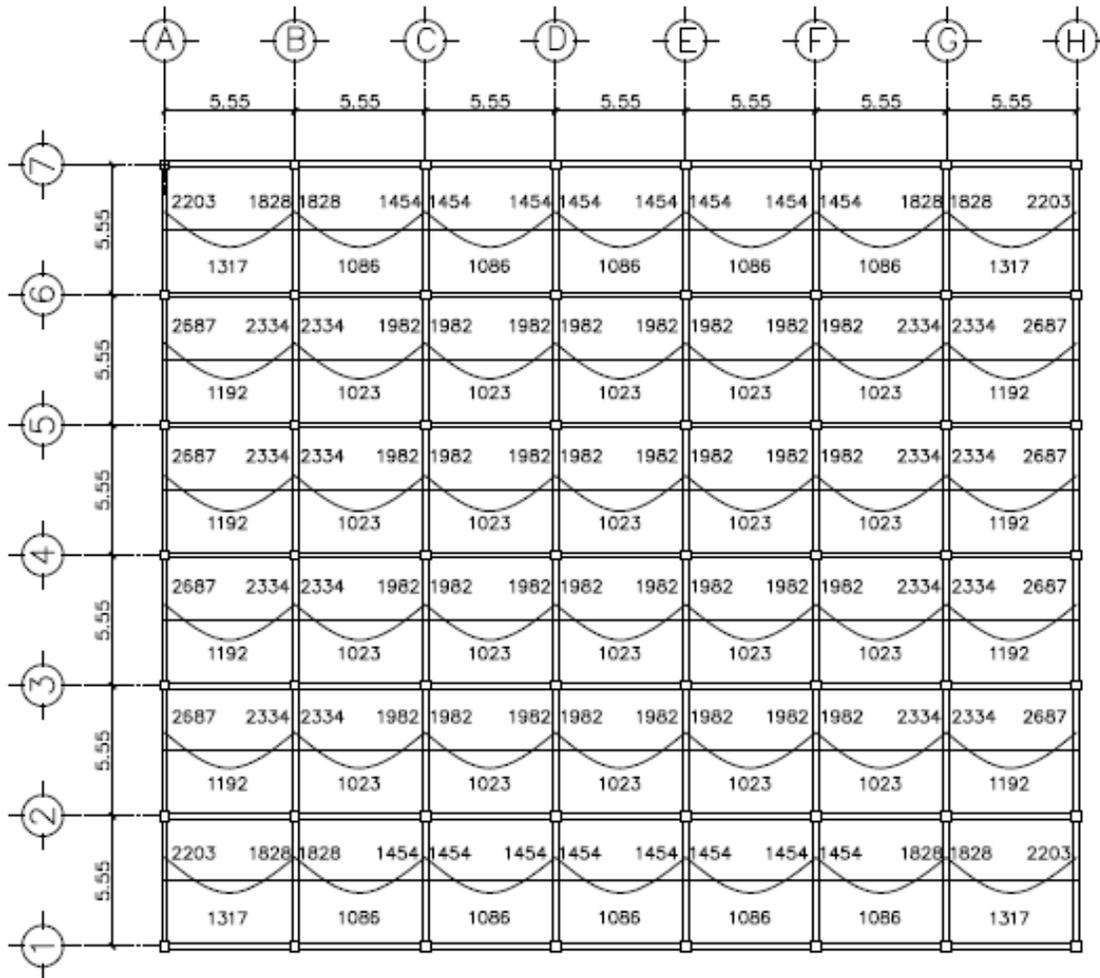
$$k_1 = k_2 = \frac{I}{L} = \frac{1}{5,55} = 0,18$$

$$D_1 = D_2 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,18}{0,18 + 0,18} = 0,50$$

$$MB_1 = 2687 - ((2687 - 1982) \cdot 0,50) = 2334,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

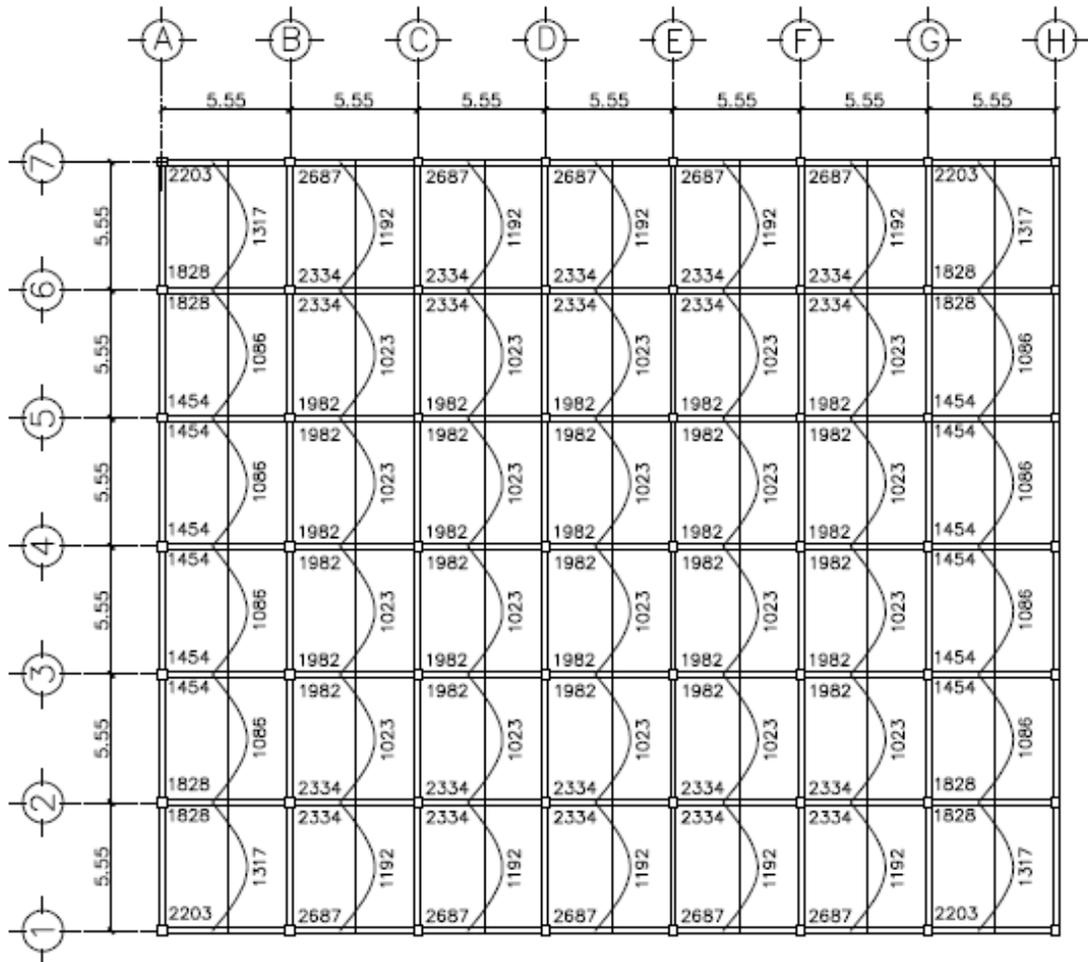
$$MB_2 = 1982 + ((2687 - 1982) \cdot 0,50) = 2334,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Figura 38. **Momentos balanceados (Kg – m) en losa de nivel 1  
(Sentido X)**



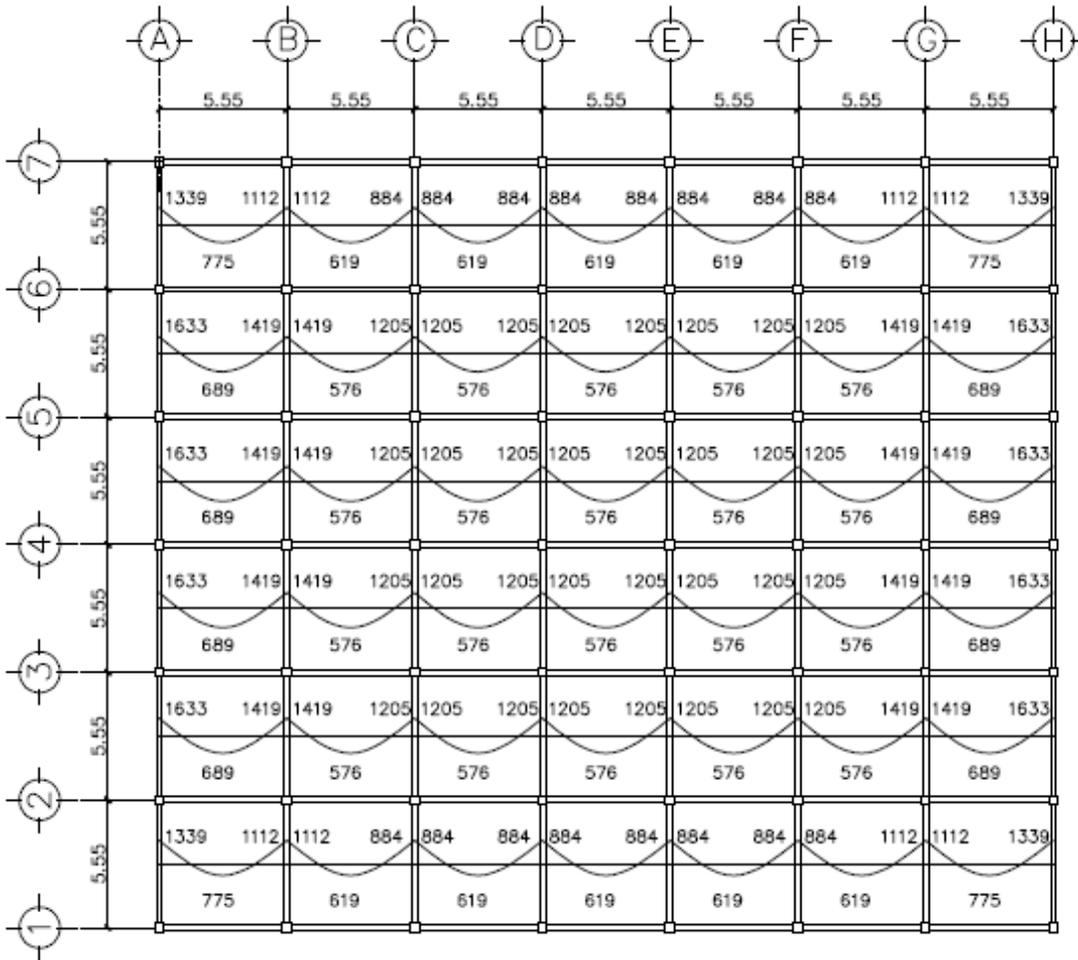
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 39. **Momentos balanceados (Kg – m) en losa de nivel 1  
(Sentido Y)**



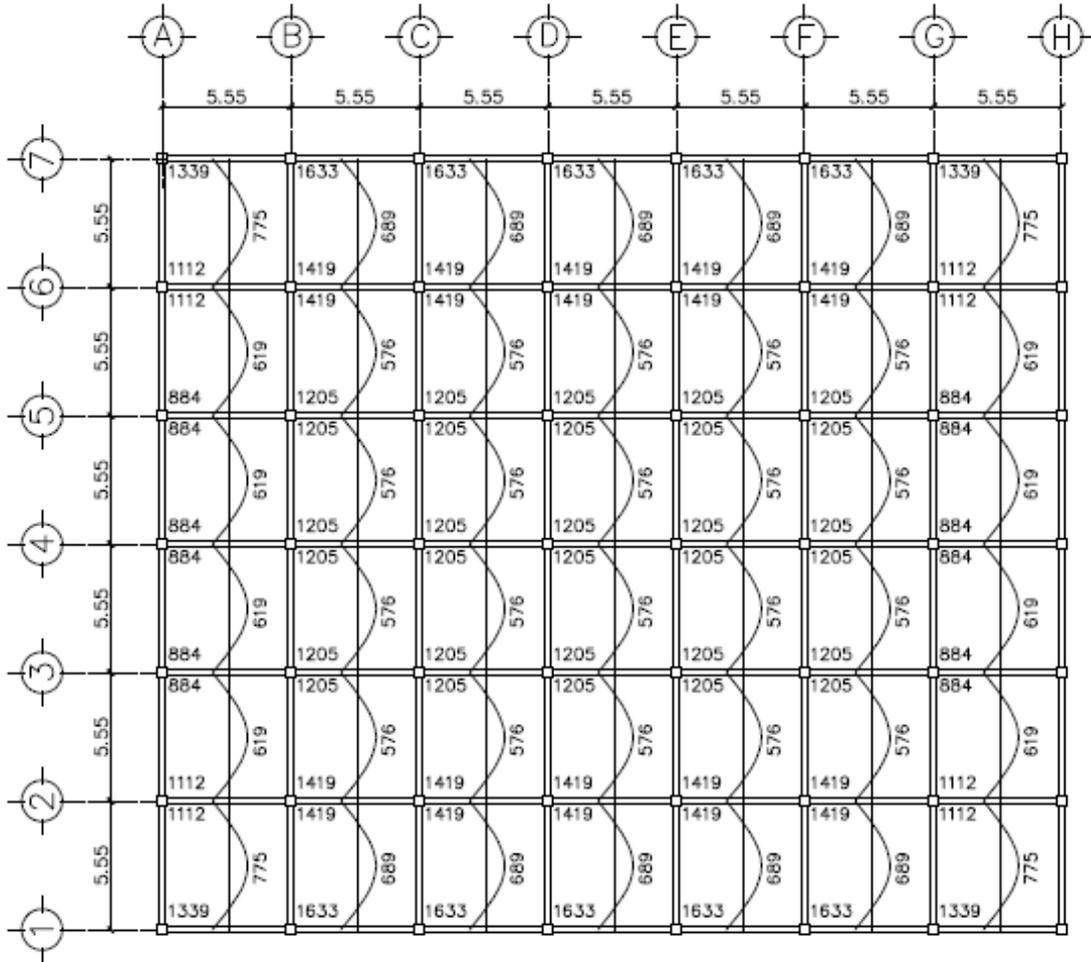
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 40. Momentos balanceados (Kg – m) en losa de nivel 2



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 41. Momentos balanceados (Kg – m) en losa de nivel 2



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

- Diseño del acero de refuerzo

Diseño de armado de losa. Se analiza como un diseño de viga utilizando una franja unitaria de 1,00 m. Se utiliza recubrimiento de 2,5 cm y un espesor de 12,00 cm

- Cálculo del peralte efectivo

$d = t$  (espesor de losa) - recubrimiento - ( $\emptyset$  barra/2)

$$\emptyset = 1/2 = 1,27 \text{ cms}$$

$$d = 12 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - (1,27/2) = 8,865 \text{ cm}$$

- Cálculo de límites de acero

El área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) en una losa, se calcula como el 40 por ciento del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1 metro.

$$A_{smin} \geq 0,80 \frac{\sqrt{f'c}}{Fy} * b * d$$

$$A_{smin} \geq 0,40 \frac{(14,10)}{Fy} * b * d$$

Aplica la mayor, según ACI318-11 sección 10-3

Donde:

$b = 100 \text{ cm}$  (franja unitaria)

$d = 8,865 \text{ cm}$ .

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

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{smin} = 0,80 \frac{\sqrt{(210)}}{2810} * 100 * 8,865 = 3,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,40 \frac{(14,10)}{2810} * 100 * 8,865 = 1,78 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$b = 0,85\beta_1 \frac{f'c}{f_y} \left[ \frac{6120}{6120+f_y} \right], \text{ según ACI apéndice F}$$

Para concretos menores a  $f'c$  280 kg/cm<sup>2</sup>, usar  $\beta_1 = 0,85$ , según ACI 10.2.7.3.

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{210}{2800} \left[ \frac{6120}{6120 + 2800} \right] = 0,037$$

$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$ , para zona sísmica

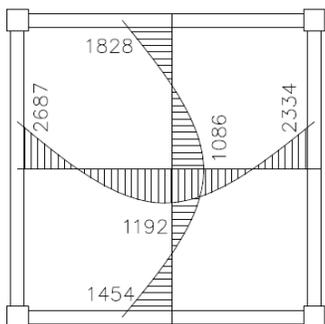
$$\rho_{max} = 0,5 * 0,037 = 0,018$$

Área máxima de acero

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

$$A_{smax} = 0,018 * 100 * 8,865 = 15,95 \text{ cm}^2$$

Losa No. 8



$$A_{sreq} = \left[ bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'c}} \right] \frac{0,85f'c}{f_y}$$

Donde:

$M_u$  = Momento ultimo (kg-m)

$f'_c$  = 210 Kg/cm<sup>2</sup>

$f'_y$  = 2800 Kg/cm<sup>2</sup>

$b$  = 100 cm

$d$  = 8,865

$A_s$  = cm<sup>2</sup>

### Sentido X

$$A_{sreq} = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{2687 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 13,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1192 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{2334 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 11,60 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} < A_{sreq} < A_{smax}$

$3,66 < 13,64 < 15,95$  ok

$3,66 < 5,59 < 15,95$  ok

$3,66 < 11,60 < 15,95$  ok

$13,64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$

$1,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$

Espaciamiento  $S = 9 \text{ cm}$

$S = 3(12) = 36 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 5,59 \text{ cm}^2 & \longrightarrow 100 \text{ cm} \\
 1,27 \text{ cm}^2 & \longrightarrow S \\
 \text{Espaciamiento} & S = 22 \text{ cm} \\
 & S = 3(12) = 36 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### Sentido Y

$$Asreq = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1828 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 8,85 \text{ cm}^2$$

$$Asreq = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1086 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$Asreq = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1454 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 6,90 \text{ cm}^2$$

$$Asmin < Asreq < Asmax$$

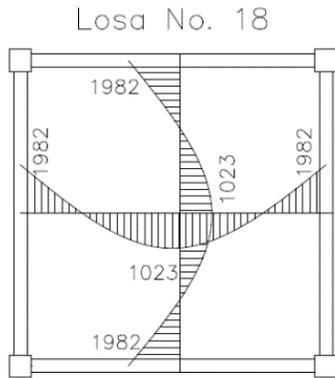
$$3,66 < 8,85 < 15,95 \text{ ok}$$

$$3,66 < 5,07 < 15,95 \text{ ok}$$

$$3,66 < 6,90 < 15,95 \text{ ok}$$

$$\begin{aligned}
 8,85 \text{ cm}^2 & \longrightarrow 100 \text{ cm} \\
 1,27 \text{ cm}^2 & \longrightarrow S \\
 \text{Espaciamiento} & S = 14 \text{ cm} \\
 & S = 3(12) = 36 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5,07 \text{ cm}^2 & \longrightarrow 100 \text{ cm} \\
 1,27 \text{ cm}^2 & \longrightarrow S \\
 \text{Espaciamiento} & S = 25 \text{ cm} \\
 & S = 3(12) = 36 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$As_{req} = \left[ bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'_c}} \right] \frac{0,85f'_c}{f_y}$$

**Sentido X = sentido Y**

$$As_{req} = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1982 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 9,67 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = \left[ (100 * 8,865) - \sqrt{(100 * 8,865)^2 - \frac{1023 * 100}{0,003825(210)}} \right] \frac{0,85(210)}{2800} = 4,76 \text{ cm}^2$$

$As_{min} < As_{req} < As_{max}$

$3,66 < 9,67 < 15,95$  ok

$3,66 < 4,76 < 15,95$  ok

$9,67 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$

$1,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$

Espaciamiento  $S = 13 \text{ cm}$

$$S = 3(12) = 36 \text{ cm}$$

$4,76 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$

$1,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$

Espaciamiento  $S = 26 \text{ cm}$

$$S = 3(12) = 36 \text{ cm}$$

Tabla XXXI. **Área de acero para cada momento mayor al Asmin**

Momentos Kg - m	Área de acero cm <sup>2</sup>	Armado
1 023,00	4,76	No 4 @ 26 cms
1 086,00	5,07	No 4 @ 25 cms
1 192,00	5,59	No 4 @ 22 cms
1 454,00	6,90	No 4 @ 18 cms
1 828,00	8,85	No 4 @ 14 cms
1 982,00	9,67	No 4 @ 13 cms
2 334,00	11,60	No 4 @ 10 cms
2 687,00	13,63	No 4 @ 9 cms

Fuente: Elaboración propia.

- Revisión por corte

Por lo general las losas no llevan diseño a corte o refuerzo transversal, ya que desde su dimensionamiento o cálculo de espesor se trata que sea adecuado para resistir el cortante; sin embargo para efectos de comprobación se realizará los cálculos correspondientes.

$V$  máximo actuante <  $V$  resistente

- Cálculo de corte actuante

Donde:

$CU_u$  = carga ultima unitaria

$L$  = lado corto de la losa que se está analizando.

$$V_{m\acute{a}x(cm)} = \frac{CU_u * (L)}{(2)}$$

$$V_{m\acute{a}x(cm)} = \frac{1430,20 * (5,55)}{(2)} = 3\ 968,80\ kg$$

- Cálculo del corte máximo resistente:

$$V_r = 45 * \sqrt{f'c} * T$$

$$V_r = 45 * \sqrt{210} * 12 = 7\,825,34 \text{ kg}$$

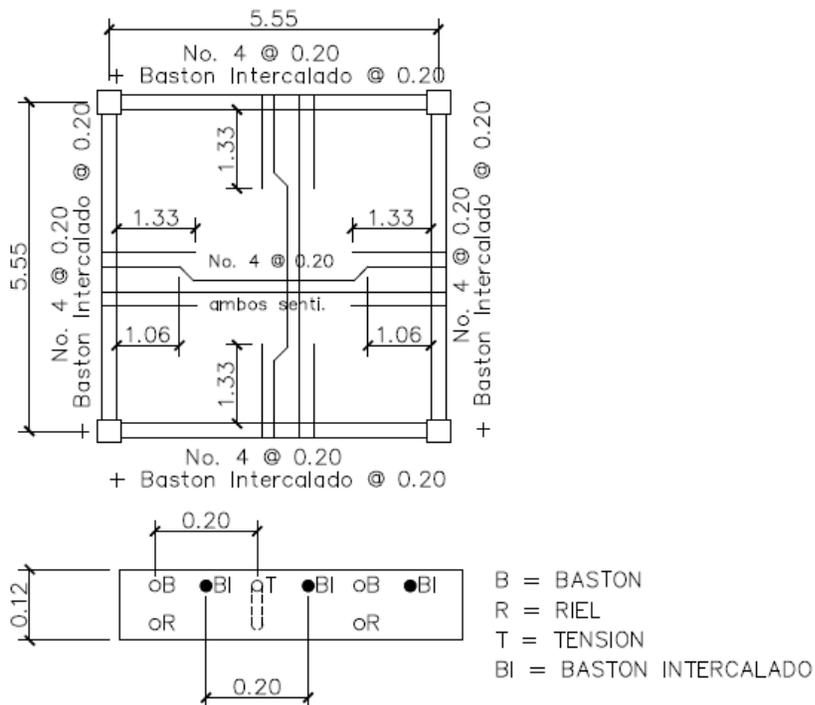
Como se determina el valor del cortante actuante es menor que el valor al cortante resistente.

Por lo tanto

V resistente > V actuante

7 825,34 kg > 3 968,80 kg Ok

Figura 42. Armado de losa nivel 1



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

### 2.20.1.2. Losa segundo nivel

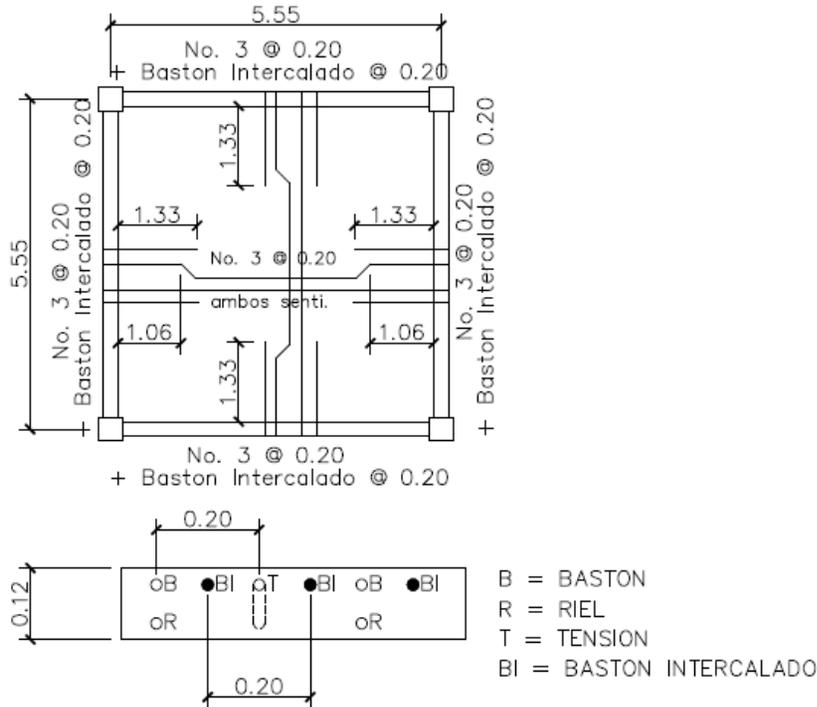
Para el diseño de las losas del nivel 2, se aplicó el mismo procedimiento anterior. La iteración y el espaciamiento de los refuerzos se detallan a través de la siguiente tabla y el armado propuesto se especifica en planos de armado de losa.

Tabla XXXII. Acero y espacios de acero para el nivel 2

Momentos Kg - m	Área de acero cm <sup>2</sup>	Armado
576,00	3,72	No 3 @ 20 cms
619,00	3,72	No 3 @ 20 cms
689,00	3,72	No 3 @ 20 cms
775,00	3,72	No 3 @ 20 cms
884,00	4,01	No 3 @ 17 cms
1 112,00	5,09	No 3 @ 15 cms
1 205,00	5,55	No 3 @ 14 cms
1 339,00	6,20	No 3 @ 11 cms
1 419,00	6,60	No 3 @ 10 cms
1 633,00	7,66	No 3 @ 9 cms

Fuente: elaboración propia.

Figura 43. Armado de losa nivel 2



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

El resto del armado de la losa, debe verificarse en el plano final del apéndice No. 4

## 2.21. Diseño de vigas

En ingeniería se denomina viga a un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciendo las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia.

La relación  $b/d$  de la viga influye en las deflexiones de la misma y también en el costo de la estructura: cuanto más peraltada sea la viga, mayor será el consumo de materiales; sin embargo, el uso de peraltes grandes pueden llevar a problemas de inestabilidad lateral y a un aumento en el costo de los acabados. Cuando no existen limitaciones en el peralte, los valores  $b/d$  suelen estar comprendidos entre.

$$0,25 < b/d < 0,66$$

Para el proyecto que se está desarrollando analizaremos la viga crítica del primer nivel ubicada en el marco G ejes Y.

- Momentos Nominales

$$M_u (-) = 23\,595,00 \text{ kg-m.}$$

$$M_u (+) = 13\,878,00 \text{ kg-m.}$$

$$V_u = 10\,519,00 \text{ kg.}$$

- Condiciones de viga

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

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$d = 36 \text{ cms}$$

$$d' = 4 \text{ cms}$$

Determinando refuerzo para momento negativo último.

Partiendo que la cuantía balanceada de acero para vigas según el capítulo 21 del ACI – 318.

$$\rho_{bal} = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{2810} * \frac{6120}{6120 + 2810} = 0,049$$

Las condiciones del ACI, en el capítulo 21, para zona sísmica determina la cuantía de acero máximo sea  $\rho_{max} = 0,5 * \rho_{bal}$ . Y cuantía mínima.

$$A_{smin} \geq 0,80 \frac{\sqrt{f'_c}}{F_y} * b * d$$

$$\rho_{min} > \frac{14,1}{f_y}$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,049 = 0,0245$$

Por lo tanto el acero máximo

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

$$A_{smax} = 0,0245 * 25 * 36 = 22,05 \text{ cms}^2$$

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

$$A_{smin} = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 25 * 36 = 4,28 \text{ cms}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} * 25 * 36 = 5,51$$

Si se sabe que **a** (profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos ACI318-11 sección 10.2.7.1)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c * b}$$

Por lo que

$$a = \frac{22,05 * 2810}{0,85 * 280 * 25} = 10,41 \text{ cms}$$

El momento máximo resistente por el área de acero máxima es:

$$M_n = A_{smax} * f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 22,05 * 2810 \left( 0,36 - \frac{0,1041}{2} \right) = 19\ 080 \text{ kg} - m$$

Dado que el momento máximo admisible es menor al momento máximo solicitante  $19\ 080 < 23\ 595$ , debe reforzarse a compresión.

1. Determinar exceso de momento o momento a compresión.

$$M_1 = \frac{M_u}{\phi} - M_2, \text{ con } M_2 = M_n$$

$$M_1 = \frac{23\ 595}{0,9} - 19\ 080 = 7\ 136 \text{ kg} - m$$

2. Determinar área de acero a compresión.

Suponiendo  $f's=fy$

$$As' = As1 = \frac{M1}{fy(d - d')}$$

$$As' = As1 = \frac{713\ 600}{2810(36 - 4)} = 7,93\ cms^2 = 2\ varillas\ No.7$$

3. Determinar área de acero a tensión.

$$As = As1 + As2, \text{ si } As2 = As_{max}.$$

$$As = 7,93 + 22,05 = 29,98\ cms^2 = 6\ varillas\ No. 8$$

4. Chequeando que el área de acero no exceda el límite que establece el código ACI para viga doblemente reforzada, donde.

$$\rho > \bar{\rho}_{cy}$$

$\bar{\rho}_{cy}$  = cuantía de acero a tensión Mínima

$$\rho = \frac{29,98}{25 * 36} = 0,033$$

$$\rho' = \frac{7,93}{25 * 36} = 0,0086$$

$$\bar{\rho}_{cy} = \frac{0,85\beta f'c}{fy} * \frac{d'}{d} * \frac{6120}{6120 - fy} + \rho'$$

$$\bar{\rho}_{cy} = \frac{0,85(0,80)(280)}{2810} * \frac{4}{36} * \frac{6120}{6120 - 2810} + 0,0086 = 0,022$$

Dado que el valor de  $\rho > \bar{\rho}_{cy}$  cumple, no hay que seguir reforzando la viga.

5. Determinando momento nominal.

$$a = \frac{29,98 * 2810}{0,85 * 280 * 25} = 14,16 \text{ cms.}$$

$$Mn = \frac{0,90[7,93 * 2810(36 - 4) + 29,98 * 2810 \left(36 - \frac{14,16}{2}\right)]}{100} = 28\,344 \text{ kg} - m$$

El momento nominal es suficiente para soportar el momento último, por lo que el refuerzo chequea.

Refuerzo para momento positivo.

Calcular área de acero longitudinal requerido  $A_s$ :

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

Donde:

As=área de acero (cm<sup>2</sup>)

Mu=momento último (kg-m)

b= base de la viga (cm)

d=peralte efectivo de la viga (cm)

f'c=resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

f'y=resistencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

Mu (+) = 13 878.00 kg-m.

$$As = \left[ (25 * 36) - \sqrt{(25 * 36)^2 - \frac{13878 * 25}{0,003825(280)}} \right] \frac{0,85(280)}{2800} = 17,18 \text{ cm}^2$$

Verificando que las áreas de acero requeridas estén dentro del rango:

Asmín < As < Asmáx

$$5,51 \text{ cm}^2 < 17,18 \text{ cm}^2 < 22,05 \text{ cm}^2$$

Los datos obtenidos se encuentran dentro del rango. Luego se proponen diámetros de barras de acero para cubrir los momentos. La sección 21.3.2.2 del capítulo 21 del código ACI 318-11 ofrece los parámetros siguientes, para el armado de la cama superior e inferior se definen de la siguiente manera:

- Requisitos sísmicos para armado.

Según el código ACI 318-11 en su capítulo 21.5.2.1.

Cama superior:

$$A_{s \text{ min}} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$33\% \text{ de } A_{s- \text{ Mayor}} = 0,33 * 20,05 = 6,61 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se colocarán en la zona de tensión: 3 barras No 8 corridas + 3 No. 8 como bastón, y en la zona de compresión: 2 No. 8 corridos + 2 No. 7 como bastón.

Cama inferior.

$$A_{s \text{ min}} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s+} = 0,50 * 17,18 \text{ cm}^2 = 8,59 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s-} = 0,50 * 20,05 \text{ cm}^2 = 10,02 \text{ cm}^2$$

En este caso se toma el valor mayor de lo indicado anteriormente. Se colocarán 2 barras No 8 corridas + 2 barras No. 7 como tensión.

- Diseño de viga a corte

La mayoría de los elementos estructurales de concreto reforzado siempre estarán afectadas para resistir fuerzas cortantes. Dichas fuerzas no siempre actúan solas, sino en combinación con flexión, carga axial y, en algún momento, torsión. El refuerzo a corte o acero transversal (estribos), además de que su función será la de resistir los esfuerzos cortantes, mantendrá el refuerzo longitudinal en posición correcta y confinará el concreto evitando las posibles fallas en las vigas.

- Cálculo del corte resistente:

El corte que resiste el concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$\phi * V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

0,53 constante

$\phi$ = factor de reducción de resistencia

$f'c$ = resistencia del concreto

$b$ = base de la viga

$d$ = peralte efectivo de la viga

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 25 * 36 = 6\ 784,00 \text{ kg.}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si  $V_u < V_c$  la viga necesita estribos solo para armado.

Si  $V_u > V_c$  se diseñan estribos por corte, por medio de la relación de triángulos semejantes, dando como resultado las siguientes expresiones:

$$S = \frac{2 * A_v * F_y * d}{V_u} ; I = \frac{L}{2} - I' ; I' = \frac{V_c * (\frac{L}{2})}{V_u}$$

Donde:

$S$ =espaciamiento de estribos cuando  $V_u > V_c$

$A_v$ =área transversal de la varilla (No.3)

$L$ = longitud de confinamiento

$I'$ =longitud no confinada

$L$ =longitud de viga

Vac= 10 519 kg.

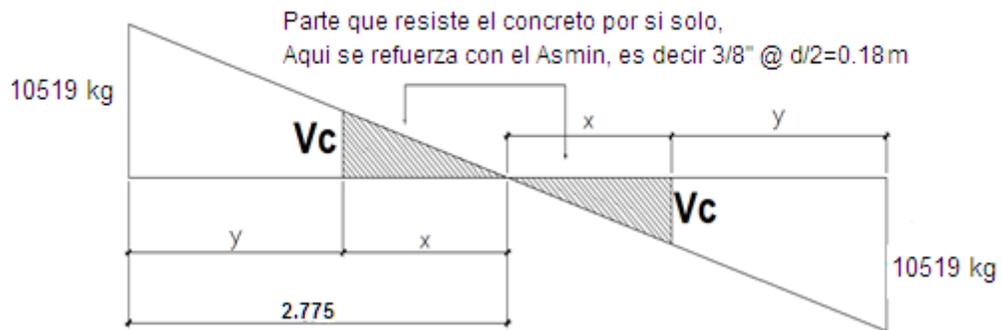
Vc = 6 784,00 kg

El esfuerzo resistente es menor que el actuante, colocar estribos por corte.

$$\frac{10\,519}{2,775} = \frac{6\,784}{x} = \text{donde } x = 1,79 \text{ m}$$

Entonces  $y = 2,78 - 1,79 \text{ m} = 0,99 \text{ m}$

Figura 44. Diagrama corte de viga



Fuente: Elaboración propia con programa de AutoCAD 2013.

$S_{max} = d/2 = 36/2 = 18 \text{ cm.}$

Para  $V_{ac} = 10\,519 \text{ kg}$

Separación de estribos de confinamiento

$$S = \frac{2 * A_v * F_y * d}{V_{ac}}$$

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2\,810 * 36}{10\,519} = 13 \text{ cms}$$

Según indica el ACI 318-11 en su capítulo 21 y sección 21.5.3.1, Inciso b, por seguridad la separación de estribos en zona de confinamiento debe ser de la siguiente manera:

- Colocar estribos en extremos del elemento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento.

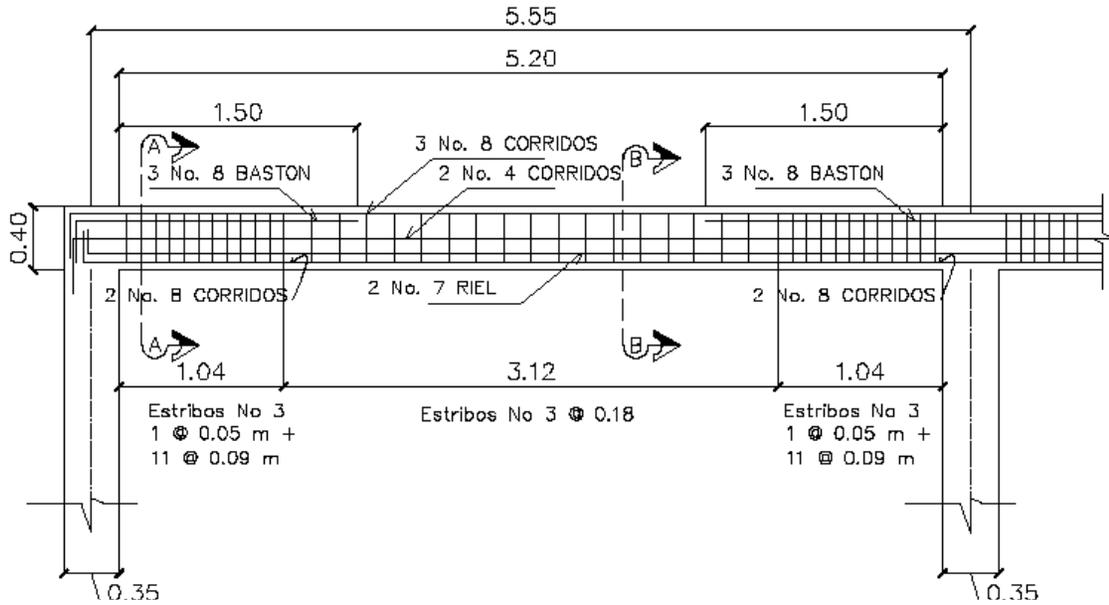
$$S = 2d = 2 \cdot 36 = 72 \text{ cm.}$$

Según el ACI 318 – 11 21.3.4.2.

- El primer estribo debe estar a no más de 5 cm del borde de la viga.
- El espaciamiento máximo de los elementos no debe exceder a:
- $d/4 = 36/4 = 9 \text{ cm}$
- $8 * \varnothing \text{ barra longitudinal} = (8) (2,22) = 17,76 \text{ cm.}$
- $24 * \varnothing \text{ barra de estribo} = (24) (0,953) = 22,87 \text{ cm.}$
- 300 mm. → 30 cm.

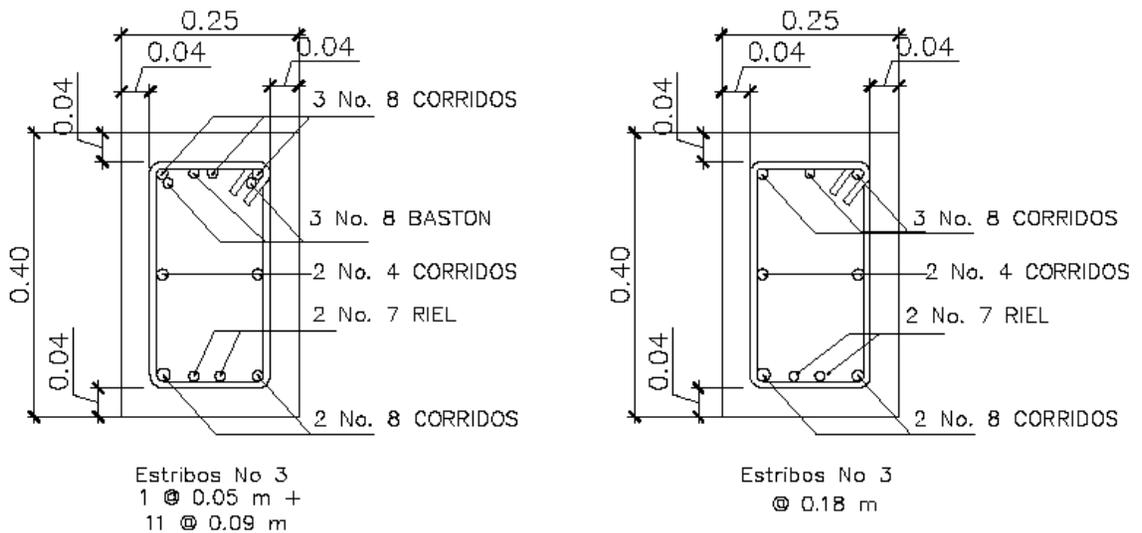
Por lo tanto, la separación de estribos en la zona de confinamiento debe ser de 9 cm y el resto a 18 cm.

Figura 45. Detalle armado de viga primer nivel



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Figura 46. Detalle sección de viga primer nivel



Sección A-A

Sección B-B

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

## 2.22. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que sirven para soportar cargas de compresión transmitiéndolas al suelo a través de los cimientos. Sin embargo no solo se diseñan para soportar cargas axiales ya que también actúan momentos provenientes de vigas y losas por lo que su análisis también debe de ser de flexo compresión. De ahí la importancia de absorber esas fuerzas producidas por la columna a través del acero transversal para los esfuerzos cortantes que se producen en dicha columna.

Se diseñará la columna crítica del primer nivel. El diseño resultante aplica para cada columna del primer nivel, los datos del refuerzo varían para el resto de los niveles no así su procedimiento para obtenerlos.

- Diseño de columna primer nivel

Sección de columna = 0,45m x 0,45m

$b = 0,45\text{m}$

$h = 0,45\text{m}$

$r = 0,03\text{m}$

$M_{\text{MAX X}} = 18\,304\text{ kg}$

$M_{\text{MAX Y}} = 19\,264\text{ kg}$

Corte act = 8 034 kg

Área tributaria = 30,80 m<sup>2</sup>

- Determinación de carga axial:

Nivel 2.

$$CM = 378,00 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1,4 \times 378 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 1,7 \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 869,20 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de factor de carga última

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

$$FCU = \frac{869,20}{378 + 200} = 1,50$$

- Carga axial nivel 2

$$PU = At \times Cu + W_{\text{viga}} * FCU + W_{\text{columna}} * FCU$$

$$PU = 30,80\text{m}^2 \times 869,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 0,25\text{m} \times 0,40\text{m} \times 5,05\text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1,50 \\ + (0,45 \text{ m})^2 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 3,80\text{m} \times 1,50 = 31\,389,00 \text{ kg}$$

$$PU = 31\,389,00 \text{ kg}$$

Nivel 1.

$$CM = 429,00 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 488,00 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1,4 \times 429 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 1,7 \times 488 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1430,20 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de factor de carga última

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

$$FCU = \frac{1430,20}{429 + 488} = 1,56$$

- Carga axial nivel 1

$$PU = At \times Cu + W_{\text{viga}} \times FCU$$

$$\begin{aligned} PU &= 30,80 \text{m}^2 \times 1430,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 0,25 \text{m} \times 0,40 \text{m} \times 5,05 \text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1,56 \\ &= 45\,940,45 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$PU = 45\,940,45 \text{ kg}$$

$$PU \text{ TOTAL} = 31\,389 \text{ kg} + 45\,940,45 \text{ kg} = 77\,329,45 \text{ kg}$$

- Chequeo de columnas; cálculo de esbeltez

La clasificación de las columnas se determina por su forma y aplicación de la carga axial y momentos actuantes en ella:

Las columnas se pueden clasificar como:

Pedestales cortas o de compresión

Columnas cortas

Columna esbelta

La columna esbelta se determina cuando la longitud del elemento es mayor a las dimensiones de su sección transversal; es por eso que su capacidad de carga última se reduce debido al momento flexionante amplificado produciendo de esta manera su falla por pandeo.

Para determinar la esbeltez en una columna existen criterios que se mencionan a continuación

- Corta:  $E < 22$  No se magnifica
- Esbelta:  $22 < E < 100$  se magnifica
- Larga:  $E > 100$  no es aconsejable construir ya que fallan por pandeo.
- La ecuación por utilizar es  $E = KL_u / \sigma$ , por lo que es necesario encontrar los valores del coeficiente de rigidez de la columna (K), la longitud efectiva de pandeo ( $L_u$ ) y el 30% del lado menor de la columna ( $\sigma$ ).

Cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ). Se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$E = \frac{K * Lu}{\sigma}$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

Lu = Longitud de la columna

$\sigma = 0,30 * \text{lado de la columna}$  esto aplica solo a columnas rectangulares.

$$\psi = \frac{\sum K_{columna}}{\sum K_{viga}}; \quad k = \frac{I}{L}; \quad I = \frac{1}{12} b * h^3$$

$$k_{columna \text{ nivel } 2} = \frac{\left(\frac{1}{12} \times (45) \times (45)^3\right)}{380} = 899,25 \text{ cm}^3$$

$$k_{columna \text{ nivel } 1} = \frac{\left(\frac{1}{12} \times (45) \times (45)^3\right)}{480} = 711,91 \text{ cm}^3$$

$$k_{viga} = \frac{\left(\frac{1}{12} \times (25) \times (40)^3\right)}{505} = 264,00 \text{ cm}^3$$

Extremo superior

$$\varphi_a = \frac{899,25 \text{ cm}^3 + 711,91 \text{ cm}^3}{(264 + 264)} = 3,05$$

Extremo inferior

$$\varphi_b = 0,00 \text{ empotramiento en la base}$$

Promedio

$$\psi_{prom} = \frac{3,05 + 0,00}{2} = 1,525 < 2$$

- Cálculo del coeficiente K

Para elementos no arriostrados (con desplazamiento lateral), a compresión, restringidos en ambos extremos, el código ACI 318-11, comentario R10.10.1 en adelante permite calcular el factor K tomando en

cuenta el efecto de las restricciones en los bordes, por medio de las siguientes ecuaciones.

$$K = \frac{20 - \psi_{prom}}{20} * \sqrt{1 + \psi_{prom}} \quad \text{Para } \psi_{prom} < 2$$

$$K = 0,90 * \sqrt{1 + \psi_{prom}} \quad \text{Para } \psi_{prom} \geq 2$$

$$K = \frac{20 - 1,525}{20} * \sqrt{1 + 1,525} = 1,47$$

- Cálculo de la esbeltez de la columna

$$E = \frac{KL_u}{\sigma}$$

$$E = \frac{1,47 * 4,80}{0,30 * 0,45} = 52,19 > 22$$

Por lo tanto se clasifica como una columna intermedia y se magnifican momentos.

### 2.22.1. Magnificador de momentos (Md)

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 por 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 los desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados para obtener valores que tomen en cuenta los efectos del desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos descrito a continuación:

- Sentido X.
  - Cálculo del factor flujo plástico del concreto:

Donde:

CMM= carga muerta mayorada

CU = carga ultima

$$\beta_d = \frac{CMU}{CU} = \frac{1,4(429,00)}{1430,20} = 0,42$$

- Cálculo del total del material (EI)

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2,5 * (1 + \beta_d)}; \quad E_c = 15100\sqrt{f'c}; \quad I_g = \frac{1}{12} b * h^3$$

$$E_c = 15\ 100\sqrt{280} = 252\ 671,32 \text{ kg/cm}^2; \quad I_g = \frac{1}{12}(45)*(45)^3 = 341\ 718 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{(252\ 671,32 \text{ kg/cm}^2)(341\ 718 \text{ cm}^4)}{2,5 * (1 + 0,42)} = 2,4 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2 \approx 2432,28 \text{ ton-m}^2$$

- Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

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

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * (2432 \text{ ton} - \text{m}^2)}{(1,43 * 4,80)^2} = 509 \text{ ton}$$

- Cálculo de magnificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}}; \quad \delta > 1 \quad \phi = 0,70 \text{ si se usan estribos}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{77,34}{0,70 * 509}} = 1,27; \quad \delta_y = \frac{1}{1 - \frac{77,34}{0,70 * 509}} = 1,27$$

- Cálculo de momentos por diseñar serán:

$$M_d = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1,27 * 18\,304 = 23\,246,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 1,27 * 19\,264 = 24\,465,00 \text{ kg} - \text{m}$$

- En el sentido Y

$$\beta_d = 0,42; EI = 2\,432 \text{ ton} - \text{m}^2; P_{cr} = 509 \text{ ton}; \delta_x = \delta_y = 1,27$$

Para el cálculo del acero longitudinal en la columna se utilizan los diagramas de iteración. Para el cálculo de la carga máxima que resiste la columna y sus cargas excéntricas debidas a los momentos en el sentido X & Y se utiliza la fórmula de Bressler o método de cargas inversas. El objetivo de este método es determinar si el acero propuesto es el adecuado para resistir la carga propuesta.

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

Datos:

$$P_u = 77\,962,45 \text{ kg}$$

$$M_{dx} = 23\,246,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = 24\,465,00 \text{ kg-m}$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$Rec = 0,03 \text{ m}$$

- Cálculo de límites de acero

El código ACI estipula que el refuerzo longitudinal  $A_{st}$  no debe ser menor que  $0,001A_g$  ni mayor que  $0,08 A_g$  para zonas no sísmicas, para zonas sísmicas no debe ser menor que  $0,001A_g$  ni mayor que  $0,06 A_g$ . El valor mínimo de acero disminuye el flujo plástico, la contracción y proporciona a la columna un poco de resistencia a la flexión evitando la probabilidad que ocurra una falla no dúctil repentina. Bajo ninguna circunstancia puede ser menor al  $0,005 A_g$ . El área de acero suministrada. En la práctica es algo difícil de ajustar más del 5% o 6% de acero. Usualmente no debe ser mayor de 4% cuando las barras se empalmarán por traslape.

$$A_{smín} = 0,01 (45 * 45) = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,06 (45 * 45) = 121,50\text{cm}^2$$

Se propone un armado 8 No. 8 equivale a  $40,53 \text{ cm}^2 = 2,01 \% A_g$

Si bien es cierto la cuantilla es elevada debido a las grandes luces de vigas y distribución de cargas los cuales provocan momentos elevados, si se quisiera una cuantilla menor se tendría que aumentar la sección de la columna.

Si  $P^u > P_u$ , entonces el armado propuesto es correcto, de lo contrario, se debe aumentar el área de acero.

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores por utilizar en los diagramas son:

Valores de la curva:

$$\rho_\mu = \frac{(A_s) * (f_y)}{0,85 * f_c * A_g} = \frac{(40,53) * (2810)}{0,85 * 280 * 2025} = 0,24$$

Valor de la gráfica: para saber qué diagrama de interacción que se utilizará, se debe calcular el valor de  $\gamma$  de la siguiente forma:

$$\gamma_{x,y} = \frac{d - d'}{h_x} = \frac{45 - (3 + 1 + 1)}{45} = 0,89$$

Donde:

$\gamma_x, \gamma_y$  = relación de secciones en sentido x e y, respectivamente

$h_x, h_y$  = dimensión de la columna en sentido x e y, respectivamente

- Cálculo de excentricidades

$$E_x = \frac{MD_x}{PU} = \frac{23\ 246}{77\ 348} = 0,30$$

$$E_y = \frac{MD_y}{PU} = \frac{24465}{77\ 348} = 0,31$$

- Cálculo de parámetros independientes

$$\left(\frac{e}{h}\right)_x = \frac{0,30}{0,45} = 0,67$$

$$\left(\frac{e}{h}\right)_y = \frac{0,31}{0,45} = 0,69$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes  $K_x$  y  $K_y$ , estos son:

Valores de los coeficientes del diagrama de interacción.

$$K'_x = 0,32$$

$$K'_y = 0,30$$

Con estos valores se calculan las cargas de resistencia de la columna con ambas excentricidades con el uso de las siguientes fórmulas:

$$P'_x = k'_x * f'_c * A_g = 0,32 * 280 * 2025 = 181\ 440,00 \text{ kg}$$

$$P'y = k'y * f'c * Ag = 0,30 * 280 * 2025 = 170\ 100,00 \text{ kg}$$

Finalmente, se calcula la carga última que resiste la columna sin excentricidad, esto es carga axial pura, de la siguiente forma:

$$P'o = \phi[(0,85 * f'c * (Ag - Ast)) + (fy * As)]$$

$$P'o = 0,7 * [0,85 * 280 * (2025 - 40,48) + (40,48 * 2\ 810)] \\ = 410\ 774,00 \text{ kg}$$

- Aplicando la fórmula de Bressler

Donde:

$P'u$  =carga última con flexión biaxial ( $e_x$  y  $e_y$ ), que resistirá la columna

$P'o$  =carga que soporta cuando está sometida a carga axial pura

$P'x$  = carga de resistencia de la columna a una excentricidad  $e_x$

$P'y$  = carga de resistencia de la columna a una excentricidad  $e_y$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{181440} + \frac{1}{170100} - \frac{1}{410774}} = 111\ 658,00 \text{ kg}$$

Determinando el valor del  $P_u$  con su ángulo de falla 0,70.

$$P_u = \frac{77\ 348}{0,70} = 110\ 497 \text{ kg}$$

Como  $P'u > P_u$

$$111\ 658,00 \text{ kg} \geq 110\ 498,00 \text{ kg}$$

El valor de  $P'_u$  debe ser mayor o igual que el valor  $P_u$ , para que la propuesta de acero sea la correcta, en caso contrario, se debe cambiar sección o aumentar el área de acero hasta que cumpla.

- Acero transversal (estribos)

El concreto simple no presenta ductilidad o sea no resiste los esfuerzos a tensión y tendería a fallar. Por ello, en el diseño de columnas como en los demás elementos estructurales el amalgamamiento de estos dos materiales concreto y acero hacen componentes muy importantes y actúan de manera más resistentes a las fallas que se han venido mencionando.

El acero longitudinal en la columna y el acero transversal junto al concreto aumentan la ductilidad del elemento permitiendo, de esta manera, absorber las cargas laterales (sismo) y transmitir las al cimiento. Un buen reforzamiento transversal aumenta la ductilidad en la columna. A este aumento de refuerzo transversal se le llama confinamiento. El confinamiento del concreto sirve para:

- Aumentar la ductilidad del elemento estructural
- Mantiene las barras longitudinales dentro de su posición adecuada
- Proporcionar la resistencia adecuada para los esfuerzos cortantes y torsionales
- Impide el pandeo hacia afuera de las barras longitudinales, esto debido a que es un elemento diseñado para soportar cargas de compresión.

Sin embargo, existen lineamientos para confinar la estructura en la columna. El código ACI 318-11, sección 21.3.5.2 describe que el refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud ( $L_o$ ), medida desde cada cara

del nudo y a ambos lados de cualquier sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión, como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud  $L_o$  no debe ser menor que la mayor de las siguientes expresiones.

La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- Un sexto de la luz libre del elemento
- 450 mm

Verificando la resistencia a corte del concreto de la sección de la columna:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

0,53= constante

$\phi$ = factor de reducción de resistencia

$f'_c$ = resistencia del concreto

b =base de la columna

d =peralte efectivo de la columna

$$\phi V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 45 * 39.78 = 13\,493,00 \text{ kg}$$

El refuerzo resistente del concreto es mayor que el actuante.

$V_R \geq V_U$  donde  $13\,493 \text{ Kg} > 8\,034,00 \text{ Kg}$ .

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

Si  $V_r \leq V_u$  se diseñan los estribos por corte.

Se diseñan los estribos por corte, para ambas opciones considerar que la varilla mínima permitida es la No. 3. (ACI 318-11 capítulo 21.5.3.4)

$$S = \frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Según el ACI 311-11 en la sección 21.6.4.5 requiere, en zonas no confinadas medido centro a centro, que no exceda al menor de seis veces el diámetro de barras longitudinales o 150 mm. Por esta razón, se dejó de 15 cm, el resto de la columna debe tener como refuerzo en forma espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento  $S_o$ .

Comparando el corte resistente con el corte actuante, en cualquier columna de ambos marcos, se observa que solo requiere refuerzo por especificación según ACI 311-11 sección 21.4.4.2 y 21.4.4.4.

La separación del refuerzo transversal ( $S_o$ ) en la zona de confinamiento no debe exceder, según lo propuesto por el ACI 318-11 sección 21.5.3.2.

- La cuarta parte de la dimensión mínima de la columna.
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- No menor de 300mm
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara del elemento de apoyo.

Sustituyendo datos, utilizando acero No 3 para estribos.

- $\frac{45}{4} = 11,25 \text{ cm}$
- $8 \times 2,54 = 20,32 \text{ cms}$
- $24 \times 0,95 = 22,86 \text{ cms}$

Como se puede observar, ninguno de los espaciamientos es el indicado para producir una zona de confinamiento adecuado y proporcionar ductilidad a la columna. Por eso, se utiliza una relación volumétrica para determinar con exactitud el confinamiento de los estribos

$$S = \frac{A_v}{\rho_s * (h - (2 * rec))}; \rho_s = 0,45 \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \left[ \frac{0,85 * f_c}{f_y} \right]; \rho_s > 0,12 \left[ \frac{f_c}{f_y} \right]$$

Para espaciamiento que poseerán los estribos en la longitud del confinamiento será:

- Relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * f_c}{f_y} \right)$$

Donde:

$$A_{ch} = \text{Área chica} = dx * dy = 39^2 = 1\,521 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{2025}{1521} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * 280}{2810} \right) = 0,013$$

$$S = \frac{4A_v}{\rho_s * Le} = \frac{4 * 0,71}{0,013 * 39} = 5,60 \text{ cms}$$

Por lo cual se colocaran estribos cerrados No.3 a cada 6,00 cm en la longitud de confinamiento por cada extremo de la columna. La longitud de confinamiento ( $l_0$ ) debe ser la mayor de las siguientes:

La altura del elemento, en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión = 45 cm

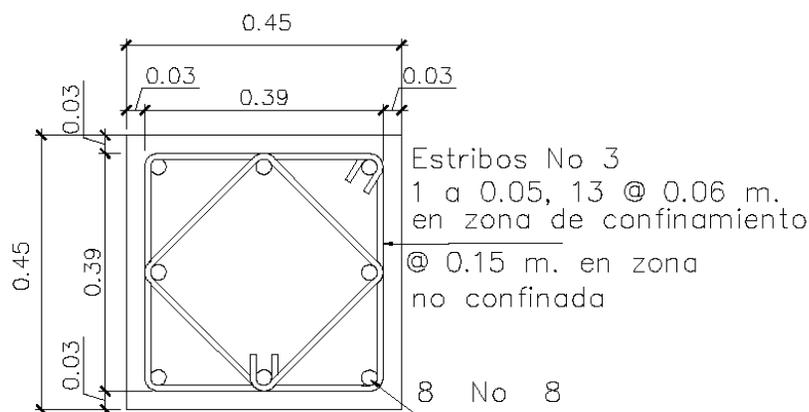
Un sexto de la luz libre del elemento

$$\frac{(520 - 40)}{6} = 80,00 \text{ cm}$$

No menor de 450 mm

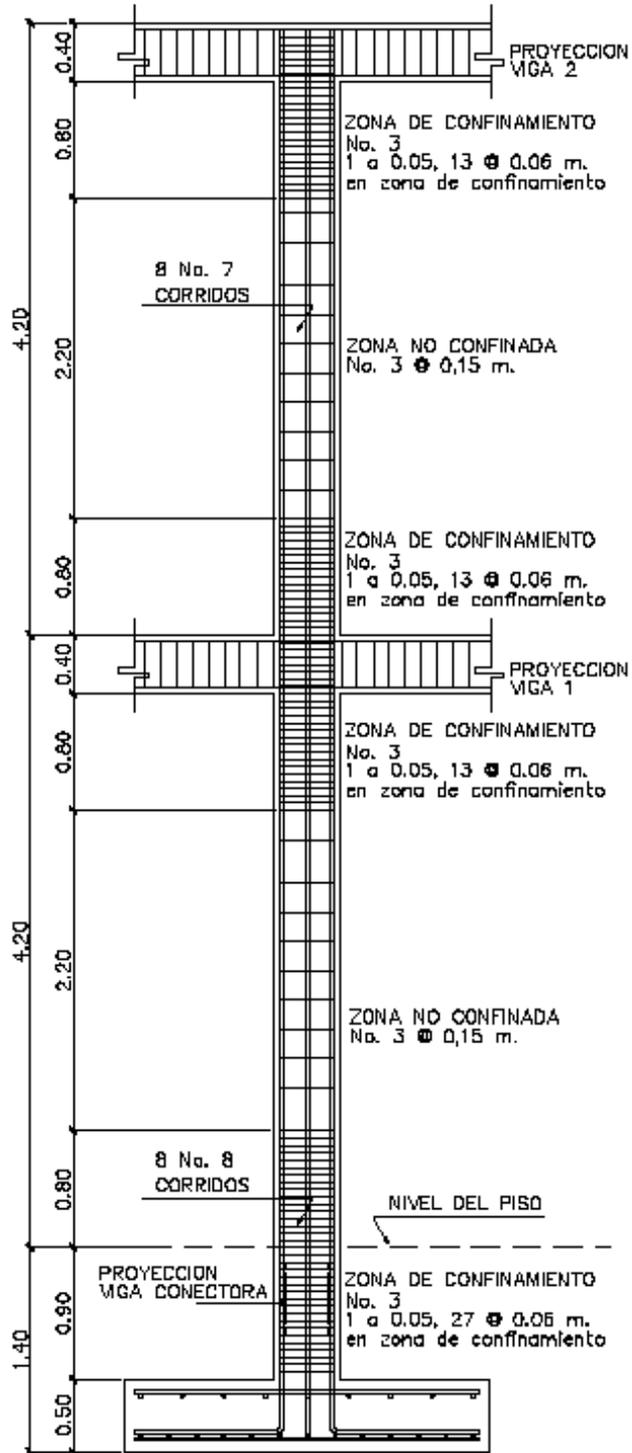
La longitud de confinamiento ( $l_0$ ) será de 0,80 m en ambos extremos de la de la luz libre de la columna. La separación de los estribos para la longitud no confinada (S) será de 0,15 m. Se colocarán estribos cerrados No. 3 rotados a 45° alternados, según el Código ACI 318, capítulo 7.10.5, debido a las barras longitudinales en las caras. El diseño se aplicó para los niveles restantes, no así el porcentaje de acero.

Figura 47. **Detalle de armado de columna**



Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD 2013.

Figura 48. Detalle de armado de columnas típicas



Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD 2013.

## **2.23. Diseño de cimientos**

Los cimientos de una estructura se diseñan para recibir la carga actuante de las columnas y transmitirla al suelo. El suelo debe ser lo suficientemente resistente, para asegurar la estabilidad de las estructuras que sobre él descansan.

La función de los cimientos como se describe con anticipación es evitar el asentamiento parcial o total de la estructura utilizando diferentes formas de cimentación.

Los diferentes tipos de cimentación son:

- Superficiales (zapatas individuales, cimientos combinados, losas de cimentación, cimientos combinados).
- Profundas ( pilotes ).
- Semiprofundas ( Pozos de cimentación ).

Es importante saber la capacidad resistente del suelo para determinar el tipo de estructura, la naturaleza y las cargas que son factores muy importantes en el desarrollo del cálculo.

### **2.23.1. Zapatas concéntricas**

Se consideró una sección cuadrada para simplificar el armado y construcción, los datos para diseño son: valor soporte del suelo y los momentos, según el análisis estructural.

Datos:

$$M_{dx} = 21,365 \text{ ton-m}$$

$$M_{dy} = 22,51 \text{ ton-m}$$

$$\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/m}^2$$

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

$$V_s = 21,00 \text{ ton/m}^2$$

La carga axial viene dada por la sumatoria que soporta la columna del primer nivel más el peso de la columna.

$$PU = 81,00 \text{ ton}$$

- Carga ultima:

$$CU = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$CU = 1,4(429) = 600,60$$

$$CU = 1,7(488) = 829,60$$

$$CU = 600,60 + 829,60 = 1\,430,20$$

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV}$$

$$F_{cu} = \frac{1\,430,20}{429 + 488} = 1,56$$

- Cargas de trabajo

$$P_t = \frac{p_u}{F_{cu}} = \frac{81,00}{1,56} = 51,92$$

$$M_{tx} = \frac{21,365}{1,56} = 13,69$$

$$M_{ty} = \frac{22,51}{1,56} = 14,42$$

- Cálculo del valor soporte (Vs)

El cálculo del valor soporte del suelo, se realizó por el método de Terzaghi, con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial. El cálculo del valor soporte del suelo se desarrolló en la sección 2.1.6.

$$V_s = 21,00 \text{ ton/m}^2$$

- Pre dimensionamiento del área de la Zapata

$$A_z = \frac{1,5 P'_t}{V_s} = \frac{1,5 * 51,92}{21,00} = 3,70 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones aproximada  $A_z = 2,60 * 2,60 = 6,76 \text{ m}^2$

- Chequeo de presión sobre el suelo

Después de haber encontrado el área final de la zapata se debe calcular la carga admisible ( $q_{\text{máx}}$ ), la cual debe ser menor que el valor soporte ( $V_s$ ), si se supone que las presiones resultantes están linealmente distribuidas.

$$\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{mín}}} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_{tx}}{S_x} \pm \frac{M'_{ty}}{S_y}; \quad S = \frac{b * h^2}{6}$$

Donde:

$q_{\text{máx}}$  = presión máxima sobre la masa de suelo

$q_{\text{mín}}$  = presión mínima sobre la masa de suelo

$P$  = carga sobre la zapata

$A_z$  = área de la zapata

$M'_{tx}$  = momento de trabajo sobre la zapata en sentido "x"

$M'_{ty}$  = momento de trabajo sobre la zapata en sentido "y"

$S_x, S_y$  = núcleo de la sección de la zapata sentido "x", "y" respectivamente

$a, b$  = longitud del lado de la zapata

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} (2,60) * (2,60)^2 = S_y = 2,93 \text{ m}^3$$

$$p = P_t + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$p = 51,92 + (6,08 * 1,6) + (3,38 * 2,4) = 69,76 \text{ ton}$$

$$q' = \frac{69,76}{6,76} + \frac{13,69}{2,93} + \frac{14,42}{2,93} = 19,91$$

$q_{\text{max}} = 19,91$  es menor que el  $V_s$

$q_{\min} = 0,71$  mayor que 0, por lo que no hay empuje de suelo.

La presión del suelo, en cualquier parte de la zapata, es distinta a la presión en otro punto distinto de la misma. Sin embargo para efectos de diseño se asume una presión constante, para la cual se tomará un valor promedio usando el criterio de presión última de diseño.

- Presión última

$$q_{dis} = q_{max} * F_{cu} = 19,91 * 1,56 = 31,05 \text{ ton/m}^2$$

El espesor de la zapata se basa en el recubrimiento, según lo indicado del ACI no es menor de 0,075 y el peralte efectivo sea mayor a 0,15 m. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

De lo anterior, se asume  $t = 0,50$  m luego se realizan los siguientes chequeos.

- Chequeo por corte simple

Ocurre a una distancia "d" del borde de la columna. Esto es en función del peralte efectivo, por eso, el peralte es importante. La comprobación de si t propuesto es el indicado se realiza con base en la comparación del corte resistente es mayor al corte actuante.

Aplicando la formula correspondiente

$$d = t \text{ (asumido)} - \text{rec} - \phi_{var}/2$$

$$d = 50,00 - 7,50 - 2,22/2 = 41,39 \text{ cm}$$

$$V_{act} = q_{diseño} U \left( \frac{B_{zap} - B_{col}}{2} - d \right) * H_{zapata}$$

$$V_{act} = 31,05 * \left( \frac{2,60 - 0,45}{2} - 0,4139 \right) * 2,60 = 53,37 \text{ ton}$$

Resiste debido a que el corte actuante es menor al que puede soportar la estructura, el peralte seleccionado es correcto.

- Corte Resistente

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{res} = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 260 * 41,39}{1000} = 81,12 \text{ ton}$$

Como se puede observar el corte resistente es mayor al corte actuante por lo que el peralte seleccionado es correcto.

- Chequeo por corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna. El límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a  $d/2$  del perímetro de la columna. Su forma de falla es la de un cono truncado.

La revisión que se realiza es la siguiente:

- Perímetro crítico

$$b_o = 4(a + d)$$

$$b_o = 4(45 + 41,39) = 345,56 \text{ cms}$$

- Corte actuante

$$V_{act.} = q_{dis}(A_{zp} - (c + d)^2)$$

$$V_{act} = 31,05(6,76 - (0,45 + 0,4139)^2) = 186,72 \text{ ton}$$

- Corte Resistente

$$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 345,56 * 41,39 = 215,63 \text{ ton.}$$

$v_{resistente} > v_{actuante} = \text{el peralte resiste el corte punzante}$

- Diseño del refuerzo por flexión

El tramo de la zapata donde se debe reforzar por flexión se analiza como una losa en voladizo.

- Momento a flexión

$$M_{flector} = \frac{q_{diseñoU} * L^2}{2} = \frac{31,05 * \left[ \frac{2,60}{2} - \frac{0,45}{2} \right]^2}{2} = 17,94 \text{ ton} - m$$

- Cálculo del área de acero

$$M_u = 17\,941 \text{ kg-m}$$

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

$$A_s = \left[ (100 * 41,39) - \sqrt{(100 * 41,39)^2 - \frac{17\,941 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{2\,810} = 17,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 41,39 = 19,71 \text{ cms}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\,810} * (100) * (41,39) = 20,77 \text{ cm}^2$$

Debido a que el  $A_{smin}$  es mayor que  $A_s$ , se colocará el  $A_{smin} = 20,77 \text{ cm}^2$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por:

$$S = \frac{A_v * b}{A_s} = \frac{3,88 * 100}{20,77} = 18,68, \text{ cm}$$

Refuerzo de la zapata con varilla No 7 @ 15,00 cm en ambos sentidos.

- Para cama superior colocar:

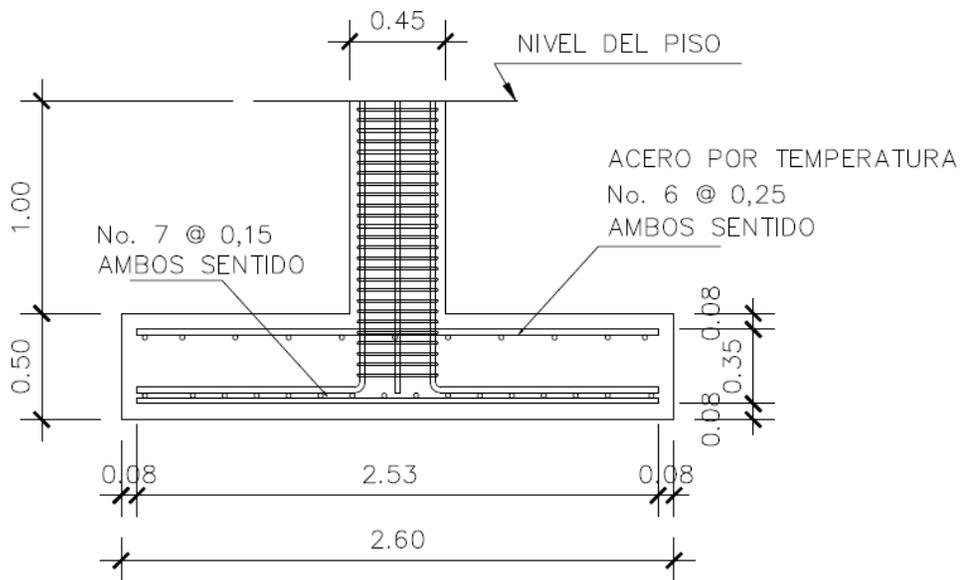
$$A_{Stemp} = 0,002 b \cdot t$$

$$A_{Stemp} = 0,002 \cdot 260 \cdot 50 = 26,00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2,85 \cdot 260}{26} = 28,50 \text{ cms}$$

Se utilizará acero No. 6 @ 25 cm en ambos sentidos.

Figura 49. **Detalle de zapata Z-1**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

### 2.23.2. Zapatas con viga conectora

Las carga actuante que recae sobre zapatas de colindancia es de forma no concentrada, por lo que se producen momentos de volteo que habrá que contrarrestar, estas pueden ser medianera o esquineras.

La geometría de la zapata puede ser de forma rectangular o cuadrada según el caso indicado. Para fines de este proyecto se utilizó la forma rectangular.

Los cimientos con viga conectora se utilizan para contrarrestar la desigual distribución de las presiones debajo de la zapata, esto la puede hacer ladear o incluso voltear.

La viga conectora se asume que es perfectamente rígida y no transmite esfuerzos al suelo.

Datos:

$$P_u = 51,55 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 25,04 \text{ Ton-m}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 21,00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_s = 1,60 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_c = 2,44 \text{ Ton/m}^3$$

- Dimensionamiento de la zapata

Determinación del área de cada zapata

$$\text{Zapata 1 } Az_1 = \frac{1,5P'}{V_s} = \frac{1,5 * 45,57}{21} = 3,25 \text{ m}^2$$

Utilizar zapata de 2,10x3,25 m=6,83m<sup>2</sup>

$$\text{Zapata 2 } Az_2 = \frac{1,5P'}{V_s} = \frac{1,5 * 80,99}{21} = 5,85 \text{ m}^2$$

Utilizar zapata de 3,50x2,65 m=9,28m<sup>2</sup>

- Integración de cargas

Los pesos del suelo y cimiento para cada zapata serán:

$$P_s + c_{z1} = Az_1 \times \text{desplante} \times \gamma_s + Az_1 \times \text{tasumido} \times \gamma_c$$

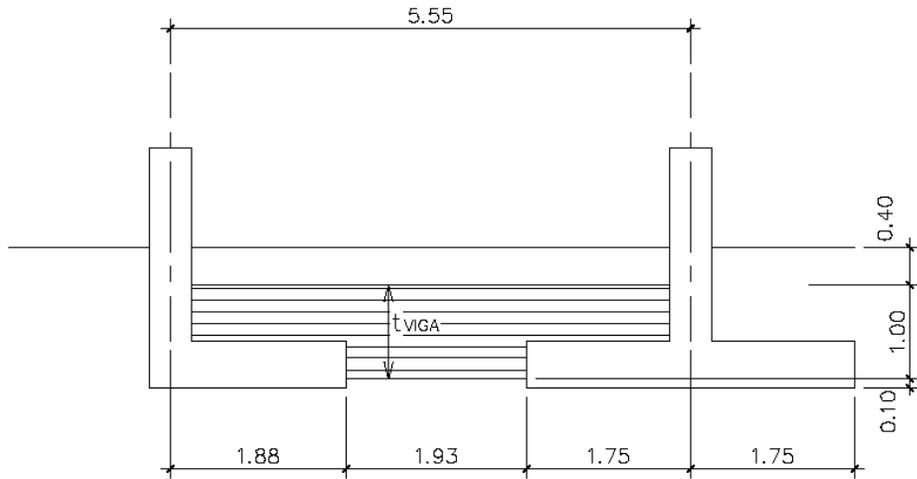
$$P_s + c_{z2} = Az_2 \times \text{desplante} \times \gamma_s + Az_2 \times \text{tasumido} \times \gamma_c$$

$$P_s + c_{z1} = 6,825 \text{ m}^2 \times 1,00\text{m} \times 1,6\text{T/m}^3 + 6,825 \text{ m}^2 \times 0,50 \times 2,40 \text{ T/m}^3 = 19,11 \text{ T}$$

$$P_s + c_{z2} = 9,275 \text{ m}^2 \times 1,00\text{m} \times 1,6\text{T/m}^3 + 9,275 \text{ m}^2 \times 0,50 \times 2,40 \text{ T/m}^3 = 25,91 \text{ T}$$

Predimensionando una viga de altura  $t = 1,00\text{m}$  y ancho  $b = 0,60\text{m}$  se tendría.

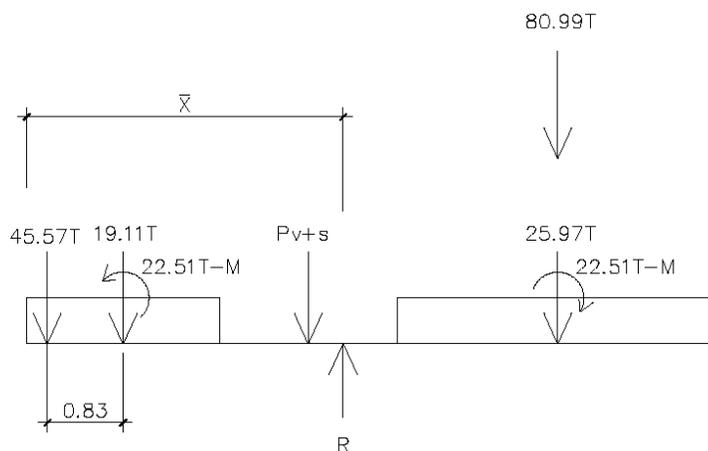
Figura 50. **Detalle de zapata con viga conectora**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Nota: el alto de la viga deber ser mayor que su ancho ( $t > b$ ) para contrarrestar la flexión inducida por el sistema de cimentación.

Figura 51. **Distribución de áreas de las zapatas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Pv+s = Peso viga + peso del suelo.

$$Pv+s=1,00m \times 0,60m \times 2,4T/m^3 \times 1,925m + 0,40m \times 1,925m \times 0,60m \times 1,6T/m^3 = 3.51T$$

El centroide por carga será:

$$\dot{X} = \frac{\Sigma M}{\Sigma p} = \frac{\Sigma M}{R}$$

Realizando suma de fuerzar

$$R=\Sigma P= 45,57T+19,11T+3,51T+80,99T+25,97T=175,15T$$

Realizando suma de momentos respecto al eje de la zapata excéntrica

$$\Sigma M_{\curvearrowright} = -22,51T \cdot m + 19,11T \times 0,825m + 3,51T \times 2,775m + 80,99T \times 5,55m + 25,97T \times 5,55m + 22,51T = 619,13 T \cdot m.$$

$$\dot{X} = \frac{\Sigma M}{\Sigma p} = \frac{\Sigma M}{R} = \frac{619,13}{175,15} = 3,53 m$$

El centro geométrico de las zapatas será igual a:

$$\dot{X}_{cg} = \frac{\Sigma AX}{A} = \frac{6,825 \times 0,825 + 9,275 \times 5,55}{6,825 + 9,275} = 3,55 m$$

El objetivo es tratar que  $X_{cg} = X$  cargas para que el momento en el centro geométrico de las zapatas sea igual a cero.

Tomando momentos respecto al centro geométrico de las zapatas.

$$\Sigma M_{cg_{\curvearrowright}} = (80,99T+25,97T) \times 2m + 22,51T \cdot m - (45,57T \times 3,55m + 19,11T \times 2,725m + 3,51T \times 0,7125m + 22,51T \cdot m$$

$$\Sigma M_{cg_{\curvearrowright}} = -1,90 T \cdot m < 0$$

La presión de diseño será:

$$q_d = \frac{\Sigma P}{\Sigma A} = \frac{R}{\Sigma A} = \frac{175,15 \text{ T}}{(6,825\text{m}^2 + 9,275\text{m}^2)} = 10,88 \text{ T/m}^2 < V_s$$

La presión de suelo y peso propio del cimiento serán:

$$q_{s+c} = 1,6 \text{ T/m}^3 \times 1,00\text{m} + 2,4\text{T/m}^3 \times 0,50\text{m} = 2,80\text{T/m}^2$$

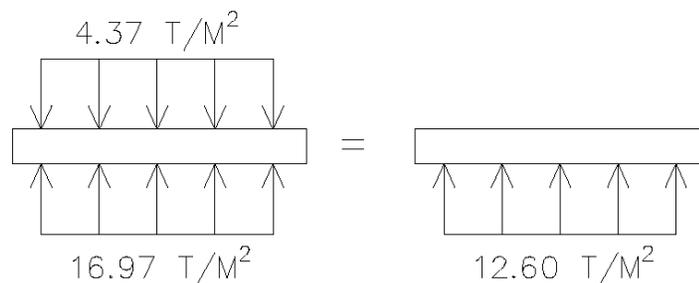
Las presiones últimas se obtienen de:

$$q_{(s+c)u} = F_{cu} \times q_{(s+c)} = 1,56 \times 2,80\text{T/m}^2 = 4,37\text{T/m}^2$$

$$q_{du} = F_{cu} \times q_d = 1,56 \times 10,88\text{T/m}^2 = 16,97\text{T/m}^2$$

Con lo cual se obtiene la presión neta sobre cada cimiento:

Figura 52. **Presión neta sobre zapata.**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Las presiones últimas por metro lineal se obtienen de:

$$W = b \times q_{du}$$

Donde:

$b$  = ancho del cimiento

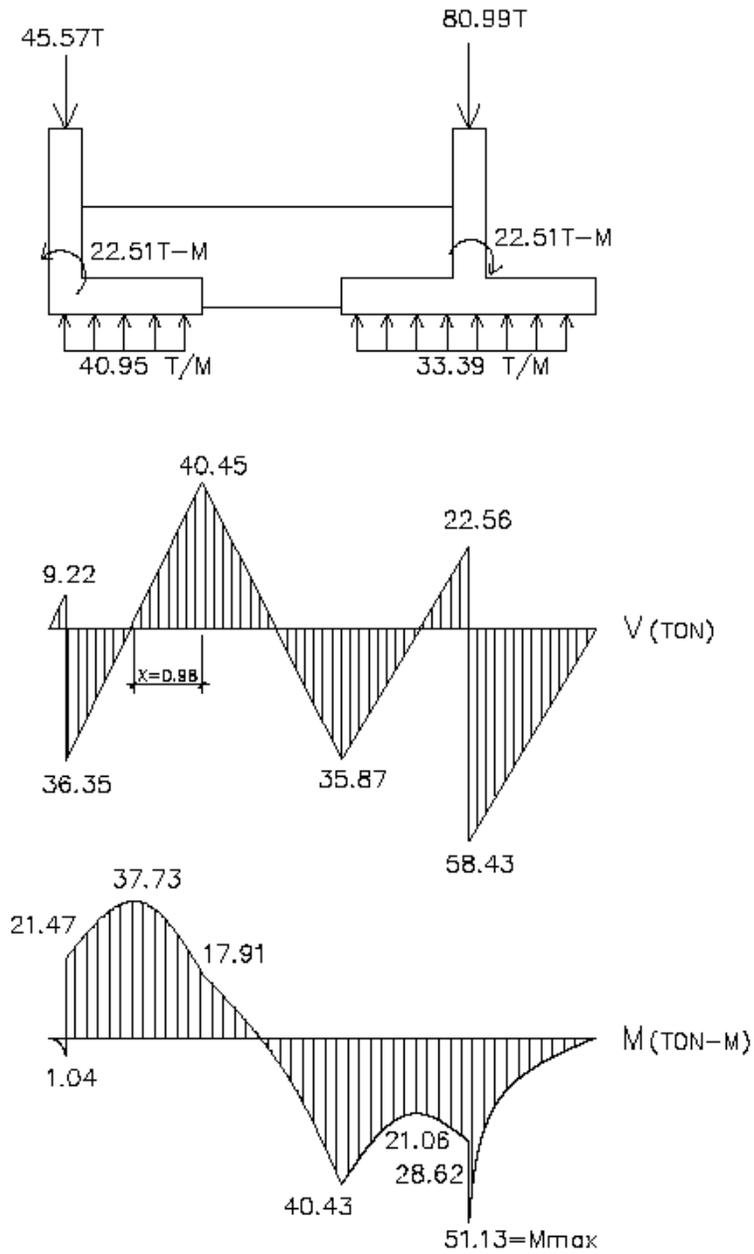
$b_1 = 3,25 \text{ m.}$

$b_2 = 2,65 \text{ m.}$

$$W_{z1} = 3,25\text{m} \times 12,60\text{T/m}^2 = 40,95 \text{ T/M}$$

$$W_{z2} = 2,65\text{m} \times 12,60\text{T/m}^2 = 33,39 \text{ T/M}$$

Figura 53. Diagrama de corte y momentos



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

- Diseño Estructural del cimiento
  - Chequeo por corte simple (sentido X-X)

t asumido = 0,50 m

Entonces  $d = t - \text{rec} - \phi/2$  asumiendo  $\phi 7/8''$

$$d = 50 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 2,22/2 = 41,39 \text{ cm}$$

el corte resistente es:

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Para la zapata 1 donde  $b=3,25 \text{ m}$ .

$$V_{res1} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 325 * 41,39 / 1000 = 101,40 \text{ ton.}$$

$$V_{res1} = 101,40 \text{ TON} > 40,45 \text{ TON}$$

Para la zapata 2 donde  $b=2,65 \text{ m}$ .

$$V_{res2} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 265 * 41,39 / 1000 = 82,68 \text{ ton.}$$

$$V_{res1} = 82,68 \text{ TON} > 58,43 \text{ TON}$$

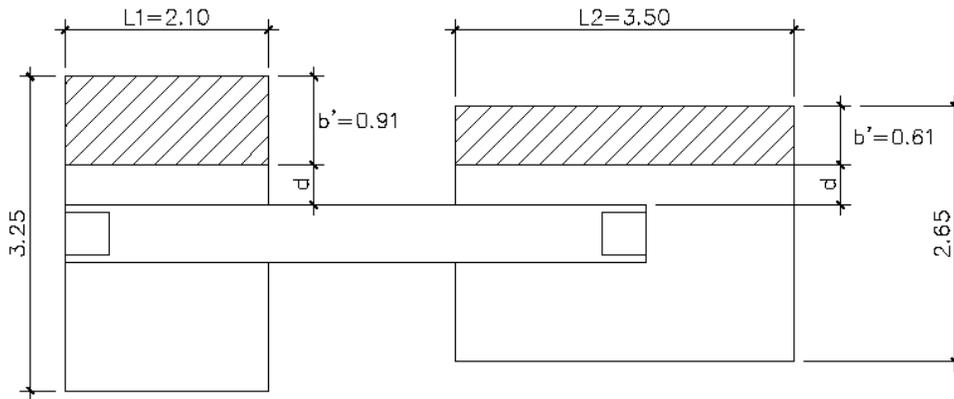
- Chequeo por corte simple (sentido Y-Y)

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{res1} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 210 * 41,39 / 1000 = 65,52 \text{ Ton.}$$

$$V_{res2} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 350 * 41,39 / 1000 = 109,20 \text{ Ton.}$$

Figura 54. Área de corte actuante



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

El cortante actuante para cada zapata es:

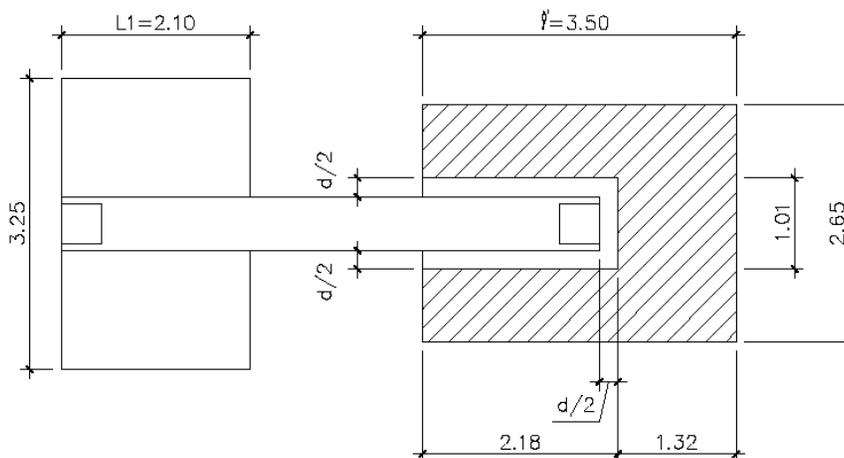
$$V_{act1} = L \cdot b' \cdot q_{disu} = 2,10\text{m} \cdot 0,91\text{m} \cdot 12,60 \text{ T/m}^2 = 24,07 \text{ Ton.}$$

$$V_{act2} = L \cdot b' \cdot q_{disu} = 3,50\text{m} \cdot 0,61\text{m} \cdot 12,60 \text{ T/m}^2 = 26,90 \text{ Ton.}$$

Para ambos casos  $V_{res} > V_{act.}$ , si chequea en las 2 zapatas.

- Chequeo por corte punzonante

Figura 55. Área de corte punzonante



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Para la zapata 1, no existe punzonamiento.

Para la zapata 2, el área de carga sobre la zapata no es el de la columna, sino el de la viga sobre la misma, por lo que debe chequearse.

$\beta_{cu} = \ell' / b'$  = lado largo de carga / lado corto de la zona de carga

si  $\beta_{cu} > 2.07 \rightarrow V_{cu} = \phi * 0,27(2 + 4/ \beta_{cu}) \sqrt{f'c} * b_o * d \leq 1,06 * \phi \sqrt{f'c} * b_o * d$

$$\beta_{cu} = \frac{3,50}{0,60} = 5,83 > 2,07$$

$$b_o = \Sigma \text{perímetro} = 2,18\text{m} * 2 + 1,01 = 5,37\text{m}$$

$$V_{cu} = 0,85 * 0,27(2 + 4/ 5,83) \sqrt{280} * 537 * 41,39 \leq 1,06 * 0,85 \sqrt{280} * 537 * 41,39$$

$V_{cu} = 229.00 \text{ Ton} < 335,00 \text{ Ton}$ . Si chequea por corte punzonante.

- Chequeo por flexión

Sentido X-X

Refuerzo mínimo

$$A_{smin} = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 41,39 = 19,71 \text{ cms}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * (100) * (41,39) = 20,77 \text{ cm}^2$$

Colocar No. 7 @ 0,18 m para  $A_{smin} = 20,77 \text{ cm}^2$

El refuerzo a todo lo ancho de la zapata será de:

$$As \text{ Zap1} = 20,77 \text{ cm}^2 * 3,25 \text{ m} = 67,50 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ Zap2} = 20,77 \text{ cm}^2 * 2,65 \text{ m} = 55,04 \text{ cm}^2$$

$$Mr = \phi [AsFy \left( d - \frac{AsFy}{1,7f'cb} \right)]$$

Zapata 1

$$Mr = 0,90 \left[ 67,50 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left( 41,39 \text{ cm} - \frac{67,50 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 325 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$Mr = 68,56 \text{ Ton.}$$

Zapata 2

$$Mr = 0,90 \left[ 67,50 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left( 41,39 \text{ cm} - \frac{55,04 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 265 \text{ cm}} \right) \right]$$

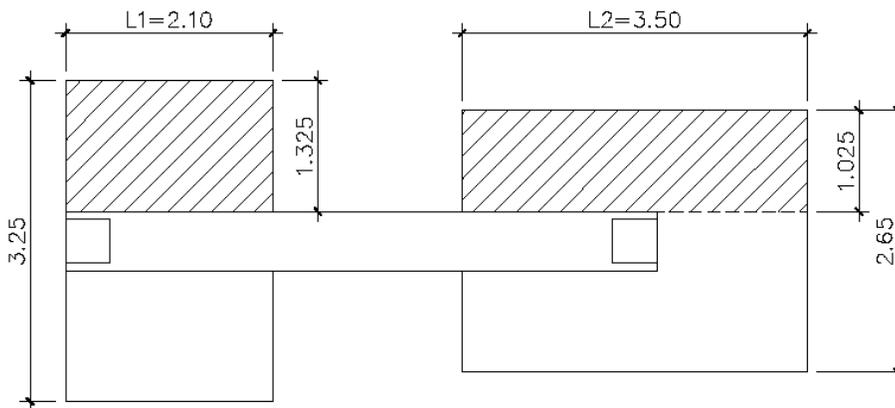
$$Mr = 55,90 \text{ Ton.}$$

De la figura 53,  $M_{max} = 51,13 \text{ Ton}$

$Mr > M_{max}$

Sentido Y – Y

Figura 56. Área de flexión sentido y



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

Cálculo de nuevo d

$$d_{y-y} = d_{x-x} - (\phi_{x-x}/2) - (\phi_{y-y}/2) = \text{asumiendo } \phi_{y-y} \text{ No. 7}$$

$$d_{y-y} = 41,39 - (2,22/2) - (2,22/2) = 39,17 \text{ cm.}$$

El momento actuante será:

$$M_{act} = \frac{W * L^2}{2}$$

Para zapata 1

$$M_{act1} = \frac{12,60T/m^2 * (1,325m)^2 * 1,00m}{2} = 11,06 T - m.$$

Calcular el cero con respecto al momento.

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

$$A_s = \left[ (100 * 39,17) - \sqrt{(100 * 39,17)^2 - \frac{11060 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{2810} = 11,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 39,17 = 18,66 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * (100) * (39,17) = 19,65 \text{ cm}^2$$

Colocar No. 7 @ 0,20 m para  $A_{s_{min}} = 19,65 \text{ cm}^2$

Para zapata 2

$$M_{act1} = \frac{12,60T/m^2 * (1,025m)^2 * 1,00m}{2} = 6,62 T - m.$$

Calcular el acero con respecto al momento

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

$$A_s = \left[ (100 * 39,17) - \sqrt{(100 * 39,17)^2 - \frac{6620 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{2810} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 39,17 = 18,66 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * (100) * (39,17) = 19,65 \text{ cm}^2$$

Colocar No. 7 @ 0,20 m para  $A_{s_{min}} = 19,65 \text{ cm}^2$

$$A_{stem} = 0,002b * t = 0,002 * 100 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

Colocar No. 5 @ 0,20 m.

- Diseño de viga conectora

Sección de viga.  $b = 0,60 \text{ m} \times h = 1,00 \text{ m}$

$$d = 100\text{cm} - 7,5 \text{ cm} - 2,54\text{cm}/2 = 91,23 \text{ cm}.$$

Corte

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 60 * 91,23 / 1000 = 41,26 \text{ Ton}.$$

$V_{res} > V_{max}$

$$41,26\text{Ton} > 40,45\text{Ton}.$$

Se sugiere colocar estribos No. 3 @ 0,15cm.

Flexión

$$A_{s_{min}} = 0,80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 60 * 91,23 = 26,07 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * (60) * (91,23) = 27,47 \text{ cm}^2$$

Usar  $A_{s_{min}} = 27,47 \text{ cm}^2$

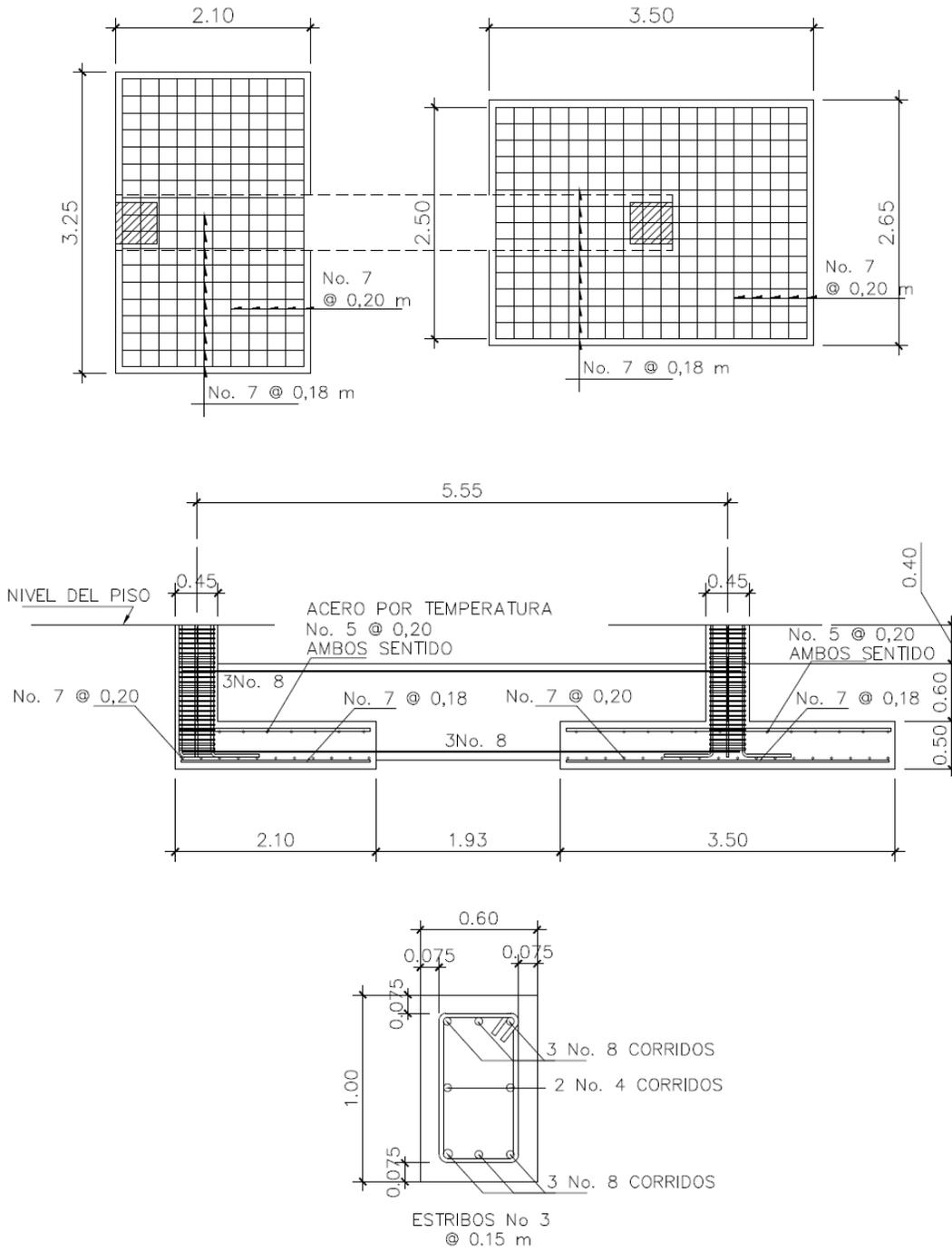
El momento resistente debido al  $A_{s_{min}}$  en la viga está dado por:

$$M_r = 0,90 \left[ 27,47 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left( 91,23 \text{ cm} - \frac{27,47 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 60 \text{ cm}} \right) \right]$$

$M_r = 61,50 \text{ Ton-m}$ .

De acuerdo con el diagrama de momentos fig. 53 el  $M_r$  debido al  $A_{s_{min}}$  de la viga es suficiente para soportar la flexión, por lo cual se colocaran 6 varillas No. 8.

Figura 57. Diseño de zapata con viga conectora



VIGA CONECTORA

Fuente: Elaboración propia con programa de AutoCAD 2013.

### 2.23.3. Diseño de vigas de amarre

Cuando se trata de edificios en zonas sísmicas es importante tener elementos estructurales que cumplan con la resistencia sísmica. Entre la tipología de los edificios y su arrostramiento es importante la inclusión de diafragmas horizontales, es decir losas de entrepiso, o la relación vigas de amarre columna, puesto que las losas y los sistemas de piso son los que distribuyen las fuerzas horizontales que se generan por efectos de inercia entre los elementos verticales resistentes. Por ello, las vigas de amarre son importantes porque aportan rigidez a los marcos estructurales y capacidad para realizar la distribución de fuerzas sin deformarse de manera uniforme entre las columnas. Para diseñar la viga de amarre se obtendrá el momento de diseño existente al pie de la columna, se usará 2/3 de este momento quedando de la siguiente manera.

Momento de rostro de la viga.

$$\frac{2}{3} \times (17,79 \text{ ton} - \text{m}) = 11,860 \text{ ton} - \text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{2810} \times 30 \times 46 = 6,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,0185 \times 30 \times 46 = 25,53 \text{ cm}^2$$

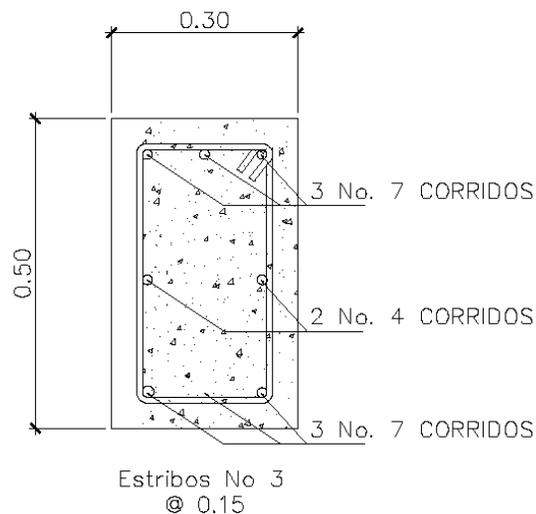
$$A_s \text{ viga} = \left[ (b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_u \times b}{0,003825 \times f'_c}} \right] \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y}$$

$$A_s \text{ viga} = \left[ (30 \times 46) - \sqrt{(30 \times 46)^2 - \frac{11860 \times 30}{0,003825 \times 210}} \right] \times \frac{0,85 \times 210}{2810} = 10,87 \text{ cm}^2$$

Usar 3 varillas No 7 = 11,64 cm<sup>2</sup>

El momento de la parte del centro tiende a ser inferior debido al soporte que general el suelo. La colocación de los estribos serán con acero No 3 a cada 0,15 m basándose en el criterio del ACI 318 – 11 21.3.4.2.

Figura 58. **Diseño de viga de amarre**



Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD 2013.

#### 2.23.4. **Diseño de cimiento corrido**

Para el diseño de cimiento corrido en los muros, se ha propuesto una solera de humedad trapezoidal, de acuerdo con el reglamento del Fondo de Hipotecas Aseguradas FHA, sección 503.1.

Tomando en cuenta que son muros tabiques y el tipo de suelo donde se apoyarán son consolidados, las dimensiones mínimas para este cimiento serán como se muestra en la figura 59.

Donde:

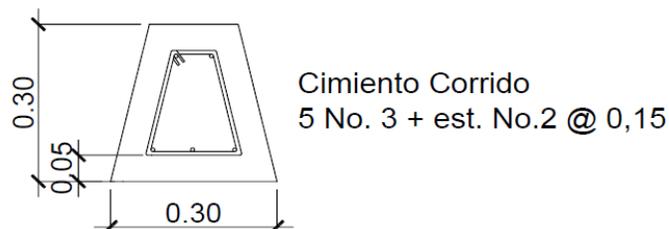
Base = 25 cm

Peralte = 30 cm

Refuerzo = 2 No. 3 + esl. No. 2 @ 25 cm.

Profundidad de cimentación = 15 cm.

Figura 59. **Diseño de cimiento corrido**

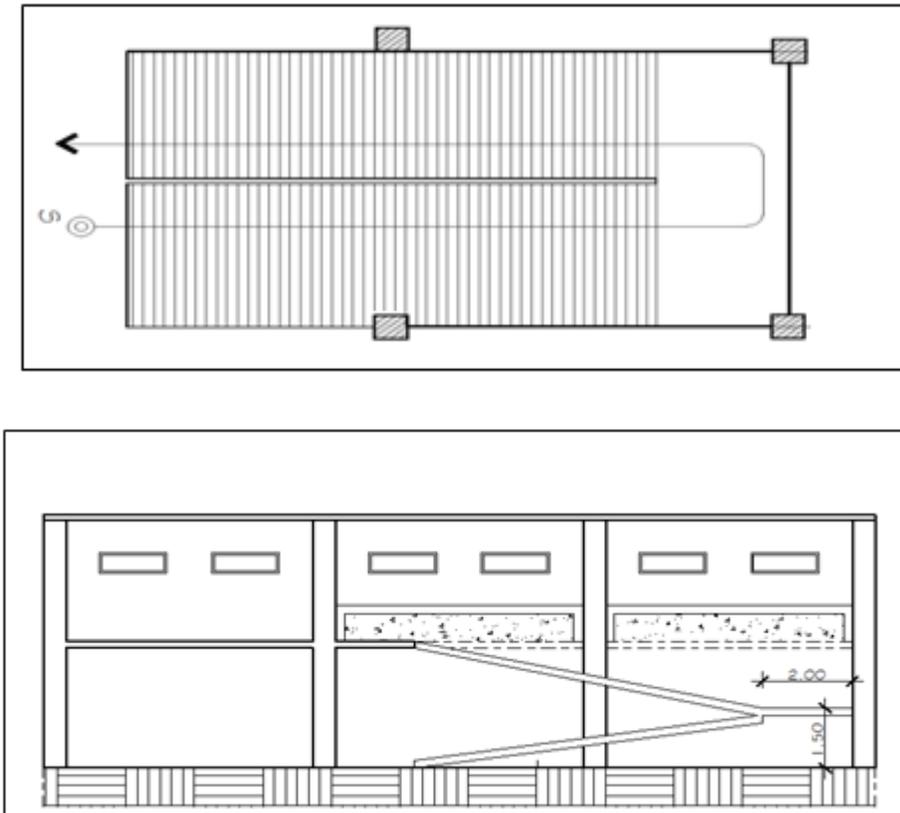


Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD 2013.

## 2.24. **Diseño de rampa**

Para este proyecto se utilizó el sistema de rampas para el ingreso de los diferentes niveles que contiene el edificio. Esta rampa cumple con mayor amplitud y el grado de inclinación necesario para que, tanto los propios y visitantes del edificio, puedan transportar su mercadería desde el primero al segundo nivel sin inconvenientes. La rampa se diseña con dos tramos con un descanso de por medio con piso de concreto y una pendiente de 13% respecto a la horizontal. Se propone usar losas que trabajen en un sentido.

Figura 60. Rampa peatonal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

### Diseño de rampa

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/m}^2$$

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

- Determinación de la dirección de losa.

$$m = \frac{a}{b}$$

$$m = \frac{1,7}{16} = 0,10 < 0,5 ; \text{trabaja en un sentido}$$

- Cálculo de espesor de losa

El código ACI 318S -08 en la tabla 9.5 (a) determina las alturas o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

$$t = \frac{L}{24} = \frac{1,70}{24} = 0,07 \approx 0,10$$

- Carga viva

Cargas vivas uniformemente distribuidas, según AGIES NR -2:200 pág.28.

$$Cv = 600 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta

Carga de losa =  $0,10 \cdot 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$

Acabados =  $60 \text{ kg/m}^2$

Barandales =  $40 \text{ kg/m}^2$

Total =  $340 \text{ kg/m}^2$

- Carga ultima

$$Ct = 1,4 \left( 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left( 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 1\,496,00 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu = 1\,496,00 \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 1\,496,00 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momentos de diseño

$$M_{(-) \text{ exterior}} = \frac{q * l^2}{14} = \frac{1\,496,0 * 1,70^2}{14} = 308,81 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{(-) \text{ interior}} = \frac{q * l^2}{10} = \frac{1\,496,0 * 1,70^2}{10} = 432,34 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{(+)} = \frac{q * l^2}{9} = \frac{1\,496,00 * 1,70^2}{9} = 480,38 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de peralte

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

$$\text{Si } \varnothing = \# 3$$

$$d = 10 - 2 - 0,5$$

$$d = 7,5 \text{ cm}$$

- Calculando el  $A_s$  min.

$$A_{s_{min}} = 0,80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 7,50 = 3,57 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\,810} * (100) * (7,50) = 3,76 \text{ cm}^2$$

- Separación del acero

$$S = \frac{100 * A_v}{A_s} = \frac{100 \text{ cm} * 0,71 \text{ cm}^2}{3,76 \text{ cm}^2} = 18,88 \text{ cm} \simeq 20 \text{ cms}$$

Área _____	Separación
0,71 cm <sup>2</sup> _____	0, 20 m
X cm <sup>2</sup> _____	1, 00 m

$$As \text{ min} = 3,55 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del momento que resiste el As min.

$$Mu = 0,90 \left[ 3,55 * 2810 * \left( 7,5 - \frac{(3,55 * 2810)}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 648,25 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto, se utilizará para el armado acero No, 3 @ 0,20 m

- Acero por temperatura

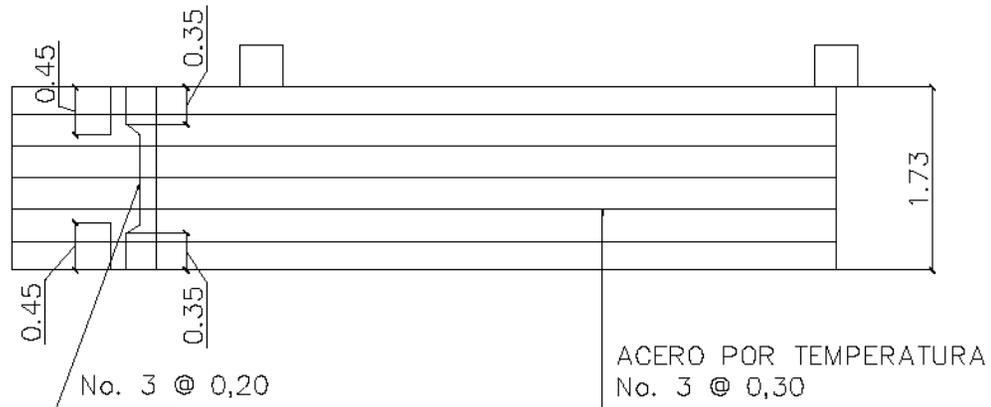
$$Ast = 0,002 * b * d = 0,002 * 100 * 7,50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Separación del acero

$$S = \frac{100 * Av}{As} = \frac{100 \text{cm} * 0,71 \text{cm}^2}{1,50 \text{ cm}^2} = 47,33 \text{ cm} > 3t$$

Usar acero No, 3 @ 0,30 m

Figura 61. Armado de losa en un sentido



Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD 2013.

## 2.25. Diseño de gradas

Se trabajara como una losa en un sentido como la rampa anteriormente descrita.

- Carga distribuida sobre las gradas

$$C_t = 1,4 \left( 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left( 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 1\,496,00 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1\,496,00 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1\,496,00 \text{ kg/m}$$

- Cálculo del momento positivo

$$M_{\text{max}} = \frac{q * l^2}{9} = \frac{1\,496,0 * 2,8^2}{9} = 1\,212,76 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del momento negativo

$$M_a = M_b = -\frac{q * l^2}{12} = -\frac{1\,393,2 * 2,80^2}{12} = 910,22 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de peralte

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

Si  $\varnothing = \# 3$

$$d = 12 - 2 - 0,50 = 9,50 \text{ cm}$$

- Calculando el  $A_s$  min

$$A_{s_{min}} = 0,80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = 0,80 \frac{\sqrt{280}}{2810} * 100 * 9,50 = 4,27 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\,810} * (100) * (9,50) = 4,77 \text{ cm}^2$$

- Separación del acero

$$S = \frac{100 * A_v}{A_s} = \frac{100 \text{ cm} * 0,71 \text{ cm}^2}{4,77 \text{ cm}^2} = 14,88 \text{ cm} \simeq 15 \text{ cms}$$

Área \_\_\_\_\_ Separación

0,71 cm<sup>2</sup> \_\_\_\_\_ 0,15 m

X cm<sup>2</sup> \_\_\_\_\_ 1,00 m

$$A_s \text{ min} = 4,73 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del momento que resiste el As min

$$M_u = 0.90 \left[ 4,73 * 2\,810 * \left( 9,5 - \frac{(4,73 * 2\,810)}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 1\,091,88 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto se utilizara para el armado acero No, 3 @ 0,15 m

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,002 * b * d$$

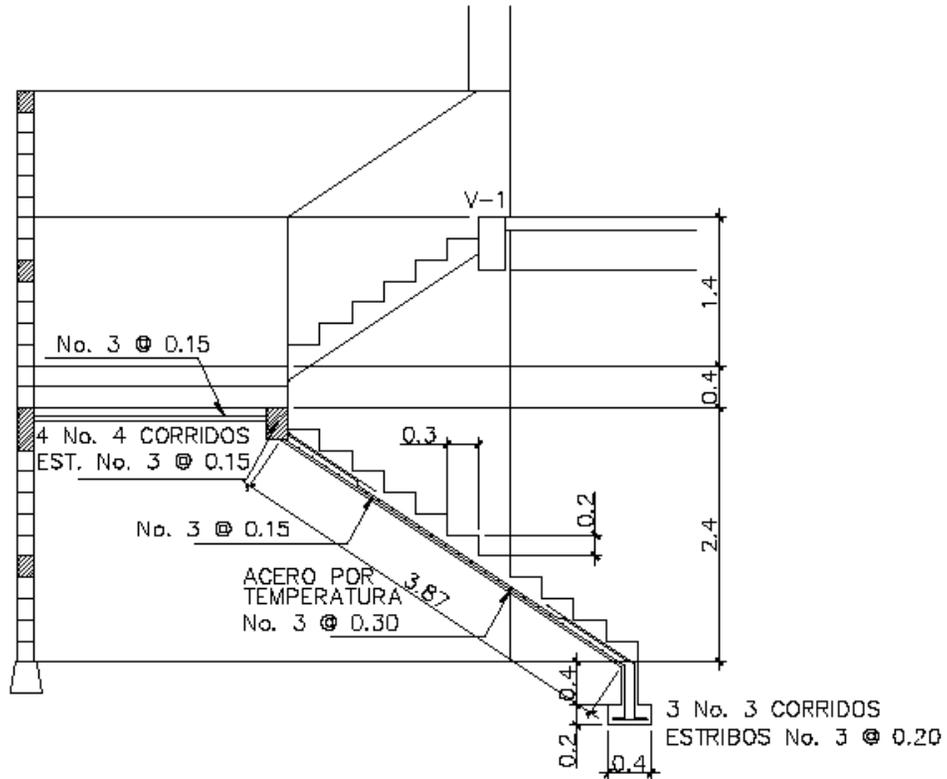
$$A_{st} = 0,002 * 100 * 9,50 = 1,90 \text{ cm}^2$$

- Separación del acero

$$S = \frac{100 * A_v}{A_s} = \frac{100 \text{ cm} * 0,71 \text{ cm}^2}{1,9 \text{ cm}^2} = 37,36 \text{ cm} > 3t$$

Usar acero No 3 @ 0,30 m

Figura 62. Detalle de armado de gradas



Fuente: Elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2013.

## 2.26. Instalaciones Hidráulicas

Por ser un edificio ubicado en el área urbana, se estima una dotación de 100 lts/puesto/día. Dicho abastecimiento será por medio de agua municipal.

Los datos de los ambientes son los siguientes:

- Primer nivel. Carnicerías, patios, pilas y baños sanitarios, administración
- Segundo nivel. locales comerciales y baños sanitarios

- Cálculo de tubería

Se utilizarán sub-ramales o pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios.

Tabla XXXIII. **Diámetro mínimo de los sub-ramales**

Diámetro de sub-ramal en pulgadas	
Tipo de aparato sanitario	Diámetro mínimo
Lavatorio	1/2"
Bidet	1/2"
Chorros de patio	1/2"
Ducha	1/2"
Lavadero de ropa	1/2"
Inodoro con tanque	1/2"
Inodoro con válvula	1 1/4"
Urinario con tanque	1/2"
Urinario con válvula	1"

Fuente: Rodríguez Soza, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios p.54.

Utilizando la tabla anterior y dependiendo el aparato sanitario, se le asigna un diámetro en pulgadas a cada sub-ramal, en este caso se asignaron de la siguiente manera.

- Lavamanos 1/2"
- Inodoro con tanque 1/2"
- Lavadero de cocina 1/2"
- Lavadero de ropa 1/2"
- Chorros para patio 1/2"
- Urinario con tanque 1/2"

Para alimentar todos los accesorios, se diseñó un solo circuito, basado en el método de Hunter, donde se deben tomar en cuenta los pesos o demandas de agua de los artefactos a ser usados en el proyecto.

Para encontrar el caudal necesario y, con este, el diámetro del ramal de alimentación se realizó el cálculo de la siguiente forma:

$$Q = (0,30) * \sqrt{\sum P}$$

Tabla XXXIV. **Gasto de accesorios para método de Hunter**

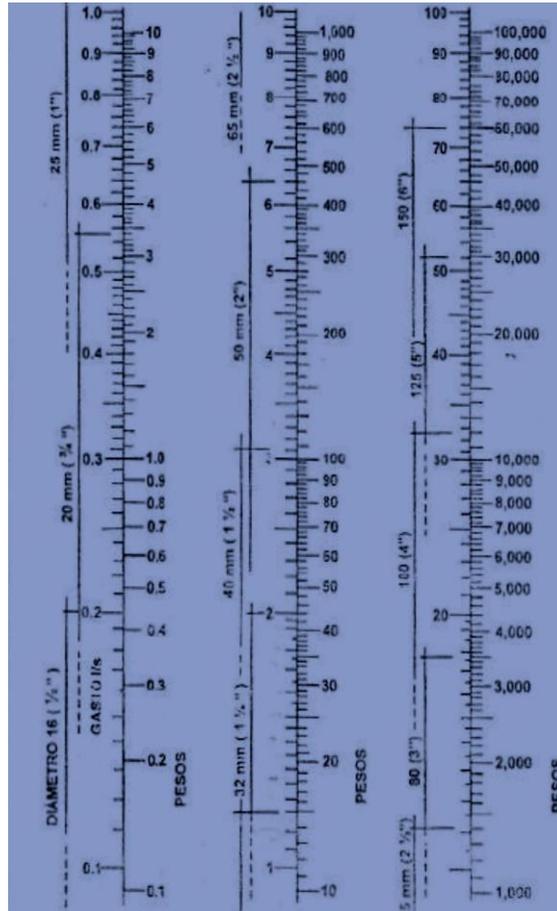
Unidades de gasto			
Artefactos	Cantidad	Peso Hunter	UH
Inodoro con tanque	34	0,3	10,2
Lavamanos	12	0,5	6
Lavaderos de cocina	16	0,5	8
Lavaderos de carnes	54	0,5	27
Chorros de patio	2	1,0	2
Mingitorio	4	0,3	1,2
Total			54,40

Fuente: Elaboración propia.

$$Q = (0,30) * \sqrt{54,40} = 2,21 \text{ lts/seg}$$

Con el dato del caudal necesario para abastecer los accesorios se busca el dato en el ábaco que se presenta en la figura 63.

Figura 63. **Ábaco para el cálculo de tuberías de agua fría**



Fuente: ENRÍQUEZ HARPER, Gilberto. Cálculo de instalaciones hidráulicas y sanitarias residenciales y comerciales. Ábaco 1. p.128.

Se concluye que el tipo de tubería estará conformado por un circuito general con tubería de 1 1/2" de diámetro, para el abasto de artefactos con tubería de 1/2". Se propone usar tubería de PVC de 1" de diámetro para la línea de alimentación de los niveles. Todos llevarán llave cromada y las válvulas o llaves deberán ser como mínimo de 125 PSI. La tubería de PVC, deberá ajustarse a la norma ASTDM - 22 - 41-00.

## 2.27. Instalaciones drenaje sanitario

El agua potable que alimenta el edificio sufre contaminación en los artefactos sanitarios, convirtiéndose en agua residual la cual debe de evacuarse. La evacuación de agua se realiza por medio de un conjunto de tuberías que deberán llenar algunas condiciones.

- Evacuar rápidamente las aguas, alejándola de aparatos sanitarios.
- Impedir el paso del aire, olores y organismos patógenos de las tuberías al interior de los edificios o viviendas.

EL material de las tuberías deben de ser materiales durables e instalados evitando provocar alteraciones con los movimientos de los edificios y debe evitar la acción corrosiva de las aguas que transportan.

Tabla XXXV. **Caudales base de los aparatos sanitarios**

Designación de los aparatos	Caudal base l/seg
Lavamanos	0,75
Lavadero	0,75
Ducha	0,50
Bañera	1,50
Urinario	1,00
Inodoro no Si fónico	1,50
Inodoro si fónico	2,00

Fuente: RodríguezSoza, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios p.73.

Tabla XXXVI. **Unidades de descarga**

Unidades de descarga					
Artefactos	Cantidad	No de Hunter	UH	Caudal base lt/seg	Total Caudal base lt/seg
Inodoro con tanque	34	6,00	114	2,00	68,00
Lavamanos	12	2,00	42	0,75	9,00
Lavaderos de cocina	16	3,00	45	0,75	12,00
Lavaderos de carnes	54	3,00	36	0,75	40.50
Chorros de patio	2	1,00	3	0.50	1,00
Mingitorio	4	3,00	3	1,00	4,00
Total			243	Total lt/seg	134,50

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se utilizara tubería de PVC con diámetros de 2" en los lavamanos, 4" en los sanitarios, las bajadas de aguas negras son de 4" y la conexión principal se utilizará tubería de diámetro de 6".

Toda la instalación de la tubería quedará a una profundidad mínima de 0,40 m por debajo de la instalación de agua potable, con una capa de selecto de 0,10 m de espesor. Deben tener pendientes mínimas de 2 % y una máxima de 6 %

## **2.28. Instalaciones pluviales**

Las bajadas de agua pluvial de PVC de Ø 3", se ubicaron fuera de las columnas, la tubería que dirige a la candela es de Ø 6", con una pendiente mínima de 2 %.

El diámetro de la tubería por utilizar será calculada según el caudal que evacuará, para ello se utilizará la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia mm/hr

A = área a considerar en hectáreas

$$I = \frac{4604}{t + 24}$$

Donde:

t = tiempo de concentración (5 años)

$$I = \frac{4604}{5 + 24} = 158.75 \text{ mm/hr}$$

A = (78,14\*33,30) = 2 602,06 m<sup>2</sup> \* 1 hectárea/10 000 m<sup>2</sup> = 0,26 hectáreas.

$$Q = \frac{0,90 * 158,75 * 0,26}{360} = 0,10 \text{ m}^3 = Q = 100,00 \text{ l/s}$$

Proponer 20 bajadas pvc 3"

$$Q = (100,00 \text{ l/s}) / 20 = 5,00 \text{ l/s}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad de n=0,009. Se estimará una pendiente de 2%. De acuerdo con la fórmula de Manning, el diámetro de tubería es el siguiente.

$$\varnothing = \left( \frac{691000 * Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente de la tubería

$$\varnothing = \left( \frac{691\ 000 * 0,005 * 0,009}{0,02^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 7,55 \text{ cm}$$

Para la tubería de bajadas de aguas pluviales se utilizará tubería de PVC de 3".

Tabla XXXVII. **Coeficiente de rugosidad n para las fórmulas de Manning en tuberías**

Material	n
PVC y polietileno de alta densidad	0,009
Asbesto cemento	0,01
Hierro fundido nuevo	0,013
Hierro fundido usado	0,017
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,016
Mampostería con mortero de cemento	0,02
Acero soldado con revestimiento interior a base de epóxico.	0,011
Acero galvanizado nuevo o usado	0,014

Fuente: Rodríguez Soza, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios p.79.

## 2.29. Instalaciones eléctricas

La instalación deberá ser circuito de iluminación y circuito de fuerza que estarán ubicados en los diferentes ambientes del edificio del mercado y en los sanitarios.

Para este caso, la potencia real P (watts) será igual a la potencia aparente P (volt amperio VA), en lo que iluminación y tomacorrientes se refiere.

Las cargas mínimas para la iluminación a 20 A, será de 32 VA por metro cuadrado de construcción, entonces según la anterior afirmación, se considera que para 100 m<sup>2</sup> de construcción se utilizan 3 200 VA.

Entonces, para el edificio del mercado municipal que mide 2 602 m<sup>2</sup> se utilizarán:

$$\frac{2\,602\,m^2}{100\,m^2} = 26,02 * 3\,200 = 83\,264\,VA$$

- Circuitos

Para determinar el tipo de calibre de los cables y flipones por circuito se realizó el cálculo por la fórmula de potencia.

$$P = I * V$$

Donde:

P = potencia

I = corriente

V = voltaje

$$I = \frac{P}{V}$$

$$I = \frac{83\,264\text{ VA}}{120\text{ V}} = 693,86\text{ A}$$

Tabla XXXVIII. **Diseño de instalación eléctrica**

PRIMER NIVEL											
Circuito	Tomacorriente			Lámparas			P (W)	I (A)	Seguridad 1.25xI	Calibre del cable	Protección Flipón (A)
	240 V	120 V	Total	100 w	2x40w	Total					
A					10	800	800	6.67	8.33	2 No. 12	1x15
B					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
C					8	640	640	5.33	6.67	2 No. 12	1x15
D					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
E					11	880	880	7.33	9.17	2 No. 12	1x15
F					9	720	720	6.00	7.50	2 No. 12	1x15
G					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
H					10	800	800	6.67	8.33	2 No. 12	1x15
I					11	880	880	7.33	9.17	2 No. 12	1x15
J				4	9	1120	1120	9.33	11.67	2 No. 12	1x15
K					10	800	800	6.67	8.33	2 No. 12	1x15
LOCALES					1	80	80	0.67	0.83	2 No. 12	1x15
LOCALES		2	360				360	3.00	3.75	2 No. 12	1x15

SEGUNDO NIVEL											
Circuito	Tomacorriente			Lámparas			P (W)	I (A)	Seguridad 1.25xI	Calibre del cable	Protección Flipón (A)
	240 V	120 V	Total	100 w	2x40w	Total					
A					5	400	400	3.33	4.17	2 No. 12	1x15
B					6	480	480	4.00	5.00	2 No. 12	1x15
C					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
D					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
E					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
F					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
G					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
H					9	720	720	6.00	7.50	2 No. 12	1x15
I					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
J					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
K					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
L					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
M					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
N					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
O					12	960	960	8.00	10.00	2 No. 12	1x15
P				10		1000	1000	8.33	10.42	2 No. 12	1x15
Q				10		1000	1000	8.33	10.42	2 No. 12	1x15
BANCO					5	400	400	3.33	4.17	2 No. 12	1x15

Fuente: Elaboración propia.

La instalación eléctrica contará de un tablero de distribución de 42 flipones de 20 A. En la iluminación, se usarán lámparas fluorescentes de 2x40 watts. En

la calle bombillas incandescentes de 100 watts. En los circuitos de fuerza, se usarán tomacorrientes dobles con placa metálica de 120 voltios y cable de cobre de calibre # 12 AWG.

### **2.30. Planos constructivos**

Los planos elaborados para el edificio del mercado comprenden:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Fachada y secciones
- Planta de cimentación
- Planta de losa
- Detalle de vigas
- Detalle de cimentación
- Detalle de columnas y viga conectora
- Detalle de rampa y gradas
- Planta de Instalación hidráulicas
- Planta de instalaciones sanitarias
- Planta de instalación eléctrica iluminación
- Planta de instalación eléctrica fuerza
- Planta de acabados

Una vez realizados los cálculos para el diseño del edificio, se dibujan los planos constructivos, los cuales son representaciones gráficas que detallan todos los elementos que conforman la edificación se muestran en la sección de apéndice.

## 2.31. Presupuesto

Es un documento que permite establecer el precio de cada uno de los diferentes elementos que componen el proyecto y la factibilidad de su realización.

Se integró aplicando el criterio de precios unitarios, tomando como base el precio de materiales, mano de obra calificada y no calificada de la región.

Tabla XXXIX. Presupuesto municipal

No.	REGLON	CANT.	UNI.	P. UNI.	COSTO
<b>1</b>	<b>Trabajos preliminares</b>				
1,1	Instalaciones Temporales	1,00	global	Q 13 456,30	Q 13 456,30
1,2	Limpieza y demolición de estructura existente	1,00	global	Q 48 159,54	Q 48 159,54
1,3	Topografía	2 648,49	m <sup>2</sup> .	Q 10,54	Q 27 915,08
1,4	Movimiento de tierra	3 700,00	m <sup>3</sup> .	Q 88,30	Q 326 710,00
<b>2</b>	<b>Cimientos</b>				
2,1	Cimiento corrido	520,00	m	Q 198,17	Q 103 048,40
2,2	Zapatas Z-1	70,00	unidad	Q 12 973,55	Q 908 148,50
2,3	Zapatas Z-2	21,00	unidad	Q 15 742,05	Q 330 583,05
2,4	Zapatas Z-3	21,00	unidad	Q 11 809,87	Q 248 007,27
2,5	Viga conectora	107,51	m	Q 1 502,70	Q 161 555,28
2,6	Viga de amarre	882,30	m	Q 641,91	Q 566 357,19
<b>3</b>	<b>Columnas</b>				
3,1	Columna tipo C-1	571,20	m	Q 1 608,69	Q 918 883,73
3,2	Columna tipo C-2	470,40	m	Q 1 210,58	Q 569 456,83
3,3	Columna tipo C-3	1118,00	m	Q 219,16	Q 245 020,88
3,4	Columna tipo C-4	650,00	m	Q 141,45	Q 91 942,50
<b>4</b>	<b>Soleras</b>				
4,1	Soleras intermedias y finales	2 094,00	m	Q 176,51	Q 369 611,94
<b>5</b>	<b>Levantado</b>				
5,1	Levantado de muro	2 352,00	m <sup>2</sup> .	Q 157,48	Q 370 392,96
<b>6</b>	<b>Losas y vigas</b>				
6,1	Viga tipo 1 primer nivel	973,35	m	Q 1,102,22	Q 1 072 845,84
6,2	viga tipo 2 segundo nivel	984,30	m	Q 600,32	Q 590 894,98
6,3	losa primer nivel	2 219,75	m <sup>2</sup> .	Q 757,63	Q 1 681 749,19

Continúa tabla XXXIX

6,4	losa segundo nivel	2313,23	m².	Q 692,29	Q1 601 426,00
<b>7</b>	<b>Drenajes</b>				
7,1	Drenaje sanitario+accesorios	1,00	global	Q 88 529,74	Q 88 529,74
7,2	Drenaje pluvial	1,00	global	Q 63 060,30	Q 63 060,30
<b>8</b>	<b>Agua potable</b>				
8,1	Agua potable	1,00	global	Q 85 614,10	Q 85 614,10
<b>9</b>	<b>Instalaciones eléctricas</b>				
9,1	Acometida eléctrica	1,00	global	Q 30 334,00	Q 30 334,00
9,2	Iluminación y fuerza	1,00	global	Q419 416,00	Q 419 416,00
<b>10</b>	<b>Acabados</b>				
10,1	Repello+ cernido vertical	1192,00	m².	Q 139,49	Q 166 272,08
10,2	Cornisa en balcón	20,00	unidad	Q 750,00	Q 15 000,00
10,3	Piso de concreto alisado primer nivel	2535,00	m².	Q 266,16	Q 674 715,60
10,4	Azulejo	1030,00	m².	Q 180,42	Q 185 832,60
<b>11</b>	<b>Gradas y rampa</b>				
11,1	gradas	1,00	unidad	Q 12 915,00	Q 12 915,00
11,2	Rampa	1,00	unidad	Q 33 328,32	Q 33 328,32
<b>12</b>	<b>Puertas y ventanas</b>				
12,1	Puertas	1,00	global	Q 53 600,00	Q 53 600,00
12,2	Ventanas	1,00	global	Q148 665,00	Q 148 665,00
12,3	Balcón	1,00	global	Q 54 912,00	Q 54 912,00
12,4	Persiana metálica	1,00	global	Q200 757,00	Q 200 757,00
<b>13</b>	<b>Obras complementarias</b>				
13,1	Gradas de ingreso	3,00	unidad	Q 6 545,00	Q 19 635,00
13,2	Fundición de banqueteta	246,81	m².	Q 266,16	Q 65 690,95
<b>14</b>	<b>Limpieza fina</b>				
14,1	Limpieza	1,00	unidad	Q 5 478,00	Q 5 478,00

<b>TOTAL</b>	<b>Q12 569 921,15</b>
--------------	-----------------------

Fuente: elaboración propia.

## 2.32. Estudio de Impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental es un proceso legal y administrativo regido por Decreto Número 68-96, Artículo 8 (Reformado por el Decreto del congreso Número 1-939) donde exige previo a construcciones que alteren el entorno natural cumplir con los requisitos y la predicción de las condiciones ambientales que rodean el proceso constructivo.

La evaluación de impacto ambiental (EIA) determina ciertos requerimientos y procesos jurídicos capaces de garantizar el funcionamiento de la obra. Analiza cada una de las actividades del proyecto en ejecución.

Para ejecutar el proceso de evaluación de impacto ambiental, se toman aspectos específicos que confieren objetividad y precisión al informe, en la factibilidad del proyecto, a sabiendas que, durante el proceso constructivo será transformada el área.

### Impacto ambiental

- Componente social: los beneficiados de los proyectos, recibirán directamente el impacto de acarreo de materiales de construcción y molestias del proceso de zanjeo y construcción durante el tiempo que dure la misma.
- Estética: ruido, movimiento de tierras, paisaje dañado y degradación visual.
- Impacto de aguas servidas.

El termino aguas residuales comprende numerosos tipos de desechos líquidos, desde la aguas de drenaje doméstico y de servicios, hasta los subproductos industriales y las aguas pluviales colectadas en la red municipal.

Cuando estas aguas no reciben tratamiento, y son conducidas y arrojadas fuera del área urbana, como ocurre en la mayoría de las poblaciones de Latinoamérica, representa un problema a las áreas silvestres y a la calidad de vida de las comunidades.

### **2.32.1. Manejo adecuado de sólidos**

El Código de Salud, Decreto 90-97 del congreso de la República de Guatemala, en el artículo 103 indica “Disposición de los desechos sólidos. Se prohíbe arrojar o acumular desechos sólidos de cualquier tipo en lugares no autorizados, alrededor de zonas habitadas y en lugares que puedan producir daño a la salud a la población, al ornato o al paisaje, utilizar medios inadecuados para su transporte y almacenamiento o proceder a su utilización, tratamiento y disposición final sin la autorización municipal correspondiente, la que deberá tener en cuenta el cumplimiento de las medidas sanitarias establecidas para evitar la contaminación del ambiente, específicamente de los derivados de la contaminación de los afluentes provenientes de los botaderos de basura legales o clandestinos”.

Alguna normativa puede ser de gran utilidad, para el manejo de desechos sólidos para el mercado. La municipalidad de Escuintla regulará y controlará dicho manejo.

- Regular y controlar el almacenamiento temporal de los desechos sólidos en: industrias, mercados, comercios, plazas, calles y demás lugares públicos o privados, así como en las edificaciones nuevas que se autoricen, deberá preverse el depósito adecuado y accesible al recolectar.

- Establecer, regular, autorizar, controlar y supervisar el sistema de almacenamiento, recolección, parques, plazas, calles y demás lugares públicos o privados, con cobertura en todo el municipio, en el cual se puede establecer áreas de trabajo y procedimientos específicos en cada caso.
- Controlar técnicamente, la disposición final de los desechos sólidos en los lugares autorizados.
- Establecer y promover programas de concientización, sensibilización y educación ambiental para la población, incluyendo el conocimiento de la normativa ambiental existente; y promover e incentivar programas de investigación y estudios específicos para el mejor conocimiento de los desechos sólidos que se generan, las características y como reducir los efectos contaminantes y las formas para un manejo adecuado.
- Coordinar con instituciones públicas o privadas, las actividades que permitan eliminar y prevenir los focos de contaminación y mantener la limpieza del municipio.

Tabla XL. **Evaluación inicial de aspectos ambientales**  
**etapa de ejecución**

Actividades	Impactos negativos	Medidas de mitigación
Limpieza y desmonte	Aumento de la erosión por eliminación de la vegetación en zonas cercanas a la construcción.	Realizar la actividad de limpieza y desmonte solo en las áreas que sean necesarias.
Ingreso de maquinaria liviana, cuadrilla de trabajadores y materiales.	Producción de ruido. Producción de desechos. Obstrucción parcial del tránsito.	Mantener depósitos de basura clasificada.
Construcción de la obra.	Posible accidentes de los trabajadores y población.	Colocar avisos o señales cerca de la construcción.

Fuente: elaboración propia.

### **2.32.2. Medidas de mitigación**

Las medidas de mitigación, promueven una mejor organización y percepción de los peligros naturales por la comunidad. Se basa en la idea que el impacto de un desastre puede ser evitado o reducido cuando la ocurrencia ha sido prevista. Cada lugar requiere de un análisis específico de los potenciales peligrosos y capacidades para proponer medidas de mitigación.

- Plan de mitigación
  - Antes de realizar excavaciones se humedecerá el suelo para evitar que se generó polvo.
  - Después del proceso de fundición se retirará del área de trabajo todo el material sobrante y los desechos, basura, etc., se llevarán a un lugar adecuado.
  - Se proporcionará al personal encargado de la construcción del equipo adecuado como cascos, botas, guantes, etc., para evitar accidentes.



## CONCLUSIONES

1. La aportación de este estudio colabora con el desarrollo del municipio Escuintla proporcionando un diseño que cuenta con instalaciones adecuadas, comodidad, seguridad y un amplio espacio para para albergar a los vendedores que ocupan la 3ra., calle de la zona 1.
2. El edificio del mercado fue diseñado por métodos y normas de construcción que se requieren para un área sísmica, garantizando de esta manera, la resistencia y el funcionamiento adecuado de cada uno de los elementos estructurales.
3. La relación beneficio/costo de mercado municipal hace que el mismo no sea rentable para el inversionista, ya que genera más costo que beneficio. Por ser un proyecto de carácter social, el Estado asumirá los costos de construcción del mismo.
4. La correcta operación del mercado municipal dependerá del cumplimiento de las especificaciones y demás información planteada en los planos de construcción.



## RECOMENDACIONES

1. Para la ejecución del proyecto del mercado municipal es necesario asignar a un profesional de ingeniería civil para garantizar la ejecución de lo establecido en los planos y en las especificaciones técnicas.
2. La seguridad del proyecto va en función de los materiales que se utilizarán, razón por la cual se debe proveer material de buena calidad, preferentemente comprobar por medio de los ensayos respectivos su calidad.
3. Considerar la utilización de mano de obra local calificada para la ejecución del proyecto, para proporcionar, de esta manera, una fuente de empleo al sector.
4. Capacitar al personal para que, durante la fase de ejecución y funcionamiento, dar el mantenimiento adecuado para prolongar la vida útil del edificio.
5. El presupuesto descrito en este proyecto será como un parámetro de referencia y no debe de tomarse en cuenta a la hora de ejecución, principalmente, debido a los cambios constantes que a diario sufre la moneda nacional. Por lo que se deberá de realizar una actualización de costos en el momento preciso.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. ACI 318S – 11. 2011. 518 P.
2. ARTHUR H. Nilson. *Diseño de estructuras de concreto* 12<sup>a</sup> ed. Colombia: McGraw-Hill, 2004. 722p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
4. CABRERA SEIS, Jadenon Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1994. 155 p.
5. PERDOMO CORDÓN, Danilo Antonio. *Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 1. Tesis de graduación* Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1987. 225 p.
6. GONZÁLEZ LÓPEZ, Ricardo Manuel. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia San Carlos Canadá y mercado municipal núm. 3, Escuintla, Escuintla. Tesis de graduación* Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2014. 272 p.



## **APÉNDICES**

APÉNDICE 1: Ensayo de límites de Atterberg

APÉNDICE 2: Ensayo de compresión triaxial

APÉNDICE 3: Grafica de interacción para columnas

APÉNDICE 4: Juego de planos



# APÉNDICE 1



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



INFORME No. 070 S.S.

O.T.: 35,801 No. **7158**

Interesado: José Adolfo Aquino Concogua

Proyecto: EPS "Diseño de Mercado Municipal Número 4 para Reubicación de Comercio Informal en Escuintla, Escuintla"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Escuintla, Escuintla

FECHA: martes, 29 de marzo de 2016

## RESULTADOS:

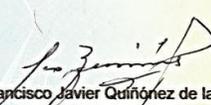
ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	LP (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	48.5	8.3	ML	Limo Arenoso Color Café

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

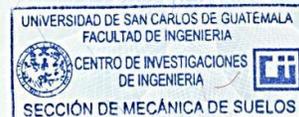
Atentamente,

Vo.Bo.

  
Ing. Francisco Javier Quiñón de la Cruz  
DIRECTOR CII/USAC



  
Ing. Omar Enrique Médrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





## APÉNDICE 2



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



### ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

No. **7169**

INFORME No.: 071 S.S.

O.T.: 35,801

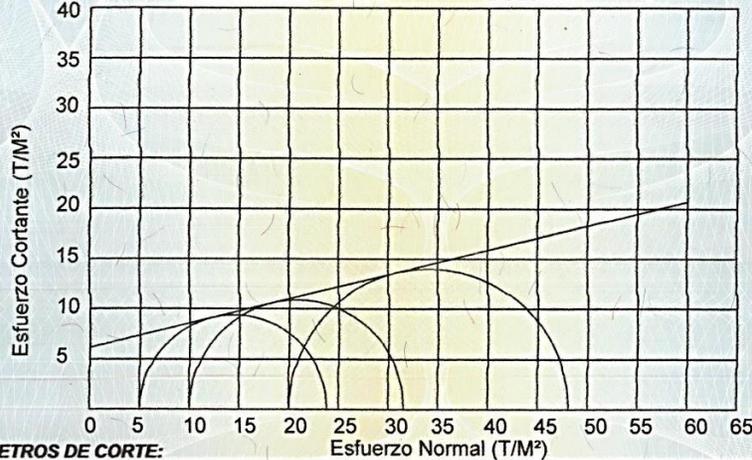
INTERESADO: José Adolfo Aquino Concogua

PROYECTO: EPS "Diseño de Mercado Municipal número 4 para reubicación de comercial informal en Escuintla, Escuintla"

UBICACIÓN: Escuintla, Escuintla

FECHA: martes, 29 de marzo de 2016

POZO: 1 PROFUNDIDAD: 1.30 m MUESTRA: 1



**PARAMETROS DE CORTE:**

**ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 13.64^\circ$**       **COHESIÓN:  $C_u = 6.18 \text{ Ton/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arenoso Color Café

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

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	18.81	21.53	28.08
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.06	1.06	1.06
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.60	1.60	1.60
HUMEDAD (%H)	51.54	51.54	51.54

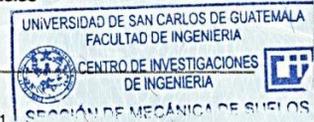
Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz  
DIRECTOR CII/USAC



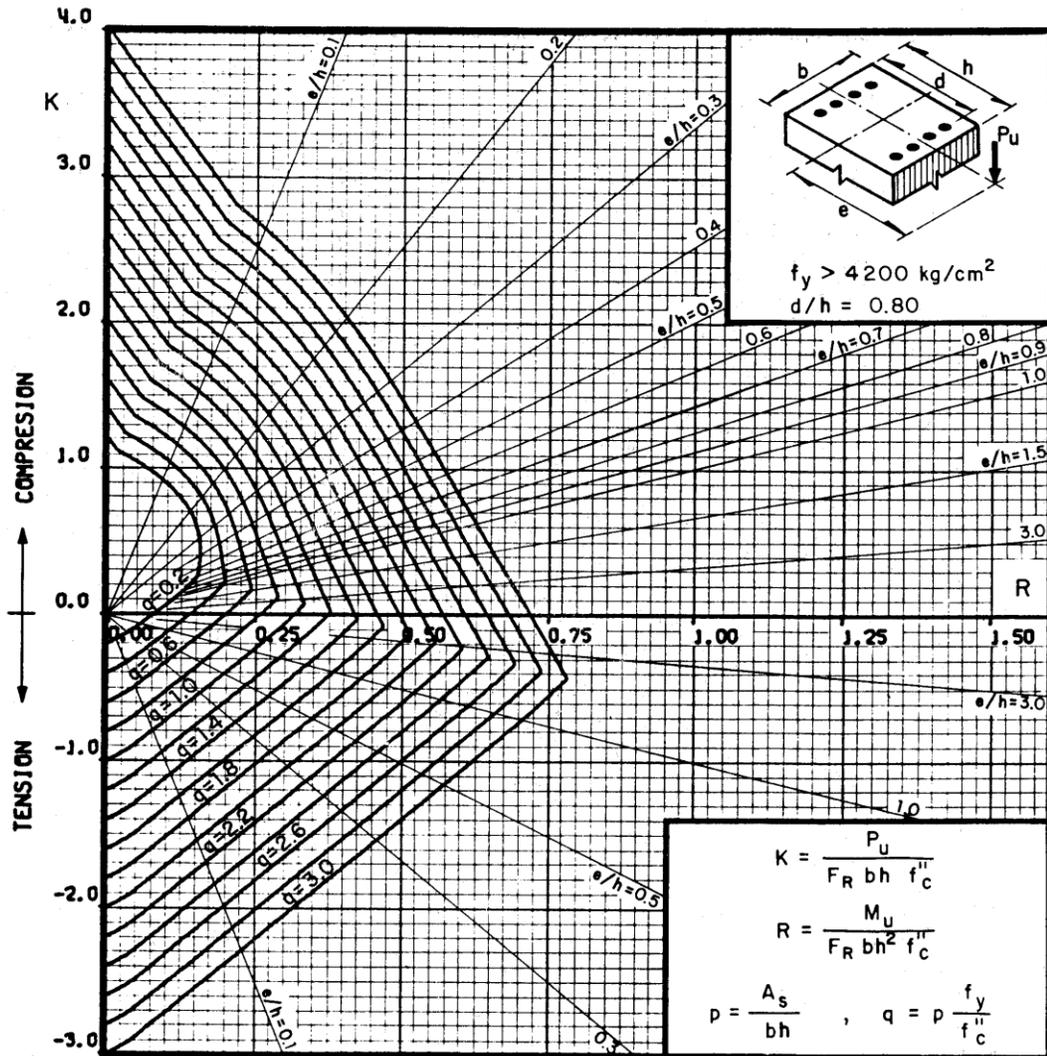
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





## APÉNDICE 3

Grafica de interacción para columnas.



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f''_c = 0.85 f^*_c$ , si  $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f''_c = (1.05 - \frac{f^*_c}{1400}) f^*_c$ , si  $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último



## **APÉNDICE 4**

### **Planos constructivos**

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Fachada y secciones
- Planta de cimentación
- Planta de losa
- Detalle de vigas
- Detalle de cimentación
- Detalle de columnas y viga conectora
- Detalle de rampa y gradas
- Planta de Instalación hidráulicas
- Planta de instalaciones sanitarias
- Planta de instalación eléctrica iluminación
- Planta de instalación eléctrica fuerza
- Planta de acabados

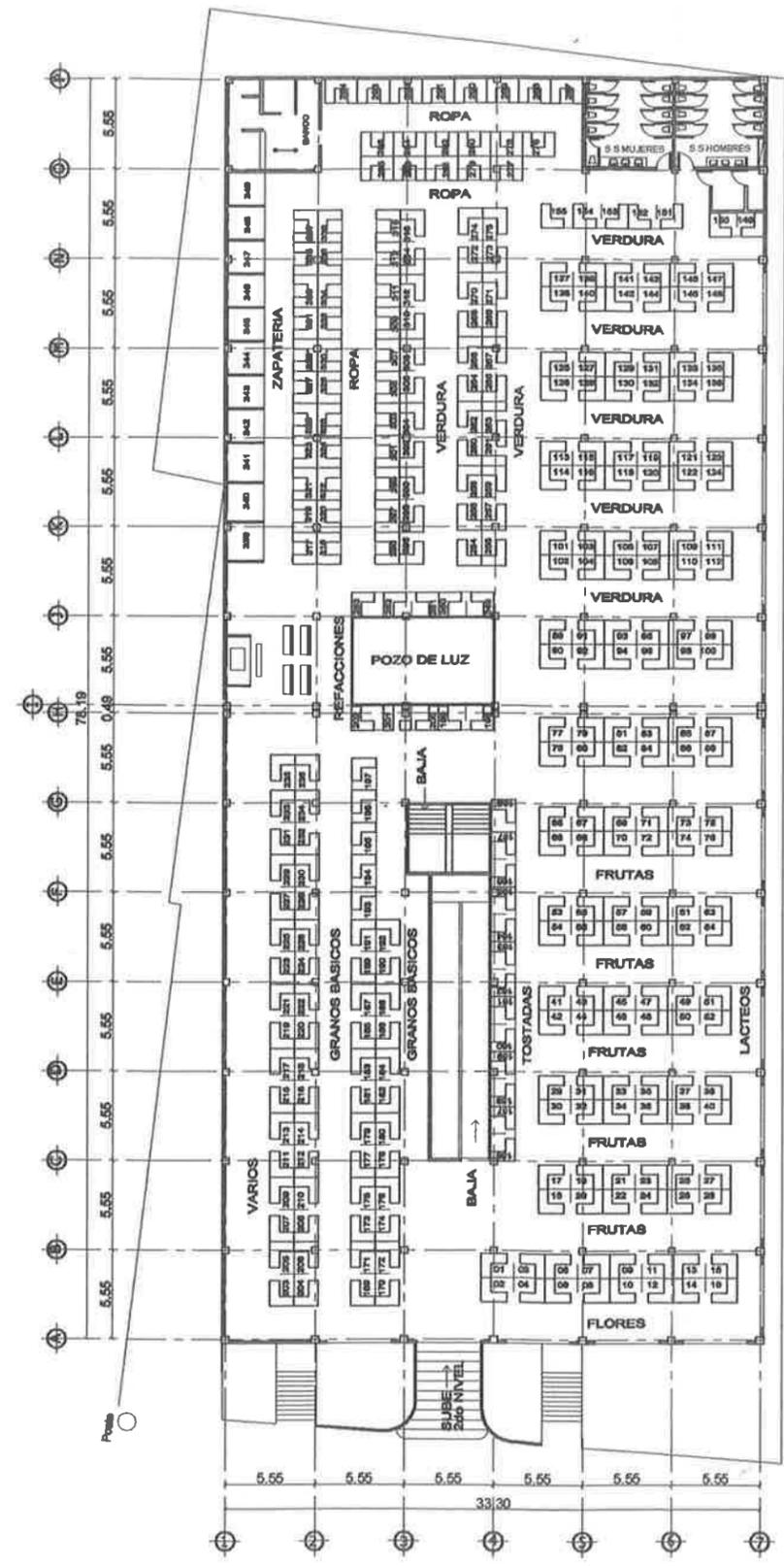




# PLANTA AMUEBLADA

PRIMER NIVEL

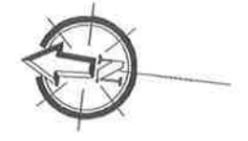
ESCALA 1/200



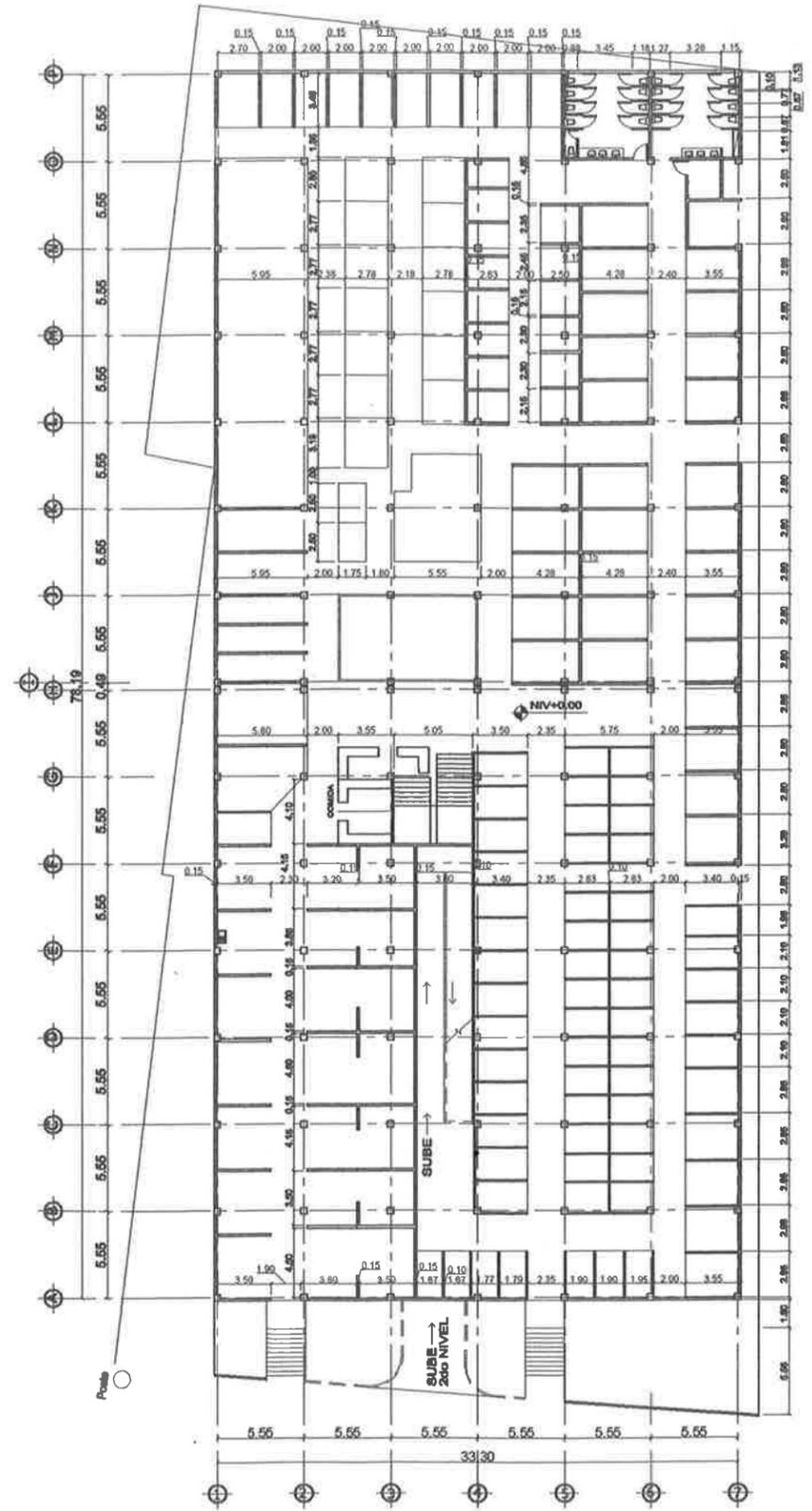
# PLANTA AMUEBLADA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



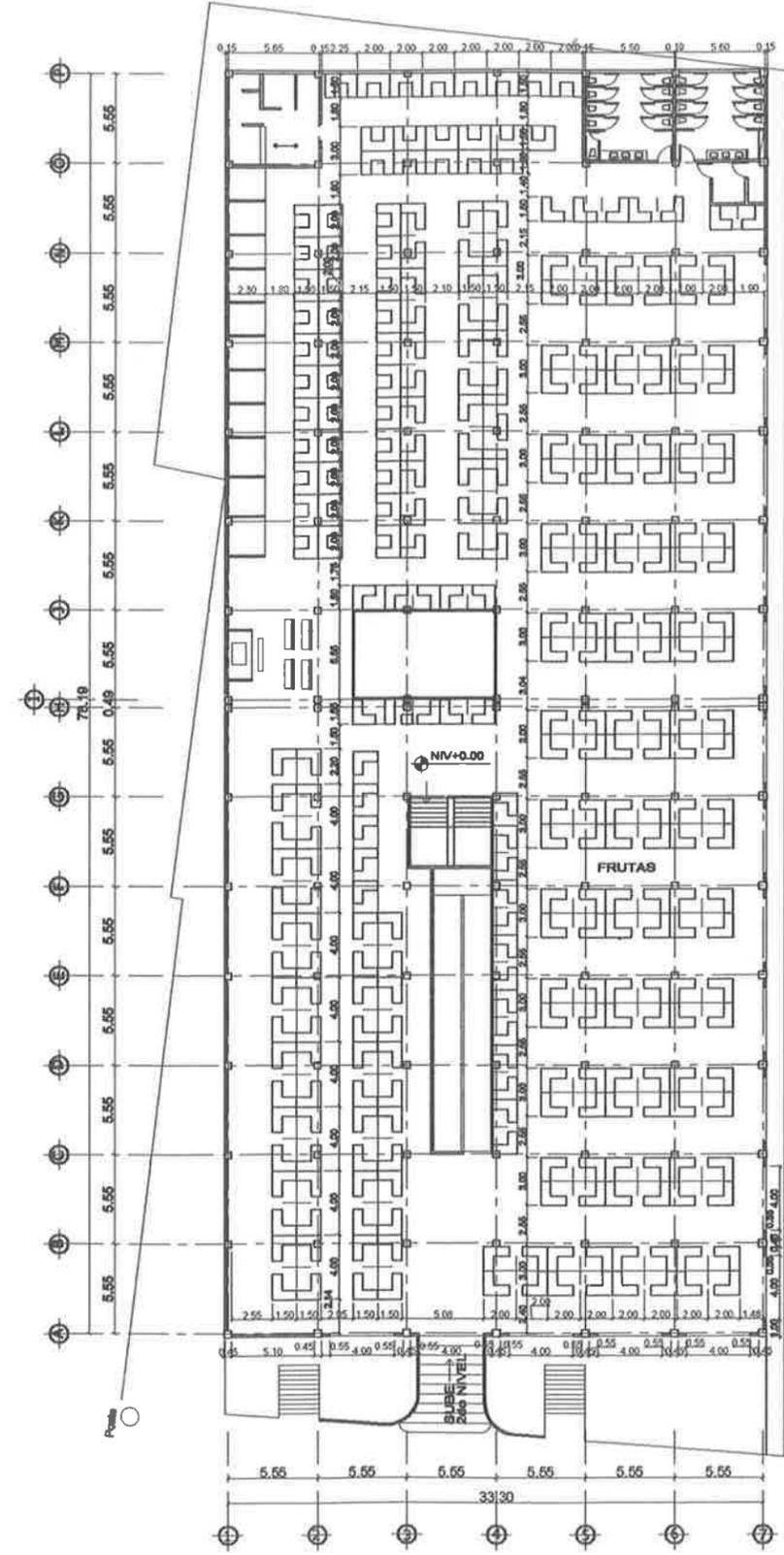
<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE PRIMERA, EN ESCUINTLA, ESCUINTLA.	CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA
EBCUINTLA, EBCUINTLA	DISEÑO: ADOLFO AGUIÑO
Ing. <i>Christa del Rosario Casson de Huit</i> ASOCIACIÓN SUPERVISORA DE PROFESIONALES EN INGENIERÍA Unidad de Asistencia Técnica y EPS	FECHA: ABRIL 2018
PLANO NÚM. 1	14



# PLANTA ACOTADA

PRIMER NIVEL

ESCALA 1/200

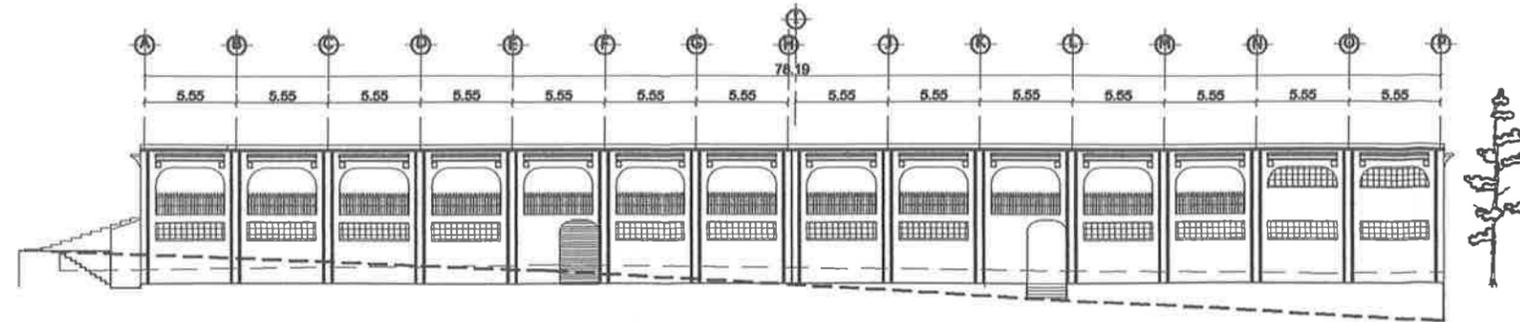


# PLANTA ACOTADA

SEGUNDO NIVEL

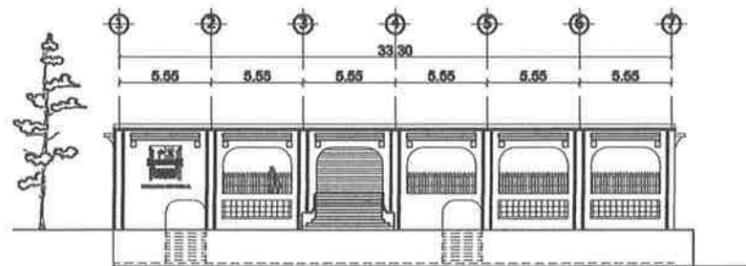
ESCALA 1/200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DE UN MERCADO MUNICIPAL NUM. 4 PARA REUBICACIÓN DEL MERCADO MUNICIPAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA	
ESCUINTLA, ESCUINTLA PLANTA ACOTADA	
INGENIERO: Inga. Christa del Rosario Clavero de Pineda ASESORA SUPERVISORA D. EPS	DISEÑO: ADOLFO ADILMO
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS USAC - EPS	
FECHA: MARZO 2018	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
PLANO N.º: 02	2 / 14



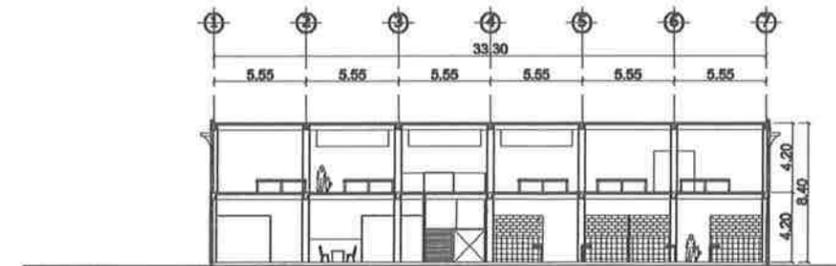
**ELEVACIÓN LATERAL SUR**

ESCALA 1/200



**ELEVACIÓN FRONTAL (OESTE)**

ESCALA 1/200

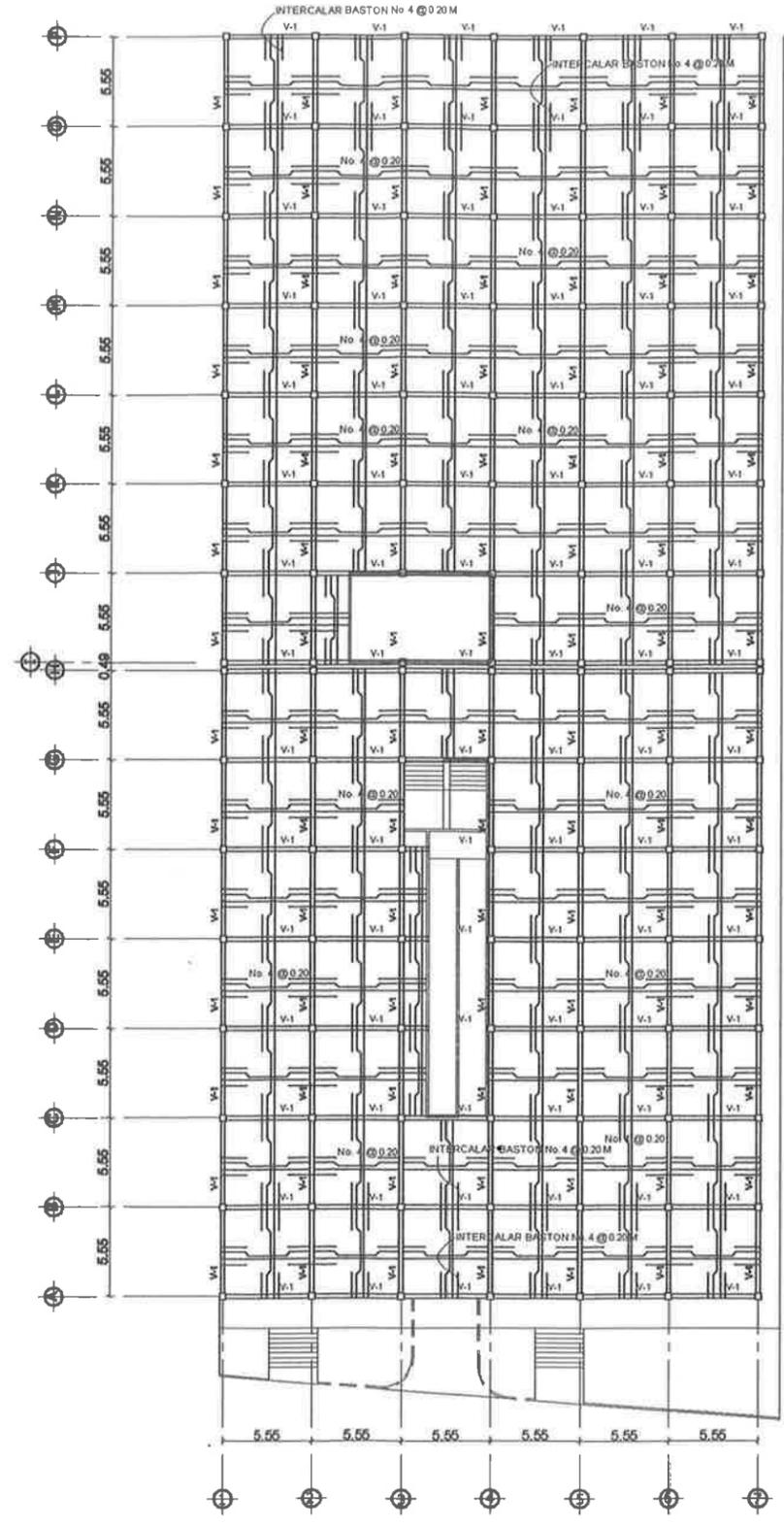


**SECCION TRANSVERSAL**

ESCALA 1/200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA			
UBICACIÓN: ESCUINTLA, ESCUINTLA		TÍTULO: FACHADAS Y SECCIONES	
DISEÑADO: Inge. Cristóbal Rosado Clausen	REVISADO: Inge. Adolfo Aguino	DIBUJADO: ADOLFO AGUINO	FECHA: 2018
ASESORA: Unidad Ejecutiva de Ingeniería y EPS		PLANOS: 3 / 14	

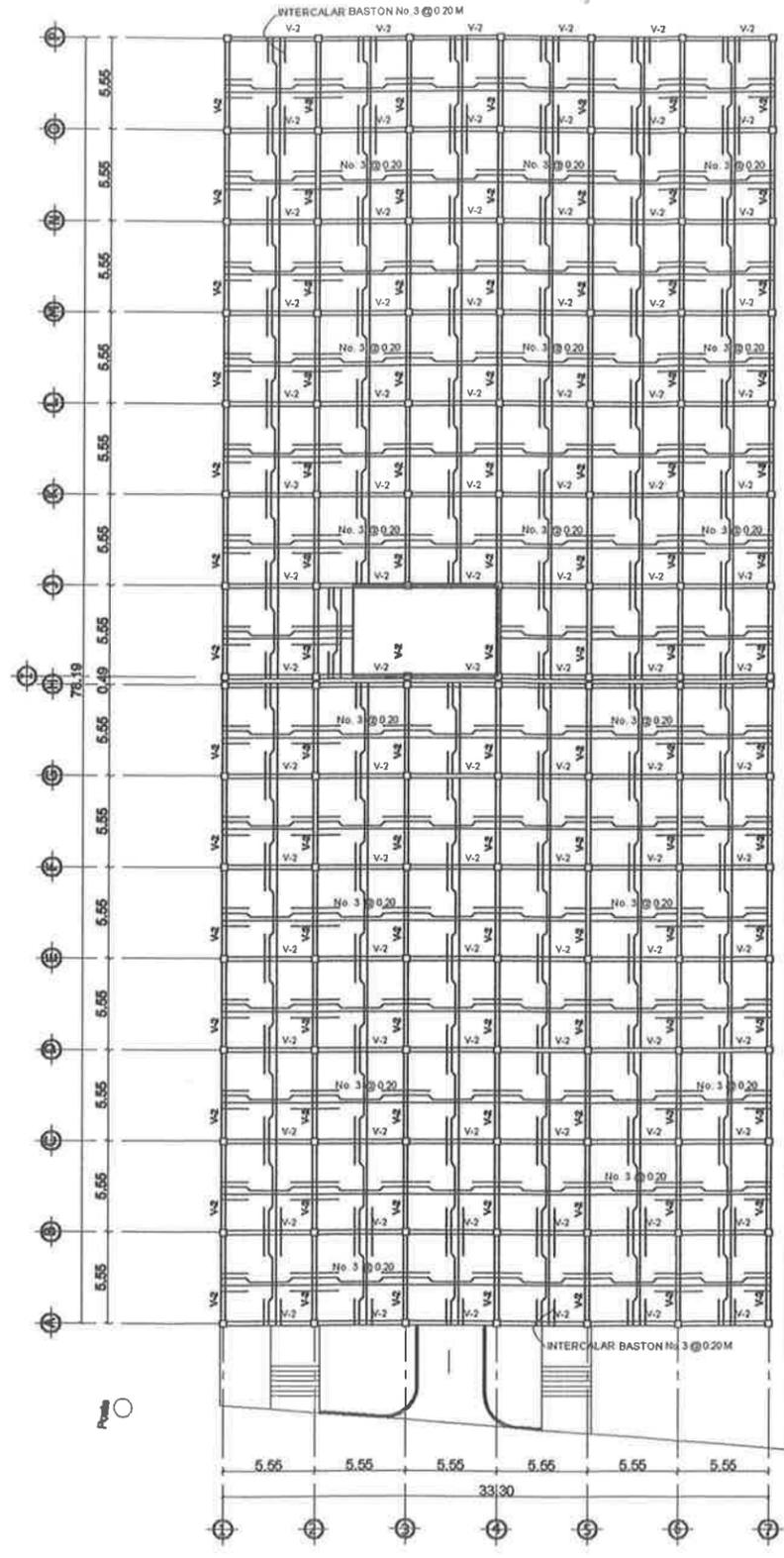




PLANTA DE LOSA

PRIMER NIVEL

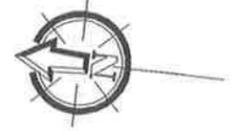
ESCALA 1/200



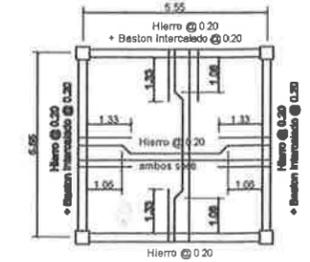
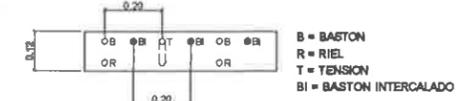
PLANTA DE LOSA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- EL ACERO DEBE DE TENER UNA  $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
  - EL CONCRETO DEBERA TENER UNA  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
  - EL AGREGADO GRUESO (PIEDRIN) SERA DE UN DIAMETRO DE 1/2"
- ARMADO DE LOSA**
- PRIMER NIVEL**
- ACERO No. 4 A CADA 0.20 M SEGUN LO ESPECIFICADO EN PLANOS
- SEGUNDO NIVEL**
- ACERO No. 3 A CADA 0.20 M SEGUN LO ESPECIFICADO EN PLANOS
- LONGITUD DE DESARROLLO (LD) DE VARILLAS SUJETAS A TENSION
  - No. 3 = 0.30 M.
  - No. 4 = 0.30 M.
  - No. 5 Y 6 = 0.36 M.
- LONGITUD DE BASTONES =  $L_4 + L_D$
  - LONGITUD DE TENSION =  $L_5 + L_D$
- TODAS LAS VARILLAS SE DOBLARAN EN FRIJO



DETALLE ARMADO DE LOSA

SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NUM. 4 PARA REUBICACION DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

CONTENIDO: PLANTA DE LOSA

ESCUINTLA, ESCUINTLA

INGENIERO: Inga. Christina del Rosario Chasson de Pineda

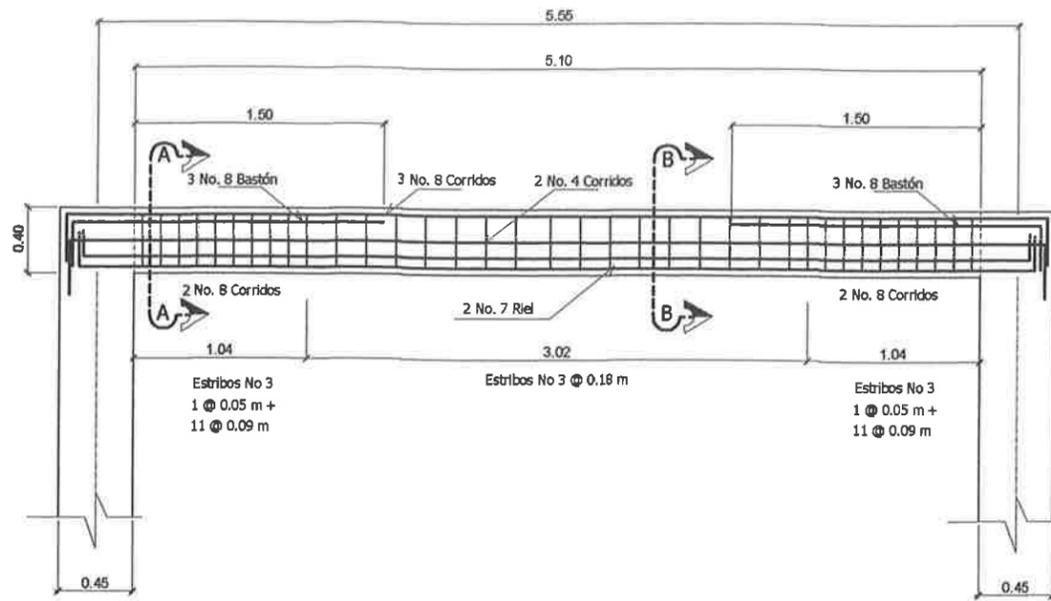
PROFESOR ASISTENTE: Ing. Adolfo Aguado

UNIDAD DE ASISTENTES DE EPS: Unidad de Asistentes de Ingenieros EPS

FECHA: 14 de Mayo, 2015

PLANO No. 4/E

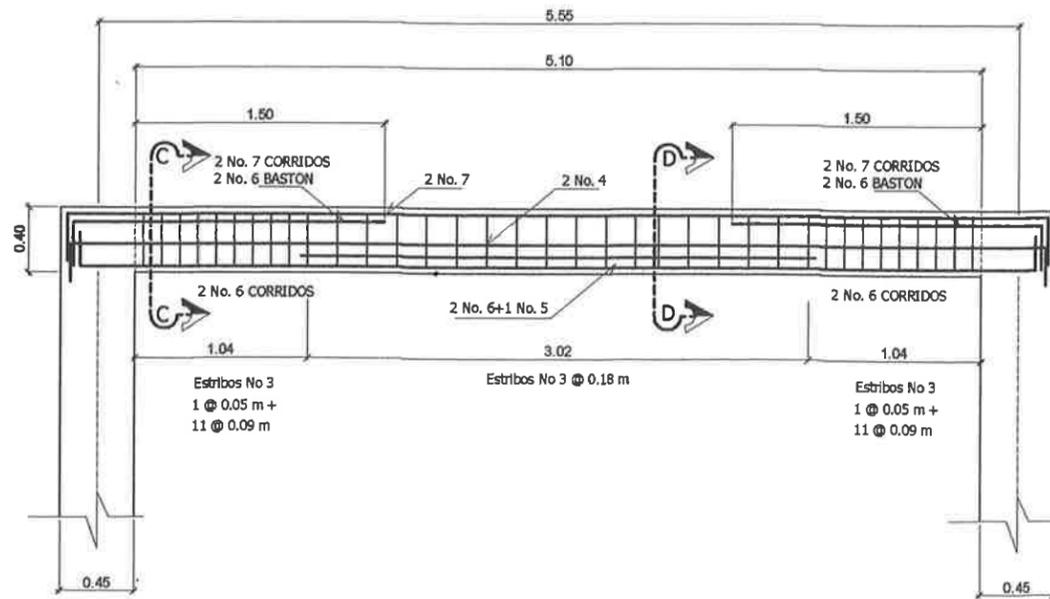
5 / 14



VIGA V-1

PRIMER NIVEL

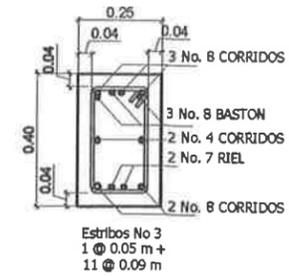
ESCALA 1/20



VIGA V-2

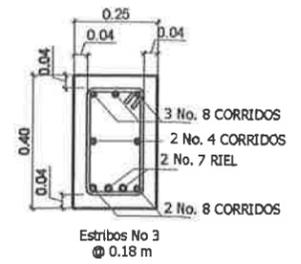
PRIMER NIVEL

ESCALA 1/20



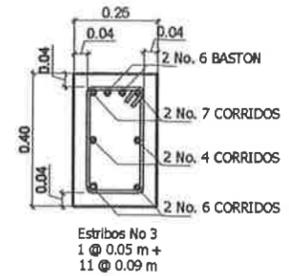
SECCIÓN A-A

ESCALA 1/10



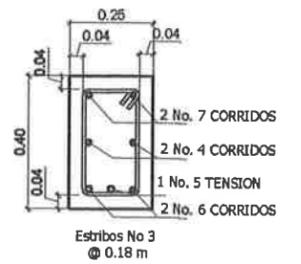
SECCIÓN B-B

ESCALA 1/10



SECCIÓN C-C

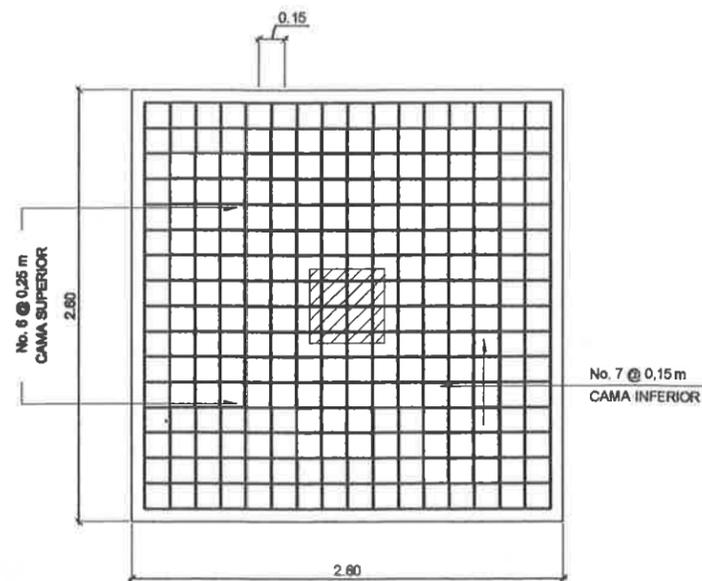
ESCALA 1/10



SECCIÓN D-D

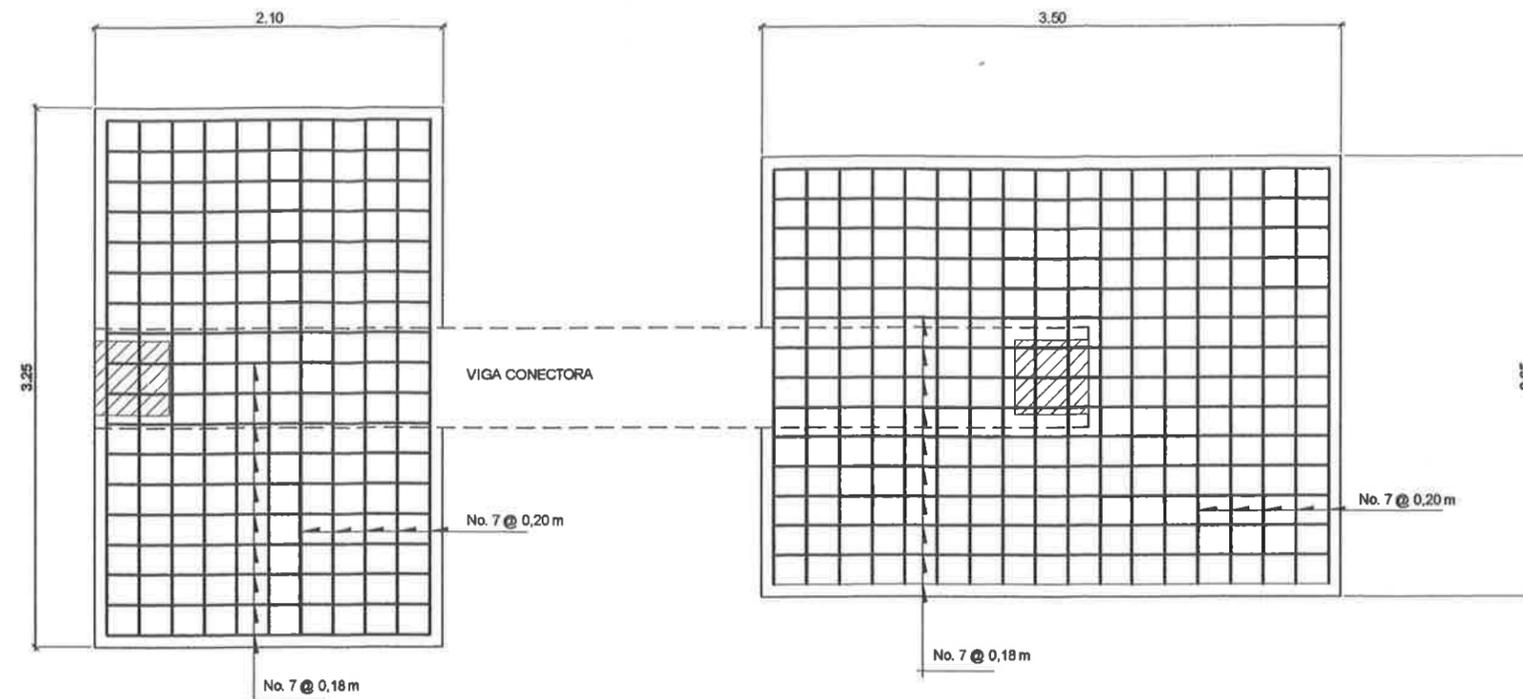
ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA		CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS	
ESCUINTLA, ESCUINTLA		DISEÑO: ADOLFO AGUIÑO	
INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL		REVISOR: ROSARÍA CLASAN DE ARAZOLA	
ASISTENTE: SUPERVISOR: EPS		FECHA: MAR. 2016	
Unidad de SAC de Ingeniería EPS		PLANO No. 02	
		6 / 14	



ZAPATA Z-1

ESCALA 1/20

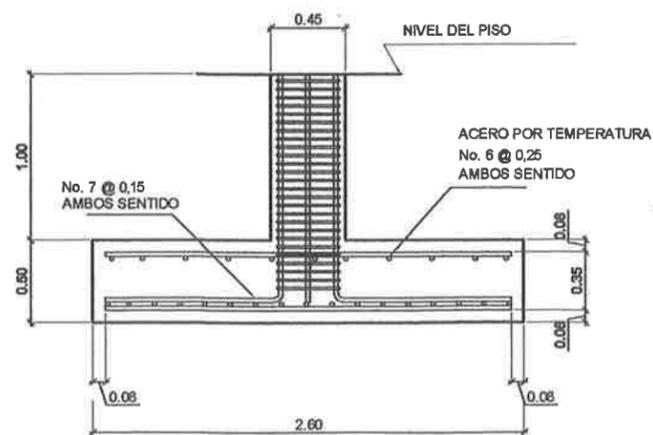


ZAPATA Z-3

ESCALA 1/20

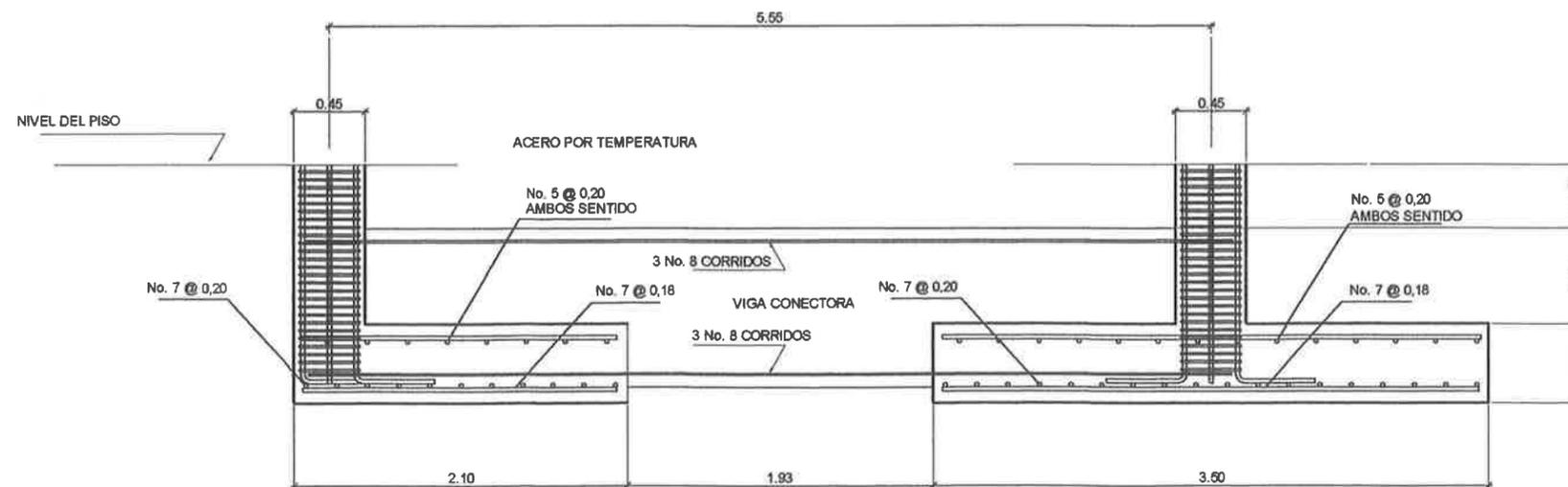
ZAPATA Z-2

ESCALA 1/20



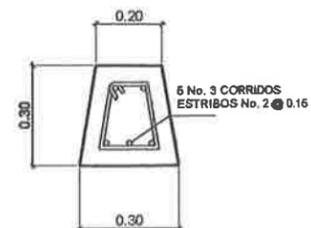
DETALLE Z-1

ESCALA 1/20



DETALLE ZAPATA CON VIGA CONECTOR

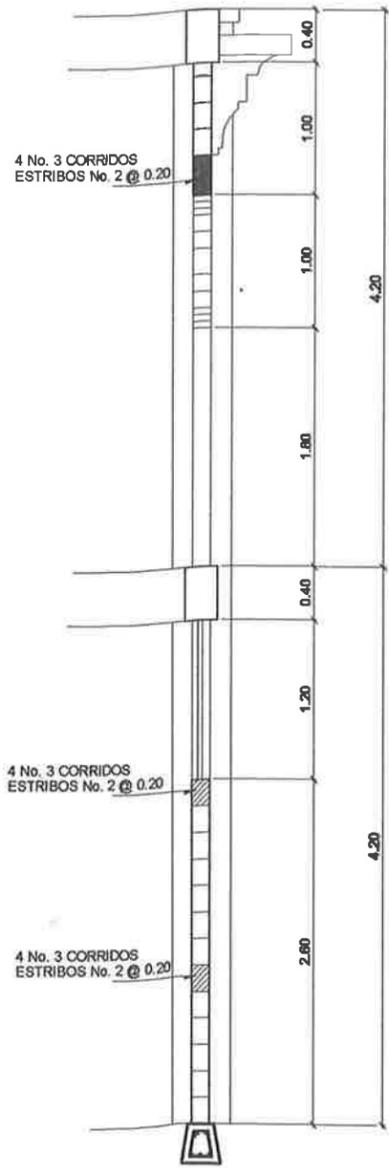
ESCALA 1/20



CIMENTO CORRIDO

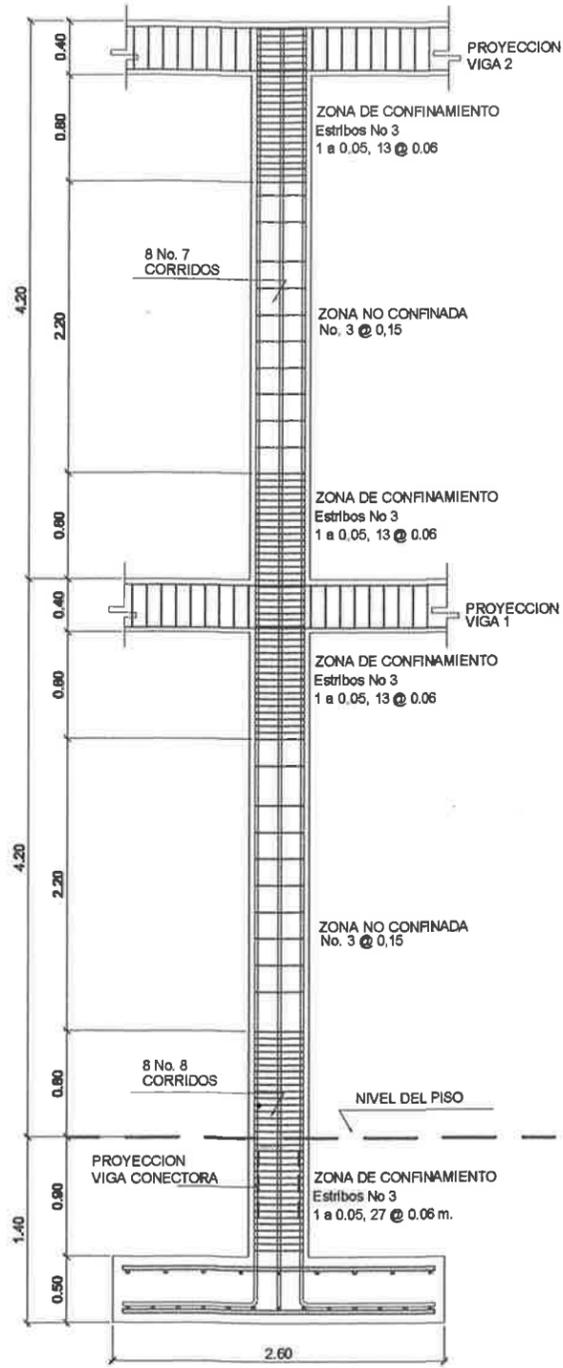
ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA	CONTENIDO: DETALLE DE CIMENTACIÓN
UBICACIÓN: ESCUINTLA, ESCUINTLA	DISEÑO: ADOLFO AGUIRRE
INGENIERO: Inga. Christa del Rosario Chason de Pinol	FECHA: ABRIL 2016
ASESORA-SUPERVISORA DE P.D. Unidad de Usos Especiales de Ingeniería	PLANO No. 14



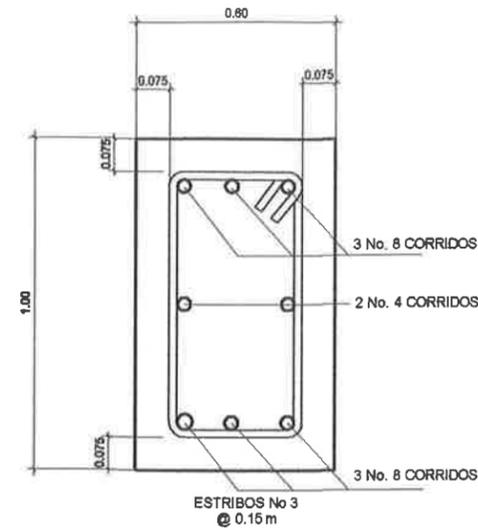
DETALLE MURO

PRIMER NIVEL ESCALA 1/25



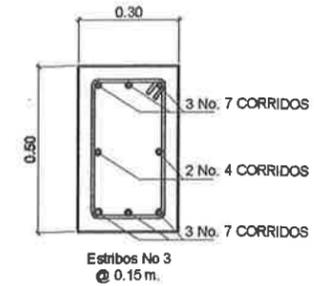
DETALLE TIPICO DE COLUMNA

ESCALA 1/25



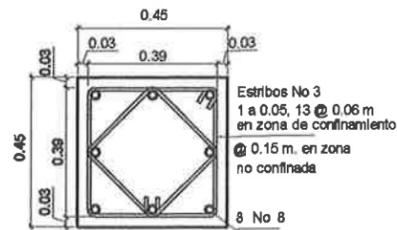
VIGA CONECTORA

ESCALA 1/10



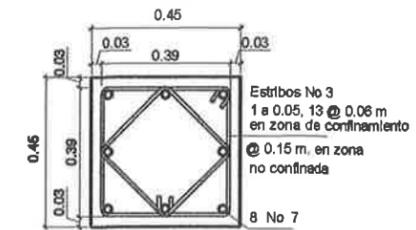
VIGA DE AMARRE

ESCALA 1/10



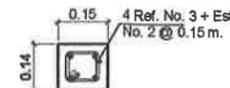
COLUMNNA C-1

PRIMER NIVEL ESCALA 1/10



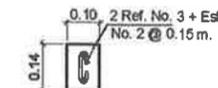
COLUMNNA C-2

PRIMER NIVEL ESCALA 1/10



COLUMNNA C-2

PRIMER NIVEL ESCALA 1/10



COLUMNNA C-3

PRIMER NIVEL ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE ESCUELA COMERCIAL EN ESCUELA ESCUELA.

CONTENIDO: DETALLE DE COLUMNAS + VIGA CONECTORA.

PROFESOR: *Ing. Christa L. P. Rosendo*

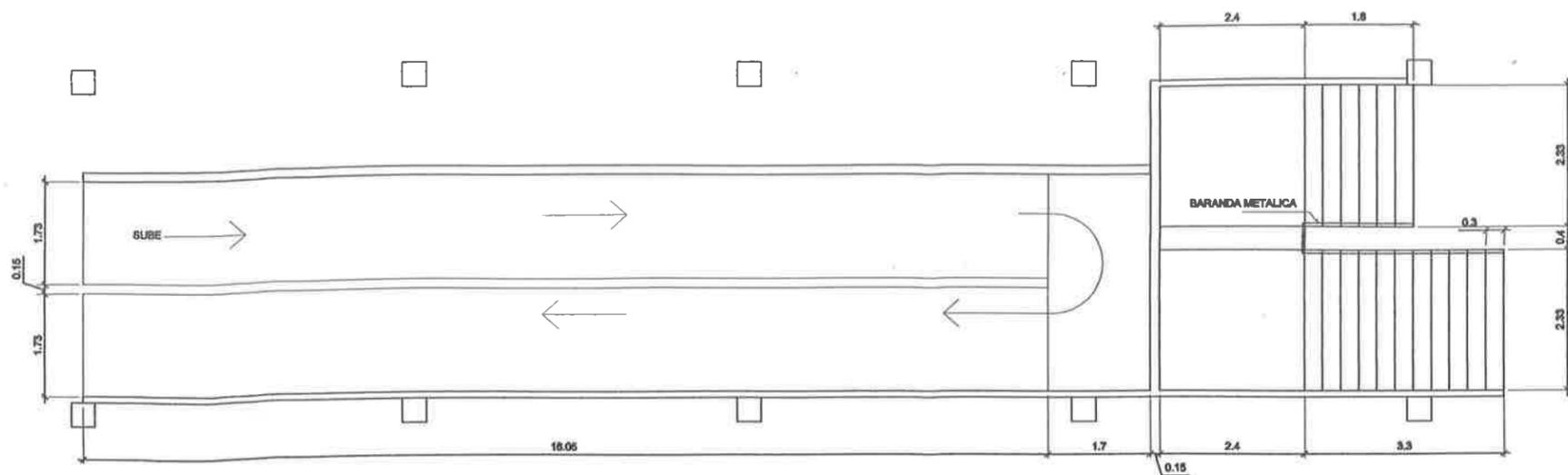
ASISTENTE: *Ing. Carlos Rosendo*

ASISORA SUPERVISORA: *Ing. Adolfo Aguino*

FECHA: ABRIL 2018

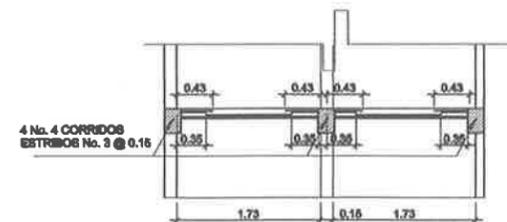
PLANO NÚM. 8

14



PLANTA

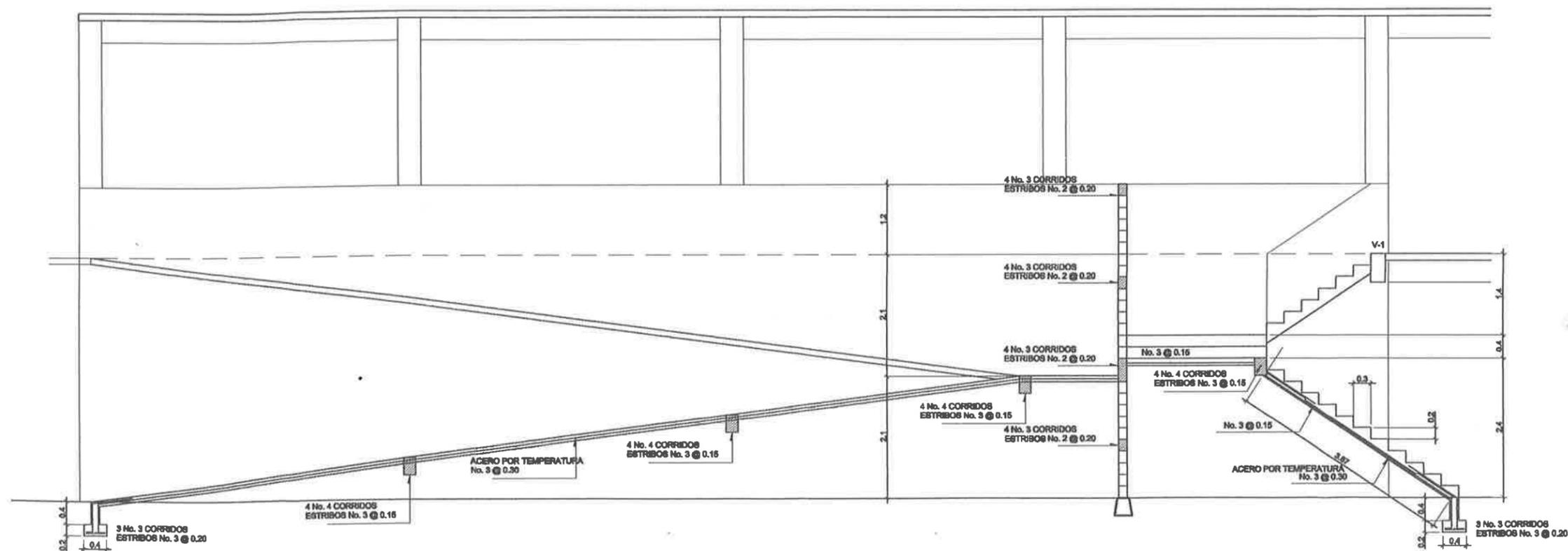
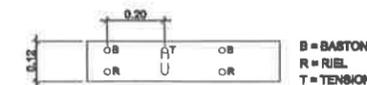
ESCALA 1/50



4 No. 4 CORRIDOS  
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15

SECCION DE RAMPA

ESCALA 1/40



ELEVACION

ESCALA 1/40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

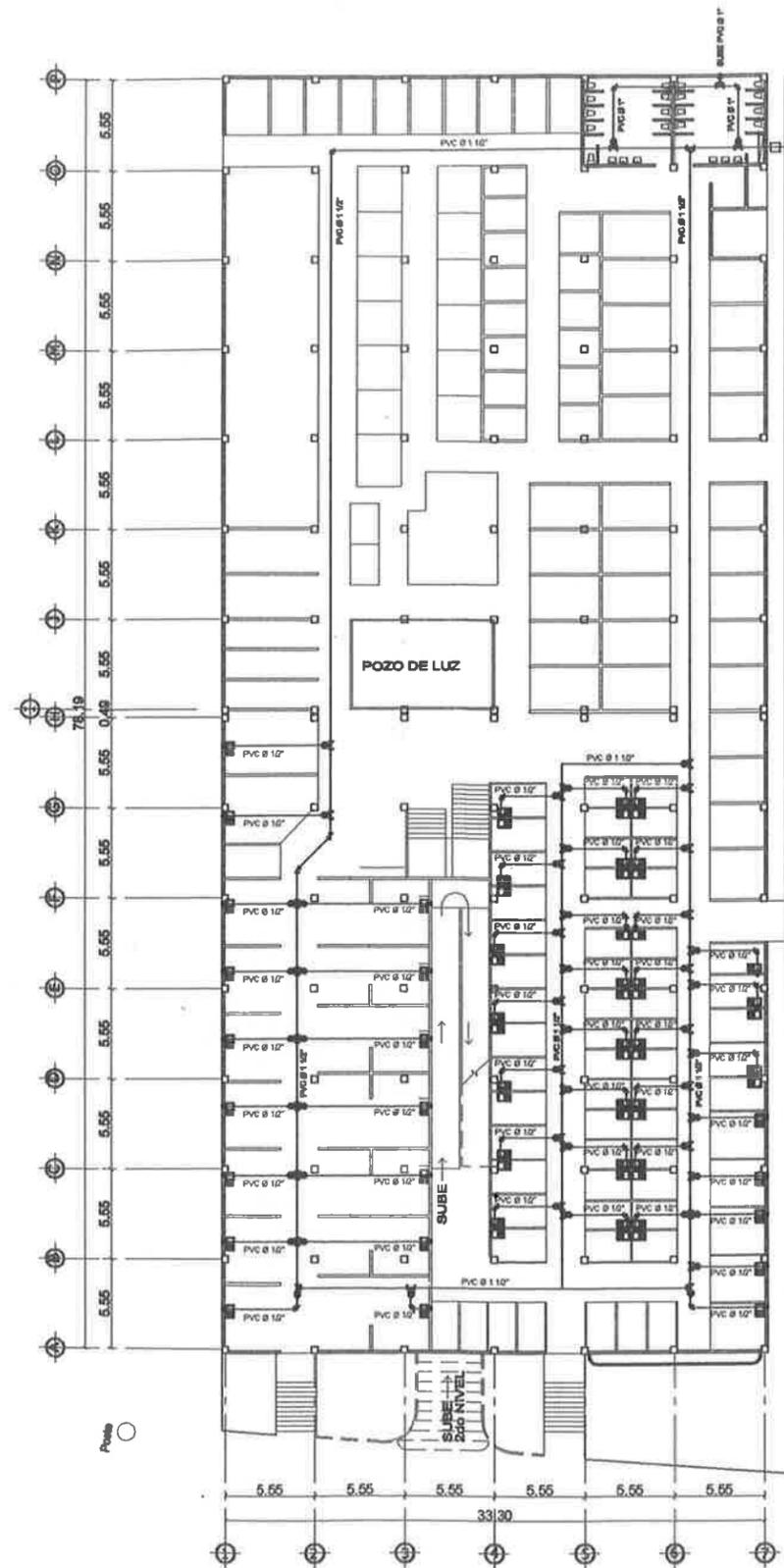
PROYECTO: SERVICIO DE SERVICIO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

CONTENIDO: DETALLE DE RAMPA Y GRADAS

REVISOR: ADOLFO AGUIRRE  
DISEÑO: ADOLFO AGUIRRE

FECHA: ABRIL 2018

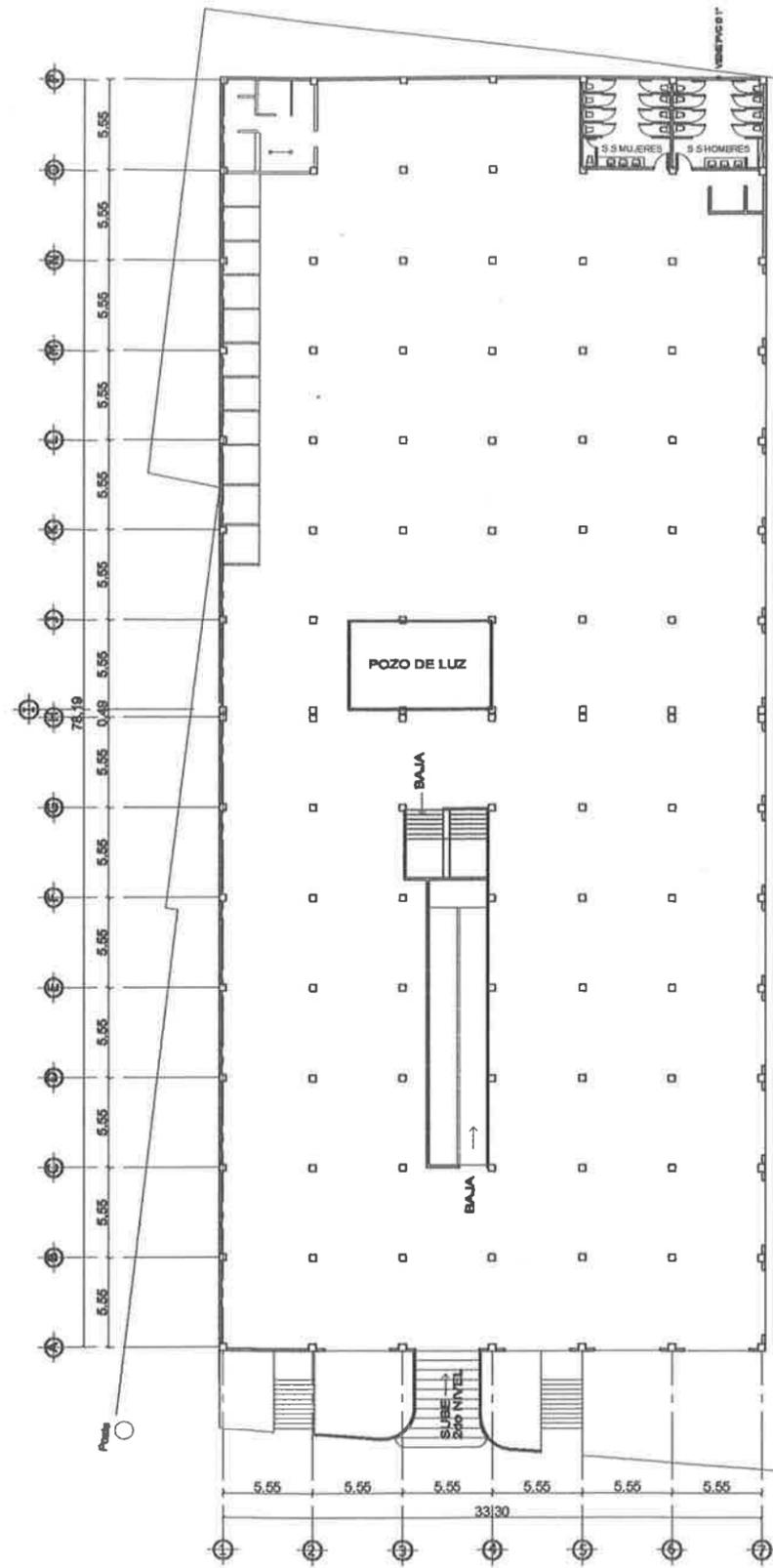
PLANO No. 08  
14



# PLANTA INSTALACION HIDRAULICA

PRIMER NIVEL

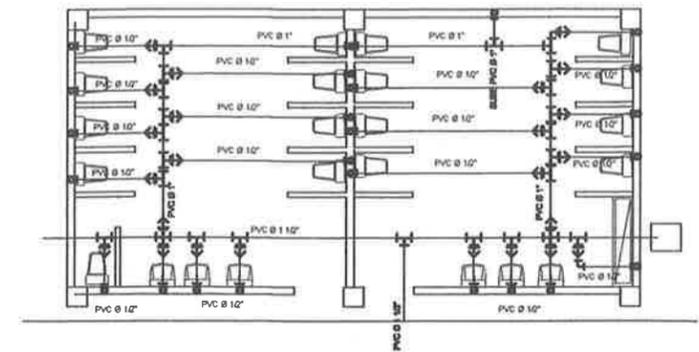
ESCALA 1/200



# PLANTA INSTALACION HIDRAULICA

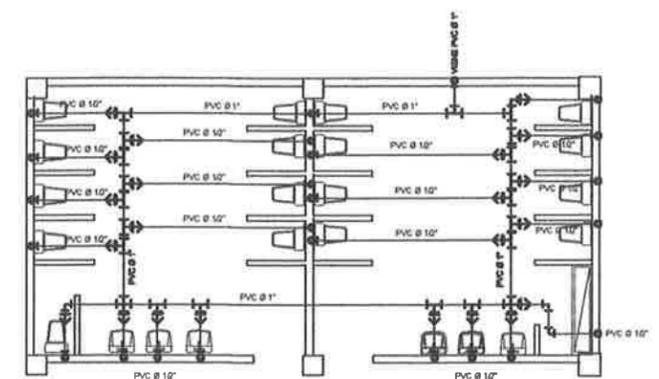
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



## BAÑOS PRIMER NIVEL

SIN ESCALA



## BAÑOS SEGUNDO NIVEL

SIN ESCALA

### NOMENCLATURA PARA INSTALACION EN PLANTA

—	TUBERIA PARA INSTALACION DE AGUA FRIA: Acabados, codo cerrado y gametes principales en PVC de 1 1/2"; alimentaciones secundarias PVC de 1" y alimentaciones de arquetas en PVC de 1/2"
□	CAJA DE CONCRETO PARA ACOMETIDA: Dimensiones exteriores : 0.37 x 0.37 x 0.50 ms.
⊘	CODO A 90° / en posición vertical (hacia arriba): Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); diámetros indicados en planta
⌒	CODO A 45° / en posición horizontal: Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); diámetros indicados en planta
⌒	CODO A 90° / en posición horizontal: Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); diámetros indicados en planta
⊕	TEE / en posición vertical (hacia arriba): Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); diámetros indicados en planta
⊕	TEE / en posición horizontal: Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); diámetros indicados en planta
⊕	REDUCTOR / en posición horizontal: Fabricados en PVC (cloruro de polivinilo); reduce de 1 1/2" a 1/2"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MANTENIMIENTO MUNICIPAL NÚM 4 PARA REUBICACIÓN DE ESCUELA EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

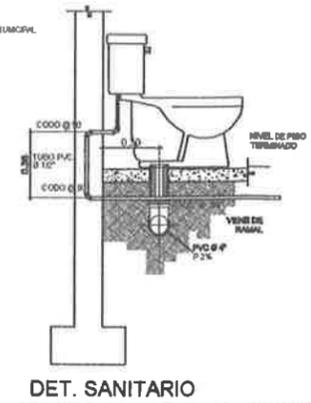
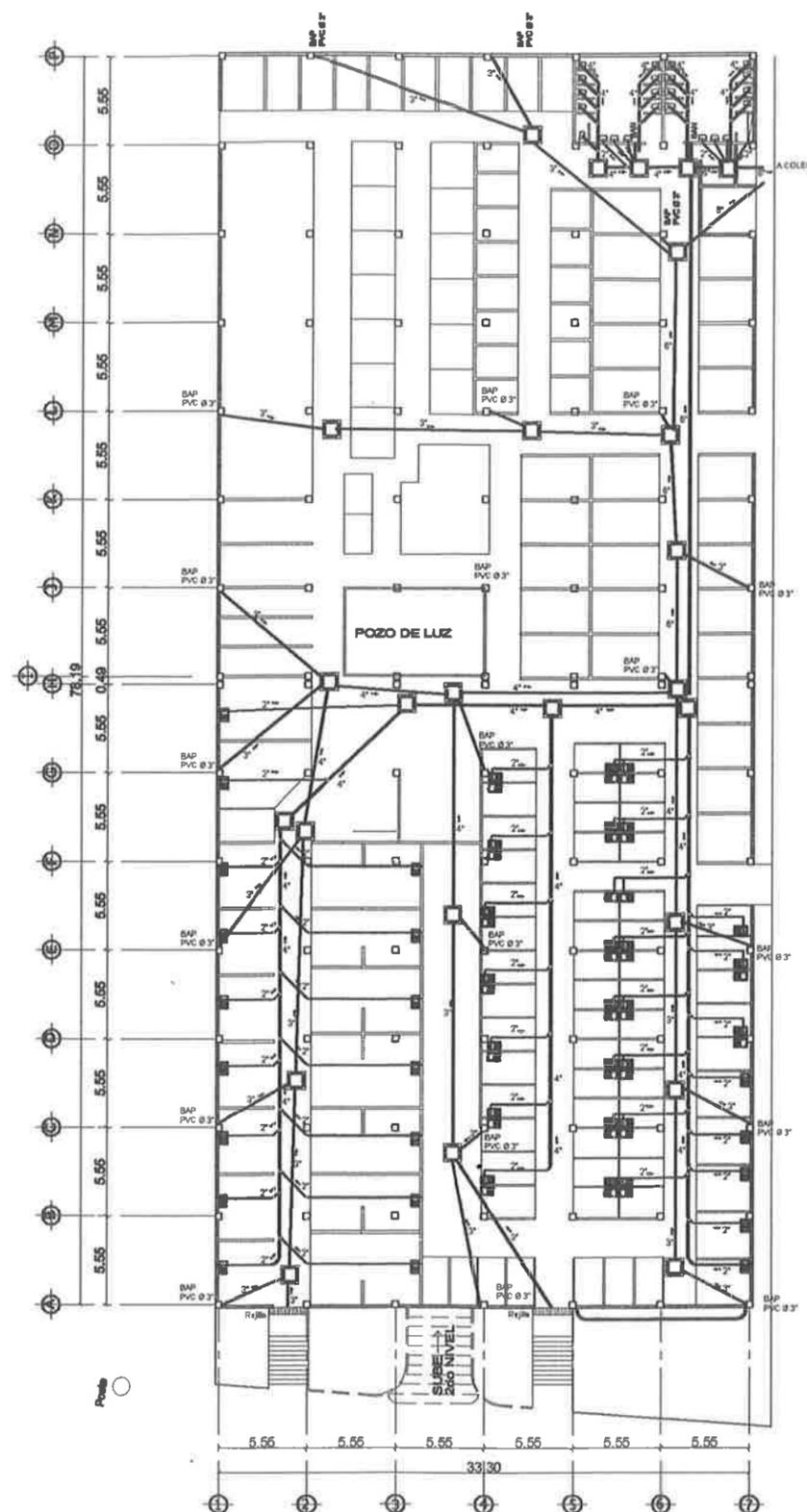
ESCUELA DE INGENIERIA EN INSTALACION HIDRAULICA

ASESOR: *Rosario Casson*  
DISEÑO: *Adolfo Aguayo*  
DIBUJO: *Adolfo Aguayo*

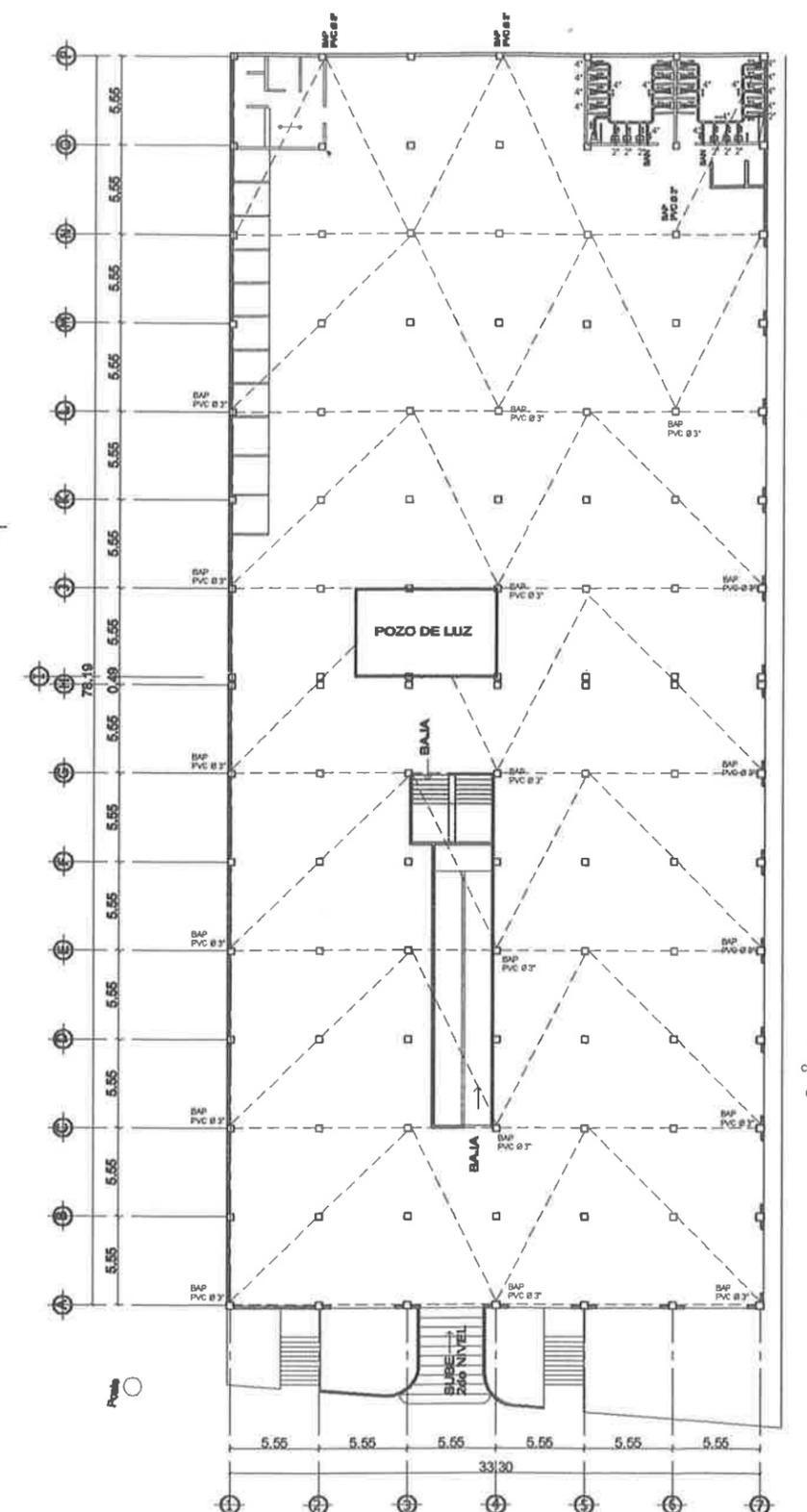
FECHA: ABRIL 2016

PLANO NÚMERO: 10

14



**PLANTA INSTALACION SANITARIA**  
PRIMER NIVEL  
ESCALA 1/200



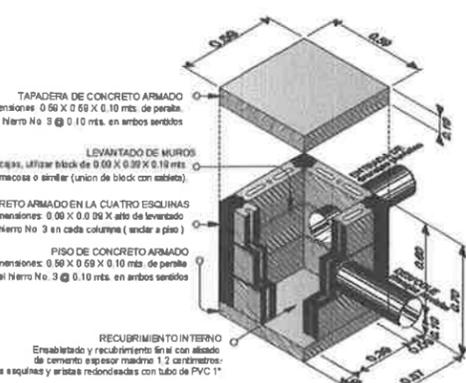
**PLANTA INSTALACION SANITARIA**  
SEGUNDO NIVEL  
ESCALA 1/200

**NOMENCLATURA PARA INSTALACION EN PLANTA**

	TUBERIA PARA DRENAJES SANITARIOS en diámetro de polipropileno sanitario (PP) pendiente mínima 2 0/0, diámetros indicados en planta
	TUBERIA PARA DRENAJES PLUVIALES en diámetro de polipropileno pluvial (PP) pendiente mínima 1 5/0, diámetros indicados en planta
	CURVA EN PVC A 90° hacia arriba, diámetros indicados en planta
	CURVA EN PVC A 90° en posición lateral, diámetros indicados en planta
	CURVA EN PVC A 45° en posición lateral, diámetros indicados en planta
	SIFON TERMINAL EN PVC hacia arriba, diámetros indicados en planta
	TEE EN PVC en posición lateral, diámetros indicados en planta
	TEE YEE EN PVC en posición lateral, diámetros indicados en planta
	REDUCTOR EN PVC en posición lateral, diámetros de reducción indicados en planta
	SENTIDO DE LA PENDIENTE EN DRENAJES indica la dirección y sentido del flujo
	BAN Indica bajada de aguas negras, diámetro indicado en planta
	BAP Indica bajada de aguas pluviales, diámetro indicado en planta

**SIMBOLOGIA PARA CAJAS DE DRENAJE**

CAJA DE UNION O DE REGISTRO Dimensiones: 0.57 x 0.57 x 0.10 mts. de altura. Para cajas con sistema tradicional, en concreto armado (ver detalle de base, consultar en isométrico, dimensiones y especificaciones técnicas).



**ISOMETRICO: CAJA DE LEVANTADO TRADICIONAL PARA UNION O REPOSADERA**  
ESCALA: 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO MUNICIPAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIONES SANITARIAS

ESCUINTLA, ESCUINTLA

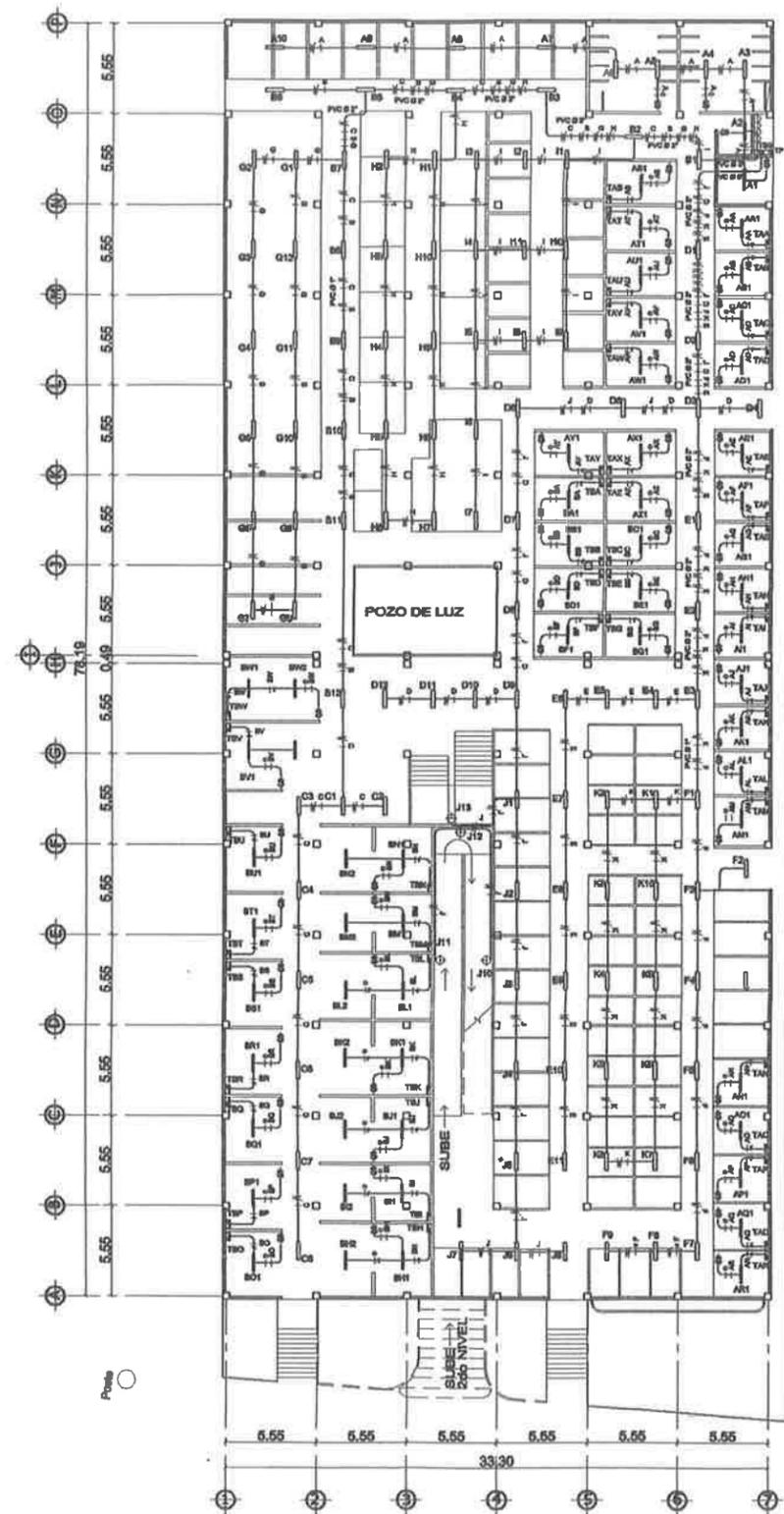
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

UNIDAD USAC-EPS

FECHA: ABRIL 2018

PLANO NÚM. 11

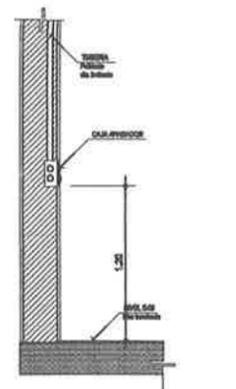
14



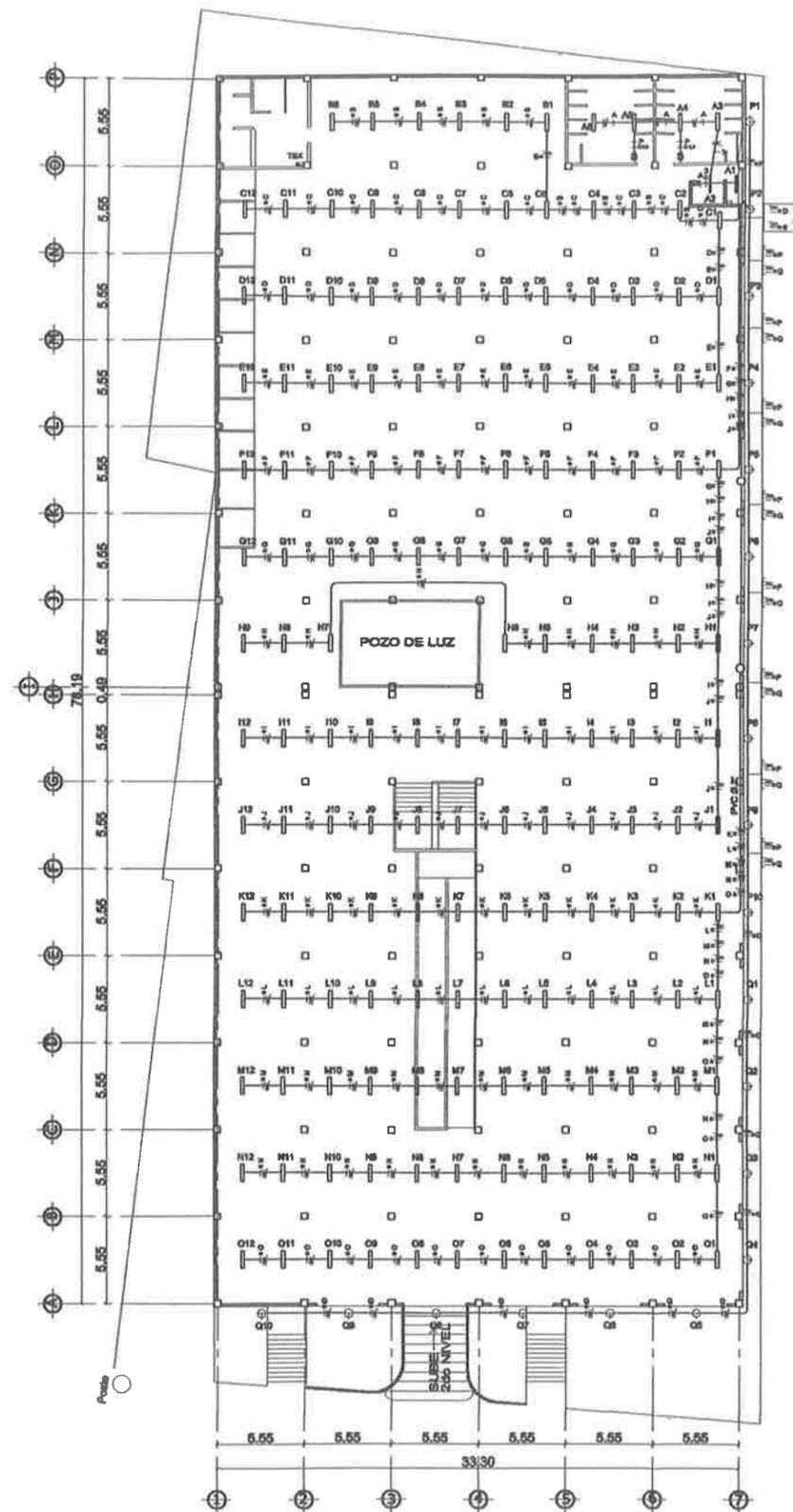
# PLANTA ILUMINACION

PRIMER NIVEL

ESCALA 1/200



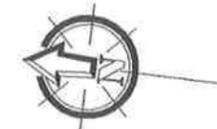
**APAGADORES**  
CUBIERTA DE PROTECCION SIN ESCALA



# PLANTA ILUMINACION

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



## NOMENCLATURA PARA INSTALACION EN PLANTA

	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS EN CADA LOCAL, UBICADO EN MURO A 1.70 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	TABLERO PRINCIPAL DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS UBICADO EN MURO A 1.70 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	TABLERO DE SERVICIOS GENERALES DE DISTRIBUCION DE CIRCUITO UBICADO EN MURO A 1.70 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	TABLERO DE MEDICION MULTIPLE PARA 42 SOCKETS.
	ENTUBADO SUBTERRANEO: En dibujo de perfilado electrico ( ver tabla de diametros para tuberia con alambrado numero 12 en esta planta). Para el entubado dibujado en planta seguir la trayectoria mas corta.
	ENTUBADO EN RELENO DE LOSA DE CIELO: En dibujo de perfilado electrico ( ver tabla de diametros para tuberia con alambrado numero 12 en esta planta). Para el entubado dibujado en planta seguir la trayectoria mas corta.
	ALAMBRADO POSITIVO TIPO THIN & THW CALIBRE No. 12.
	ALAMBRADO NEGATIVO (NEUTRO) TIPO THIN & THW CALIBRE No. 12.
	ALAMBRADO RETORNO TIPO THIN & THW CALIBRE No. 12.
	LUMINARIA FLUORESCENTE TIPO LISTON DE 2 TUBOS DE 40 WATTS SUSPENDIDA EN CIELO A 3.00 m. S.N.P.
	LUMINARIA FLUORESCENTE TIPO LISTON DE 1 TUBOS DE 40 WATTS SUSPENDIDA EN CIELO A 3.00 m. S.N.P.
	UNIDADES INDIVIDUALES PARA ILUMINACION SOBRE MUROS.
	INTERRUPTORES: caja rectangular 2" en la base x 4" x 2" para colocacion de interruptores a rostro de muros (1.20 mts. de altura al eje desde el nivel de piso terminado.)
	LA LETRA: indica el circuito al que pertenece la unidad. EL NUMERO: el consecutivo de la unidad dentro del circuito.

NOTA:  
TODA LA TUBERIA A UTILIZAR SERA PVC ELECTRICO DIAMETRO DE 3/4", SALVO INDICACION CONTRARIA EN PLANTA

## ESPECIFICACIONES DE TUBERIA EMPALMES Y UNIONES

EMPALMES DE ALAMBRADO  
NO DEBERAN PERMITIRSE EMPALMES DE ALAMBRES DENTRO DE LOS DUCTOS PARA INSTALACIONES ELECTRICAS.  
UNIONES DE TUBERIA.  
TODAS LAS UNIONES ENTRE LA TUBERIA Y LAS CAJAS, LLEVARAN CONECTORES METALICOS DE DIAMETRO ACORDE A EL DIAMETRO.  
LAS CONEXIONES ENTRE LAS TUBERIAS Y LOS ACCESORIOS DE PVC, DEBERAN SER UNIDAS CON PEGAMENTO PARA PVC.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: Mercado Municipal N.º 4 PARA REUBICACION DE COMERCIO MUNICIPAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

UBICACION: ESCUINTLA, ESCUINTLA

PLANTA DE ILUMINACION

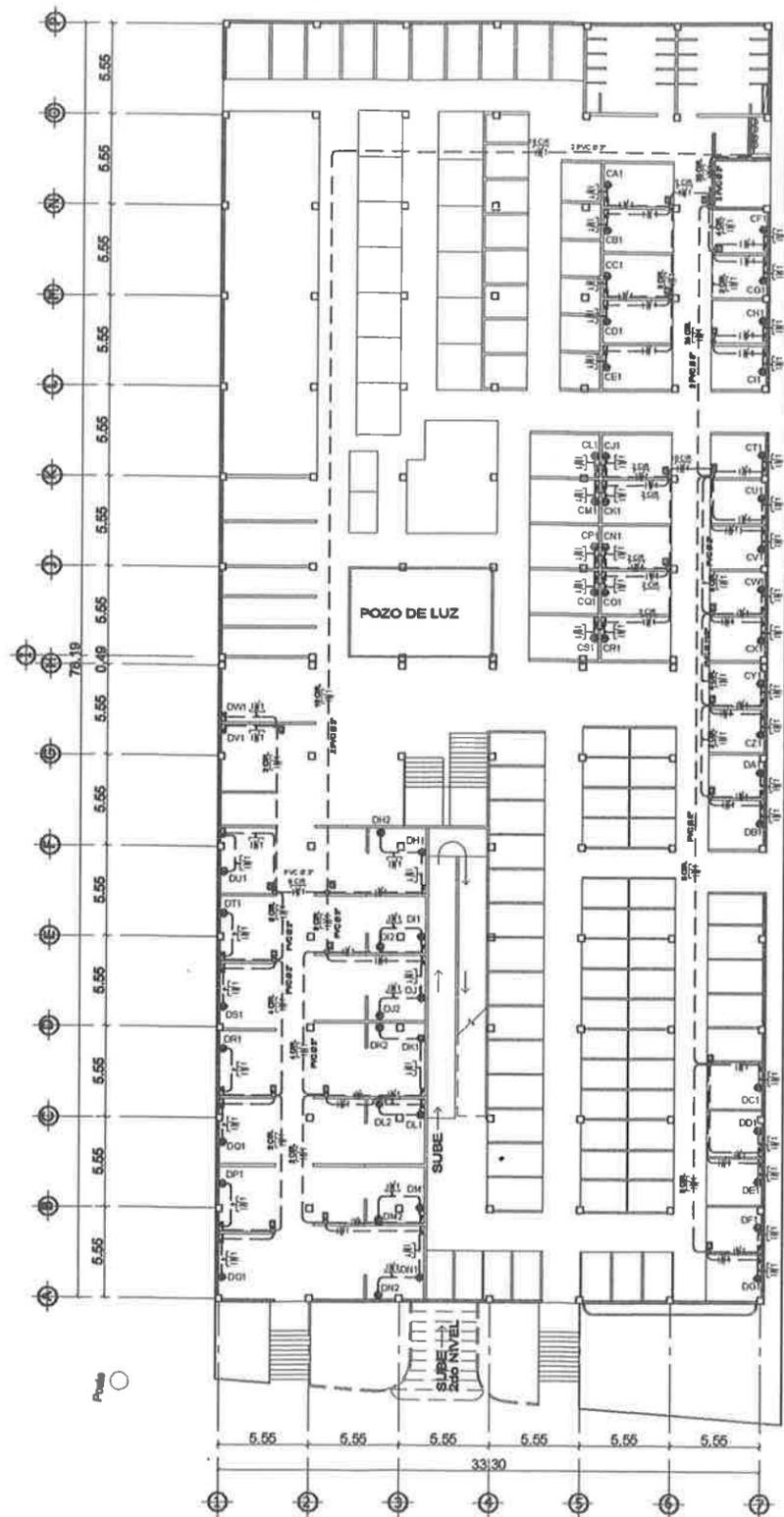
ASISTENTE: *Adolfo Aguero*

PROFESOR: *Adolfo Aguero*

USAC - EPS

FECHA: ABRIL 2018

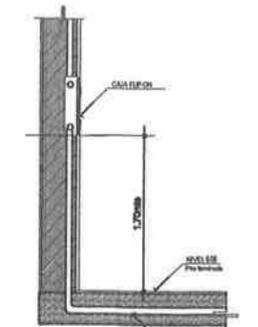
PLANO No. 02  
12  
14



# PLANTA FUERZA

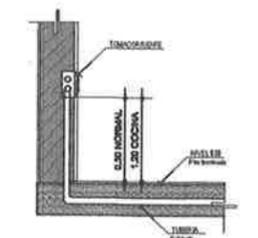
PRIMER NIVEL

ESCALA 1/200



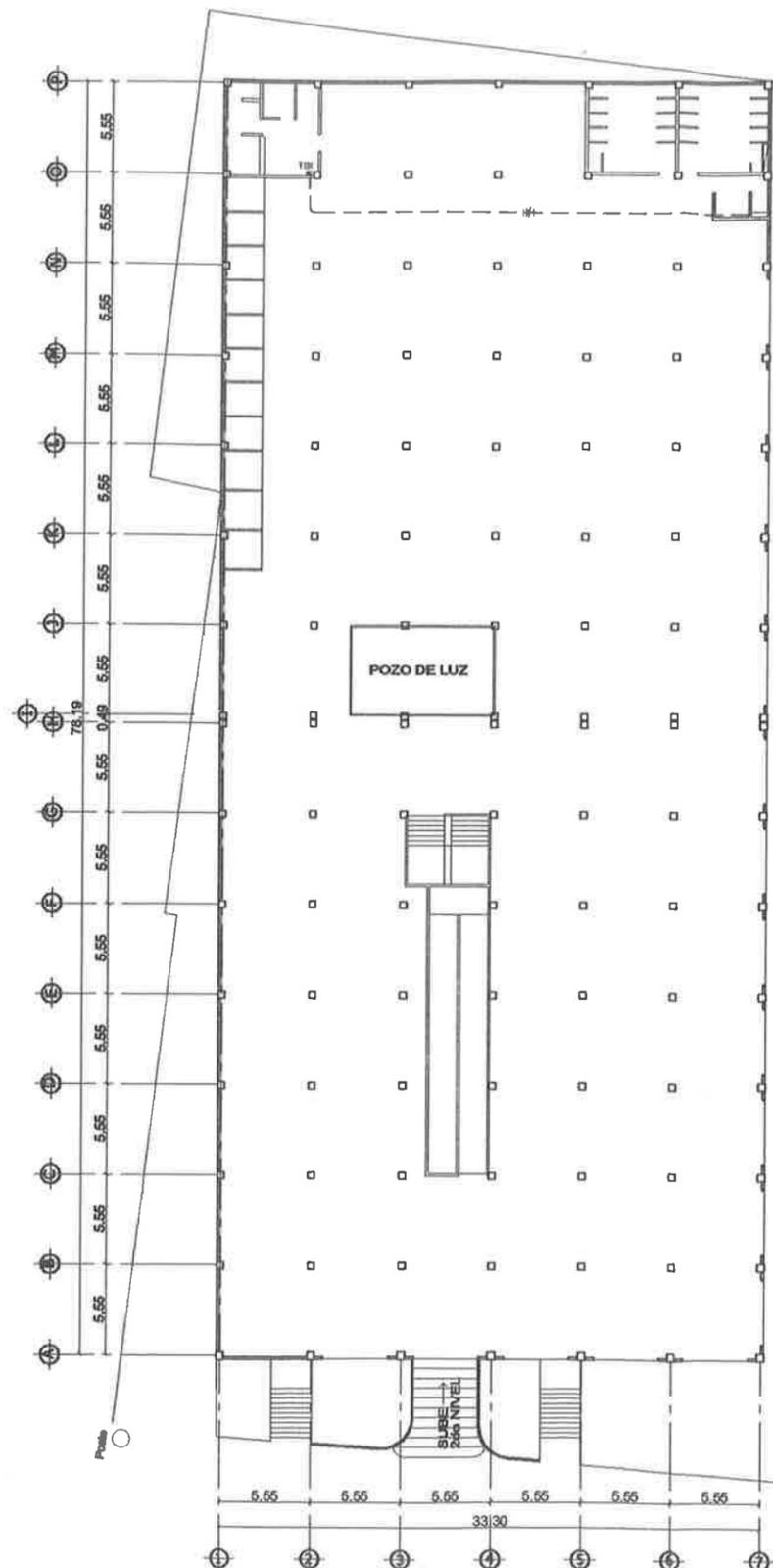
TABLERO

Alas de anclamiento



TOMACORRIENTE

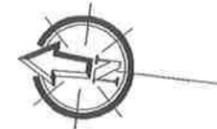
Alas de anclamiento



# PLANTA FUERZA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



## NOMENCLATURA PARA INSTALACION EN PLANTA

	TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS EN CADA LOCAL. UBICADO EN MURO A 1.70 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	TABLERO DE SERVICIOS GENERALES DE DISTRIBUCION DE CIRCUITO UBICADO EN MURO A 1.70 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	ENTUBADO SUBTERRANEO: En caso de polifase eléctrico (ver tabla de diámetros para tubería con alambrado número 12 en este plano). Para el entubado dibujado en planta seguir la trayectoria más corta.
	ENTUBADO EN RELLENO DE LOSA DE CIELO. En caso de polifase eléctrico (ver tabla de diámetros para tubería con alambrado número 12 en este plano). Para el entubado dibujado en planta seguir la trayectoria más corta.
	ALAMBRADO POSITIVO TIPO TH-IN & TH-W CALIBRE No. 12
	ALAMBRADO NEGATIVO (NEUTRO) TIPO TH-IN & TH-W CALIBRE No. 12
	ALAMBRADO TIERRA FISICA TIPO TH-IN & TH-W CALIBRE No. 12
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 VOLTIOS, UBICADO EN MURO A 1.10 m. SOBRE NIVEL DE PISO
	LA LETRA: indica el circuito al que pertenece la unidad. EL NUMERO: el consecutivo de la unidad dentro del circuito.
	CAJA METALICA PARA REGISTRO, TIPO 2 DE 4"x6"x6" UBICADA EN MURO A 0.30 m. SOBRE EL NIVEL DE PISO.
	CAJA METALICA PARA REGISTRO, TIPO 3 DE 4"x9"x6" UBICADA EN MURO A 0.30 m. SOBRE EL NIVEL DE PISO.
	CAJA METALICA PARA REGISTRO, TIPO 4 DE 4"x12"x12" UBICADA EN MURO A 0.30 m. SOBRE EL NIVEL DE PISO.
	CAJA METALICA PARA REGISTRO, TIPO 5 DE 4"x18"x12" UBICADA EN MURO A 0.30 m. SOBRE EL NIVEL DE PISO.

NOTA: TODA LA TUBERIA A UTILIZAR SERA PVC ELECTRICO DIAMETRO DE 3/4". SALVO INDICACION CONTRARIA EN PLANTA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

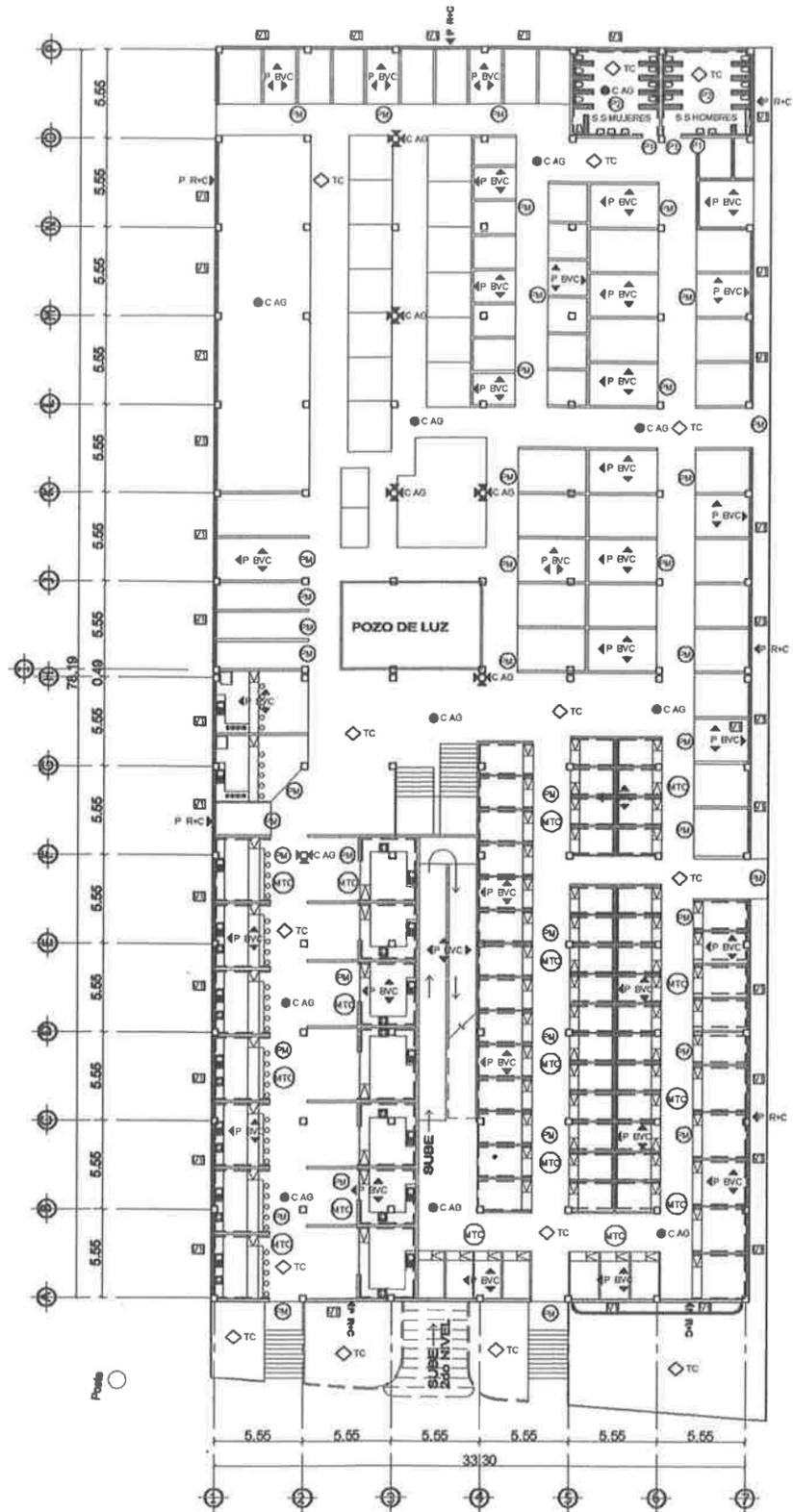
PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ECCUNTILA, ESCUNTILA

CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA  
CANALIZACIÓN A TABLERO

DISEÑO: ADOLFO AGUIÑO  
CALCULO: ADOLFO AGUIÑO  
REVISOR: JESSICA DEL ROSARIO CLAROS  
DIBUJO: ADOLFO AGUIÑO

FECHA: 23 MAR 2016  
UNIDAD: ASHUBAC - EPS  
PLANO N.º DE: 13

14



# PLANTA ACABADOS

PRIMER NIVEL

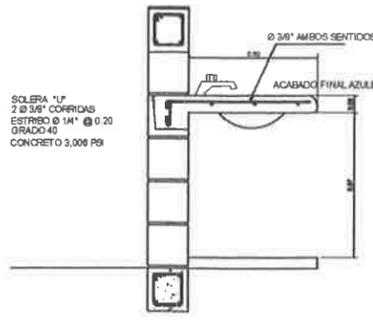
ESCALA 1/200



DETALLE DE PUERTA  
SIN ESCALA

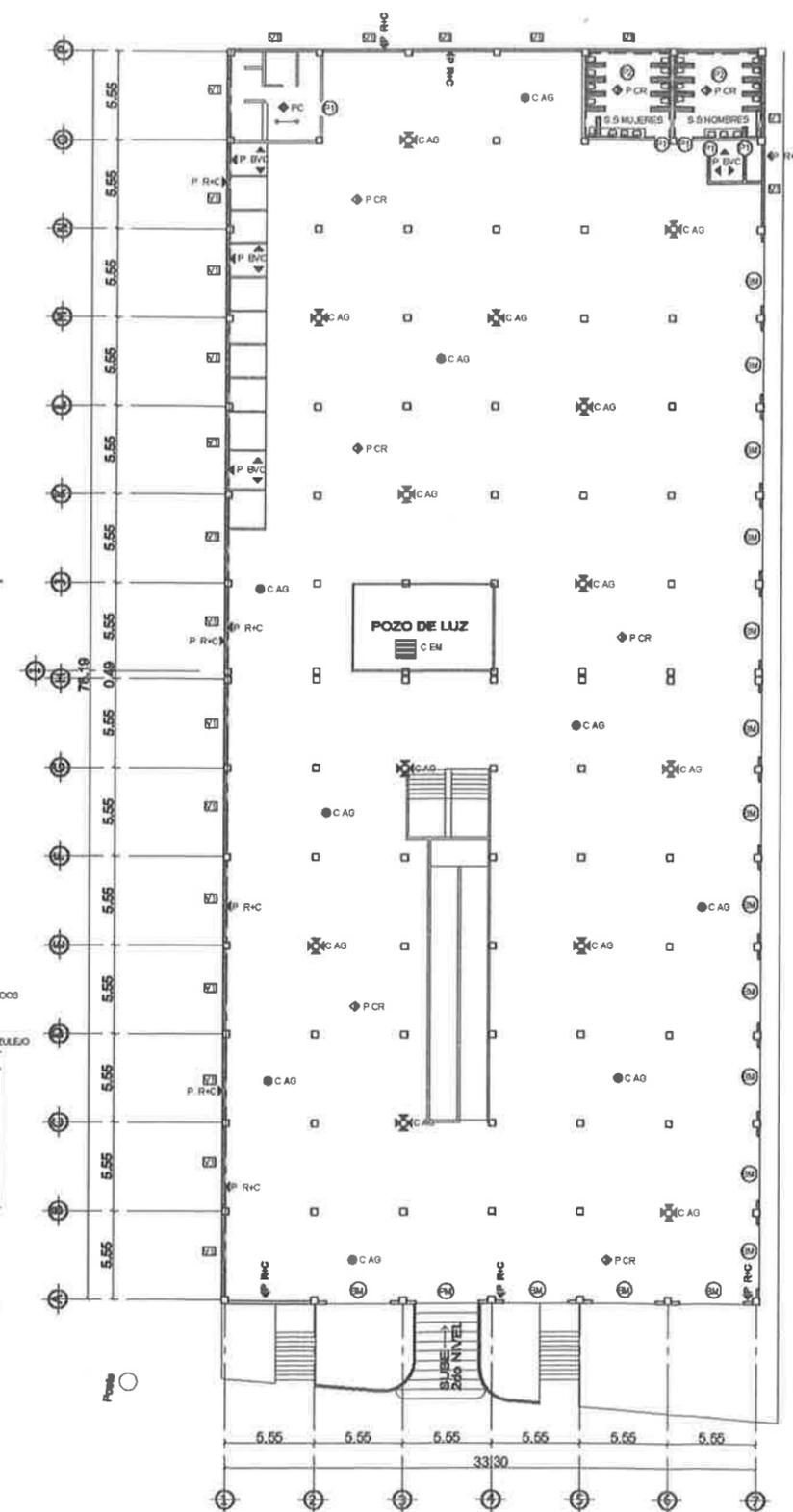


VENTANA V-1  
SIN ESCALA



DETALLE LAVAMANOS  
SIN ESCALA

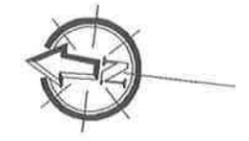
SOBLERA 1" F  
2 @ 38" CORRIDAS  
ESTRIBO @ 14" @ 0.20  
GRADO 45  
CONCRETO 3,000 PSI



# PLANTA ACABADOS

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/200



## NOMENCLATURA PARA INSTALACION EN PLANTA

NOMENCLATURA			
SIMBOLGIA	UBICACION	MATERIAL	OBSERVACIONES
◀ P R+C	PARED	REPELLO + CERNIDO VERTICAL	
◀ P BVC	PARED	BLOCK VISTO CISADO	
---	PARED	AZULEJO A 1.80 M	
◆ PC	PISO	PISO CERAMICO	
◇ TC	PISO	TORTA DE CONCRETO 0.07 M.	
◆ P CR	PISO	PISO DE CONCRETO (LOSA ACABADO ALISADO)	
◀ C AG	COLUMNA	ALISADO GRIS	
■ C EM	CIELO	ESTRUCTURA METALICA + LAMINA	LAMINA PVC
● C AG	CIELO	ALIZADO GRIS	
◆ TC+AC	MOSTRADORES	TORTA DE CONCRETO+ALISADO	
○ PM	LOCALES	PERSIANA METALICA	
○ MTC	MOSTRADORES	TORTA DE CONCRETO + ALISADO	
○ BM	BALCON	BALCON DE METAL	

### Planilla de ventanas

TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	OBSERVACIONES
V-1	63	5.10	1.00	HERRERIA + VIDRIO 6MM

### Planilla de puertas

TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	OBSERVACIONES
P-1	8	1.00	2.10	METAL+PINTURA ANTICOR.
P-2	34	0.80	1.80	METAL+PINTURA ANTICOR.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MERCADO MUNICIPAL NÚM. 4 PARA REUBICACIÓN DE COMERCIO INFORMAL EN ESCUINTLA, ESCUINTLA

CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS

DISEÑO: JAYU CHRISTIAN  
CALCULO: ANTONIO AGUIRRE  
REVISOR: SIGA, CHAN, CARLOS AGUIRRE  
DISEÑO: ADOLFO AGUIRRE

USAC - EPS  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PLANO NÚM. 14

## **ANEXOS**

ANEXO 1: Plano topográfico

ANEXO 2: Modelo de módulo en ETABS

ANEXO 3: Diagrama de carga viva obtenido por medio de ETABS

ANEXO 4: Diagrama de carga muerta obtenido por medio de ETABS

ANEXO 5: Diagrama de carga sísmica obtenido por medio de ETABS

ANEXO 6: Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni. (Carga viva)

ANEXO 7: Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni. (Carga muerta)

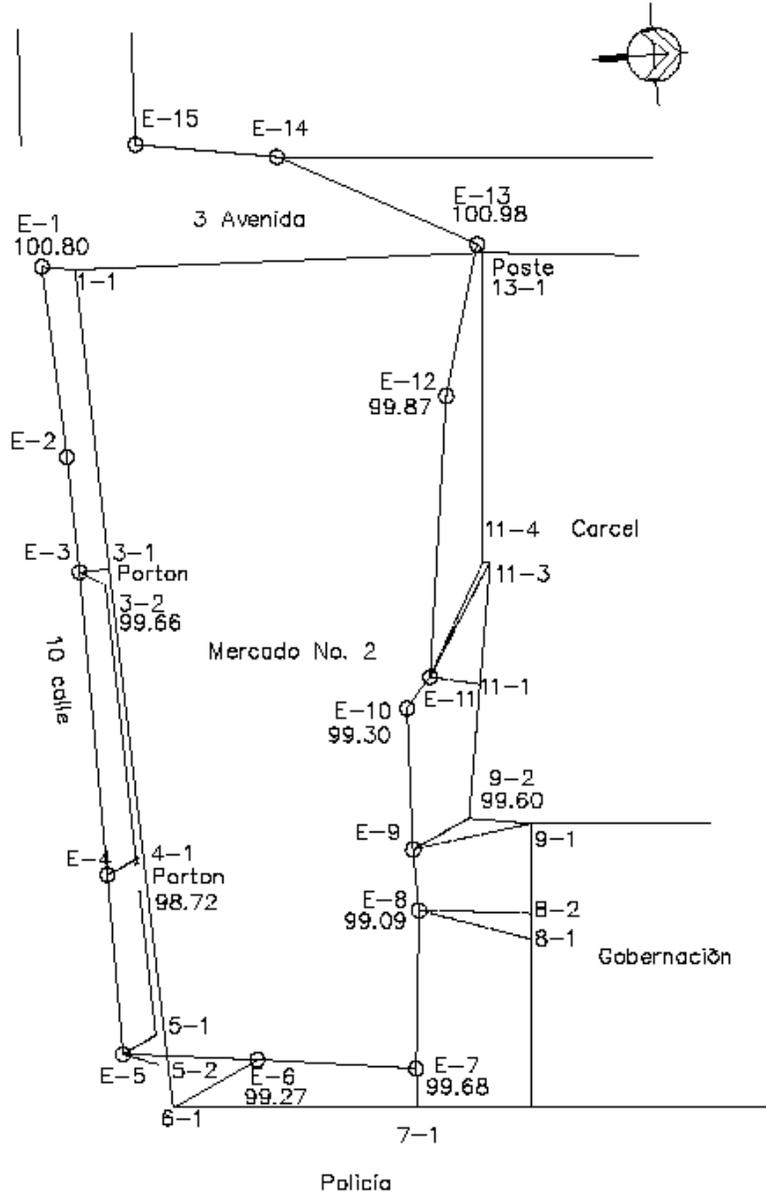
ANEXO 8: Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni. (Carga sísmica)

ANEXO 9: Valor soporte sugeridos para diferentes tipos de suelos



# ANEXO 1

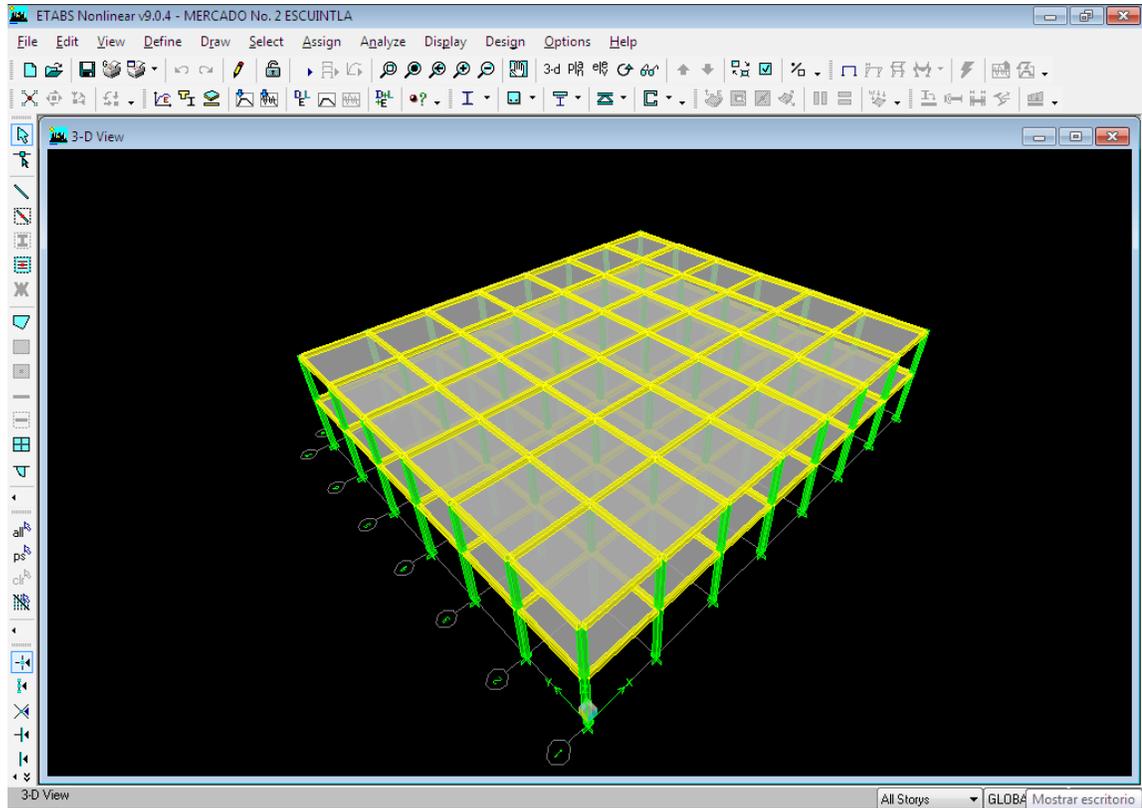
## Plano topográfico





## ANEXO 2

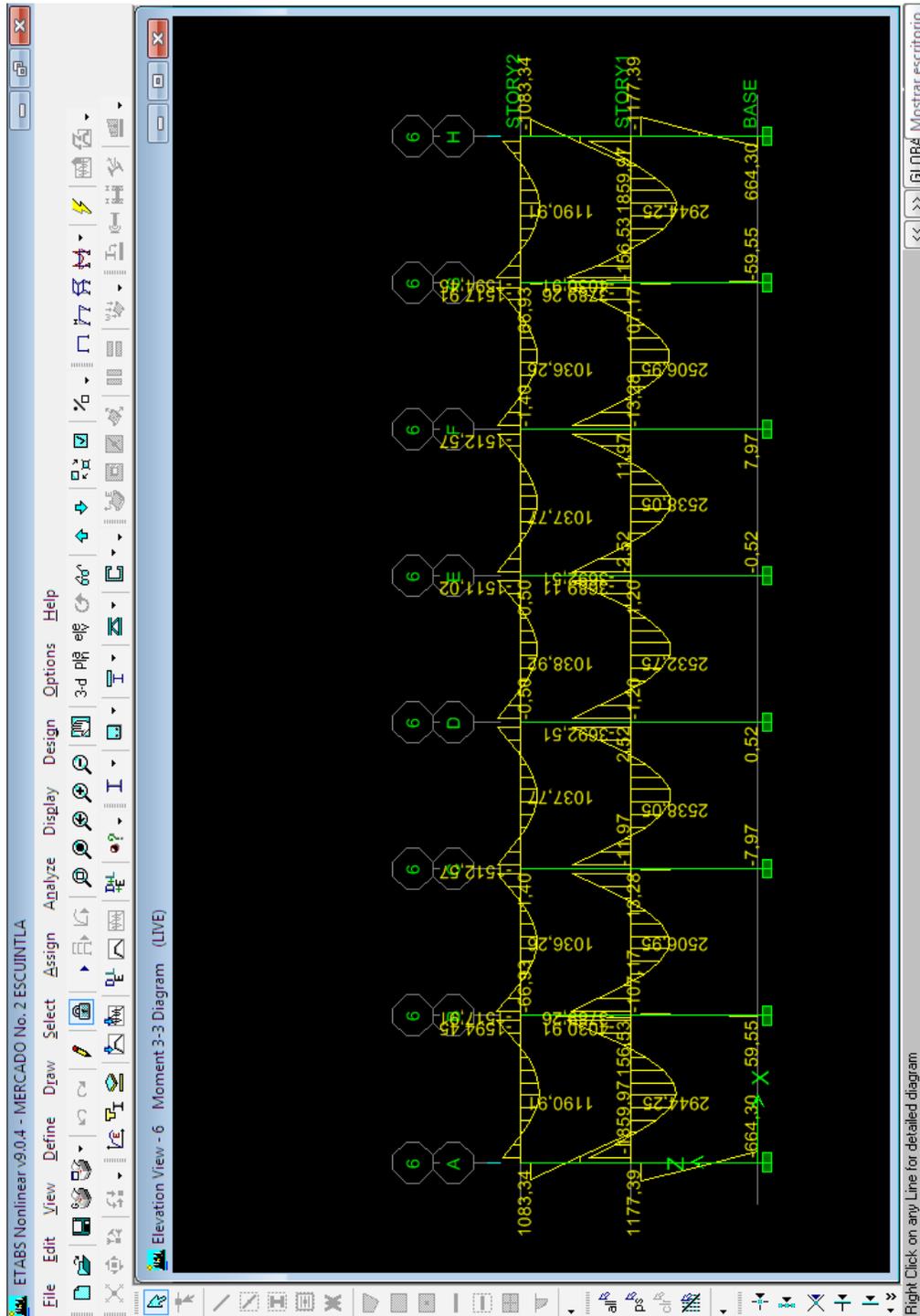
### Modelo de modulo en ETABS





# ANEXO 3

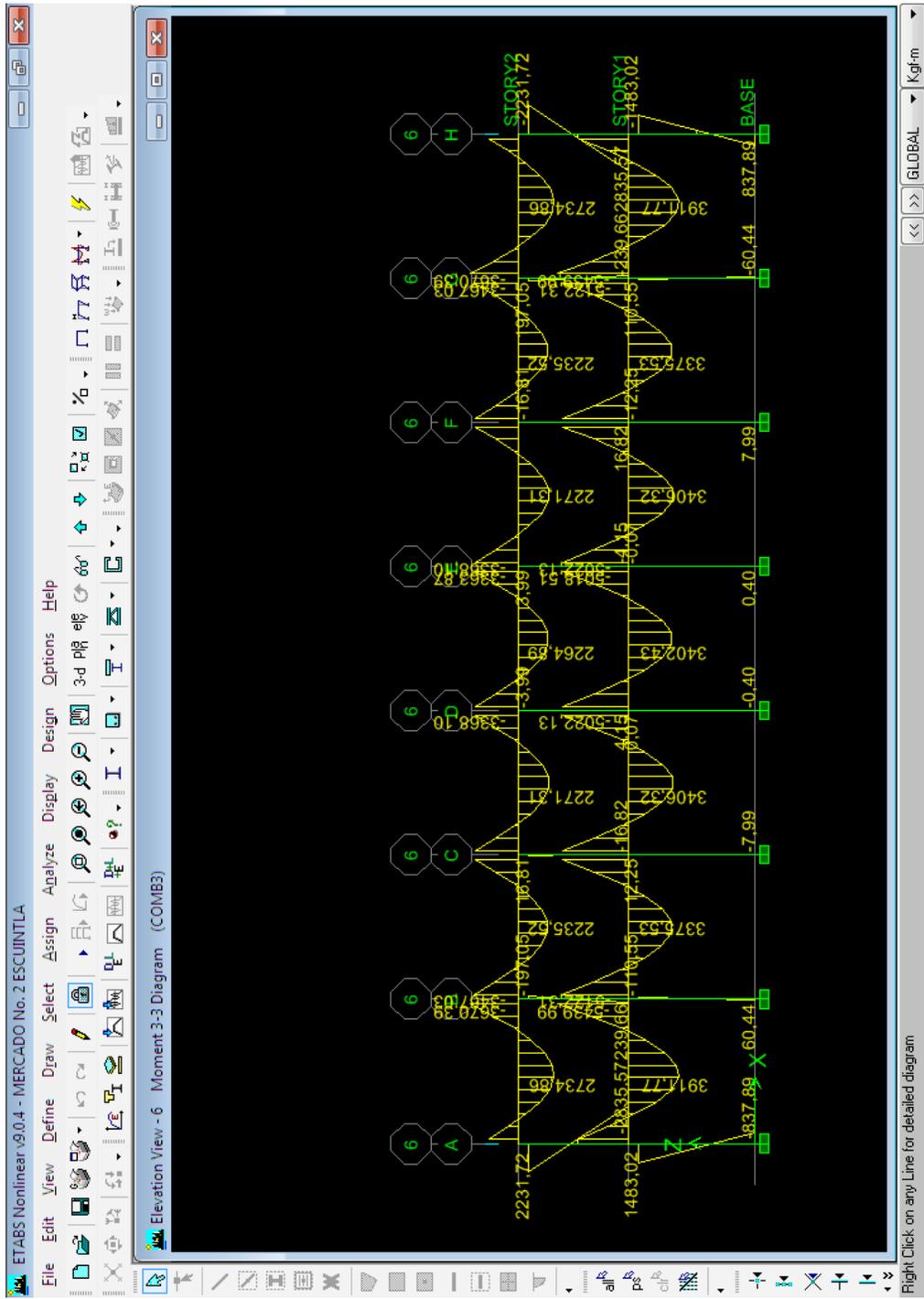
## Diagrama de carga viva obtenido por medio de ETABS





# ANEXO 4

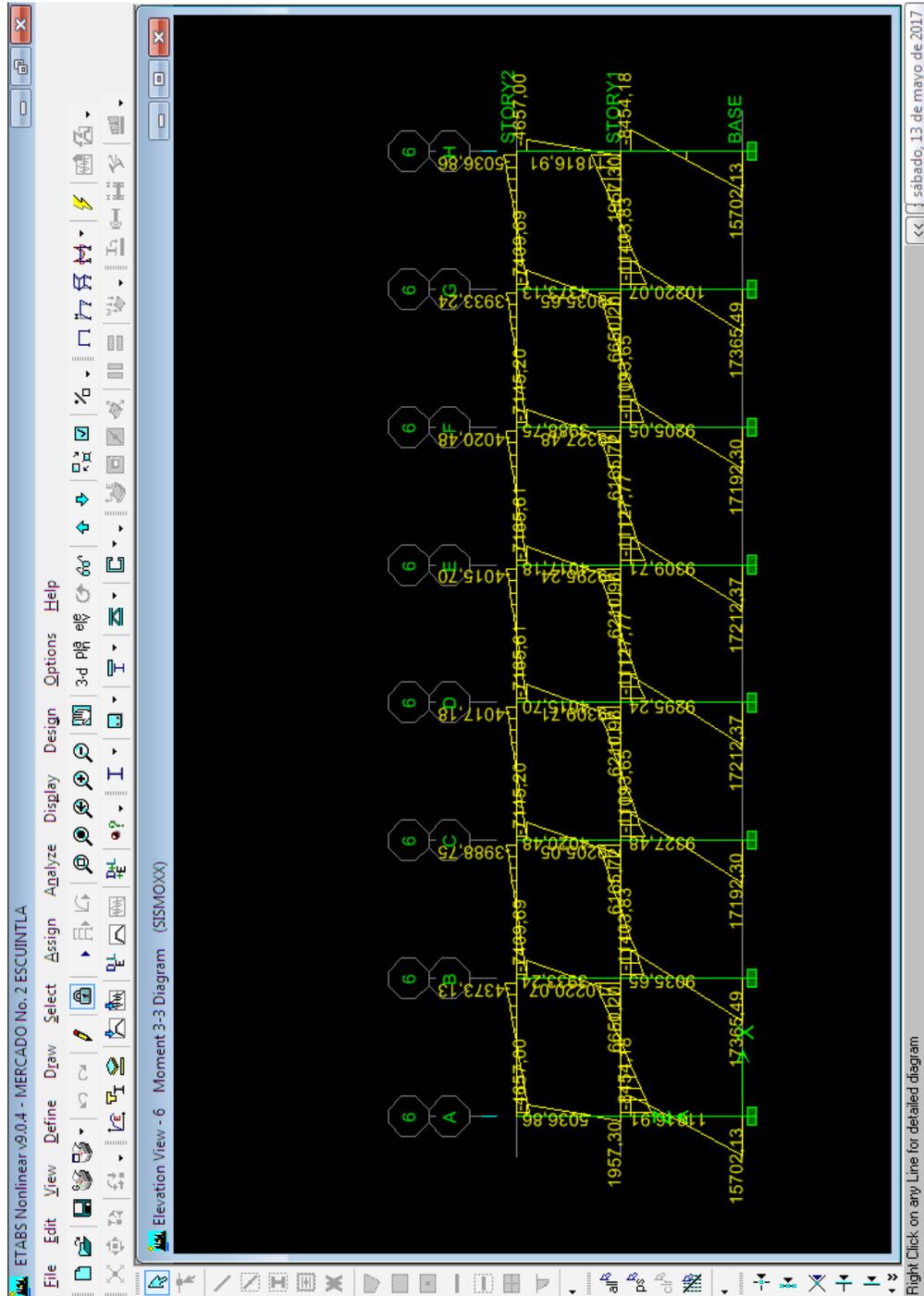
## Diagrama de carga muerta obtenido por medio de ETABS





## ANEXO 5

### Diagrama de carga sísmica obtenido por medio de ETABS





## ANEXO 6

**Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni (carga viva)**

TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIFERENCIA	TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIFERENCIA
	Kg-m	Kg-m			Kg-m	Kg-m	
AB	-1 076,90	1 163,00	7,40%	ED	1 426,97	1 511,00	5,56%
AI	1 076,96	1 083,00	0,56%	EF	-1 428,10	1 512,00	5,55%
IA	1 482,75	1 860,00	20,28%	EM	0,65	0,50	23,08%
IJ	-2 476,71	2 650,00	6,54%	ML	3 476,01	3 689,00	5,77%
IQ	993,96	1 177,00	15,55%	MN	-3 480,37	3 692,00	5,73%
QI	496,98	664,00	25,15%	ME	2,48	2,52	1,63%
BA	1 578,05	1 594,00	1,00%	MU	1,85	1,20	35,06%
BC	-1 457,98	1 518,00	3,95%	UM	0,92	0,52	43,72%
BJ	-120,09	67,00	44,21%	FE	1 424,89	1 512,00	5,76%
JI	3 881,24	4 031,00	3,72%	FG	-1 413,06	1 510,00	6,42%
JK	-3 591,49	3 789,00	5,21%	FN	-1,20	1,40	-16,67%
JB	-176,18	156,00	11,45%	NM	3 461,24	3 676,00	5,84%
JR	-113,55	107,00	5,77%	NO	-3 427,83	3 653,00	6,16%
RJ	-56,78	60,00	5,37%	NF	-19,84	11,97	39,67%
CB	1 413,04	1 510,00	6,42%	NV	-13,53	13,28	1,88%
CD	-1 424,93	1 512,00	5,76%	VN	-6,77	7,97	15,09%
CK	1,20	1,40	-16,67%	GF	1 457,99	1 518,00	3,95%
KJ	3 427,84	3 653,00	6,16%	GH	-1 578,01	1 594,00	1,00%
KL	-3 461,23	3 675,00	5,82%	GO	120,13	67,00	44,23%
KC	19,83	11,97	39,64%	ON	3 591,49	3 789,00	5,21%
KS	13,54	13,28	1,95%	OP	-3 881,24	4 031,00	3,72%
SK	6,77	7,97	15,03%	OG	176,19	156,00	11,46%
DC	1 413,04	1 512,00	6,54%	OW	113,55	107,00	5,77%
DE	-1 424,93	1 511,00	5,70%	WO	56,77	60,00	5,38%
DL	0,65	0,50	23,08%	HG	1 076,93	1 163,00	7,40%
LK	3 480,37	3 692,00	5,73%	HP	-1 076,95	1 083,00	0,56%
LM	-3 476,01	3 689,00	5,77%	PO	2 476,71	2 650,00	6,54%
LD	-2,49	2,52	1,29%	PH	-1 482,74	1 860,00	20,28%
LT	-1,85	1,20	35,17%	PX	-993,96	1 177,00	15,55%
TL	-0,93	0,52	43,82%	XP	-496,98	664,00	25,15%



## ANEXO 7

**Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni (carga muerta)**

TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIFERENCIA
	Kg-m	Kg-m	
AB	-2 106,10	2 232,00	5,64%
AI	2 106,17	2 232,00	5,64%
IA	2 217,30	2 836,00	-27,90%
IJ	-3 442,79	4 319,00	-25,45%
IQ	1 225,49	1 483,00	17,36%
QI	612,75	838,00	26,88%
BA	3 527,50	3 670,00	3,88%
BC	-3 255,07	3 467,00	6,11%
BJ	-272,45	197,00	27,69%
JI	5 199,62	5 440,00	4,42%
JK	-4 811,27	5 022,00	4,20%
JB	-263,70	239,00	9,37%
JR	-124,64	111,00	10,94%
RJ	-62,32	60,44	3,02%
CB	3 072,76	3 949,00	22,19%
CD	-3 106,50	3 970,00	21,75%
CK	33,80	26,81	20,68%
KJ	4 627,43	5 893,00	21,48%
KL	-4 669,22	5 036,00	7,28%
KC	29,47	26,82	9,00%
KS	12,29	12,25	0,36%
SK	6,15	7,99	23,06%
DC	3 130,41	3 368,00	7,05%
DE	-3 125,56	3 368,00	7,20%
DL	-4,94	3,99	19,27%
LK	4 687,45	5 022,00	6,66%
LM	-4 682,63	5 022,00	6,76%
LD	-3,65	4,15	12,08%
LT	-1,15	0,98	14,90%
TL	-0,58	0,40	30,53%

TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIFERENCIA A
	Kg-m	Kg-m	
ED	3 125,55	3 364,00	7,09%
EF	-3 130,44	3 368,00	7,05%
EM	4,93	3,99	19,10%
ML	4 682,62	5 018,00	6,68%
MN	-4 687,45	5 022,00	6,66%
ME	3,64	4,15	12,30%
MU	1,15	0,98	14,59%
UM	0,57	0,40	30,28%
FE	3 106,45	3 970,00	21,75%
FG	-3 072,79	3 949,00	22,19%
FN	-33,85	26,81	20,79%
NM	4 669,23	5 036,00	7,28%
NO	-4 627,42	5 009,00	7,62%
NF	-29,48	26,82	9,04%
NV	-12,28	12,25	0,26%
VN	-6,14	7,99	23,14%
GF	3 255,09	3 467,00	6,11%
GH	-3 527,46	3 670,00	3,88%
GO	272,50	197,00	27,71%
ON	4 811,26	5 122,00	6,07%
OP	-5 199,63	5 440,00	4,42%
OG	263,71	239,00	9,37%
OW	124,63	111,00	10,94%
WO	62,32	60,44	3,01%
HG	2 106,13	2 232,00	5,64%
HP	-2 106,16	2 232,00	5,64%
PO	3 442,79	2 836,00	17,62%
PH	-2 217,30	2 836,00	21,82%
PX	-1 225,49	1 483,00	17,36%
XP	-612,75	838,00	26,88%



## ANEXO 8

**Tabla comparativa ETABS vrs. Kanni (carga sísmica)**

TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIF.	TRAMO	MOTODO DE KANNI	ETABS	% DIF.
	Kg-m	Kg-m			Kg-m	Kg-m	
AB	4 711,95	5 353,00	11,98%	ED	3 763,79	4 285,00	12,16%
AI	-4 711,91	4 657,00	1,17%	EF	3 763,58	4 287,00	12,21%
IA	-1 768,00	1 957,00	9,66%	EM	-7 527,40	7 165,00	4,81%
IJ	14 465,43	12 558,00	13,19%	ML	11 096,55	9 920,00	10,60%
IQ	-14 136,48	8 454,00	40,20%	MN	11 125,11	9 954,00	10,53%
QI	-19 281,36	15 702,00	18,56%	ME	-4 576,63	6 210,00	26,30%
BA	4 186,15	4 689,00	10,72%	MU	-17 645,01	11 127,00	36,94%
BC	3 694,62	4 199,00	12,01%	UM	-21 035,63	17 212,00	18,18%
BJ	-7 880,79	7 409,00	5,99%	FE	3 763,37	4 290,00	12,28%
JI	12 467,24	10 961,00	12,08%	FG	3 728,90	4 255,00	12,36%
JK	10 706,78	9 649,00	9,88%	FN	-7 492,25	7 145,00	4,63%
JB	-5 145,51	6 650,00	22,62%	NM	11 153,67	9 936,00	10,92%
JR	-18 028,48	11 403,00	36,75%	NO	10 944,50	9 818,00	10,29%
RJ	-21 227,36	17 365,00	18,20%	NF	-4 505,51	6 165,00	26,92%
CB	3 728,88	4 255,00	12,36%	NV	-17 592,66	11 093,00	36,95%
CD	3 763,37	4 290,00	12,28%	VN	-21 009,45	17 192,00	18,17%
CK	-7 492,27	7 145,00	4,64%	GF	3 694,62	4 199,00	12,01%
KJ	10 944,51	9 818,00	10,29%	GH	4 186,14	4 689,00	10,72%
KL	11 153,67	9 954,00	10,76%	GO	-7 880,80	6 650,00	15,62%
KC	-4 505,51	6 165,00	26,92%	ON	10 706,78	9 649,00	9,88%
KS	-17 592,65	11 093,00	36,95%	OP	12 467,24	10 961,00	12,08%
SK	-21 009,44	17 192,00	18,17%	OG	-5 145,52	6 650,00	22,62%
DC	3 763,59	4 287,00	12,21%	OW	-18 028,48	11 403,00	36,75%
DE	3 763,80	4 285,00	12,16%	WO	-21 227,36	17 365,00	18,20%
DL	-7 527,38	7 165,00	4,81%	HG	4 711,94	5 353,00	11,98%
LK	11 125,10	9 936,00	10,69%	HP	-4 711,92	4 657,00	1,17%
LM	11 096,54	9 920,00	10,60%	PO	14 465,43	12 598,00	12,91%
LD	-4 576,63	6 210,00	26,30%	PH	-1 768,00	1 957,00	9,66%
LT	-17 645,02	11 127,00	36,94%	PX	-14 136,47	8 454,00	40,20%
TL	-21 035,63	17 212,00	18,18%	XP	-19 281,36	15 702,00	18,56%



## ANEXO 9

### Valor soporte sugeridos para diferentes tipos de suelos

Material	t/m <sup>2</sup>	Observaciones
Roca sana no intemperizada	645	Hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22 – 86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena granulometría.
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala granulometría.
Suelos gravillosos	43	Flojos, con mucha arena
Suelos arenosos	32 – 64	Densos.
Arena fina	22 – 43	Densa.
Suelos arcillosos	53	Duros.
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana.
Suelos limosos	32	Densos.
Suelos limosos	16	Densidad mediana.

Fuente: CABRERA Jadenón. Guía teórica para el curso de cimentaciones 1 p. 44.

