



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

## **DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**

**Robin Ariel Gómez Gómez**

Asesorado por la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto

Guatemala, marzo de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ROBIN ARIEL GÓMEZ GÓMEZ**

ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 14 de mayo de 2014.

**Robin Ariel Gómez Gómez**



Guatemala, 13 de enero de 2015  
Ref.EPS.DOC.14.01.15

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

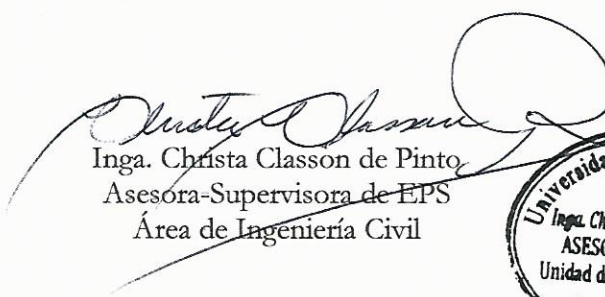
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Robin Ariel Gómez Gómez** con carné No. **201020112**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, 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



Guatemala, 10 de febrero de 2015  
Ref.EPS.D.80.02.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

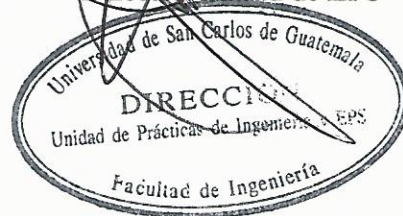
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Robin Ariel Gómez Gómez, carné 201020112**, 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 parte de la Asesora=Supervisora de EPS, en mi calidad de Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,  
9 de febrero de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Robin Ariel Gómez Gómez, con Carnet No. 201020112, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa 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 Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Christa Classon de Pinto y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Robin Ariel Gómez Gómez, titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua







DTG. 092.2015

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL DE DOS NIVELES DE PALÍN, ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario: **Robin Ariel Gómez Gómez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano

Guatemala, 5 de marzo de 2015

/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por darme la inteligencia y sabiduría necesaria para alcanzar esta meta.
<b>Mis padres</b>	Dionicio Gómez y Maribel Gómez de Gómez, por su apoyo incondicional. Su amor será siempre mi inspiración.
<b>Mis hermanos</b>	Yessenia, Huriel y Efer Gómez, por su apoyo incondicional para alcanzar esta meta.
<b>Mis abuelas</b>	Ingrasia Gómez y Remigia Agustín, por su apoyo incondicional.
<b>Mis tías</b>	Marta Gómez, Dora Agustín, por su cariño incondicional.
<b>Mis amigos</b>	Merari Rodríguez, Elizabeth Vega, por su amistad incondicional.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por brindarme la oportunidad de pertenecer a tan prestigiosa casa de estudios e influir en mi formación profesional.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por darme vida y sabiduría, para poder alcanzar esta meta.
<b>Mis padres</b>	Por ser un ejemplo a seguir en mi vida y apoyo incondicional para poder alcanzar esta meta.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Hamilton Tá, Yoselin López, Mario Corado, Juan Burrero, Silvia Alvarado, César Bernal, Fernanda Ramírez, por darme su apoyo a lo largo de la carrera y permitirme compartir gratos momentos juntos.
<b>Inga. Christa Classon de Pinto</b>	Por el apoyo y asesoría durante la realización de este trabajo de graduación.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por haberme dado la oportunidad de estudiar en tan prestigiosa casa de estudios.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por brindarme los conocimientos para ser ingeniero civil.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN .....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Características del municipio de Palín, Escuintla .....	1
1.1.1. Aspectos históricos.....	1
1.1.2. Localización y colindancias.....	1
1.1.3. Clima .....	2
1.1.4. Tipo de vivienda.....	2
1.1.5. Situación demográfica .....	3
1.2. Características de infraestructura .....	3
1.2.1. Vías de acceso .....	3
1.2.2. Servicios públicos .....	4
1.2.2.1. Sistema de distribución de agua.....	4
1.2.2.2. Drenajes .....	4
1.2.2.3. Redes de distribución eléctrica .....	5
1.3. Características socioeconómicas .....	5
1.3.1. Actividad económica.....	5
1.3.2. Idioma y religión.....	5
1.3.3. Organización de la comunidad .....	6
1.4. Diagnóstico sobre las necesidades y servicios básicos .....	6

1.4.1.	Descripción de las necesidades .....	6
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	7
2.1.	Diseño del edificio municipal .....	7
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	7
2.1.2.	Estudio de suelos .....	7
2.1.2.1.	Ensayo compresión triaxial.....	8
2.1.2.2.	Determinación del valor soporte.....	8
2.1.2.3.	Ensayo de límites de Atterberg .....	11
2.1.2.4.	Ensayo de granulometría .....	11
2.1.3.	Levantamiento topográfico .....	12
2.1.4.	Diseño arquitectónico.....	12
2.1.4.1.	Estructuración .....	12
2.1.4.1.1.	Sistema estructural a utilizar.....	12
2.1.4.1.2.	Requerimiento de áreas .....	13
2.1.4.1.3.	Distribución de espacios.....	14
2.1.4.1.4.	Alturas y cotas.....	15
2.1.5.	Análisis estructural .....	15
2.1.5.1.	Predimensionamiento estructural .....	16
2.1.5.2.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles .....	20
2.1.5.3.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles .....	23
2.1.5.3.1.	Cargas verticales en marcos dúctiles .....	23
2.1.5.3.2.	Cargas horizontales en marcos dúctiles .....	33

2.1.5.4.	Análisis de marcos dúctiles método de Kani .....	53
2.1.5.5.	Momentos últimos por envolvente de momentos .....	74
2.1.5.6.	Diagrama de momentos .....	81
2.1.5.7.	Diagrama de corte .....	86
2.1.5.8.	Resultados de análisis usando SAP 2000.....	95
2.1.6.	Diseño de elementos estructurales.....	102
2.1.6.1.	Diseño de losas .....	102
2.1.6.2.	Diseño de vigas .....	117
2.1.6.3.	Diseño de columnas .....	129
2.1.6.4.	Diseño de cimientos .....	150
2.1.6.5.	Diseño de gradas.....	182
2.1.6.6.	Diseño de muros tabique.....	187
2.1.6.7.	Diseño de instalaciones hidráulicas y sanitarias .....	191
2.1.6.7.1.	Instalaciones hidráulicas .....	191
2.1.6.7.2.	Instalaciones de drenajes.....	193
2.1.6.8.	Diseño de instalaciones eléctricas.....	197
2.1.7.	Juntas .....	200
2.1.8.	Presupuesto.....	200
2.1.9.	Cronograma.....	203
2.1.10.	Evaluación de impacto ambiental .....	204
2.1.11.	Evaluación socioeconómica.....	205
2.1.11.1.	Valor presente neto (VPN).....	205

CONCLUSIONES.....207  
RECOMENDACIONES .....209  
BIBLIOGRAFÍA.....211  
APÉNDICES.....213  
ANEXOS.....243

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Marcos sentido X (edificio 1) .....	21
2.	Marcos sentido Y (edificio 1) .....	21
3.	Marcos sentido X (edificio 2) .....	22
4.	Marcos sentido Y (edificio 2) .....	22
5.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	23
6.	Cargas calculadas para marco eje B (edificio 1) .....	31
7.	Cargas calculadas para marco eje 2 (edificio 1) .....	32
8.	Cargas calculadas para marco eje B (edificio 2) .....	32
9.	Cargas calculadas para marco eje 2 (edificio 2) .....	33
10.	Muros y columnas sentido Y (edificio 1).....	37
11.	Muros y columnas sentido X (edificio 1).....	38
12.	Cargas aplicadas, sentido X (edificio 1) .....	51
13.	Cargas aplicadas, sentido Y (edificio 1) .....	51
14.	Cargas aplicadas, sentido X (edificio 2) .....	52
15.	Cargas aplicadas, sentido Y (edificio 2) .....	52
16.	Análisis de carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1 .....	67
17.	Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1 .....	68
18.	Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1 .....	68
19.	Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1 .....	69



20.	Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1 .....	69
21.	Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1 .....	70
22.	Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1 .....	70
23.	Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2 .....	71
24.	Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2.....	71
25.	Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2 .....	72
26.	Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2 .....	72
27.	Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2.....	73
28.	Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2 .....	73
29.	Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido X, edificio 1.....	82
30.	Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido X, edificio 1.....	82
31.	Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido Y, edificio 1.....	83
32.	Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido Y, edificio 1.....	83
33.	Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido X, edificio 2.....	84

34.	Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido X, edificio 2 .....	84
35.	Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido Y, edificio 2.....	85
36.	Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido Y, edificio 2 .....	85
37.	Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido X, edificio 1 .....	91
38.	Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido Y, edificio 1 .....	91
39.	Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido X, edificio 2.....	92
40.	Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido Y, edificio 2.....	92
41.	Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido X, edificio 1 .....	93
42.	Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido Y, edificio 1 .....	93
43.	Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido X, edificio 2.....	94
44.	Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido Y, edificio 2.....	94
45.	Diagrama de envolvente, marco del sentido X, edificio 1.....	95
46.	Diagrama de envolvente, marco del sentido Y, edificio 1.....	96
47.	Diagrama de envolvente, marco del sentido X, edificio 2.....	96
48.	Diagrama de envolvente, marco del sentido Y, edificio 2.....	97
49.	Planta de distribución de losas, edificio 1.....	103
50.	Planta de momentos actuantes en losas, edificio 1 .....	106
51.	Planta de distribución de losas, edificio 2.....	111
52.	Planta de momentos actuantes en losas, edificio 2 .....	113
53.	Diagrama de envolvente de momentos y corte, viga primer nivel edificio 1 (Kg-m) .....	118
54.	Armado longitudinal viga edificio 1 .....	121
55.	Armado transversal, viga edificio 1 .....	124
56.	Diagrama de envolvente de momentos y corte, viga primer nivel edificio 2 (Kg-m) .....	125
57.	Armado longitudinal viga edificio 2.....	128

58.	Armado transversal, viga edificio 2 .....	129
59.	Esbeltez de columnas.....	131
60.	Diagrama de iteración edificio 1 .....	136
61.	Armado en columnas, edificio 1 .....	141
62.	Diagrama de iteración, edificio 2.....	146
63.	Armado en columnas edificio 2.....	149
64.	Corte simple en zapata .....	153
65.	Corte punzonante en zapata.....	154
66.	Detalle de armado de zapata (edificio 1) .....	156
67.	Cargas actuantes sobre la zapata excéntrica .....	157
68.	Diagrama de cargas por metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 1.....	159
69.	Diagrama de cargas por metro lineal (zapata excéntrica) edificio 1 .....	160
70.	Corte punzonante (zapata excéntrica) sobre metro cuadrado edificio 1.....	162
71.	Corte punzonante (zapata excéntrica) sobre metro lineal edificio 1 .....	164
72.	Corte punzonante (zapata excéntrica) edificio 1 .....	165
73.	Detalle de armado de zapata excéntrica (edificio 1) .....	167
74.	Detalle de armado de zapata (edificio 2) .....	172
75.	Diagrama de cargas por metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 2.....	175
76.	Diagrama de cargas por metro lineal (zapata excéntrica) edificio 2 .....	175
77.	Corte punzonante sobre metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 2.....	177
78.	Corte punzonante sobre metro lineal (zapata excéntrica) edificio 2 .....	179
79.	Corte punzonante (zapata excéntrica) edificio 2.....	180
80.	Detalle de armado de zapata excéntrica (edificio 2) .....	182
81.	Planta módulo de gradas .....	183
82.	Distribución de carga y momento .....	184

83.	Armado de gradas.....	186
84.	Disposición de elementos muro tabique.....	190

## TABLAS

I.	Factores de capacidad de carga (Vesic) .....	9
II.	Área de trabajo según el uso.....	14
III.	Distribución de fuerzas por piso (edificio 1).....	37
IV.	Distribución de fuerzas por marco (edificio 1) .....	40
V.	Distribución de fuerzas por piso (edificio 2).....	40
VI.	Distribución de fuerzas por marco (edificio 2) .....	41
VII.	Centro de rigidez (edificio 1).....	41
VIII.	Centro de rigidez (edificio 2).....	42
IX.	Centro de masa eje X (edificio 1) .....	43
X.	Centro de masa eje Y (edificio 1) .....	43
XI.	Centro de masa eje X (edificio 2) .....	44
XII.	Centro de masa eje Y (edificio 2) .....	45
XIII.	Fuerzas laterales por marco.....	50
XIV.	Envolvente de momentos para vigas, eje x, edificio 1 .....	75
XV.	Envolvente de momentos para vigas, eje Y, edificio 1 .....	76
XVI.	Envolvente de momentos para vigas, eje X, edificio 2 .....	77
XVII.	Envolvente de momentos para vigas, eje Y, edificio 2 .....	78
XVIII.	Envolvente de momentos para columnas, eje X, edificio 1 .....	79
XIX.	Envolvente de momentos para columnas, eje Y, edificio 1 .....	80
XX.	Envolvente de momentos para columnas, eje Y, edificio 2 .....	80
XXI.	Envolvente de momentos para columnas, eje X, edificio 2 .....	81
XXII.	Cortante en vigas, eje X, edificio 1 .....	87
XXIII.	Cortante en vigas, eje Y, edificio 1 .....	87
XXIV.	Cortante en vigas, eje X, edificio 2 .....	88

XXV.	Cortante en vigas, eje Y, edificio 2.....	88
XXVI.	Cortante en columnas, eje X, edificio 1.....	89
XXVII.	Cortante en columnas, eje Y, edificio 1.....	89
XXVIII.	Cortante en columnas, eje X, edificio 2.....	90
XXIX.	Cortante en columnas, eje Y, edificio 2.....	90
XXX.	Comparación de envolventes en vigas, eje X, edificio 1.....	98
XXXI.	Comparación de envolventes en vigas, eje Y, edificio 1.....	99
XXXII.	Comparación de envolventes en vigas, eje X, edificio 2.....	100
XXXIII.	Comparación de envolventes en vigas, eje Y, edificio 2.....	101
XXXIV.	Armado de losas edificio 1.....	110
XXXV.	Armado de losas edificio 2.....	116
XXXVI.	Unidades de gasto Hunter.....	191
XXXVII.	Gastos probables método de Hunter (lt/s).....	192
XXXVIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones.....	194
XXXIX.	Gastos probables método de Hunter (lt/s).....	195
XL.	Resumen de circuitos para edificio 1 y 2.....	199
XLI.	Presupuesto general del edificio municipal Núm. 1.....	201
XLII.	Presupuesto general del edificio municipal Núm. 2.....	202
XLIII.	Cronograma General de ejecución.....	203

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$\Phi$	Ángulo de fricción interna
$A_{S_{max}}$	Área de acero máximo
$A_{S_{min}}$	Área de acero mínimo
$A_z$	Área de zapata
$A_g$	Área gruesa de Columna
$A_t$	Área tributaria
$b$	Base del elemento
$P_u$	Carga axial en la columna
$CM$	Carga muerta
$CU$	Carga última
$CV$	Carga viva
$Q$	Caudal
$cm$	Centímetros
$cm^2$	Centímetros cuadrados
$CR$	Centro de rigidez
$pvc$	Cloruro de polivinilo
$C_b$	Coeficiente ACI, del lado mayor
$C_a$	Coeficiente ACI, del lado menor
$C$	Coeficiente de rugosidad
$V_b$	Corte basal
$\emptyset$	Diámetro de la varilla
$E$	Esbeltez
$e$	Excentricidad

<b>Nq</b>	Factor de flujo de carga
<b>Nc</b>	Factor de flujo de carga última
<b>Fs</b>	Factor de seguridad
<b>Kg</b>	Kilogramo
<b>Kg-m</b>	Kilogramo metro
<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	Kilogramo sobre centímetro cuadrado
<b>Kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramo sobre metro cuadrado
<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo sobre metro cúbico
<b>lb</b>	Libras
<b>fy</b>	Límite de fluencia del acero
<b>l/s</b>	Litros por segundo
<b>m</b>	Metro
<b>m<sup>2</sup></b>	Metro cuadrado
<b>m<sup>3</sup></b>	Metro cúbico
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad de concreto
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>Mb</b>	Momento del lado mayor
<b>Ma</b>	Momento del lado menor
<b>M<sub>max</sub></b>	Momento máximo
<b>M<sub>Asmin</sub></b>	Momento resistido por el acero mínimo
<b>d</b>	Peralte efectivo
<b>t</b>	Peralte total del elemento
<b><i>γ<sub>agua</sub></i></b>	Peso específico del agua
<b><i>γ<sub>concreto</sub></i></b>	Peso específico del concreto
<b><i>γ<sub>suelo</sub></i></b>	Peso específico del suelo
<b>f'c</b>	Resistencia especificada a compresión del concreto
<b>@</b>	Separación entre varillas
<b>ton</b>	Tonelada
<b>ton-m</b>	Tonelada por metro

**ton/m**

Tonelada sobre metro

**ton/m<sup>2</sup>**

Tonelada sobre metro cuadrado

**Vs**

Valor soporte





## GLOSARIO

<b>ACI</b>	American Concrete Institute.
<b>Agregado</b>	Material granular, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio aglomerante para formar hormigón.
<b>Carga axial</b>	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
<b>Carga muerta</b>	Cargas permanentes soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción, sin mayorar.
<b>Carga viva</b>	Cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación.
<b>Caudal</b>	Cantidad de agua que corre en un tiempo determinado.
<b>COCODE</b>	Comité Comunitario de Desarrollo.
<b>Columna</b>	Elemento estructural que soporta carga axial.
<b>Concreto</b>	Mezcla proporcionada de cemento, agregado grueso, agregado fino y agua.

<b>Concreto reforzado</b>	Concreto con refuerzo de acero.
<b>Deflexión</b>	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
<b>Estribo</b>	Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural; por lo general, barras, alambres o malla electro soldada de alambre, liso o estriado, ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o formas rectangulares, y situados perpendicularmente o en ángulo con respecto a la armadura longitudinal.
<b>Excentricidad</b>	Divergencia entre el centro de masa y el centro de rigidez.
<b>Factor de rugosidad</b>	Factor que expresa que tan lisa es una superficie.
<b>Longitud de desarrollo</b>	Longitud embebida en el hormigón que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica.
<b>Módulo de elasticidad</b>	Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión bajo el límite de proporcionalidad del material.

<b>Momento</b>	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
<b>Muro</b>	Elemento, generalmente, vertical, empleado para encerrar o separar espacios.
<b>Topografía</b>	Parte de la geodesia que tiene por objetivo representar el terreno sobre papel de la manera más exacta posible. Los dibujos que representan un terreno se llaman planos topográficos.
<b>Viga</b>	Miembro horizontal usado, principalmente, para soportar cargas.
<b>Zapata</b>	Tipo de cimentación superficial adecuado, cuando el terreno tiene propiedades de soporte adecuados.



## **RESUMEN**

El proyecto presentado es de gran importancia para la administración actual de la Municipalidad de Palín, debido al impacto positivo que tendrá en la población, ya que con ello se podrá garantizar un mejor servicio a la comunidad.

Debido al tamaño del actual edificio municipal, no se logra cubrir todas las áreas de servicio social que se necesitan. Es por ello que se ve la necesidad de planificar el diseño de un nuevo edificio municipal y ampliarlo a otras áreas municipales, con el fin de poder colocar nuevos espacios para servicio social, como una farmacia municipal, estación de la Policía Municipal, entre otros.

Para una mejor comprensión, el documento se ha dividido en dos fases: de investigación y servicio técnico profesional. La primera fase contiene la información monográfica del área de influencia, que será beneficiada con la ejecución del proyecto planteado.

En la fase del servicio técnico profesional se detalla el procedimiento de diseño para el edificio municipal de Palín, que contiene el conjunto de los criterios que fundamentan el diseño, basados en los códigos de diseño utilizados en Guatemala.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el edificio municipal de dos niveles que cumpla con los requisitos para el buen funcionamiento administrativo de la Municipalidad de Palín, Escuintla.

### **Específicos**

1. Realizar un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del área rural del municipio de Palín, Escuintla.
2. Coordinar con las autoridades municipales el diseño arquitectónico del edificio municipal que cumpla con los requisitos para el buen funcionamiento.
3. Realizar el diseño estructural con base en las normativas de diseño correspondientes.
4. Elaborar los planos de todos los detalles que permitan la ejecución del edificio municipal de Palín, Escuintla.
5. Elaborar el presupuesto del proyecto a diseñar.





## INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional es un factor muy importante en la problemática de un país, debido a que crea mayor demanda de los servicios básicos, empleos, mayores espacios para la atención al público, entre otros. Este es el caso actual del municipio de Palín, Escuintla. Dicho crecimiento ha creado la demanda de adecuadas instalaciones para atender la gran cantidad de personas que acuden a esta institución a realizar sus trámites municipales.

En vista de lo anterior y en mutuo acuerdo con las autoridades correspondientes del municipio de Palín, se convino planificar un proyecto que contemple un nuevo diseño y ampliación del actual edificio dando una solución a las necesidades del municipio. Y así, contar con un espacio útil, confortable, eficiente y funcional que albergue a los usuarios de dicha oficina administrativa.

Con el presente trabajo se pretende dar una solución técnica, económica y factible al problema antes mencionado, el cual abarcará desde la arquitectura y distribución de ambientes, hasta el diseño estructural de dicha edificación municipal. Priorizando así la necesidad de brindar un mejor servicio al público.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Características del municipio de Palín, Escuintla**

El nombre de Palín proviene de las voces pocomames *Palaq* (estar de pie) y *ha* (agua), que unidas significan agua parada (o de pie) en vista que la población se encuentra en las faldas del volcán de agua.

### **1.1.1. Aspectos históricos**

El municipio de Palín adquirió tal categoría el 16 de octubre de 1836, se cree que había sido creado antes, pero no se ha encontrado ningún dato oficial. El distrito independiente cambió su nombre y categoría a departamento por Acuerdo Ejecutivo del 8 de mayo de 1886, tomando el nombre de Amatitlán. Luego el departamento de Amatitlán fue suprimido por decreto legislativo número 2081 del 29 de abril de 1935, con el publíquese y cúmplase del ejecutivo el 2 de mayo de ese año, y basado en el mismo decreto, el municipio de Palín paso a formar parte de la jurisdicción del departamento de Escuintla. Al que pertenece actualmente.

### **1.1.2. Localización y colindancias**

El municipio de Palín se encuentra ubicado a 40 kilómetros al sur de la ciudad capital de Guatemala; localizado en la parte nororiental del departamento de Escuintla, en la Región V o Región Central. Se localiza en la latitud norte 14° 24' 14" y en la longitud oeste 90° 41' 55". Consta de un área aproximada de ochenta y ocho kilómetros cuadrados (88Km<sup>2</sup>) colindando al

norte: con el municipio de Santa María de Jesús, del departamento de Sacatepéquez; sur: con el municipio de Escuintla, y San Vicente Pacaya, del departamento de Escuintla; oriente: con el municipio de Amatitlán departamento de Guatemala y San Vicente Pacaya, departamento de Escuintla; poniente: con el municipio de Escuintla, departamento de Escuintla y San Juan Alotenango, departamento de Sacatepéquez.

### **1.1.3. Clima**

Palín comparte un clima muy variable y se puede clasificar como templado, la variación se da en concordancia a la época del año y se puede decir que el viento es un fenómeno singular que ocurre durante los meses de noviembre a febrero, con velocidad fuerte.

La temperatura media anual es de 20 °C, pero durante el año se obtiene una temperatura máxima de 20-30 °C, y una mínima de hasta 6-8 °C. El área que comprende el municipio es bastante húmeda, contemplándose, hasta un 80 por ciento de humedad relativa. El promedio de lluvia anual en 130 días es de 1 500 mm. Distribuido en los meses de mayo a octubre.

### **1.1.4. Tipo de vivienda**

La mayor parte de las familias del municipio cuentan con viviendas construidas de block, láminas, adobe, entre otras; siendo estas con techo de lámina y en alguno de los casos losa. En el casco urbano del municipio se pueden observar viviendas en buenas condiciones, lo que refleja el progreso del municipio con el pasar del tiempo.

### **1.1.5. Situación demográfica**

El municipio de Palín está compuesto por tres pueblos: mestizo o ladino, maya. Asimismo, con una población inmigrante, compuesto por familias venidas de diferentes partes de Guatemala y países centroamericanos.

En *Recordación Florida*, Fuentes y Guzmán, en 1690 cuenta el padrón del corregidor del valle de setecientos veinticinco tributarios de la nación, siendo este uno de los primeros datos en relación con la población del municipio. En 1981, según datos del Instituto Nacional de Estadística, se cuenta con la siguiente información: población masculina: 18 184; población femenina: 18 572; población urbana: 24 680; población rural: 12 076; densidad de población, 136 habitantes por habitante en el área urbana; población total: 36 756.

## **1.2. Características de infraestructura**

Los diferentes servicios, como vías de acceso, el sistema de distribución de agua potable, drenajes, redes de distribución eléctrica, permiten tener un enfoque de la infraestructura del municipio y con ello dar un enfoque a las posibles necesidades.

### **1.2.1. Vías de acceso**

Está localizado a 40 kilómetros al sur de la ciudad capital de Guatemala, a 12 kilómetros al sur del lago de Amatitlán, y a 17 kilómetros al norte de la cabecera departamental de Escuintla, es atravesado de este a oeste por la carretera Interoceánica CA-9 ruta al Pacífico, asfaltada con cuatro carriles transitables en todo tiempo. Se cuenta también con caminos y veredas

vecinales de terracería que lo unen con los municipios vecinos y propiedades rurales entre sí, transitable en todo tiempo hacia Santa María de Jesús y Antigua Guatemala, Sacatepéquez; San Vicente Pacaya, Escuintla, aldea La Periquera,

### **1.2.2. Servicios públicos**

En algunas aldeas y comunidades aledañas se puede ver la ausencia de algunos servicios públicos como lo son: sistema de drenajes, sistema de alcantarillado pluvial, sistema de agua potable y servicio eléctrico.

#### **1.2.2.1. Sistema de distribución de agua**

Según los registros recaudados por la Municipalidad de Palín, el 81 por ciento cuenta con un sistema de distribución de agua potable, quedando restante un 19 por ciento que trabajan con pozos para la obtención del vital líquido, siendo estos pobladores quienes se encuentran más alejados del casco urbano.

#### **1.2.2.2. Drenajes**

El municipio de Palín tiene con un déficit en el sistema de drenajes, debido a que el 8 por ciento cuenta con este servicio entre los cuales muchos se encuentran en deterioro. Un factor muy importante a observar es que trabaja como un sistema unificado, es decir transporta aguas pluviales y drenajes, lo que ocasiona muchas veces el colapso del sistema.

### **1.2.2.3. Redes de distribución eléctrica**

Palín fue uno de los primeros lugares que gozó del servicio eléctrico en el país, actualmente, el 91 por ciento de la población cuenta con este servicio y un 82 por ciento de las calles están iluminadas, siendo el principal proveedor la Empresa Eléctrica de Guatemala.

## **1.3. Características socioeconómicas**

Se determinan las características económicas del municipio con el objetivo de conocer la forma de ingreso y el tipo de trabajo que se realiza dentro del mismo.

### **1.3.1. Actividad económica**

La economía de la población se braza en la producción y comercialización agrícola en un 70 por ciento, especialmente en la producción del café, cítricos, legumbres y frutas silvestres. El otro 30 por ciento es obrera en las diferentes fábricas, granjas y maquilas que se encuentra en el municipio, y los demás habitantes viajan a lugares vecinos y a la ciudad capital para vender su fuerza de trabajo.

### **1.3.2. Idioma y religión**

El idioma natal en el municipio de Palín es el pocomam, pero gran parte de la población domina el idioma español. La religión que predomina es la católica, aunque se puede apreciar en diferentes áreas, iglesias evangélicas, conformando un total de 26.



### **1.3.3. Organización de la comunidad**

Los mecanismos de participación actual de las comunidades se dan a través de reuniones del COMUDE y las asambleas comunitarias de los COCODES, donde se intercambia información y experiencias en relación a los problemas y necesidades de la población, y se realizan propuestas correspondientes a mejorar la dinámica del desarrollo del municipio. Actualmente se encuentran 8 comités, 19 COCODES y diferentes asociaciones, entre ellas: AIDEMMPE, Jawal, Cultural Qawinaqel, entre otras.

## **1.4. Diagnóstico sobre las necesidades y servicios básicos**

Para poder dar un aporte técnico profesional en la comunidad, hubo necesidad de priorizar un proyecto que permita conocer las necesidades del municipio de Palín.

### **1.4.1. Descripción de las necesidades**

Dentro de la descripción de las necesidades y de común acuerdo con las autoridades municipales, se priorizó el nuevo diseño del edificio municipal, ya que el crecimiento poblacional, antigüedad y falta de mantenimiento de las instalaciones, han ocasionado el deterioro y poco espacio para la atención al público en las diferentes oficinas.

Con la nueva propuesta de diseño se pretende dar una solución a lo antes mencionado, permitiendo ampliar los espacios para el servicio al público, realizar una redistribución de las oficinas, ubicándolas en un espacio adecuado.

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

### **2.1. Diseño del edificio municipal**

Se tomarán en cuenta los aspectos arquitectónicos y estructurales; considerando las diferentes características y dimensiones basados en las diferentes normativas, que permitan su adecuada funcionalidad.

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

Con el fin de brindar un mejor servicio y comodidad al público, el diseño del edificio municipal contempla la ampliación de sus instalaciones. Por lo que incluirá un nuevo diseño en el área actual y a la vez, otro en una área municipal, siendo así dos edificios municipales de dos niveles cada uno.

Actualmente cuenta con un área de 441,1 metros cuadrados y la nueva tendrá 613,82 metros cuadrados, contando para el diseño con un área total de 1 054,92 metros cuadrados.

#### **2.1.2. Estudio de suelos**

Esta actividad se realizó para obtener la información acerca del suelo, que servirá de base para todas las solicitudes del proyecto. Se tomó una muestra extraída del terreno donde se ubican los edificios, a una profundidad de 2,50 metros, para poder realizar el ensayo de compresión triaxial.

### 2.1.2.1. Ensayo compresión triaxial

Este ensayo permite conocer la información sobre el valor soporte del suelo ante esfuerzos cortantes. Para el proyecto se tomó una muestra inalterada del suelo a una profundidad de 2,50 metros, de esta se obtuvieron los siguientes datos (ver anexos):

- Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado
- Tipo de suelo: limo arenoso color café oscuro
- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ): 29,14° (FS=2)
- Cohesión ( $C_u$ ): 3,35 Ton/m<sup>2</sup>
- Desplante: 2,50 metros
- Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ ): 1,58 T/m<sup>3</sup>

Con estos valores se podrá determinar el valor soporte del suelo para el diseño de la cimentación del edificio municipal.

### 2.1.2.2. Determinación del valor soporte

El valor soporte del suelo se determinará con la ecuación general de Meyerhof, utilizando los datos obtenidos del ensayo triaxial, realizado de la muestra de suelo.

$$q_u = C'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0.5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Para este cálculo se utilizarán los datos obtenidos en el estudio de suelos descrito con anterioridad.

Tabla I. Factores de capacidad de carga (Vesic)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
29°/Fs	10,37	3,59	2,29
30°/Fs	10,98	3,94	2,65

Fuente: Das, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 168.

Donde interpolando se obtiene:

$$N_c = 10,45$$

$$N_q = 3,64$$

$$N_\gamma = 2.34$$

- Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) * (N_q/N_c) = 1,35$$

$$F_{qs} = 1 + (B/L) \tan \phi = 1,26$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 (B/L) = 0,60$$

- Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} (Df/B) = 1,41$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \tan^{-1}(Df/B) = 1,30$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Factores de la inclinación de la carga

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

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

- Sustitución de los valores en la ecuación general

$$q_u = (3,35)(10,45)(1,35)(1,41)(1) + (2,50)(1,58)(3,64)(1,26)(1,30)(1) + 0,5(1,58)(1,50)(2,34)(0,60)(1)(1)$$

$$q_u = 91,85 \text{ Ton/m}^2 \text{ (esfuerzo límite)}$$

- Cálculo de esfuerzo admisible o de diseño

$$q_a = q_u / F_s \quad F_s \geq 3$$

$$q_a = 91,85 / 3$$

$$q_a = 30,62 \text{ Ton/m}^2$$

El valor soporte del suelo es de 30,62 Ton/m<sup>2</sup>, el cual será utilizado para el diseño de la cimentación del edificio municipal.

### **2.1.2.3. Ensayo de límites de Atterberg**

Se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, es decir, para obtener información concerniente a la consistencia del suelo de acuerdo a su humedad. Los límites se basan en el concepto de que, en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad.

Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregarle agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados semisólido, plástico y finalmente líquido. Para ello existen tres ensayos: límite líquido, límite plástico y límite de concentración. Sin embargo, para el proyecto se ha considerado únicamente los límites líquido y plástico basados en la Norma AASHTO T-89 T-90 (ver anexos).

- Ensayo No.: 1
- Muestra No.: 1
- L.L. (%): 54,40
- I.P. (%): 11,30
- Clasificación: MH
- Descripción del suelo: limo arenoso color café oscuro.

### **2.1.2.4. Ensayo de granulometría**

Tiene como finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño. Es decir, determinar la composición de granos del suelo, clasificándolos como finos o gruesos, según la Norma AASHTO T-27 (ver anexos).

- Porcentaje de grava (por ciento): 1,16
- Porcentaje de arena (por ciento): 37,58
- Porcentaje de finos (por ciento): 61,26

### **2.1.3. Levantamiento topográfico**

Por falta de datos de la Municipalidad, se realizó el levantamiento topográfico en el actual terreno, y del nuevo adquirido que ocupará la Municipalidad de Palín; determinando así las dimensiones de los terrenos y la forma irregular que poseen.

### **2.1.4. Diseño arquitectónico**

Este contemplará las áreas mínimas de cada ambiente, forma que tendrá la edificación, y su distribución de los ambientes de una manera funcional, para brindar el mejor servicio a la comunidad y un mejor ambiente de trabajo.

#### **2.1.4.1. Estructuración**

Se definirá por medio del sistema estructural a utilizar, tomando en cuenta la altura de la edificación, dimensionamiento de cada ambiente, materiales, sistema constructivo, con el fin de brindar un ambiente cálido y confortable para los usuarios. Es por ello que se determinó utilizar el sistema constructivo de marcos rígidos, de concreto reforzado y losas planas de concreto reforzado.

##### **2.1.4.1.1. Sistema estructural a utilizar**

Para la elección de sistema estructural se consideraron diferentes factores como: dimensiones máximas de ambientes, material a utilizar, sistema

constructivo del lugar, clima, los factores ambientales (sismo), costos, altura de los edificios entre otros. Es por ello que se optó por utilizar el sistema de marcos rígidos, y losas planas de concreto reforzado según el ACI.

#### **2.1.4.1.2. Requerimiento de áreas**

Para determinar las dimensiones de los espacios, se tomó en consideración varios factores como el clima, que puede afectar mucho en la temperatura del lugar. También se toma en cuenta el tipo de mobiliario de cada ambiente y número de personas que lo ocuparán. Según normativas alemanas, la superficie necesaria por lugar de trabajo es de 8 metros cuadrados, con una superficie libre de movimiento por empleado de 1,5 metros cuadrados, y basado en estimaciones americanas, el área de ocupación variaría según el uso que se le dé.

La superficie libre de movimiento es mayor o igual a un metro y medio, que considera como mínimo un ancho de pasillo mínimo de un metro, para que por medio de dicho espacio puedan transitar dos personas en dirección contraria.



Tabla II. **Área de trabajo según el uso**

<b>Ocupación</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
Oficinista	4,46
Secretaría	6,70
Director de Departamento	9,30
Director general	13,40
Vicepresidente	18,54
Oficina para alcalde municipal + S.S.	27,89
Sala de juntas	16,00
Sala de espera	42,00
Archivo	2,00
Oficina secretario municipal	9,00
Área de oficiales	4,00
Oficina del tesorero	9,00
Oficina para auxiliar de contabilidad	4,00
Oficina para el Departamento de IUSI	4,00
Concejales y síndicos	4,00
Área de atención de policía municipal	9,00
Oficina de catastro y avalúo	9,00
Oficina del director municipal de Planificación	9,00
Oficina de servicios públicos	9,00
Área de mesas para cafetería	42,00
Área de cocina para cafetería	24,00

Fuente: NEUFERT, Ernst. *Arte de proyectar arquitectura*. p. 293.

#### **2.1.4.1.3. Distribución de espacios**

Para la distribución de espacios se tomó en consideración diferentes criterios, como el acceso a las diferentes oficinas, áreas amplias y confortables para la buena atención al público y trabajadores, los accesos entre las

diferentes oficinas a modo de tener una mejor comunicación, la funcionalidad que va tener cada ambiente, y la concurrencia de los ambientes.

En la distribución de los ambientes se buscó que las oficinas o áreas más concurridas se encuentren en el primer nivel, y las administrativas se encuentren en el segundo nivel; garantizando siempre, una rápida comunicación entre los diferentes departamentos como el departamento de Planificación con la oficina de alcaldía. Esta distribución se realizó en ambos edificios, con el fin de poder distribuir de una mejor manera la afluencia de la población.

#### **2.1.4.1.4. Alturas y cotas**

Considerando varios factores, primordialmente el clima. La altura estándar de los ambientes se contemplará en 3 metros, con el objetivo de brindar un ambiente agradable y confortable para dicho lugar. La variación de alturas es debido a la diferencia de alturas que se presentan en el terreno, lo que ocasionará el uso de rampas y graderíos.

#### **2.1.5. Análisis estructural**

Con el análisis estructural se podrá conocer las dimensiones de los diversos elementos estructurales, las diferentes cargas que afectan a dichos elementos estructurales como: cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas. Dichas cargas se utilizarán para realizar el análisis de cargas horizontales y verticales en los elementos estructurales utilizando los métodos numéricos.

### 2.1.5.1. Predimensionamiento estructural

Antes de iniciar con el análisis estructural del edificio, se procederá a predimensionar los elementos que conformarán la estructura, siendo estos: viga, columnas y losas. Dicho predimensionamiento se realizará tomando los diferentes criterios y normas de diseño.

- Vigas: para el predimensionamiento se hace referencia a los parámetros establecidos por el ACI 318S-08, en sus secciones 21.5.1.2, 21.5.1.3 y 21.5.1.4, en el que presenta las dimensiones mínimas del elemento estructural. El cual indica que el ancho mínimo para la viga es de 25 centímetros y un peralte de 40 centímetros para todas las vigas. Conociendo dicha limitante se consideró el criterio de 8 centímetros por cada metro de luz libre de la viga.
- Edificio 1  
 $H_{\text{viga}} = \text{luz libre de viga} * 0,08$   
 $H_{\text{viga}} = 5,30 * 0,08 = 0,42 \text{ m}$   
 $H_{\text{viga}} = 0,45 \text{ m}$   
 $B_{\text{viga}} = H_{\text{viga}} / 1,5$   
 $B_{\text{viga}} = 0,45 / 1,5 = 0,30 \text{ m}$   
Se propone una sección para las vigas de 0,30 m \* 0,45 m
- Edificio 2  
 $H_{\text{viga}} = 5,75 * 0,08 = 0,46 \text{ m}$   
 $H_{\text{viga}} = 0,50 \text{ m}$   
 $B_{\text{viga}} = H_{\text{viga}} / 1,5$   
 $B_{\text{viga}} = 0,45 / 1,5 = 0,30 \text{ m}$   
Se propone una sección para las vigas de 0,30 m \* 0,50 m.

- Columnas: se determinó la sección de la columna, aplicando el área de acero mínima y la carga aplicada al elemento según lo establece el Código ACI 318S-08 cap. 10.3.6.2. Contemplando las limitantes que presenta el cap. 21.6.1.1, 21.6.1.2, en el que hace mención que la sección transversal no debe ser menor de 30 centímetros, y la relación base altura no debe ser menor que 0,40.

Datos de carga:

- Azotea:  
 $C_v = 200 \text{ kg/m}^2$  (AGIES NR-2)  
 $C_m = \text{losa} + \text{sobrecarga} + \text{acabados}$   
 $C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 100 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = 428 \text{ Kg/m}^2$
- Entrepiso:  
 $C_v = 250 \text{ kg/m}^2$  (AGIES NR-2)  
 $C_m = \text{losa} + \text{sobrecarga} + \text{acabados} + \text{tabiques} + \text{piso}$   
 $C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 70 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg /m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = 598 \text{ kg/m}^2$

Área tributaria de la columna edificio 1=  $5,30 * 5,30 = 28,10 \text{ m}^2$

Área tributaria de la columna edificio 2=  $5,75 * 5,75 = 33,06 \text{ m}^2$

- Cargas factorizadas

$P_u = 1,4 C_M + 1,7 C_V$  (ACI 318S-08 apéndice C.9.2.1)

## Edificio 1

- Azotea:

$$P_u = 1,4 (428 \text{ kg/m}^2 * 28,10 \text{ m}^2) + 1,7 (200 \text{ kg/m}^2 * 28,10 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 2 6391,52 \text{ kg} \approx 26,39 \text{ Ton.}$$

- Entrepiso:

$$P_u = 1,4 (598 \text{ kg/m}^2 * 28,10 \text{ m}^2) + 1,7 (250 \text{ kg/m}^2 * 28,10 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 29 147,02 \text{ kg} \approx 29,15 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma P_u = 26,39 \text{ Ton} + 29,15 \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_u = 55,54 \text{ Ton}$$

Con el peso calculado se determinará la sección de la columna óptima para soportar dicho peso.

$$P_u = 0,80 \Phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}) \quad (\text{ACI 318S-08 cap. 10.3.6.2})$$

$$0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,06 A_g \quad (\text{ACI 318S-08 cap. 21.6.3.1})$$

$$\Phi = 0,70, \quad f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores

$$55 540 \text{ kg} = 0,80 (0,70) (0,85 * (280 \text{ kg/cm}^2) * (A_g - 0,01 A_g) + (2810 \text{ kg/cm}^2) * (0,01 A_g))$$

$$55 540 \text{ kg} = 0,56 (235,65 A_g + 28,10 A_g)$$

$$55 540 \text{ kg} = 147,68 A_g$$

$$A_g = 376,08 \text{ cm}^2$$

Considerando las limitantes de diseño se propone una columna de 40 \* 40 centímetros.

## Edificio 2

- Azotea:  
 $P_u = 1,4 (428 \text{ kg/m}^2 * 33,06 \text{ m}^2) + 1,7 (200 \text{ kg/m}^2 * 33,06 \text{ m}^2)$   
 $P_u = 31\,049,95 \text{ kg} \approx 31,05 \text{ ton.}$
- Entrepiso:  
 $P_u = 1,4 (598 \text{ kg/m}^2 * 33,06 \text{ m}^2) + 1,7 (250 \text{ kg/m}^2 * 33,06 \text{ m}^2)$   
 $P_u = 41\,728,33 \text{ kg} \approx 41,73 \text{ ton.}$

$$\Sigma P_u = 31,05 \text{ ton} + 41,73 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_u = 72,78 \text{ ton}$$

Sustituyendo valores en ecuación.

$$72780 \text{ kg} = 0,80 (0,70) (0,85 * (280 \text{ kg/cm}^2) * (A_g - 0,01 A_g) + (2810 \text{ kg/cm}^2) * (0,01 A_g))$$

$$72\,780 \text{ kg} = 0,56 (235,65 A_g + 28,10 A_g)$$

$$72\,780 \text{ kg} = 147,68 A_g$$

$$A_g = 492,82 \text{ cm}^2$$

Considerando las limitantes de diseño se propone una columna de 40 \* 40 centímetros.

## Edificio 1

Losas: se aplicó el criterio de perímetro dentro de 180

$t = \text{espesor de losa}$

$$t = \frac{\text{espesor de losa}}{180}$$

$$t = \frac{5.30 * 4}{180} = 0,117$$

$$t \approx 0,12 \text{ m}$$

Se propone un espesor de losa de 12 centímetros, para el primer y segundo nivel.

Edificio 2

$$t = \frac{5.75 * 4}{180} = 0,127$$

$$t \approx 0,12 \text{ m}$$

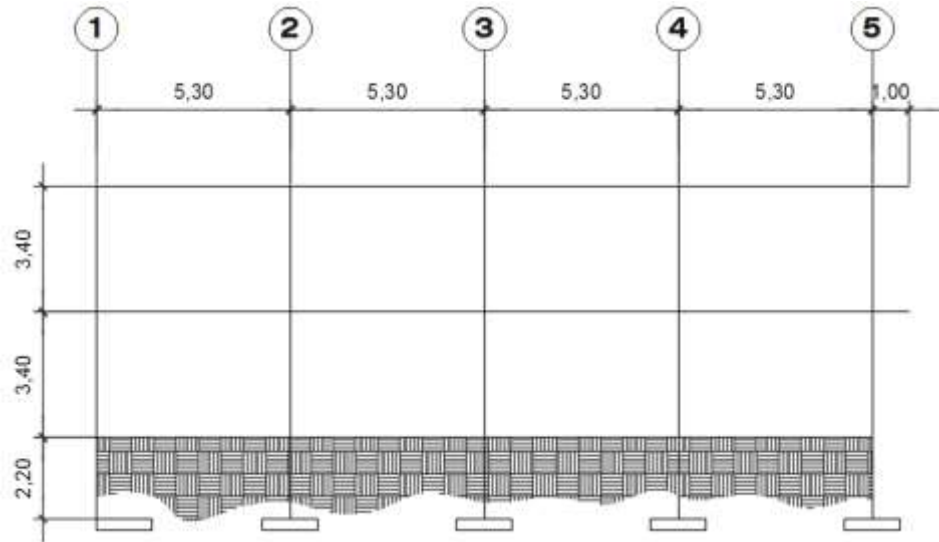
Se propone un espesor de losa de 12 centímetros, para el primer y segundo nivel.

### **2.1.5.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles**

Los modelos matemáticos son representaciones gráficas que muestran la geometría de la estructura, así como las cargas que actúan en los marcos, estos sirven para hacer el análisis estructural.

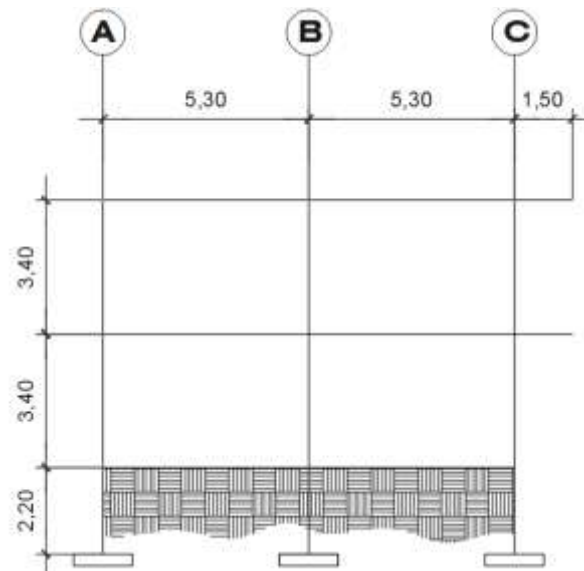
Las dimensiones de los marcos del edificio municipal se muestran en las figuras siguientes.

Figura 1. Marcos sentido X (edificio 1)



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

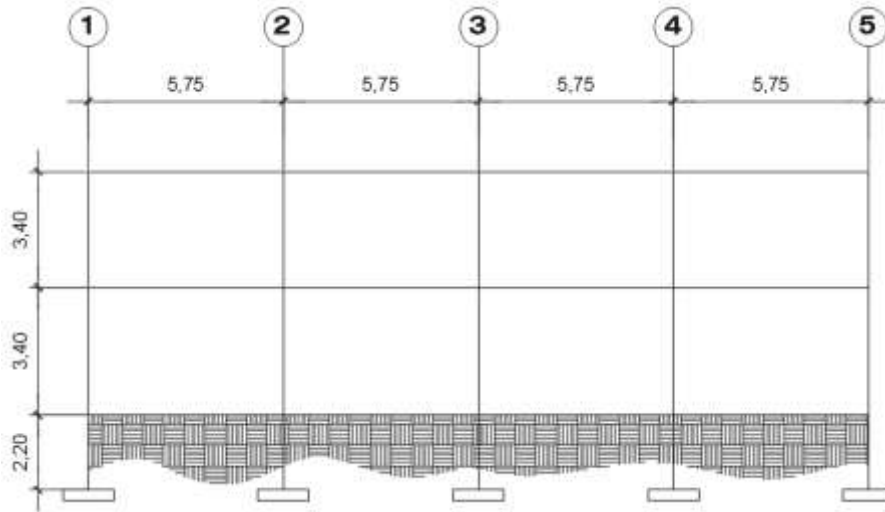
Figura 2. Marcos sentido Y (edificio 1)



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

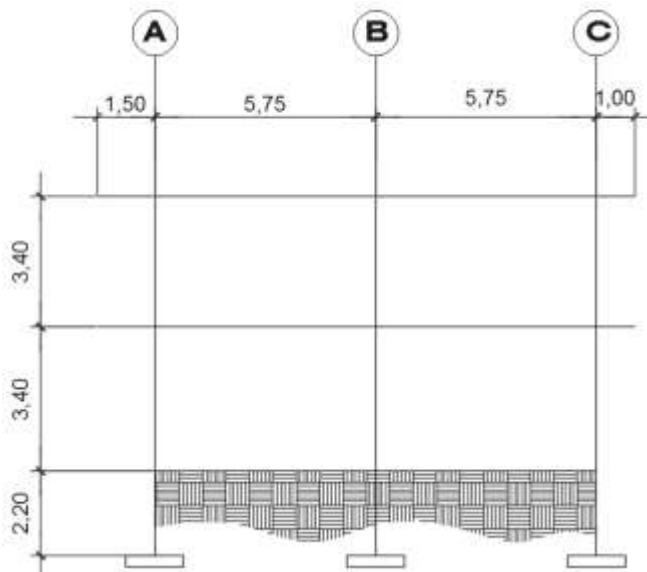


Figura 3. **Marcos sentido X (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 4. **Marcos sentido Y (edificio 2)**

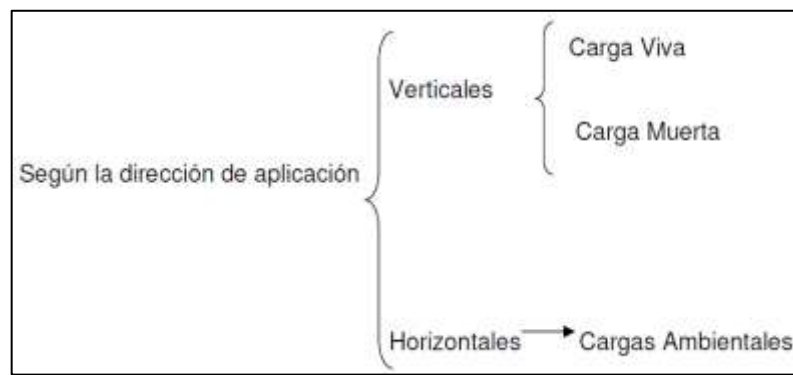


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.5.3. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre la estructura son las que se muestran en la figura.

Figura 5. Cargas aplicadas a marcos dúctiles



Fuente: elaboración propia.

#### 2.1.5.3.1. Cargas verticales en marcos dúctiles

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para su clasificación existen varios métodos, es por ello que se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

Cargas vivas: son las de ocupación y equipos móviles. Pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación.

Cargas muertas: son las permanentes, debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura.

- Cargas verticales

Carga muerta:

Concreto = 2 400 kg/m<sup>3</sup>

Tabique = 100 Kg/m<sup>2</sup>

Acabados = 40 Kg/m<sup>2</sup>

Muros = 210 Kg/m<sup>2</sup>

Carga viva:

En azotea = 200 Kg/m<sup>2</sup>

Entrepiso = 250 Kg/m<sup>2</sup>

Sala de reuniones = 500 Kg/m<sup>2</sup>

Escaleras = 500 Kg/m<sup>2</sup>

Datos de carga:

- Azotea:

$C_v = 200 \text{ kg/m}^2$  (AGIES NR-2)

$C_m = \text{losa} + \text{sobrecarga} + \text{acabados}$

$C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 100 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2$

$C_m = 428 \text{ Kg/m}^2$

- Entrepiso:

$C_v = 250 \text{ kg/m}^2$  (AGIES NR-2)

$C_m = \text{losa} + \text{sobrecarga} + \text{acabados} + \text{tabiques} + \text{piso}$

$C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 70 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2$

$C_m = 598 \text{ kg/m}^2$

- Edificio 1

- Nivel 2

Marco dúctil típico sentido x

- Carga muerta

$$CM = W_{\text{en Losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}}$$

$$CM_{\text{eje AyC}} = \frac{428 \cdot 11,57}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,171,93 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje AyCvoladizo}} = \frac{428 \cdot 1,05}{1} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 687 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{ejeB}} = \frac{428 \cdot 14,05}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,372,20 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{428 \cdot 2,10}{1} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,136,40 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido Y

$$CM_{\text{eje 1y5}} = \frac{428 \cdot 10,22}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,062,91 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje 1y5voladizo}} = \frac{428 \cdot 1,70}{1,5} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 722,67 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje 2,3,4}} = \frac{428 \cdot 14,05}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,372,20 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{428 \cdot 3,40}{1,50} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2\,400) = 1\,207,73 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido x

Carga viva

$$CV = \frac{\text{Carga viva} \cdot \text{área tributaria en viga}}{\text{Long. de viga}}$$

$$CV_{\text{eje AYC}} = \frac{200 \cdot 11,57}{5,30} = 436,60 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje AyCvoladizo}} = \frac{200 \cdot 1,05}{1} = 210 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{ejeB}} = \frac{200 \cdot 14,05}{5,30} = 530,20 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{200 \cdot 2,10}{1} = 240 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido Y

$$CV_{\text{eje 1y5}} = \frac{200 \cdot 10,22}{5,30} = 385,66 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje1y5voladizo}} = \frac{200 \cdot 1,70}{1,5} = 226,67 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje2,3,4}} = \frac{200 \cdot 14,05}{5,30} = 530,20 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{200 \cdot 3,40}{1,50} = 453,33 \text{ Kg/m}$$

Nivel 1

Marco dúctil típico sentido x

Carga muerta

$$CM = W_{\text{en Losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}}$$

$$CM_{\text{eje AyC}} = \frac{598 \cdot 11,57}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 1\ 663,04 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje AyCvoladizo}} = \frac{598 \cdot 1,05}{1} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 889,5 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{ejeB}} = \frac{598 \cdot 14,05}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 1\ 942,86 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{598 \cdot 2,10}{1} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 1\ 517,40 \text{ Kg/m}$$

### Marco dúctil típico sentido Y

$$CM_{\text{eje 1y5}} = \frac{598 \cdot 10,22}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 1\,510,72 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje 1y5 voladizo}} = \frac{598 \cdot 1,70}{1,5} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 939,33 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje 2,3,4}} = \frac{598 \cdot 14,05}{5,30} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 1\,942,86 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje C voladizo}} = \frac{598 \cdot 3,40}{1,50} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 1\,617,07 \text{ Kg/m}$$

### Marco dúctil típico sentido x

Carga viva

$$CV = \frac{\text{Carga viva} \cdot \text{área tributaria en viga}}{\text{Long. de viga}}$$

$$CV_{\text{eje AYC}} = \frac{250 \cdot 11,57}{5,30} = 545,75 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje AyC voladizo}} = \frac{250 \cdot 1,05}{1} = 262,50 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje B}} = \frac{250 \cdot 14,05}{5,30} = 662,74 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje C voladizo}} = \frac{250 \cdot 2,10}{1} = 525 \text{ Kg/m}$$

### Marco dúctil típico sentido Y

$$CV_{\text{eje 1y5}} = \frac{250 \cdot 10,22}{5,30} = 482,08 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 1y5 voladizo}} = \frac{250 \cdot 1,70}{1,5} = 283,33 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 2,3,4}} = \frac{250 \cdot 14,05}{5,30} = 662,74 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje Cvoladizo}} = \frac{250 \cdot 3,40}{1,50} = 566,67 \text{ Kg/m}$$

Edificio 2

Nivel 2

Marco dúctil típico sentido x

Carga muerta

$$CM = W_{\text{en Losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}}$$

$$CM_{\text{eje AyC}} = \frac{428 \cdot 13,26}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 1\ 224,61 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{ejeB}} = \frac{428 \cdot 16,53}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 1\ 468 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido Y

$$CM_{\text{eje 1y5}} = \frac{428 \cdot 8,27}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 853,18 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje1y5voladizo1,5m}} = \frac{428 \cdot 1,81}{1,5} + (0,30 \cdot 0,33 \cdot 2400) = 754,05 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje1y5voladizo1m}} = \frac{428 \cdot 1,13}{1} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 721,24 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje2,3,4}} = \frac{428 \cdot 16,54}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 1\ 468,75 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje1y5voladizo1,5m}} = \frac{428 \cdot 3,63}{1,5} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 1\ 273,36 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje1y5voladizo1m}} = \frac{428 \cdot 2,26}{1} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) = 1\ 204,88 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido x

Carga viva

$$CV = \frac{\text{Carga viva} * \text{área tributaria en viga}}{\text{Long. de viga}}$$

$$CV_{\text{eje AYC}} = \frac{200 * 13,26}{5,75} = 461,22 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{ejeB}} = \frac{200 * 16,54}{5,75} = 575,30 \text{ Kg/m}$$

Marco dúctil típico sentido Y

$$CV_{\text{eje 1y5}} = \frac{200 * 8,27}{5,75} = 287,65 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 1y5 voladizo 1,5m}} = \frac{200 * 1,81}{1,5} = 241,33 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 1y5 voladizo 1m}} = \frac{200 * 1,13}{1} = 226 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 2,3,4}} = \frac{200 * 16,54}{5,75} = 575,30 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 1y5 voladizo 1,5m}} = \frac{200 * 3,63}{1,5} = 484 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{\text{eje 1y5 voladizo 1m}} = \frac{200 * 2,26}{1} = 452 \text{ Kg/m}$$

Nivel 1

Marco dúctil típico sentido x

Carga muerta

$$CM = W_{\text{en Losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{muros}}$$

$$CM_{\text{eje AYC}} = \frac{598 * 13,26}{5,75} + (0,30 * 0,38 * 2400) + (40 * 3) = 1 736,64 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{ejeB}} = \frac{598 * 16,54}{5,75} + (0,30 * 0,38 * 2400) + (40 * 3) = 2 077,76 \text{ Kg/m}$$



### Marco dúctil típico sentido Y

$$CM_{\text{eje } 1y5} = \frac{598 \cdot 8,27}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 1\,217,68 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}1,5\text{m}} = \frac{598 \cdot 1,81}{1,5} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,60) = 983,20 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}1\text{m}} = \frac{598 \cdot 1,13}{1} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,60) = 937,34 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 2,3,4} = \frac{598 \cdot 16,54}{5,75} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 3) = 2\,077,76 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}.1,5\text{m}} = \frac{598 \cdot 3,63}{1,5} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 1\,708,76 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}.1\text{m}} = \frac{598 \cdot 2,26}{1} + (0,30 \cdot 0,38 \cdot 2400) + (40 \cdot 0,6) = 1\,613,08 \text{ Kg/m}$$

### Marco dúctil típico sentido x

Carga viva

$$CV = \frac{\text{Carga viva} \cdot \text{área tributaria en viga}}{\text{Long. de viga}}$$

$$CM_{\text{eje } AyC} = \frac{250 \cdot 13,26}{5,75} = 576,52 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } B} = \frac{250 \cdot 16,54}{5,75} = 719,13 \text{ Kg/m}$$

### Marco dúctil típico sentido Y

$$CM_{\text{eje } 1y5} = \frac{250 \cdot 8,27}{5,75} = 359,57 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}1,5\text{m}} = \frac{250 \cdot 1,81}{1,5} = 301,67 \text{ Kg/m}$$

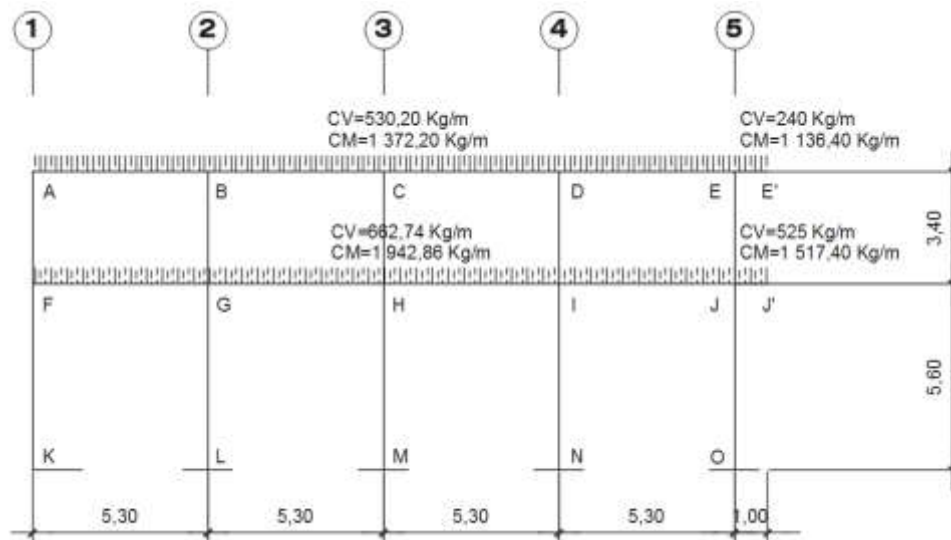
$$CM_{\text{eje } 1y5\text{vol}1\text{m}} = \frac{250 \cdot 1,13}{1} = 282,50 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje2,3,4}} = \frac{250 \cdot 16,54}{5,75} = 719,13 \text{ Kg/m}$$

$$CM_{\text{eje1y5vol.1,5m}} = \frac{250 \cdot 3,63}{1,5} = 605 \text{ Kg/m}$$

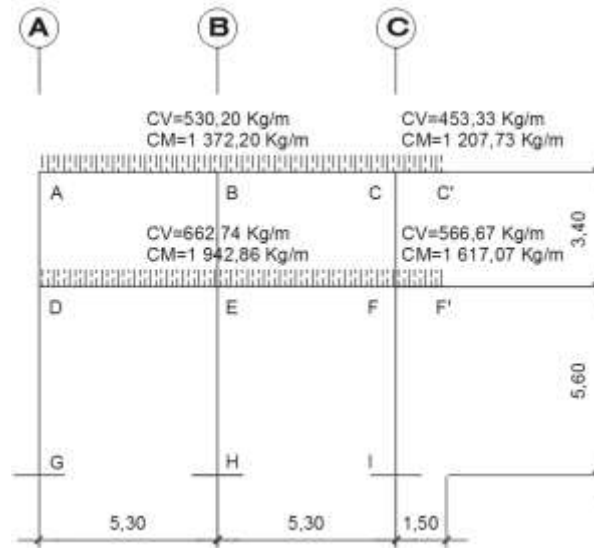
$$CM_{\text{eje1y5vol.1m}} = \frac{250 \cdot 2,26}{1} = 565 \text{ Kg/m}$$

Figura 6. Cargas calculadas para marco eje B (edificio 1)



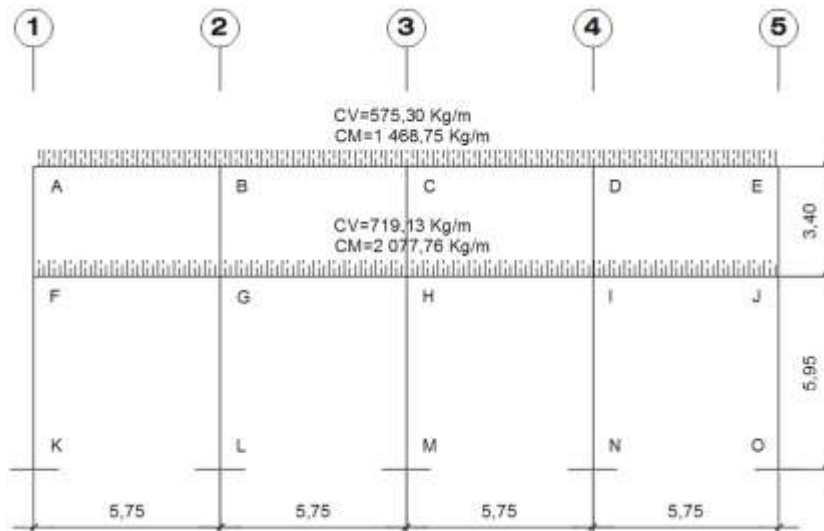
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2015.

Figura 7. **Cargas calculadas para marco eje 2 (edificio 1)**



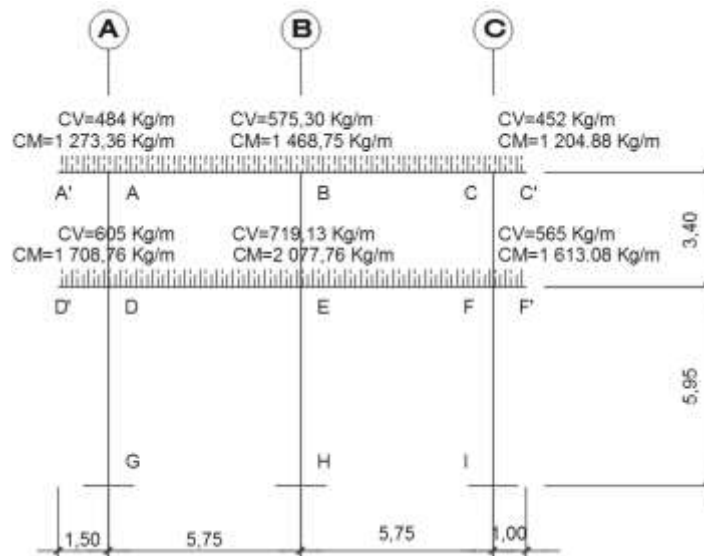
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 8. **Cargas calculadas para marco eje B (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 9. **Cargas calculadas para marco eje 2 (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.5.3.2. Cargas horizontales en marcos dúctiles

Existen dos fuerzas horizontales, viento y sismo, a las que está expuesto comúnmente un edificio. Regularmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente. En el territorio guatemalteco las probabilidades de que se dé un sismo son altas, por cualquiera de las fallas que atraviesan al país, por eso la importancia de tomar en cuenta estos posibles eventos.

Los sismos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la Tierra. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original, esto hace que la estructura sufra

desplazamientos, que pueden tener resultados catastróficos. Por lo tanto, el diseño sísmico depende fuertemente de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura.

Para encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas en una estructura, se optó utilizar el método del UBC 97, el cual se describe a continuación.

Como el sismo actúa en diferentes direcciones es necesario evaluar el corte basal en las direcciones X, Y.

Peso de la estructura

$$W_{\text{Total}} = W_{n1} + W_{n2}$$

$$W_n = W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{muros}}$$

Cálculo del peso por niveles

Edificio 1

Nivel 2

$$W_{m_{n2}} = (428 \cdot 267,12) + (2 \cdot 400 \cdot 0,30 \cdot 0,33 \cdot 127,1) + (0,40 \cdot 0,40 \cdot 3,40 \cdot 2 \cdot 400 \cdot 15) + (40 \cdot 3 \cdot 116,6)$$

$$W_{m_{n2}} = 178 \, 102,32 \text{ Kg} \approx 178,10 \text{ Ton}$$

Nivel 1

$$W_{m_{n2}} = (598 \cdot 267,12) + (2 \cdot 400 \cdot 0,30 \cdot 0,33 \cdot 127,1) + (0,40 \cdot 0,40 \cdot 5,60 \cdot 2 \cdot 400 \cdot 15) + (40 \cdot 3 \cdot 116,6)$$

$$W_{m_{n2}} = 236 \, 184,72 \text{ Kg} \approx 236,18 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{mtotal}} = 414,28 \text{ Ton}$$

## Edificio 2

### Nivel 2

$$W_{m_{n2}} = (428 \cdot 322) + (2 \cdot 400 \cdot 0,30 \cdot 0,38 \cdot 139) + (0,40 \cdot 0,40 \cdot 3,40 \cdot 2 \cdot 400 \cdot 15) + (40 \cdot 3 \cdot 126,5)$$

$$W_{m_{n2}} = 210 \, 610,40 \text{ Kg} \approx 210,61 \text{ Ton}$$

### Nivel 1

$$W_{m_{n1}} = (598 \cdot 322) + (2 \cdot 400 \cdot 0,30 \cdot 0,38 \cdot 139) + (0,40 \cdot 0,40 \cdot 5,60 \cdot 2 \cdot 400 \cdot 15) + (40 \cdot 3 \cdot 126,5)$$

$$W_{m_{n1}} = 280 \, 038,40 \text{ Kg} \approx 280,03 \text{ Ton}$$

$$W_{m_{total}} = 490,64 \text{ ton}$$

## Corte basal (edificio 1)

### Datos:

- Altura total del edificio (h): 9 m.
- Clasificación de sitio: SD (según tabla 4-4, sección 4.5.5 de las Normas NSE 2, elaboradas por AGIES y sección 16-35 tabla 16-J del UBC-97).
- Zona sísmica: 4 (según tabla del anexo A de las Normas NSE 2, y tabla 16-I del UBC-97).
- Factor de zona sísmica: 0,4 para la zona 4 (tabla 16-I del UBC-97).
- Factor de importancia por categoría de destino (I): 1 (tabla 16-K del UBC-97).
- Factor R, según sistema estructural: 8,5 (tabla 16-N del UBC-97).
- Factor de cercanía a la fuente,  $N_a$ , según tipo de sismo y distancia próxima a la fuente: 1,2 (tabla 16-S, del UBC-97).
- Coeficiente de sismicidad,  $C_a$ , según perfil del suelo y zona sísmica:  $0,44N_a = 0,528$  (tabla 16-Q, del UBC-97).

- Factor de cercanía a la fuente,  $N_v$ , según tipo de sismo y distancia próxima al origen del sismo: 1,6 (tabla 16-S, del UBC-97).
- Coeficiente de sismicidad  $C_v$  según el tipo de perfil de suelo y zona sísmica:  $0,64N_v = 1,024$  (tabla 16-R, del UBC-97).

Con los datos establecidos anteriormente, se hace uso de las ecuaciones 30-4 a 30-8 de la sección 1630.2 del UBC-97.

Periodo de la estructura (T)

$$T = C_t(h_n)^{3/4} = 0,0731(9)^{3/4} = 0,38 \text{ seg.}$$

$$V = \frac{C_v I}{RT} * W = \frac{1,024 * 1}{8,5 * 0,38} * 414,28 = 131,34 \text{ ton}$$

No obstante, el cálculo anterior, para el cortante basal deben cumplirse también las siguientes condiciones.

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2,5C_a I}{R} * W = \frac{2,5 * 0,528 * 1}{8,5} * 414,28 = 64,33 \text{ ton}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor de lo siguiente:

$$V = 0,11C_a I W = 0,11 * 0,528 * 1 * 414,28 = 24,06 \text{ ton}$$

Para la zona sísmica cuatro, el esfuerzo de corte basal total, también debe no ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0,8Z N_v I}{R} * W = \frac{0,8 * 0,4 * 1,6 * 1}{8,5} * 414,06 = 24,95 \text{ ton}$$

Cumpliendo los parámetros anteriores se obtiene el corte basal, siendo este:

V= 64,33 Ton

Como T<0,70 no se considera fuerza de tope.

Tabla III. **Distribución de fuerzas por piso (edificio 1)**

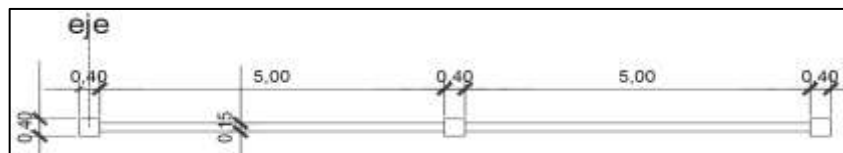
Nivel	Wn	Hn	Wn*Hn	$F_x = \frac{(V-Ft)*W*H}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$ (Ton)
2	178,10	9	1 602,90	35,25
1	236,18	5,60	1 322,61	29,08

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Distribución de fuerzas por marcos usando las rigideces.

$$Fuerza\ por\ marco = \frac{K\ lat.\ marco}{K\ lat.\ total} * F_{piso}$$

Figura 10. **Muros y columnas sentido Y (edificio 1)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Cálculo del centroide

$$\bar{X} = \frac{A_1 * D_1 + A_2 * D_2 + A_n * D_n}{\sum Area}$$



Por simetría el centroide se encuentra en la columna central

$$\bar{X} = 5,30 \text{ m}$$

Cálculo de inercia por ejes paralelos

$$I = \frac{1}{12} * B * H^3 + A * Dist.^2$$

$$I = \left( \frac{1}{12} * 0,40^4 + 0,40^2 * 5,30^2 \right) * 2 + \left( \frac{1}{12} * 0,15 * 5^3 + (0,15 * 5) * 2,65^2 \right) * 2 + \frac{1}{12} * 0,40^4 + 0,40^2 * 0^2$$

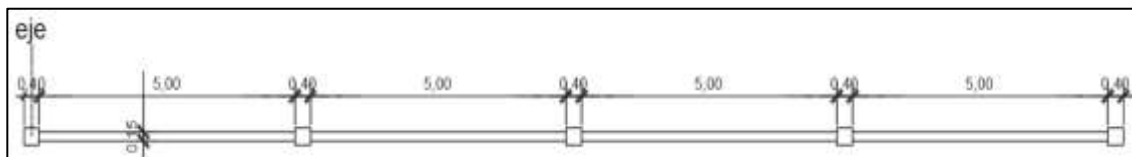
$$I = 22,65 \text{ m}^4$$

$$\Delta_{total} = \frac{1,3 V H}{0,4 E A} + \frac{V H^3}{12 E I}$$

$$\Delta_{total} = \frac{1,3 * V * 3}{0,4 E (0,15 * 10,9)} + \frac{V * 3^3}{12 * E * 22,65} = 6,06 \frac{V}{E}$$

$$K_{Lat Y} = \frac{V}{\Delta_{total}} = \frac{V}{6,06 \frac{V}{E}} = 0,16 E$$

Figura 11. Muros y columnas sentido X (edificio 1)



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Cálculo del centroide

$$\bar{X} = \frac{A_1 * D_1 + A_2 * D_2 + A_n * D_n}{\sum Area}$$

Por simetría el centroide se encuentra en la columna central

$$\bar{X} = 10,60 \text{ m}$$

Cálculo de inercia por ejes paralelos

$$I = \frac{1}{12} * B * H^3 + A * Dist.^2$$

$$I = \left( \frac{1}{12} * 0,40^4 + 0,40^2 * 10,60^2 + \frac{1}{12} * 0,15 * 5^3 + (0,15 * 5) * 7,95^2 + \right. \\ \left. + \frac{1}{12} * 0,40^4 + 0,40^2 * 5,30^2 + \frac{1}{12} * 0,15 * 5^3 + (0,15 * 5) * 2,65^2 \right) * 2 + \\ + \frac{1}{12} * 0,40^4 + 0,40^2 * 0^2$$

$$I = 156,54 \text{ m}^4$$

$$\Delta_{total} = \frac{1,3 V H}{0,4 E A} + \frac{V H^3}{12 E I}$$

$$\Delta_{total} = \frac{1,3 * V * 3}{0,4 E (0,15 * 21,50)} + \frac{V * 3^3}{12 * E * 156,54} = 3,04 \frac{V}{E}$$

$$K_{Lat Y} = \frac{V}{\Delta_{total}} = \frac{V}{2,81 \frac{V}{E}} = 0,33 E$$

Fuerzas laterales por marco sentido X, Y

$$Fuerza \text{ lateral }_{Eje x} = \frac{0,33E * 1}{0,33E * 3} = \frac{1}{3} \text{ Fuerza del piso} = \frac{5k}{15k} \text{ Fuerza de piso}$$

$$Fuerza \text{ lateral }_{Eje Y} = \frac{0,16E * 1}{0,16E * 5} = \frac{1}{5} \text{ Fuerza del piso} = \frac{3K}{15K} \text{ Fuerza de piso}$$

Tabla IV. **Distribución de fuerzas por marco (edificio 1)**

Nivel	Sentido	Fuerza(Kg)
2	X	1 1750
	Y	7 050
1	X	9 690
	Y	5 816

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Corte basal (edificio 2)

De igual forma se calculó para el edificio dos, obteniendo los siguientes resultados:

Corte basal (V) = 76,19 ton

Tabla V. **Distribución de fuerzas por piso (edificio 2)**

Nivel	Wn	Hn	Wn*Hn	$F_x = \frac{(V-Ft)*W*H}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$ (Ton)
2	210,91	9,00	1 895,49	46,96
1	280,03	5,60	1 179,42	29,22

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

$$K_{Lat x} = \frac{V}{\Delta_{total}} = \frac{V}{2,59 \frac{V}{E}} = 0,39 E$$

$$K_{Lat y} = \frac{V}{\Delta_{total}} = \frac{V}{5,14 \frac{V}{E}} = 0,19 E$$

Fuerzas laterales por marco sentido X, Y

$$Fuerza\ lateral_{Eje\ x} = \frac{0,39E * 1}{0,39E * 3} = Fuerza\ del\ piso = \frac{5K}{15K}$$

$$Fuerza\ lateral_{Eje\ Y} = \frac{0,19E * 1}{0,19E * 5} = \frac{1}{5} kFuerza\ del\ piso = \frac{3K}{15K}$$

Tabla VI. **Distribución de fuerzas por marco (edificio 2)**

Nivel	Sentido	Fuerza(Kg)
2	X	16 653
	Y	9 999
1	X	9 740
	Y	5 844

Fuente: elaboración propia, programa Word 2013.

Centro de rigidez

Tabla VII. **Centro de rigidez (edificio 1)**

Dirección X				Dirección Y			
Marco	X <sub>i</sub>	Rigidez por marco (R)	X <sub>i</sub> *R	Marco	Y <sub>i</sub>	Rigidez por marco (R)	Y <sub>i</sub> *R
1	0	0,16 E	0	A	0	0,33E	0
2	5,30	0,16 E	0,85E	B	5,30	0,33E	1,75E
3	10,6	0,16 E	1,7E	C	10,6	0,33E	3,50E
4	15,9	0,16 E	2.54E				
5	21,2	0,16 E	3,39E				
TOTAL		0,8 E	8,48E	TOTAL		0,99E	5,25E

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Calculando el centro de rigidez, medido desde el origen:

$$X_R = \frac{\sum X_i * R}{\sum R} \qquad Y_R = \frac{\sum Y_i * R}{\sum R}$$

$$X_R = \frac{8,48E}{0,8E} = 10,60 \text{ m} \qquad Y_R = \frac{5,25E}{0,99E} = 5,30 \text{ m}$$

Tabla VIII. Centro de rigidez (edificio 2)

Dirección X				Dirección Y			
Marco	X <sub>i</sub>	Rigidez por marco (R)	X <sub>i</sub> *R	Marco	Y <sub>i</sub>	Rigidez por marco (R)	Y <sub>i</sub> *R
1	0	0,19 E	0	A	0	0,39E	0
2	5,75	0,19 E	1,09E	B	5,75	0,39E	2,24
3	11,50	0,19 E	2.19E	C	11,50	0,39E	4,49
4	17,25	0,19 E	3.28E				
5	23	0,19 E	4,37E				
TOTAL		0,95 E	10,93E	TOTAL		1,17E	6,73E

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Calculando el centro de rigidez, medido desde el origen:

$$X_R = \frac{\sum X_i * R}{\sum R} \qquad Y_R = \frac{\sum Y_i * R}{\sum R}$$

$$X_R = \frac{10,93E}{0,95E} = 11,50 \text{ m} \qquad Y_R = \frac{6,73E}{1,17E} = 5,75 \text{ m}$$

Centro de masa

Tabla IX. Centro de masa eje X (edificio 1)

Elemento	X	Y	t	γcon.	Peso (kg)	$\bar{X}$	$\overline{\text{peso} * \bar{X}}$
Viga 1	0,3	12,1	0,45	2400	3 920,40	0	0
Viga 2	0,3	12,1	0,45	2400	3 920,40	5,30	20 778,12
Viga 3	0,3	12,1	0,45	2400	3 920,40	10,60	41 556,24
Viga 4	0,3	12,1	0,45	2400	3 920,40	15,90	62 334,36
Viga 5	0,3	12,1	0,45	2400	3 920,40	21,20	83 112,48
Losa1	5,30	12,1	0,12	2400	17 424,00	2,65	46 173,60
Losa 2	5,30	12,1	0,12	2400	17 424,00	7,95	138 520,80
Losa 3	5,30	12,1	0,12	2400	17 424,00	13,25	230 868
Losa 4	5,30	12,1	0,12	2400	17 424	18,55	323 215,20
Voladizo	1	10,6	0,12	2400	3 052,20	21,70	66 232,74
TOTAL					92 350,80		1 012 791,54

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

$$CM_x = \frac{\sum \text{peso}_i * \bar{X}}{\sum \text{Peso}}$$

$$CM_x = \frac{1\ 012\ 791,54}{92\ 350,80} = 10,97\ \text{m}$$

Tabla X. Centro de masa eje Y (edificio 1)

Elemento	X	Y	t	γcon.	Peso (kg)	$\bar{Y}$	$\overline{\text{peso} * \bar{Y}}$
Viga 1	0,3	22,2	0,45	2 400	7 192,80	0	0
Viga 2	0,3	22,2	0,45	2 400	7 192,80	5,30	38 121,84
Viga 3	0,3	22,2	0,45	2 400	7 192,80	10,60	76 243,68
Losa1	5,30	22,2	0,12	2 400	31 968,00	2,65	84 715,20
Losa 2	5,30	22,2	0,12	2 400	31 968,00	7,95	254 145,60
Voladizo	1	21,2	0,12	2 400	9 158,40	11,35	103 947,84
TOTAL					94 672,80		557 174,16

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

$$CM_y = \frac{\sum \text{peso}_i * \bar{Y}}{\sum \text{Peso}}$$

$$CM_y = \frac{557\,174,16}{94\,672,80}$$

$$CM_y = 5.88 \text{ m}$$

Tabla XI. Centro de masa eje X (edificio 2)

Elemento	X	Y	t	γcon.	Peso (kg)	$\bar{X}$	$\overline{\text{peso} * \bar{X}}$
Viga 1	0,3	14	0,50	2 400	4 536,00	0	0
Viga 2	0,3	14	0,50	2 400	4 536,00	5,75	26 082,00
Viga 3	0,3	14	0,50	2 400	4 536,00	11,50	52 164,00
Viga 4	0,3	14	0,50	2 400	4 536,00	17,25	78 246,00
Viga 5	0,3	14	0,50	2 400	4 536,00	23	104 328,00
Losa 1	5,30	14	0,12	2 400	21 974,40	2,87	63 066.53
Losa 2	5,30	14	0,12	2 400	21 974,40	8,62	189 419.33
Losa 3	5,30	14	0,12	2 400	21 974,40	14,37	315 772.13
Losa 4	5,30	14	0,12	2 400	21 974,40	20,12	442 124.93
TOTAL					110 577.60		1 271 642,40

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

$$CM_x = \frac{\sum \text{peso}_i * \bar{X}}{\sum \text{Peso}}$$

$$CM_x = \frac{1\,271\,642,40}{110\,577,60}$$

$$CM_x = 11,50 \text{ m}$$

Tabla XII. Centro de masa eje Y (edificio 2)

Elemento	X	Y	t	γcon.	Peso (kg)	Ȳ	peso * Ȳ
Viga 1	0,3	23	0,50	2 400	7 452,00	0	0
Viga 2	0,3	23	0,50	2 400	7 452,00	5,75	42 849,00
Viga 3	0,3	23	0,50	2 400	7 452,00	11,50	85 698,00
Losa1	5,30	23	0,12	2 400	36 100,80	2,87	103 609,30
Losa 2	5,30	23	0,12	2 400	36 100,80	8,63	311 549,90
Voladizo1.50	1,50	23	0,12	2 400	9 936,00	-0,75	-7 452,00
Voladizo1	1	23	0,12	2 400	6 624,00	12	79 488,00
TOTAL					111 117,60		615 742,20

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

$$CM_y = \frac{\sum \text{peso}_i * \bar{Y}}{\sum \text{Peso}}$$

$$CM_y = \frac{615\,742,20}{111\,117,60}$$

$$CM_y = 5,54 \text{ m}$$

Excentricidad real

$$e_{\text{real}} = |CM_{X,Y} - CR_{X,Y}|$$

Edificio 1

$$e_{\text{realX}} = |10,97 - 10,60|$$

$$e_{\text{realX}} = 0,37 \text{ m}$$

$$e_{\text{realY}} = |5,88 - 5,30|$$

$$e_{\text{realY}} = 0,58 \text{ m}$$



## Edificio 2

$$e_{\text{realX}} = |11,50 - 11,10|$$

$$e_{\text{realX}} = 0 \text{ m}$$

$$e_{\text{realY}} = |5,75 - 5,54|$$

$$e_{\text{realY}} = 0,21 \text{ m}$$

## Excentricidad de diseño

$$e_{\text{diseño}} = 1,5 e_{\text{real}} + 0,05 B$$

## Edificio 1

$$e_{\text{diseñoX}} = 1,5 * 0,37 + 0,05 * 10,60$$

$$e_{\text{diseñoX}} = 1,08 \text{ m}$$

$$e_{\text{diseñoY}} = 1,5 * 0,58 + 0,05 * 21,20$$

$$e_{\text{diseñoY}} = 1,93 \text{ m}$$

## Edificio 2

$$e_{\text{diseñoX}} = 1,5 * 0 + 0,05 * 11,50$$

$$e_{\text{diseñoX}} = 0,57 \text{ m}$$

$$e_{\text{diseñoY}} = 1,5 * 0,21 + 0,05 * 23$$

$$e_{\text{diseñoY}} = 1,46 \text{ m}$$

## Rigidez rotacional

$$J = \sum (K_{\text{laxx}} Y^2 + K_{\text{lasy}} X^2)$$

Edificio 1

Nivel 2

$$J = 2 * (0,16E * 10,60^2) + 2 * (0,16E * 5,30^2) + 2 * (0,33 * 5,30^2)$$

$$J = 70,80 E$$

Edificio 2

Nivel 2

$$J = 2 * (0,19E * 11,50^2) + 2 * (0,19E * 5,75^2) + 2 * (0,39E * 5,75^2)$$

$$J = 88,61 E$$

Momento torsional

$$Mt = 100\% V_x e_y + 30\% V_y e_x$$

$$Mt = 100\% V_y e_x + 30\% V_x e_y$$

Se seleccionará la combinación más crítica

Edificio 1

$$Mt = 100\% V * (1,08) + 30\% * V * 1,93$$

$$Mt = 1,63 V$$

$$Mt = 100\% V * (1,93) + 30\% * V * 1,08$$

$$Mt = 2,25 V$$

$$Mt_2 = 35\ 250 * 2,25 = 79\ 312,50 \text{ Kg-m}$$

$$Mt_1 = 29\ 080 * 2,25 = 65\ 430 \text{ Kg-m}$$

Edificio 2

$$Mt = 100\% V * (0,57) + 30\% * V * 1,46$$

$$Mt = 0,91 V$$

$$Mt = 100\% V * (1,46) + 30\% * V * 0,57$$

$$Mt = 1,63 V$$

$$Mt2 = 46,93 * 1,63 = 76 495,90 \text{ Kg-m}$$

$$Mt1 = 29,22 * 1,63 = 47 628,60 \text{ Kg-m}$$

Cortante torsional

$$V_m = \frac{Mt * Dist. * K}{J}$$

Edificio 1

Nivel 2

$$V_{m1,5} = \frac{79 312,50 * 0,16E * 10,60}{70,80 E} = 18999,15 \text{ Kg}$$

$$V_{m2,4} = \frac{79 312,50 * 0,16E * 5,30}{70,80 E} = 949,96 \text{ Kg}$$

$$V_{m3} = \frac{79 312,50 * 0,16E * 0}{70,80 E} = 0 \text{ Kg}$$

$$V_{mA,C} = \frac{79 312,50 * 0,33E * 5,30}{70,80 E} = 1 959,29 \text{ Kg}$$

$$V_{mB} = \frac{79 312,50 * 0,33E * 0}{70,80 E} = 0 \text{ Kg}$$

## Nivel 1

$$V_{m1,5} = \frac{65\,430 * 0,16E * 10,60}{70,80\ E} = 1\,567,36\ \text{Kg}$$

$$V_{m2,4} = \frac{65\,430 * 0,16E * 5,30}{70,80\ E} = 783,68\ \text{Kg}$$

$$V_{m3} = \frac{65\,430 * 0,16E * 0}{70,80\ E} = 0\ \text{Kg}$$

$$V_{mA,C} = \frac{65\,430 * 0,33E * 5,30}{70,80\ E} = 1\,616,34\ \text{Kg}$$

$$V_{mB} = \frac{65\,430 * 0,33E * 0}{70,80\ E} = 0\ \text{Kg}$$

## Edificio 2

### Nivel 2

$$V_{m1,5} = \frac{76\,495,90 * 0,19E * 11,50}{88,61\ E} = 1\,687,73\ \text{Kg}$$

$$V_{m2,4} = \frac{76\,495,90 * 0,19E * 5,75}{88,61\ E} = 843,86\ \text{Kg}$$

$$V_{m3} = \frac{76\,495,90 * 0,19E * 0}{88,61\ E} = 0\ \text{Kg}$$

$$V_{mA,C} = \frac{76\,495,90 * 0,39E * 5,75}{88,61\ E} = 1\,737,37\ \text{Kg}$$

$$V_{mB} = \frac{76\,495,90 * 0,39E * 0}{88,61\ E} = 0\ \text{Kg}$$

Nivel 1

$$V_{m1,5} = \frac{47\,628,60 * 0,19E * 11,50}{88,61 E} = 1\,050,83 \text{ Kg}$$

$$V_{m2,4} = \frac{47\,628,60 * 0,19E * 5,75}{88,61 E} = 525,41 \text{ Kg}$$

$$V_{m3} = \frac{47\,628,60 * 0,19E * 0}{88,61 E} = 0 \text{ Kg}$$

$$V_{mA,C} = \frac{47\,628,60 * 0,39E * 5,75}{88,61 E} = 1\,081,74 \text{ Kg}$$

$$V_{mB} = \frac{47\,628,60 * 0,39E * 0}{88,61 E} = 0 \text{ Kg}$$

Para la determinación de las cargas por marco, se debe sumar la fuerza torsional más la traslacional.

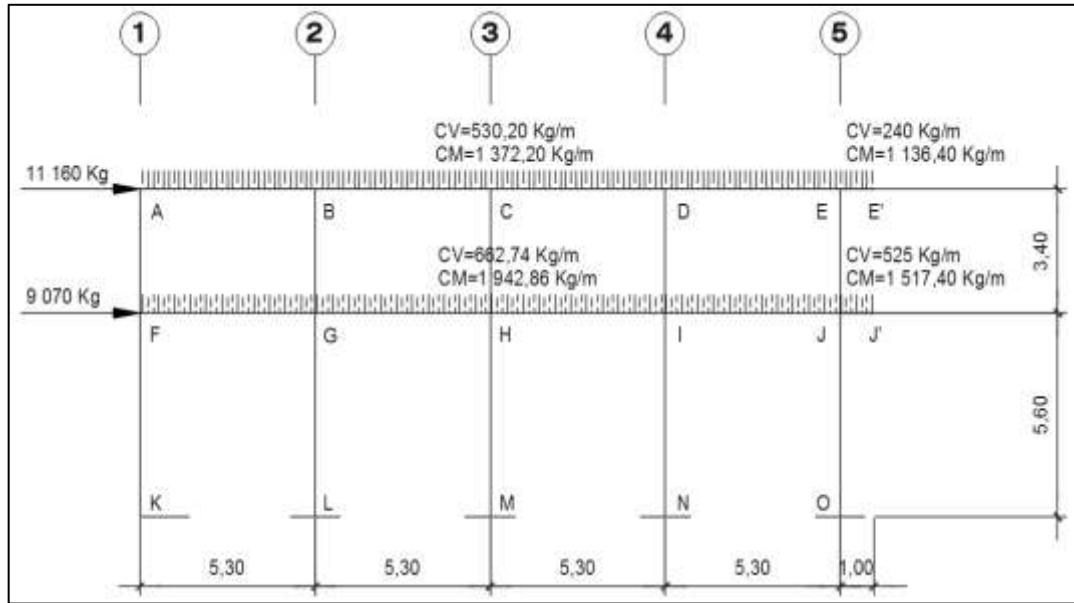
Tabla XIII. **Fuerzas laterales por marco**

Marco	Edificio 1		Edificio 2	
	Nivel 2 (Kg)	Nivel 1 (Kg)	Nivel 2 (Kg)	Nivel 1 (Kg)
A	13 158,69	10 720,50	13 910,67	12 198,22
B	11 160,00	9 070,00	12 860,00	10 800,00
C	13 158,69	10 720,50	13 910,67	12 198,22
1	8 696,69	7 090,50	8 766,67	7 878,22
2	7 713,34	6 265,25	8 491,33	7 205,11
3	6 698,00	5 440,00	7 716,00	6 480,00
4	7 713,34	6 265,25	8 491,33	7 205,11
5	8 696,69	7 090,50	8 766,67	7 878,22

Fuente: elaboración propia, programa Word 2013.

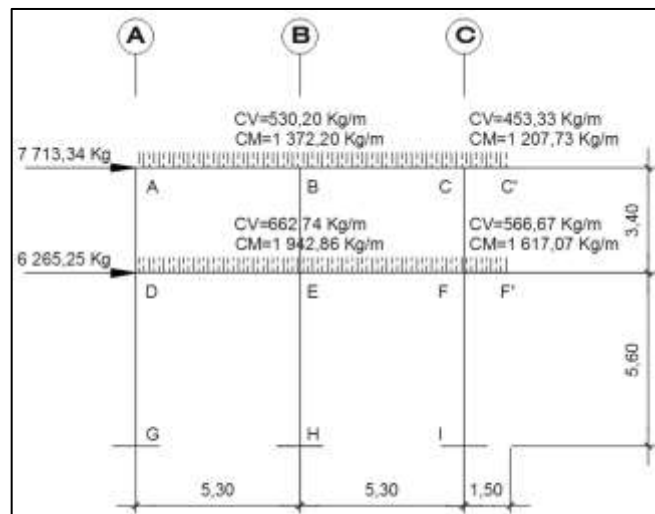
Cargas aplicadas a marcos

Figura 12. **Cargas aplicadas, sentido X (edificio 1)**



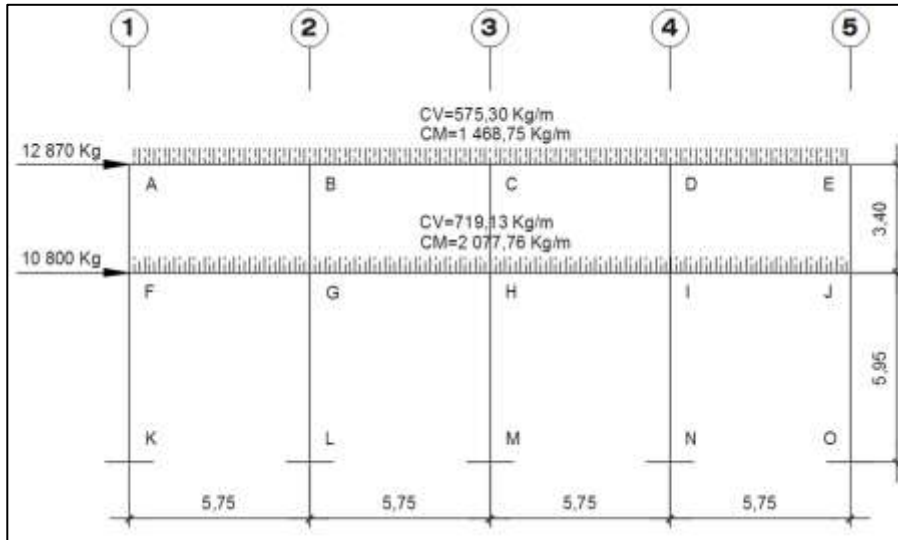
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 13. **Cargas aplicadas, sentido Y (edificio 1)**



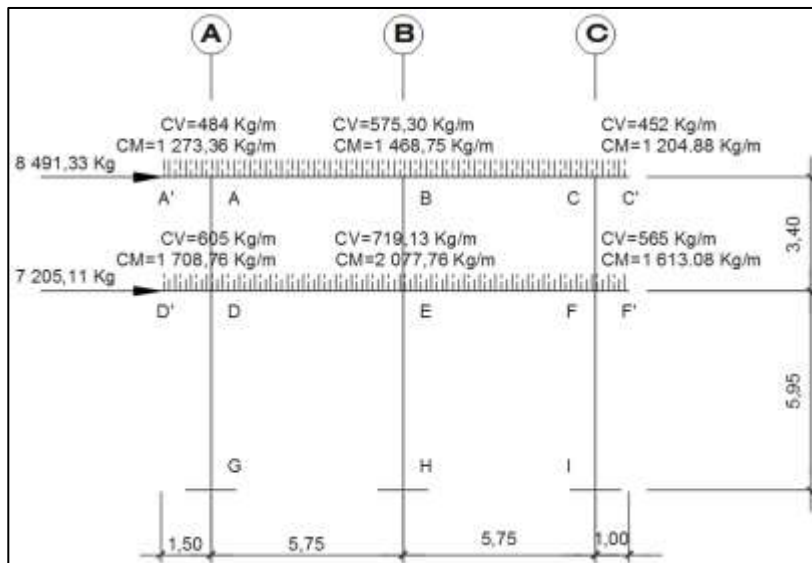
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 14. **Cargas aplicadas, sentido X (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 15. **Cargas aplicadas, sentido Y (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

#### 2.1.5.4. Análisis de marcos dúctiles método de Kani

El análisis de los marcos se debe realizar para conocer el comportamiento de la estructura al aplicarle cargas vivas, muertas y sísmicas.

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

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

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

- Rigideces de los elementos ( $K_{ik}$ )

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

Donde:

I=inercia

L= longitud del elemento

- Factor de giro o coeficientes de reparto ( $\mu_{ik}$ )

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

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

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



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

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

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

$$H = FM_{nivel\ n}$$

(Fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico)

- Fuerza cortante en el piso ( $Q_n$ ):, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$Q_n = \sum H$$

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

$$M_n = \frac{Q_n * H_n}{3} \quad H_n \text{ es la altura del piso "n"}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{|Mi(-)| + |Mk(-)|}{2}$$

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.

Carga muerta (marco del sentido Y, edificio 1)

Cálculo de momentos fijos:

$$MF_{AB} = -\frac{WL^2}{12} = \frac{-1\,372,20 * 5,30^2}{12} = -3\,212,09 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{BA} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1\,372,20 * 5,30^2}{12} = 3\,212,09 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{BC} = -\frac{WL^2}{12} = \frac{-1\,372,20 * 5,30^2}{12} = -3\,212,09 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{CB} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1\,372,20 * 5,30^2}{12} = 3\,212,09 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{CC'} = -\frac{WL^2}{2} = \frac{1\,207,73 * 1,50^2}{2} = -1\,358,70 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{DE} = -\frac{WL^2}{12} = -\frac{1\,942,86 * 5,30^2}{12} = -4\,547,91 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{ED} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1\,942,86 * 5,30^2}{12} = 4\,547,91 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{EF} = -\frac{WL^2}{12} = -\frac{1\,942,86 * 5,30^2}{12} = -4\,547,91 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{FE} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1\,942,86 * 5,30^2}{12} = 4\,547,91 \text{ Kg} - m$$

$$MF_{FF'} = -\frac{WL^2}{2} = \frac{1\,617,07 * 1,50^2}{2} = -1\,819,20 \text{ Kg} - m$$

Cálculo de momentos de sujeción:

$$MS_A = -3\,212,09 + 0 = -3\,212,09 \text{ Kg} - m$$

$$MS_B = 3\,212,09 + -3\,212,09 = 0 \text{ Kg} - m$$

$$MS_C = 3\,212,09 + -1\,358,70 = 1\,853,40 \text{ Kg} - m$$

$$MS_D = -4\,547,91 + 0 = -4\,547,91 \text{ Kg} - m$$

$$MS_E = 4\,547,91 + -4\,547,91 = 0 \text{ Kg} - m$$

$$MS_F = 4\,547,91 + -1\,819,20 = 2\,728,71 - m$$

Inercia de elementos

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,30 * 0,45^3}{12} = 0,002278$$

$$I_{columna} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,40 * 0,40^3}{12} = 0,000675$$

Inercia relativa

$$I_{columna} = 1$$

$$I_{viga} = \frac{I_{viga}}{I_{columna}} = \frac{0,002278}{0,000675} = 3,37$$

Cálculo de rigidez de los elementos

$$K = \frac{I}{L}$$

$$\text{Vigas: } K_{AB}=K_{BC}=K_{DE}=K_{EF}=\frac{3,37}{5,30} = 0,64$$

$$\text{Columnas: } K_{AD}=K_{BE}=K_{CF}=\frac{1}{5,60} = 0,29$$

$$K_{DG}=K_{EH}=K_{FI}=\frac{1}{3,40} = 0,18$$

Factores de giro

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Nudo A

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,64 + 0,29} = -0,34$$

$$\mu_{AD} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,64 + 0,29} = -0,16$$

Nudo B

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,64 + 0,29 + 0,64} = -0,20$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,64 + 0,29 + 0,64} = -0,20$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,64 + 0,29 + 0,64} = -0,10$$

Nudo C

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,64 + 0,29} = -0,34$$

$$\mu_{CF} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,64 + 0,29} = -0,16$$

Nudo D

$$\mu_{DA} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,13$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,29$$

$$\mu_{DE} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,08$$

Nudo E

$$\mu_{EB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,29 + 0,64 + 0,64 + 0,18} = -0,08$$

$$\mu_{ED} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,29 + 0,64 + 0,64 + 0,18} = -0,18$$

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,29 + 0,64 + 0,64 + 0,18} = -0,18$$

$$\mu_{EB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,29 + 0,64 + 0,64 + 0,18} = -0,05$$

Nudo F

$$\mu_{FC} = -\frac{1}{2} * \frac{0,29}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,13$$

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} * \frac{0,64}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,29$$

$$\mu_{FI} = -\frac{1}{2} * \frac{0,18}{0,29 + 0,64 + 0,18} = -0,08$$

Primera iteración

Nudo A

$$M_{AB} = -0,34 * -3\ 212,09 = 1098,62 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AD} = -0,16 * -3\ 212,09 = 507,42 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{BA} = -0,20 * (1\ 098,62 + 0) = -223,13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = -0,20 * (1\ 098,62 + 0) = -223,13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BE} = -0,09 * (1\ 098,62 + 0) = -103,06 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{CB} = -0,34 * (1\ 853,40 + -223,13) = -557,60 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CF} = -0,16 * (1\ 853,40 + -223,13) = -257,54 \text{ Kg-m}$$

NUDO F

$$M_{FC} = -0,13 * (2\ 728,71 + 257,54) = -327,55 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FE} = -0,29 * (2\ 728,71 + 257,54) = -709,17 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FI} = -0,08 * (2\ 728,71 + 257,54) = -198,87 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$M_{EB} = -0,08 * (0 + -103,06 + -709,17) = 68,40 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EF} = -0,18 * (0 + -103,06 + -709,17) = 148,09 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ED} = -0,18 \cdot (0 + -103,06 + -709,17) = 148,09 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EH} = -0,05 \cdot (0 + -103,06 + -709,17) = 41,53 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DA} = -0,13 \cdot (-4\,547,91 + 148,09 + 507,42) = 515,93 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = -0,29 \cdot (-4\,547,91 + 148,09 + 507,42) = 1\,117,03 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG} = -0,08 \cdot (-4\,547,91 + 148,09 + 507,42) = 313,24 \text{ Kg-m}$$

Segunda iteración

Nudo A

$$M_{AB} = -0,34 \cdot (-3\,212,09 + 223,13 + 515,93) = 998,48 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AD} = -0,16 \cdot (-3\,212,09 + 223,13 + 515,93) = 461,17 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{BA} = -0,20 \cdot (998,48 + 68,40 + 557,60 + 0) = -103,43 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = -0,20 \cdot (998,48 + 68,40 + 557,60 + 0) = -103,43 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BE} = -0,09 \cdot (998,48 + 68,40 + 557,60 + 0) = -47,77 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{CB} = -0,34 \cdot (1\,853,40 + -103,43 + -327,55) = -486,50 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CF} = -0,16 \cdot (1\,853,40 + -103,43 + -327,55) = -224,70 \text{ Kg-m}$$

Nudo F

$$M_{FC} = -0,13 \cdot (2\,728,71 + 148,09 + 224,70) = -351,53 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FE} = -0,29 \cdot (2\,728,71 + 148,09 + 224,70) = -761,09 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FI} = -0,08 \cdot (2\,728,71 + 148,09 + 224,70) = -213,43 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$M_{EB} = -0,08 * (-47,77 + -761,09 + 1\ 117,03 + 0) = -25,95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EF} = -0,18 * (-47,77 + -761,09 + 1\ 117,03 + 0) = -56,19 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ED} = -0,18 * (-47,77 + -761,09 + 1\ 117,03 + 0) = -56,19 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EH} = -0,05 * (-47,77 + -761,09 + 1\ 117,03 + 0) = -15,76 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DA} = -0,13 * (461,17 + -56,19 + -4\ 547,91) = 549,13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = -0,29 * (461,17 + -56,19 + -4\ 547,91) = 1\ 188,93 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG} = -0,08 * (461,17 + -56,19 + -4\ 547,91) = 333,40 \text{ Kg-m}$$

Las iteraciones se siguen realizando hasta que los valores de la influencia de giro obtenidos en todos los nudos sean iguales o próximos.

Momentos finales

Nudo A:

$$M_{F_{AB}} = -3\ 212,09 + 2(935,81) + -81 = -1\ 421,48 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{AD}} = 0 + 2(232,23) + 557,03 = -1\ 421,48 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{F_{BA}} = 3\ 212,09 + 2(-81) + 935,81 = 3\ 985,89 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{BC}} = -3\ 212,09 + 2(-81) + -496,84 = -3\ 870,95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{BE}} = 0 + 2(-37,42) + -40,11 = -114,94 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{F_{CB}} = 3\ 212,09 + 2(-496,84) + -81 = 2\ 137,41 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{CF}} = 0 + 2(229,48) + -319,76 = -778,71 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{CC}} = -778,71 + 2\ 137,41 = 1\ 358,71 \text{ Kg-m}$$



Nudo F

$$MF_{FC}=0+2(-319,76)+-229,48= -868,99 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{FE}=4 \cdot 547,91+2(-692,30)+-86,85= 3 \cdot 76,46 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{FI}= 0+2(-194,14)+0= 388,27 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$MF_{EB}=0+2(-40,11)+-37,42=-117,64 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EF}=-4 \cdot 547,91+2(-86,85)+-692,30=-5 \cdot 413,90 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{ED}=4 \cdot 547,92+2(-86,85)+1 \cdot 206,03=-5 \cdot 580,25 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EH}=0+2(-24,35)+0= -48,71 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

$$MF_{DA}=0+2(557,03)+432,23=1546,49 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DE}=-4 \cdot 547,91+2(1 \cdot 206,03)+-86,85=-2 \cdot 222,69 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DG}=0+2(338,20)+0=676,40 \text{ Kg-m}$$

Momento positivo en vigas

$$MF_{AB}=\frac{(-3 \cdot 212,09 \cdot 12)}{8}+\frac{(1 \cdot 421,48+3 \cdot 985,89)}{2}= 2 \cdot 114,45 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{BC}=\frac{(-3 \cdot 212,09 \cdot 12)}{8}+\frac{(3 \cdot 870,95+2 \cdot 137,41)}{2}= 1 \cdot 813,96 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DE}=\frac{(-4 \cdot 547,91 \cdot 12)}{8}+\frac{(2 \cdot 222,69+5 \cdot 580,25)}{2}= 2 \cdot 920,40 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EF}=\frac{(-4 \cdot 547,91 \cdot 12)}{8}+\frac{(5 \cdot 413,90+3 \cdot 076,46)}{2}= 2 \cdot 576,68 \text{ Kg-m}$$

Este mismo procedimiento se utilizó para determinar los momentos en todos los demás marcos en carga muerta como carga viva.

Carga sísmica (marco del sentido Y, edificio 1)

Factores de corrimiento

$$U_{AD} = \frac{3}{2} * \frac{0,29}{0,29 + 0,29 + 0,29} = -0,5 = U_{BE} = U_{CF}$$

$$U_{DG} = \frac{3}{2} * \frac{0,18}{0,18 + 0,18 + 0,18} = -0,5 = U_{EH} = U_{FI}$$

Momento de piso

$$Mn_2 = \frac{7\,713,34 * 3,40}{3} = 8\,741,79 \text{ Kg} - m$$

$$Mn_1 = \frac{13\,978,59 * 5,60}{3} = 26\,093,37 \text{ Kg} - m$$

Primera iteración

Nudo A

$$M_{AB} = (4\,371 + 0) * -0,34 = 1\,494,96 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AD} = (4\,371 + 0) * -0,16 = 690,48 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{BA} = -0,20 * (-4\,370,90 + 1\,494,96 + 0) = 584,09 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = -0,20 * (-4\,370,90 + 1\,494,96 + 0) = 584,09 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = -0,09 * (-4\,370,90 + 1\,494,96 + 0) = 269,78 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{CB} = -0,34 * (-4\,370,90 + 584,09 + 0) = 1295,19 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CF} = -0,16 * (-4\,370,90 + 584,09 + 0) = 598,21 \text{ Kg-m}$$

Nudo F

$$M_{FC} = -0,13 * (-4\,370,90 + 598,21 + 0) = 2\,229,36 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FE} = -0,29 * (-4\,370,89 + -13\,046,68 + 598,21 + 0) = 4\,826,78 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FI} = -0,08 * (-4\,370,89 + -13\,046,68 + 598,21 + 0) = 1\,353,54 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$M_{EB} = -0,08 * (-4\ 370,90 + 269,78 + 4\ 826,78 + 0 + 13\ 046,68) = 1\ 037,59 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EF} = -0,18 * (-4\ 370,90 + 269,78 + 4\ 826,78 + 0 + 13\ 046,68) = 2\ 246,48 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ED} = -0,18 * (-4\ 370,90 + 269,78 + 4\ 826,78 + 0 + 13\ 046,68) = 2\ 246,48 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EH} = -0,05 * (-4\ 370,90 + 269,78 + 4\ 826,78 + 0 + 13\ 046,68) = 629,96 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DA} = -0,13 * (4\ 370,90 + 13\ 046,68 + 690,48 + 2\ 246,48 + 0) = 1\ 919,37 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = -0,29 * (4\ 370,90 + 13\ 046,68 + 690,48 + 2\ 246,48 + 0) = 4\ 155,61 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG} = -0,08 * (4\ 370,90 + 13\ 046,68 + 690,48 + 2\ 246,48 + 0) = 1\ 165,33 \text{ Kg-m}$$

Segunda iteración

Nudo A

$$M_{AB} = -0,34 * (-7\ 743,30 + 1\ 919,37 + 584,09 + 0) = 1\ 792,16 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AD} = -0,16 * (-7\ 743,30 + 1\ 919,37 + 584,09 + 0) = 827,75 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{BA} = -0,20 * (-7\ 743,30 + 1\ 792,16 + 1\ 037,59 + 1\ 295,19 + 0) = 734,88 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = -0,20 * (-7\ 743,30 + 1\ 792,16 + 1\ 037,59 + 1\ 295,19 + 0) = 734,88 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BE} = -0,09 * (-7\ 743,30 + 1\ 792,16 + 1\ 037,59 + 1\ 295,19 + 0) = 339,42 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{CB} = -0,34 * (-7\ 743,29 + 734,09 + 2\ 229,36 + 0) = 1\ 634,56 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CF} = -0,16 * (-7\ 743,29 + 734,09 + 2\ 229,36 + 0) = 754,96 \text{ Kg-m}$$

Nudo F

$$M_{FC} = -0,13 * (-7\ 743,29 + -14\ 621,10 + 754,96 + 2\ 246,48 + 0) = 2\ 566,51 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FE} = -0,29 * (-7\ 743,29 + -14\ 621,10 + 754,96 + 2\ 246,48 + 0) = 5\ 556,73 \text{ Kg-m}$$

$$M_{FI} = -0,13 * (-7\,743,29 + -14\,621,10 + 754,96 + 2\,246,48 + 0) = 1\,558,24 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$M_{EB} = -0,08 * (7\,743,30 + 14\,621 + 339,42 + 5\,556,73 + 4\,155,61 + 0) = 1\,036,88 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EF} = -0,18 * (7\,743,30 + 14\,621 + 339,42 + 5\,556,73 + 4\,155,61 + 0) = 2\,244,95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ED} = -0,18 * (7\,743,30 + 14\,621 + 339,42 + 5\,556,73 + 4\,155,61 + 0) = 2\,244,95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EH} = -0,05 * (7\,743,30 + 14\,621 + 339,42 + 5\,556,73 + 4\,155,61 + 0) = 629,53 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

$$M_{DA} = -0,13 * (827,75 + -14\,621 + 7\,743,30 + 2\,244,95 + 0) = 2\,557,06 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = -0,29 * (827,75 + -14\,621 + 7\,743,30 + 2\,244,95 + 0) = 5\,536,28 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DG} = -0,08 * (827,75 + -14\,621 + 7\,743,30 + 2\,244,95 + 0) = 1\,552,50 \text{ Kg-m}$$

Momentos finales

Nudo A

$$M_{F_{AB}} = 0 + 2(1\,700,13) + 858,74 = 4\,259,00 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{AD}} = 2(785,25) + -8\,578,60 + 2\,749,10 = -4\,259,10 \text{ Kg-m}$$

Nudo B

$$M_{F_{BA}} = 0 + 2(858,74) + 1\,700,13 = 3\,417,62 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{BC}} = 0 + 2(858,74) + 1\,700,13 = 3\,417,62 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{BE}} = 2(396,63) + 950,09 + -8\,578,60 = 6\,835,24 \text{ Kg-m}$$

Nudo C

$$M_{F_{CB}} = 0 + 2(1\,700,13) + 858,74 = 4\,259,00 \text{ Kg-m}$$

$$M_{F_{CF}} = 2(785,25) + -8\,578,60 + 2\,749,10 = 4\,259,01 \text{ Kg-m}$$

Nudo F

$$MF_{FC}=2(2\,749,10)+-8\,578,60+785,25=-2\,295,16 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{FE}=0+2(5\,952,06)+2\,057,04=13\,961,17 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{FI}=2(1\,669,10)+-15\,004,20=-11\,666,00 \text{ Kg-m}$$

Nudo E

$$MF_{EB}=2(950,09)+-8\,578,60+396,63=-6\,281,78 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EF}=0+2(2\,057,04)+5\,952,06=10\,066,15 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{ED}=0+2(2\,057,04)+5\,952,06=10\,066,15 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EH}=2(576,84)+-15\,004=-13\,850,52 \text{ Kg-m}$$

Nudo D

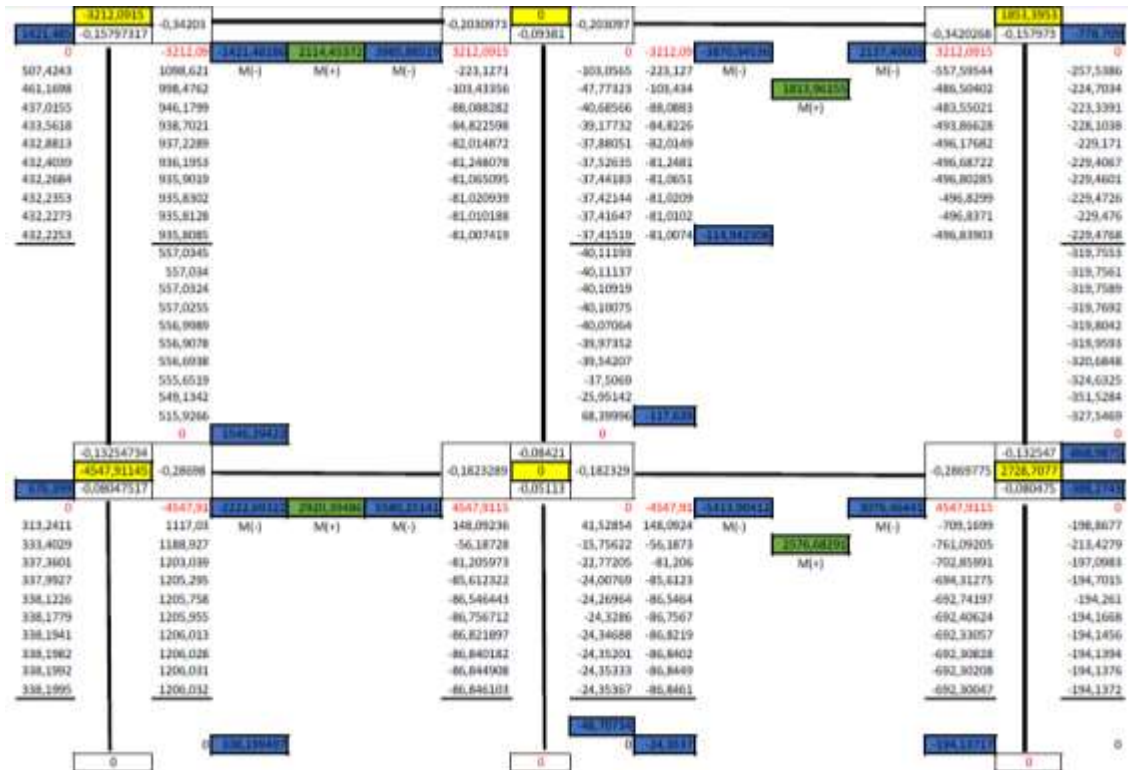
$$MF_{DA}=2(2\,749,10)+-8\,578,60+785,25=-2\,295,16 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DE}=0+2(5\,952,06)+2\,057,04=13\,961,17 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DG}=2(1\,669,10)+-15\,004=-11\,666,01 \text{ Kg-m}$$

Para el cálculo de los momentos finales de la carga muerta se realizaron 27 iteraciones, para tener una mayor exactitud en los momentos finales, obteniendo dichos resultados:

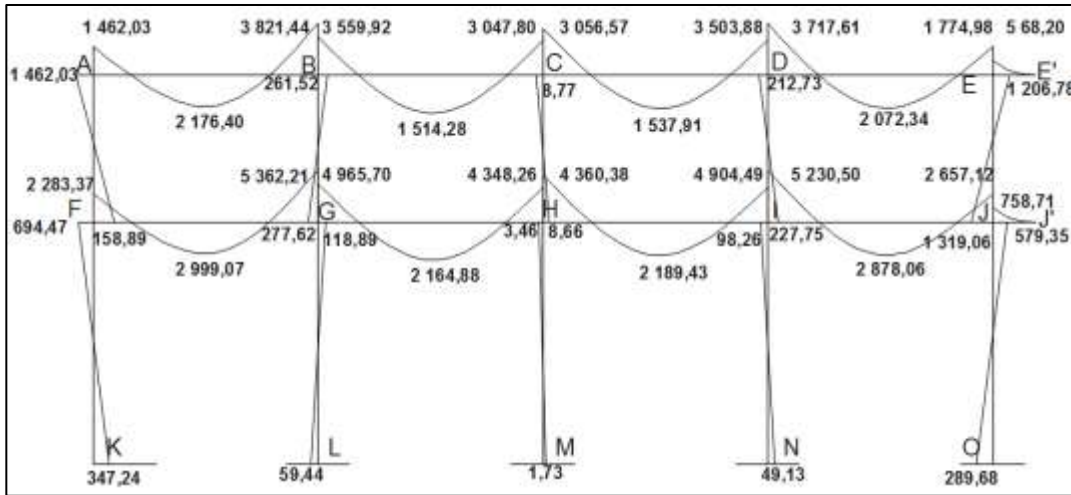
Figura 16. Análisis de carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1



Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

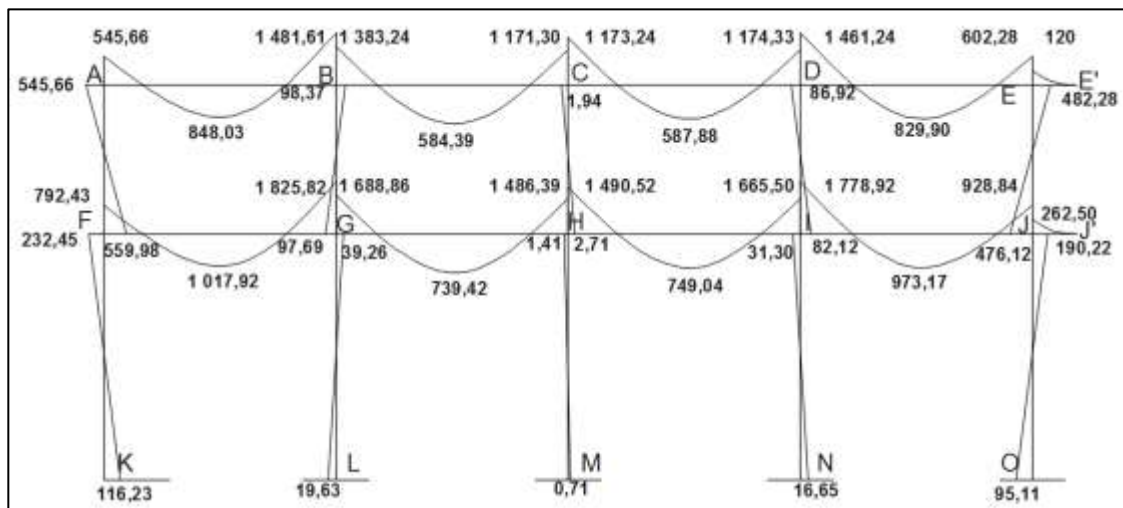
Para el análisis de cargas laterales, debe de utilizarse las determinadas anteriormente para cada marco. El análisis a utilizar por el método Kani es el mismo, con la variación que los momentos finales se calculan tomando en cuenta los momentos por lado, colocando los momentos en el centro de las columnas y siguiendo la misma secuencia de iteraciones.

Figura 17. Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1



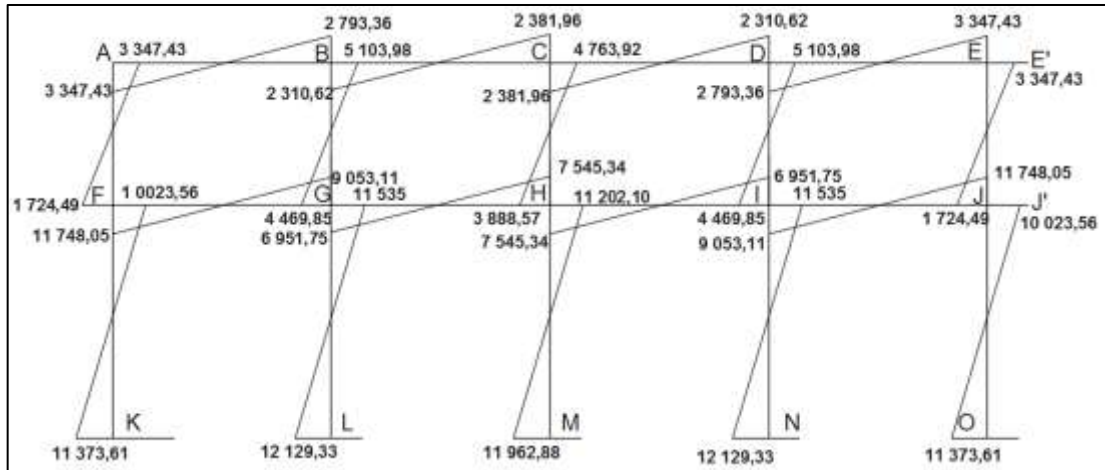
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 18. Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1



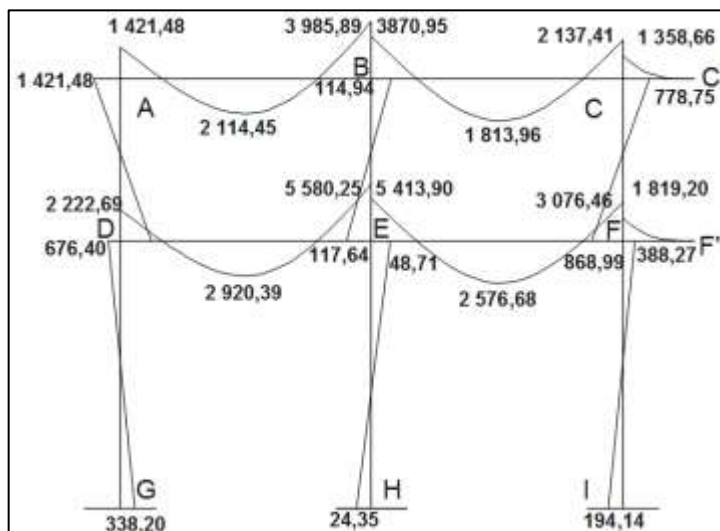
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 19. Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

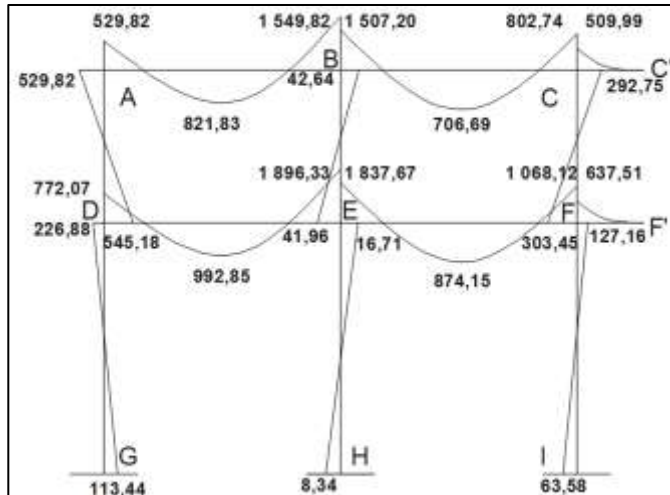
Figura 20. Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

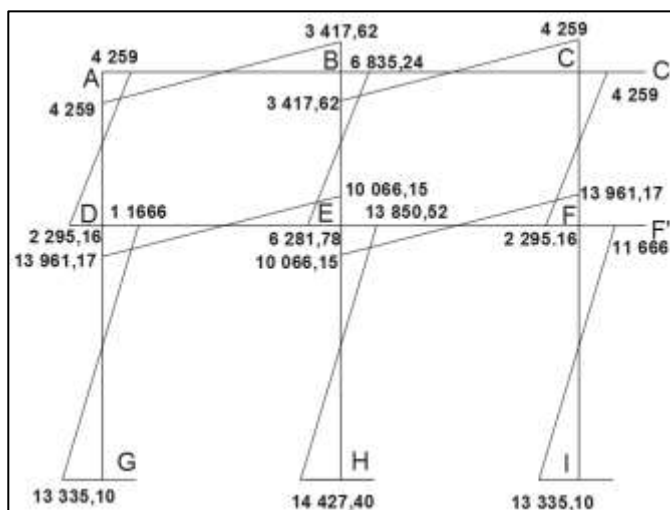


Figura 21. Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1



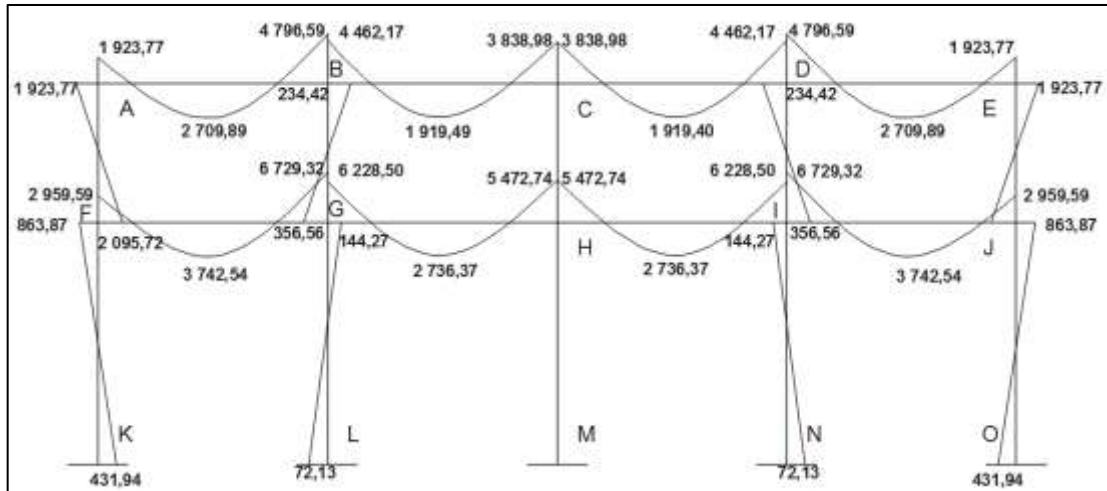
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 22. Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 1



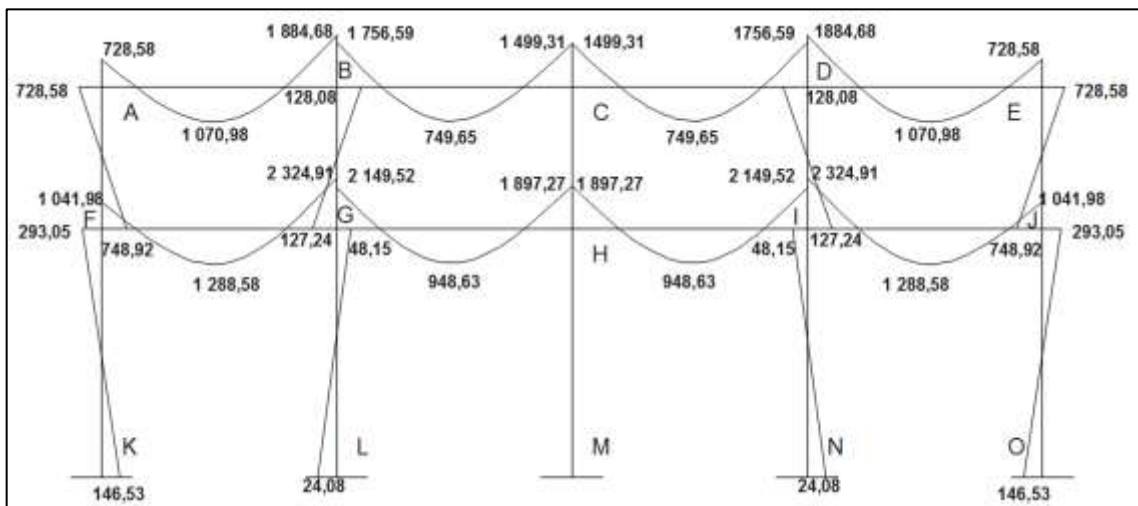
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 23. Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2



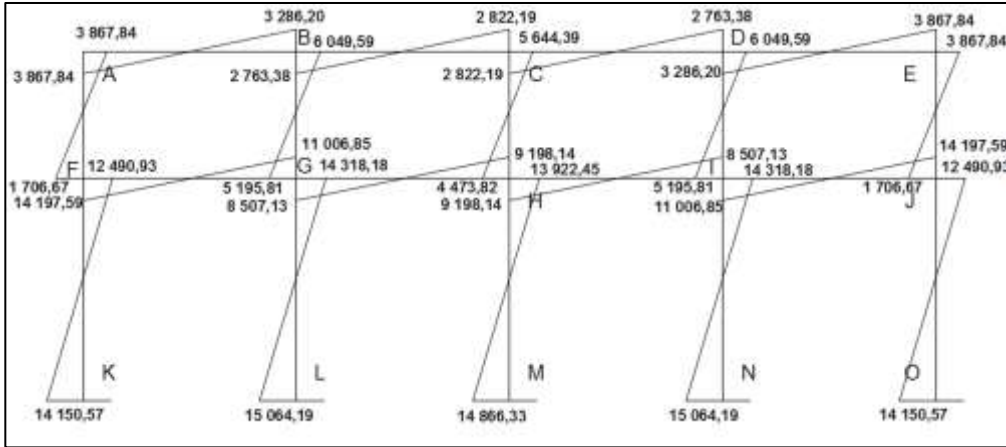
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 24. Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2



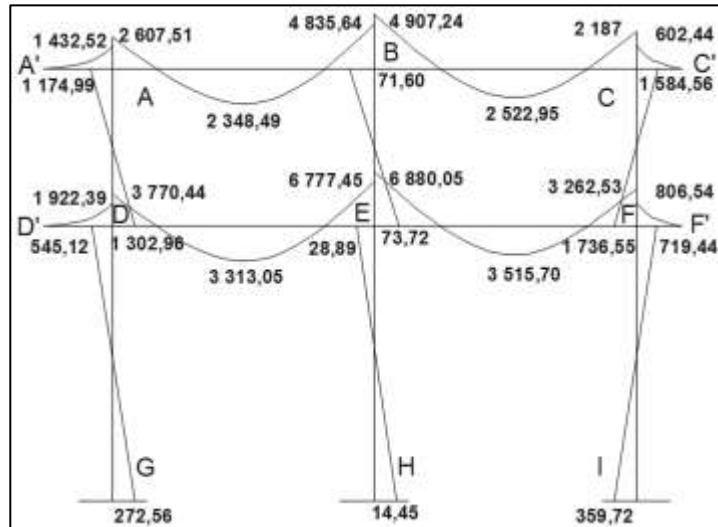
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 25. Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido X, edificio 2



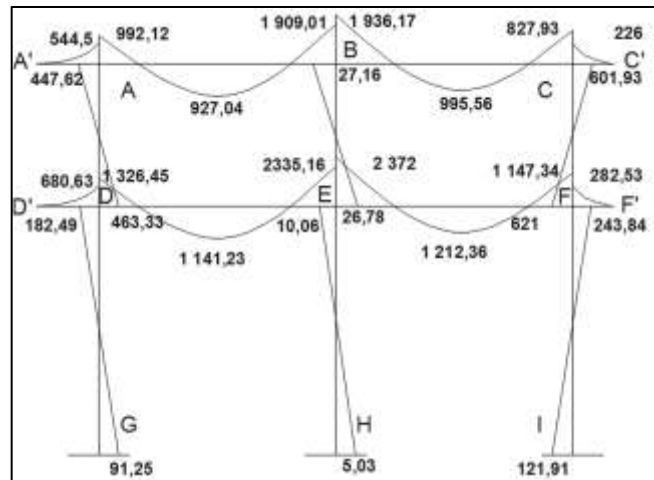
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 26. Diagrama de momento, carga muerta por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2



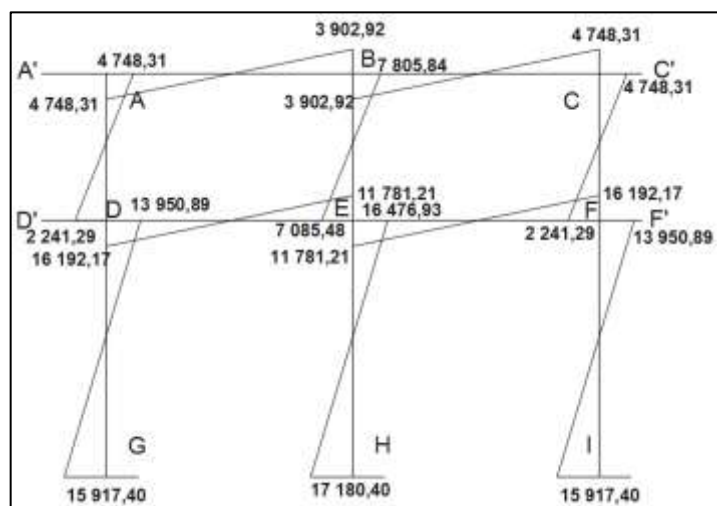
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 27. Diagrama de momento, carga viva por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 28. Diagrama de momento, carga sísmica por el método de Kani, marco del sentido Y, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.5.5. Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos resultantes de la combinación de carga muerta, carga viva y sismo.

Las combinaciones que se utilizaron son las propuestas por el ACI 318s-08 sección C.9.2.:

- $M_u = 1,4CM + 1,7CV$  (1)
- $M_u = 0,75 (1,4CM + 1,7CV) + 1,4S$  (2)
- $M_u = 0,75 (1,4CM + 1,7CV) - 1,4S$  (3)
- $M_u = 0,9CM + 1,4S$  (4)
- $M_u = 0,9CM - 1,4S$  (5)

En las siguientes tablas se calculan los valores de las envolventes de momentos para las vigas y columnas de los diferentes marcos.

Tabla XIV. **Envolvente de momentos para vigas, eje x, edificio 1**

		DATOS			COMBINACIÓN					MU Kg-m
VIGA	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-B	M(-) iz	-1 462,03	- 545,66	3 347,43	-2 974,46	2 455,55	-6 917,25	3 370,58	-6 002,23	-6 917,25
	M(-) de	3 821,44	1 481,61	2 793,36	7 868,75	9 812,27	1 990,86	7 350,00	- 471,41	9 812,27
	m(+)	2 176,40	848,03	0,00	4 488,61	3 366,46	3 366,46	1 958,76	1 958,76	4 488,61
B-C	M(-) iz	-3 559,92	-1 383,24	2 310,62	-7 335,40	-2 266,68	-8 736,42	30,94	-6 438,80	-8 736,42
	M(-) de	3 047,80	1 171,30	2 381,96	6 258,13	8 028,34	1 358,85	6 077,76	- 591,72	8 028,34
	m(+)	1 514,28	584,39	0,00	3 113,46	2 335,09	2 335,09	1 362,85	1 362,85	3 113,46
C-D	M(-) iz	-3 056,57	-1 173,24	2 381,96	-6 273,71	-1 370,54	-8 040,02	583,83	-6 085,66	-8 040,02
	M(-) de	3 503,88	1 374,33	2 310,62	7 241,79	8 666,21	2 196,48	6 388,36	- 81,38	8 666,21
	m(+)	1 537,91	587,88	0,00	3 152,47	2 364,35	2 364,35	1 384,12	1 384,12	3 152,47
D-E	M(-) iz	-3 716,61	-1 461,24	2 793,36	-7 687,36	-1 854,82	-9 676,23	565,76	-7 255,65	-9 676,23
	M(-) de	1 774,98	602,28	3 347,43	3 508,85	7 318,04	-2 054,77	6 283,88	-3 088,92	7 318,04
	m(+)	2 072,34	829,90	0,00	4 312,11	3 234,08	3 234,08	1 865,11	1 865,11	4 312,11
E-E'	M(-) iz	- 568,20	- 120,00	0,00	- 999,48	- 749,61	- 749,61	- 511,38	- 511,38	- 999,48
F-G	M(-) iz	-2 283,37	- 792,43	11 748,05	-4 543,85	13 039,38	-19 855,16	14 392,24	-18 502,30	-19 855,16
	M(-) de	5 362,21	1 825,82	9 053,11	10 610,99	20 632,60	-4 716,11	17 500,34	-7 848,37	20 632,60
	m(+)	2 999,07	1 017,92	0,00	5 929,16	4 446,87	4 446,87	2 699,16	2 699,16	5 929,16
G-H	M(-) iz	-4 965,70	-1 688,86	6 951,75	-9 823,04	2 365,17	-17 099,73	5 263,32	-14 201,58	-17 099,73
	M(-) de	4 348,26	1 486,39	7 545,34	8 614,43	17 024,30	-4 102,66	14 476,91	-6 650,04	17 024,30
	m(+)	2 164,88	739,42	0,00	4 287,85	3 215,88	3 215,88	1 948,39	1 948,39	4 287,85
H-I	M(-) iz	-4 360,38	-1 490,52	7 545,34	-8 638,42	4 084,66	-17 042,29	6 639,13	-14 487,82	-17 042,29
	M(-) de	4 904,49	1 665,50	6 951,75	9 697,64	17 005,68	-2 459,22	14 146,49	-5 318,41	17 005,68
	m(+)	2 189,43	749,04	0,00	4 338,57	3 253,93	3 253,93	1 970,49	1 970,49	4 338,57
I-J	M(-) iz	-5 230,50	-1 778,92	9 053,11	-10 346,86	4 914,21	-20 434,50	7 966,90	-17 381,80	-20 434,50
	M(-) de	2 657,12	928,84	11 748,05	5 299,00	20 421,52	-12 473,02	18 838,68	-14 055,86	20 421,52
	m(+)	2 878,06	973,17	0,00	5 683,67	4 262,75	4 262,75	2 590,25	2 590,25	5 683,67
J-J'	M(-) iz	- 758,71	- 262,50	0,00	-1 508,44	-1 131,33	-1 131,33	- 682,84	- 682,84	-1 508,44

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XV. **Envolvente de momentos para vigas, eje Y, edificio 1**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
VIGA	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-B	M(-) iz	-1 421,48	- 529,82	4 259,00	-2 890,77	3 794,53	-8 130,67	4 683,27	-7 241,93	-8 130,67
	M(-) de	3 985,89	1 549,82	3 417,62	8 214,94	10 945,87	1 376,54	8 371,97	-1 197,37	10 945,87
	m(+)	2 114,45	821,83	0,00	4 357,34	3 268,01	3 268,01	1 903,01	1 903,01	4 357,34
B-C	M(-) iz	-3 870,95	-1 507,20	3 417,62	-7 981,57	-1 201,51	-10 770,85	1 300,81	-8 268,52	-10 770,85
	M(-) de	1 358,66	802,74	4 259,00	3 266,78	8 412,69	-3 512,51	7 185,39	-4 739,81	8 412,69
	m(+)	1 813,96	706,69	0,00	3 740,92	2 805,69	2 805,69	1 632,56	1 632,56	3 740,92
C-C'	M(-) iz	-1 358,66	- 509,99	0,00	-2 769,11	-2 076,83	-2 076,83	-1 222,79	-1 222,79	-2 769,11
D-E	M(-) iz	-2 222,69	- 772,07	13 961,17	-4 424,29	16 227,42	-22 863,85	17 545,22	-21 546,06	-22 863,85
	M(-) de	5 580,25	1 896,33	10 066,15	11 036,11	22 369,69	-5 815,53	19 114,84	-9 070,39	22 369,69
	m(+)	2 920,39	992,85	0,00	5 776,39	4 332,29	4 332,29	2 628,35	2 628,35	5 776,39
E-F	M(-) iz	-5 413,90	-1 837,67	10 066,15	-10 703,50	6 064,99	-22 120,23	9 220,10	-18 965,12	-22 120,23
	M(-) de	3 076,46	1 068,12	13 961,17	6 122,85	24 137,77	-14 953,50	22 314,45	-16 776,82	24 137,77
	m(+)	2 576,68	874,15	0,00	5 093,41	3 820,06	3 820,06	2 319,01	2 319,01	5 093,41
F-F'	M(-) iz	-1 819,20	- 637,51	0,00	-3 630,65	-2 722,99	-2 722,99	-1 637,28	-1 637,28	-3 630,65

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XVI. **Envolvente de momentos para vigas, eje X, edificio 2**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
VIGA	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-B	M(-) iz	-1 923,77	- 728,58	3 867,84	-3 931,86	2 466,08	-8 363,87	3 683,58	-7 146,37	-8 363,87
	M(-) de	4 796,59	1 884,68	3 286,20	9 919,18	12 040,07	2 838,71	8 917,61	- 283,75	12 040,07
	m(+)	2 709,89	1 070,98	0,00	5 614,51	4 210,88	4 210,88	2 438,90	2 438,90	5 614,51
B-C	M(-) iz	-4 462,17	-1 756,59	2 763,38	-9 233,24	-3 056,20	-10 793,66	- 147,22	-7 884,69	-10 793,66
	M(-) de	3 838,98	1 499,31	2 822,19	7 923,40	9 893,62	1 991,48	7 406,15	- 495,98	9 893,62
	m(+)	1 919,49	749,65	0,00	3 961,69	2 971,27	2 971,27	1 727,54	1 727,54	3 961,69
C-D	M(-) iz	-3 838,98	-1 499,31	2 822,19	-7 923,40	-1 991,48	-9 893,62	495,98	-7 406,15	-9 893,62
	M(-) de	4 462,17	1 756,59	2 763,38	9 233,24	10 793,66	3 056,20	7 884,69	147,22	10 793,66
	m(+)	1 919,49	749,65	0,00	3 961,69	2 971,27	2 971,27	1 727,54	1 727,54	3 961,69
D-E	M(-) iz	-4 796,59	-1 884,68	3 286,20	-9 919,18	-2 838,71	-12 040,07	283,75	-8 917,61	-12 040,07
	M(-) de	1 923,77	728,58	3 867,84	3 931,86	8 363,87	-2 466,08	7 146,37	-3 683,58	8 363,87
	m(+)	2 709,89	1 070,48	0,00	5 613,66	4 210,25	4 210,25	2 438,90	2 438,90	5 613,66
F-G	M(-) iz	-2 959,59	-1 041,98	14 197,59	-5 914,79	15 440,53	-24 312,72	17 213,00	-22 540,26	-24 312,72
	M(-) de	6 729,32	2 324,91	11 006,85	13 373,40	25 439,64	-5 379,54	21 465,98	-9 353,20	25 439,64
	m(+)	3 742,54	1 288,58	0,00	7 430,14	5 572,61	5 572,61	3 368,29	3 368,29	7 430,14
G-H	M(-) iz	-6 228,50	-2 149,52	8 507,13	-12 374,08	2 629,42	-21 190,55	6 304,33	-17 515,63	-21 190,55
	M(-) de	5 472,74	1 897,27	9 198,14	10 887,20	21 042,79	-4 712,00	17 802,86	-7 951,93	21 042,79
	m(+)	2 736,37	948,63	0,00	5 443,59	4 082,69	4 082,69	2 462,73	2 462,73	5 443,59
H-I	M(-) iz	-5 472,74	-1 897,28	9 198,14	-10 887,21	4 711,99	-21 042,81	7 951,93	-17 802,86	-21 042,81
	M(-) de	6 228,50	2 149,52	8 507,13	12 374,08	21 190,55	-2 629,42	17 515,63	-6 304,33	21 190,55
	m(+)	2 736,37	948,63	0,00	5 443,59	4 082,69	4 082,69	2 462,73	2 462,73	5 443,59
I-J	M(-) iz	-6 729,32	-2 324,91	11 006,85	-13 373,40	5 379,54	-25 439,64	9 353,20	-21 465,98	-25 439,64
	M(-) de	2 929,59	1 041,98	14 197,59	5 872,79	24 281,22	-15 472,03	22 513,26	-17 240,00	24 281,22
	m(+)	3 742,54	1 288,58	0,00	7 430,14	5 572,61	5 572,61	3 368,29	3 368,29	7 430,14

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.



Tabla XVII. **Envolvente de momentos para vigas, eje Y, edificio 2**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
VIGA	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-A'	M(-) de	1 432,52	544,50	0,00	2 931,18	2 198,38	2 198,38	1 289,27	1 289,27	2 931,18
A-B	M(-) iz	-2 607,51	- 992,12	4 748,31	-5 337,12	2 644,80	-10 650,47	4 300,88	-8 994,39	-10 650,47
	M(-) de	4 835,64	1 909,01	3 902,92	10 015,21	12 975,50	2 047,32	9 816,16	-1 112,01	12 975,50
	M(+)	2 348,49	927,04	0,00	4 863,85	3 647,89	3 647,89	2 113,64	2 113,64	4 863,85
B-C	M(-) iz	-4 907,24	-1 936,17	3 902,92	-10 161,63	-2 157,13	-13 085,31	1 047,57	-9 880,60	-13 085,31
	M(-) de	2 187,00	827,93	4 748,31	4 469,28	9 999,59	-3 295,67	8 615,93	-4 679,33	9 999,59
	M(+)	2 522,95	995,56	0,00	5 224,58	3 918,44	3 918,44	2 270,66	2 270,66	5 224,58
C-C'	M(-) iz	- 602,44	- 226,00	0,00	-1 227,62	- 920,71	- 920,71	- 542,20	- 542,20	-1 227,62
D-D'	M(-) de	1 922,39	680,63	0,00	3 848,42	2 886,31	2 886,31	1 730,15	1 730,15	3 848,42
D-E	M(-) iz	-3 770,44	-1 326,45	16 192,17	-7 533,58	17 018,85	-28 319,22	19 275,64	-26 062,43	-28 319,22
	M(-) de	6 777,45	2 335,16	11 781,21	13 458,20	26 587,35	-6 400,04	22 593,40	-10 393,99	26 587,35
	M(+)	3 313,05	1 141,23	0,00	6 578,36	4 933,77	4 933,77	2 981,75	2 981,75	6 578,36
E-F	M(-) iz	-6 880,05	-2 372,00	11 781,21	-13 664,47	6 245,34	-26 742,05	10 301,65	-22 685,74	-26 742,05
	M(-) de	3 262,53	1 147,34	16 192,17	6 518,02	27 557,55	-17 780,52	25 605,32	-19 732,76	27 557,55
	M(+)	3 515,70	1 212,36	0,00	6 982,99	5 237,24	5 237,24	3 164,13	3 164,13	6 982,99
F-F'	M(-) iz	- 806,54	- 282,53	0,00	-1 609,46	-1 207,09	-1 207,09	- 725,89	- 725,89	-1 609,46

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XVIII. **Envolvente de momentos para columnas, eje X, edificio 1**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
COL.	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-F	M.arriba	1 462,03	545,66	-3 347,43	2 974,46	-2 455,55	6 917,25	-3 370,58	6 002,23	6 917,25
	M.abajo	1 588,90	559,98	-1 724,49	3 176,43	- 31,97	4 796,61	- 984,28	3 844,30	4 796,61
B-G	M.arriba	- 261,52	- 98,37	-5 103,98	- 533,36	-7 545,59	6 745,55	-7 380,94	6 910,20	-7 545,59
	M.abajo	- 277,62	- 97,69	-4 469,85	- 554,74	-6 673,85	5 841,73	-6 507,65	6 007,93	-6 673,85
C-H	M.arriba	8,77	1,94	-4 763,92	15,58	-6 657,81	6 681,17	-6 661,60	6 677,38	6 681,17
	M.abajo	8,66	2,71	-3 888,57	16,73	-5 431,45	5 456,55	-5 436,20	5 451,79	5 456,55
D-I	M.arriba	212,73	86,92	-5 103,98	445,59	-6 811,38	7 479,76	-6 954,12	7 337,03	7 479,76
	M.abajo	227,75	82,12	-4 469,85	458,45	-5 913,95	6 601,63	-6 052,82	6 462,77	6 601,63
E-J	M.arriba	-1 206,78	- 482,28	-3 347,43	-2 509,37	-6 568,43	2 804,38	-5 772,50	3 600,30	-6 568,43
	M.abajo	-1 319,06	- 476,12	-1 724,49	-2 656,09	-4 406,35	422,22	-3 601,44	1 227,13	-4 406,35
F-K	M.arriba	694,47	232,45	-10 023,56	1 367,42	-13 007,42	15 058,55	-13 407,96	14 658,01	15 058,55
	M.abajo	347,24	116,23	-11 373,61	683,73	-15 410,26	16 435,85	-15 610,54	16 235,57	16 435,85
G-L	M.arriba	- 118,89	- 39,26	-11 535,00	- 233,19	-16 323,89	15 974,11	-16 256,00	16 042,00	-16 323,89
	M.abajo	- 59,44	- 19,63	-12 129,33	- 116,59	-17 068,50	16 893,62	-17 034,56	16 927,57	-17 068,50
H-M	M.arriba	3,46	1,41	-11 202,10	7,24	-15 677,51	15 688,37	-15 679,83	15 686,05	15 688,37
	M.abajo	1,73	0,71	-11 202,10	3,63	-15 680,22	15 685,66	-15 681,38	15 684,50	15 685,66
I-N	M.arriba	98,26	31,30	-11 535,01	190,77	-16 005,93	16 292,09	-16 060,58	16 237,45	16 292,09
	M.abajo	49,13	15,65	-12 129,33	95,39	-16 909,52	17 052,60	-16 936,85	17 025,28	17 052,60
J-O	M.arriba	- 579,35	- 190,22	-10 023,60	-1 134,46	-14 883,89	13 182,19	-14 554,46	13 511,63	-14 883,89
	M.abajo	- 289,68	- 95,11	-11 373,61	- 567,24	-16 348,48	15 497,62	-16 183,77	15 662,34	-16 348,48

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XIX. **Envolvente de momentos para columnas, eje Y, edificio 1**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
COL.	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-D	M.arriba	1 421,48	529,82	-4 259,00	2 890,77	-3 794,53	8 130,67	-4 683,27	7 241,93	8 130,67
	M.abajo	1 546,29	545,18	-2 295,16	3 091,61	- 894,52	5 531,93	-1 821,56	4 604,89	5 531,93
B-E	M.arriba	- 114,94	- 42,64	-6 835,24	- 233,40	-9 744,39	9 394,28	-9 672,78	9 465,89	-9 744,39
	M.abajo	- 117,64	- 41,96	-6 281,78	- 236,03	-8 971,51	8 617,47	-8 900,37	8 688,62	-8 971,51
C-F	M.arriba	- 778,75	- 292,75	-4 259,00	-1 587,93	-7 153,54	4 771,66	-6 663,48	5 261,73	-7 153,54
	M.abajo	- 868,99	- 303,45	-2 295,16	-1 732,45	-4 512,56	1 913,89	-3 995,32	2 431,13	-4 512,56
D-G	M.arriba	676,40	226,88	-11 666,00	1 332,66	-15 332,91	17 331,89	-15 723,64	16 941,16	17 331,89
	M.abajo	338,20	113,44	-13 335,10	666,33	-18 169,39	19 168,89	-18 364,76	18 973,52	19 168,89
E-H	M.arriba	- 48,71	- 16,71	-13 850,52	- 96,60	-19 463,18	19 318,28	-19 434,57	19 346,89	-19 463,18
	M.abajo	- 24,35	- 8,35	-14 427,40	- 48,29	-20 234,57	20 162,15	-20 220,28	20 176,45	-20 234,57
F-I	M.arriba	- 388,27	- 127,16	-11 666,00	- 759,75	-16 902,21	15 762,59	-16 681,84	15 982,96	-16 902,21
	M.abajo	- 194,14	- 63,58	-13 335,10	- 379,88	-18 954,05	18 384,23	-18 843,87	18 494,41	-18 954,05

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XX. **Envolvente de momentos para columnas, eje Y, edificio 2**

DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
COL.	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-D	M.arriba	1 174,99	447,62	-4 748,31	2 405,94	-4 843,18	8 452,09	-5 590,14	7 705,13	8 452,09
	M.abajo	1 302,96	463,33	-2 241,29	2 611,81	-1 178,95	5 096,66	-1 965,14	4 310,47	5 096,66
B-E	M.arriba	71,60	27,16	-7 805,84	146,41	-10 818,37	11 037,99	-10 863,74	10 992,62	11 037,99
	M.abajo	73,72	26,78	-7 085,48	148,73	-9 808,12	10 031,22	-9 853,32	9 986,02	10 031,22
C-F	M.arriba	-1 584,56	- 601,93	-4 748,31	-3 241,67	-9 078,88	4 216,39	-8 073,74	5 221,53	-9 078,88
	M.abajo	-1 736,55	- 621,00	-2 241,29	-3 486,87	-5 752,96	522,65	-4 700,70	1 574,91	-5 752,96
D-G	M.arriba	545,12	182,49	-13 950,89	1 073,40	-18 726,20	20 336,30	-19 040,64	20 021,85	20 336,30
	M.abajo	272,56	91,25	-15 917,40	536,71	-21 881,83	22 686,89	-22 039,06	22 529,66	22 686,89
E-H	M.arriba	28,89	10,06	-16 476,93	57,55	-23 024,54	23 110,86	-23 041,70	23 093,70	23 110,86
	M.abajo	14,45	5,03	-17 180,40	28,78	-24 030,97	24 074,15	-24 039,56	24 065,57	24 074,15
F-I	M.arriba	- 719,44	- 243,84	-13 950,89	-1 421,74	-20 597,55	18 464,94	-20 178,74	18 883,75	-20 597,55
	M.abajo	- 359,72	- 121,91	-15 917,40	- 710,86	-22 817,50	21 751,22	-22 608,11	21 960,61	-22 817,50

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXI. **Envolvente de momentos para columnas, eje X, edificio 2**

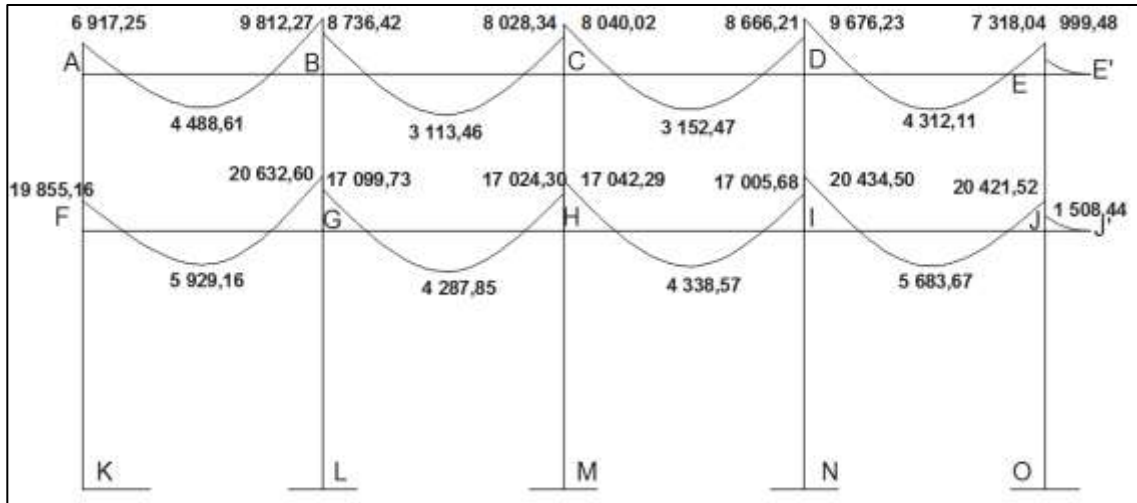
DATOS					COMBINACIÓN					MU Kg-m
COL.	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-F	M.arriba	1 923,77	728,58	-3 867,84	3 931,86	-2 466,08	8 363,87	-3 683,58	7 146,37	8 363,87
	M.abajo	2 095,72	748,92	-1 706,67	4 207,17	766,04	5 544,72	- 503,19	4 275,49	5 544,72
B-G	M.arriba	- 234,42	- 128,08	-6 049,59	- 545,92	-8 878,87	8 059,98	-8 680,40	8 258,45	-8 878,87
	M.abajo	- 356,56	- 127,24	-5 195,81	- 715,49	-7 810,75	6 737,52	-7 595,04	6 953,23	-7 810,75
C-H	M.arriba	0,00	0,00	-5 644,39	0,00	-7 902,15	7 902,15	-7 902,15	7 902,15	7 902,15
	M.abajo	0,00	0,00	-4 473,82	0,00	-6 263,35	6 263,35	-6 263,35	6 263,35	6 263,35
D-I	M.arriba	334,42	356,56	-6 049,59	1 074,34	-7 663,67	9 275,18	-8 168,45	8 770,40	9 275,18
	M.abajo	356,56	127,24	-5 195,81	715,49	-6 737,52	7 810,75	-6 953,23	7 595,04	7 810,75
E-J	M.arriba	-1 923,77	- 728,58	-3 867,84	-3 931,86	-8 363,87	2 466,08	-7 146,37	3 683,58	-8 363,87
	M.abajo	-2 095,72	- 748,92	-1 706,67	-4 207,17	-5 544,72	- 766,04	-4 275,49	503,19	-5 544,72
F-K	M.arriba	863,87	293,05	-12 490,93	1 707,60	-16 206,60	18 768,00	-16 709,82	18 264,79	18 768,00
	M.abajo	431,94	146,53	-14 150,57	853,82	-19 170,44	20 451,16	-19 422,05	20 199,54	20 451,16
G-L	M.arriba	- 144,27	- 48,15	-14 318,18	- 283,83	-20 258,33	19 832,58	-20 175,30	19 915,61	-20 258,33
	M.abajo	- 72,13	- 24,08	-15 064,19	- 141,92	-21 196,30	20 983,43	-21 154,78	21 024,95	-21 196,30
H-M	M.arriba	0,00	0,00	-13 922,45	0,00	-19 491,43	19 491,43	-19 491,43	19 491,43	19 491,43
	M.abajo	0,00	0,00	-14 866,33	0,00	-20 812,86	20 812,86	-20 812,86	20 812,86	20 812,86
I-N	M.arriba	144,27	48,15	-14 318,18	283,83	-19 832,58	20 258,33	-19 915,61	20 175,30	20 258,33
	M.abajo	72,13	24,08	-15 064,19	141,92	-20 983,43	21 196,30	-21 024,95	21 154,78	21 196,30
J-O	M.arriba	- 863,87	- 293,05	-12 490,93	-1 707,60	-18 768,00	16 206,60	-18 264,79	16 709,82	-18 768,00
	M.abajo	- 431,94	- 146,53	-14 150,57	- 853,82	-20 451,16	19 170,44	-20 199,54	19 422,05	-20 451,16

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

### 2.1.5.6. Diagrama de momentos

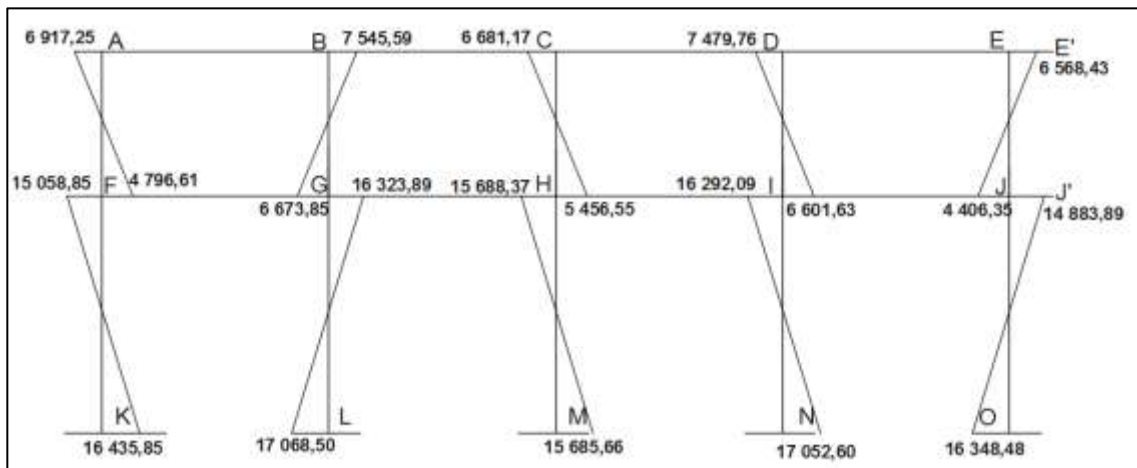
A continuación se muestran los diagramas de momentos por envolventes de momentos en los marcos analizados.

Figura 29. Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido X, edificio 1



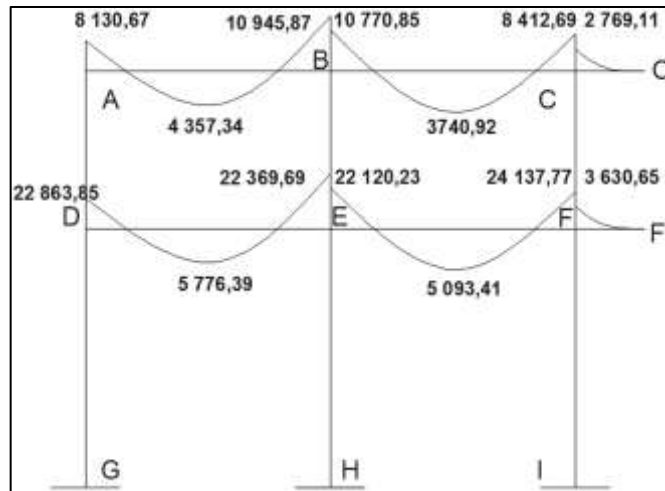
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 30. Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido X, edificio 1



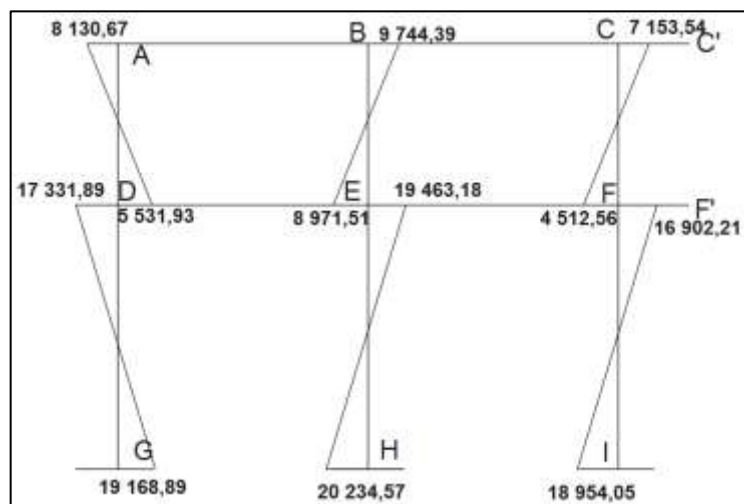
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 31. **Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido Y, edificio 1**



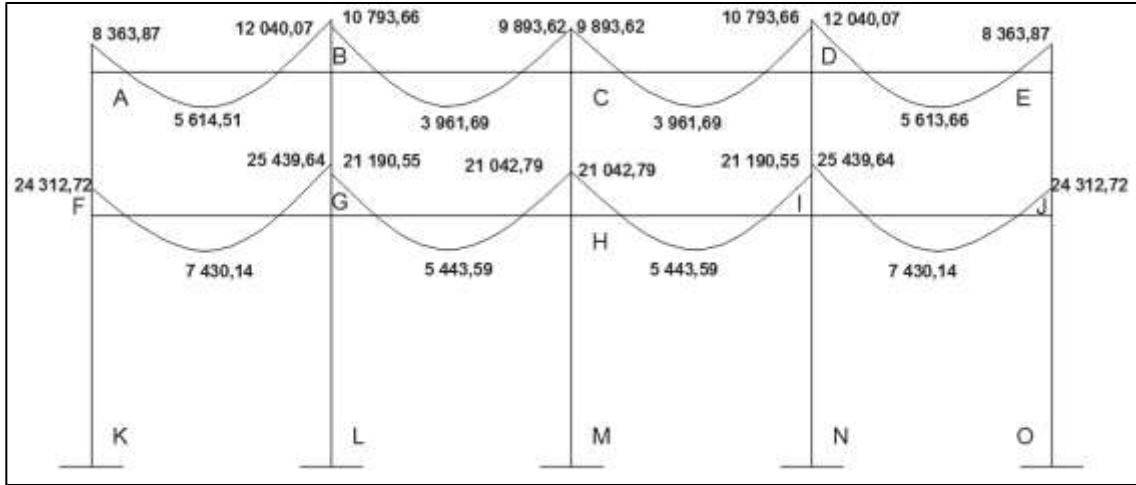
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 32. **Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido Y, edificio 1**



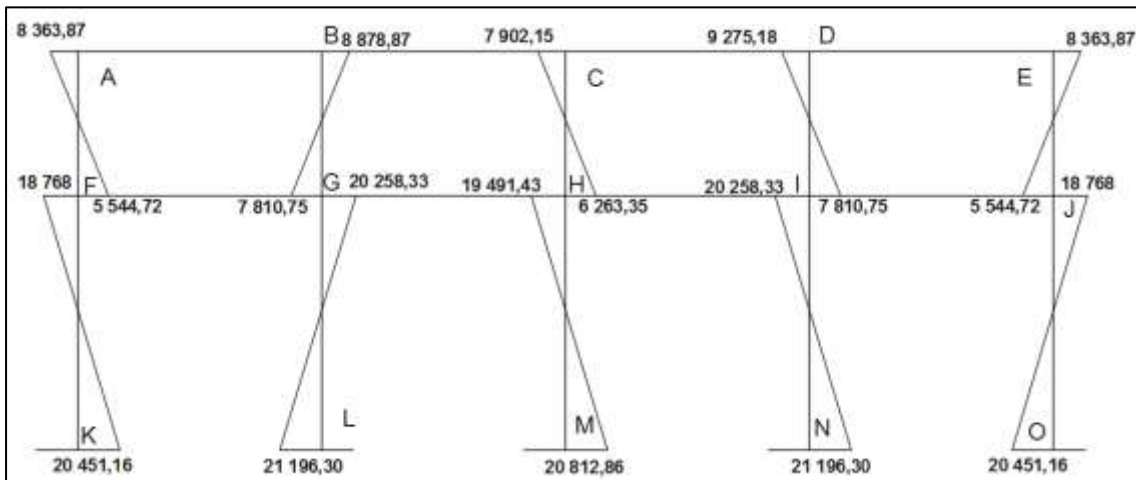
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 33. Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido X, edificio 2



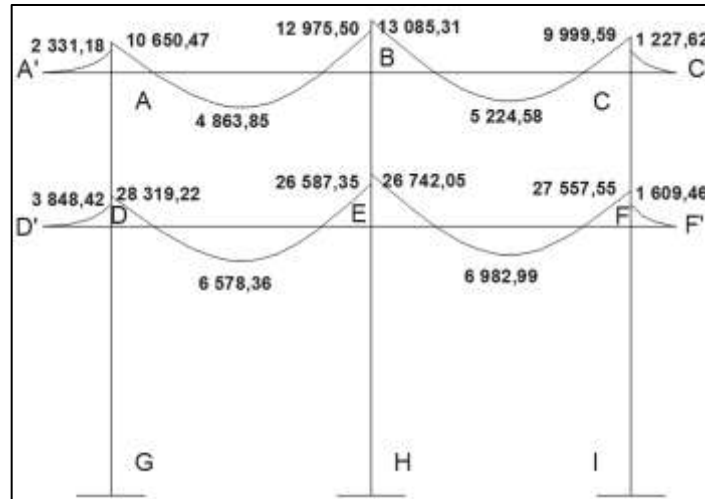
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 34. Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido X, edificio 2



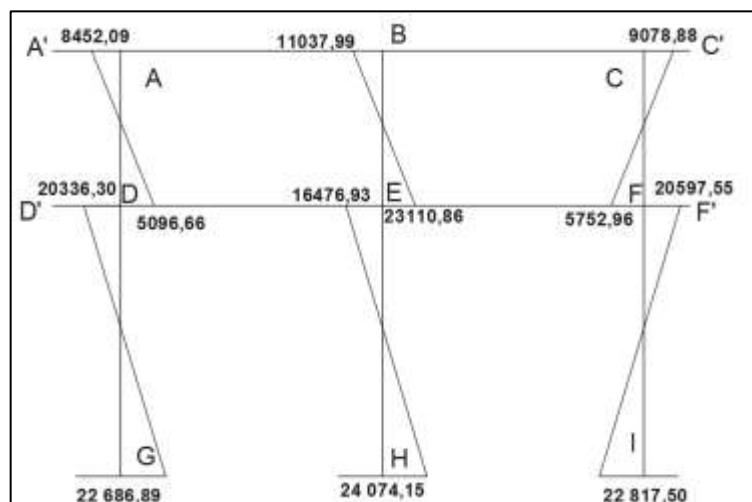
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 35. Diagrama de envolvente de momentos, en vigas, marco del sentido Y, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 36. Diagrama de envolvente de momentos, en columnas, marco del sentido Y, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.



### 2.1.5.7. Diagrama de corte

Para el cálculo de la fuerza cortante en los marcos, se utilizaron las siguientes expresiones, las cuales consideran los efectos de carga viva, carga muerta y sismo.

- Corte en vigas

$$V_V = 0,75 * \left[ \frac{1,4 (W_{CM} * L)}{2} + \frac{1,7 (W_{CV} * L)}{2} + \frac{1,87 \sum M_S}{L} \right]$$

- Corte en columnas

$$V_{COL} = \frac{\sum M_{columna}}{L}$$

Corte en marco X del edificio 1

Para la viga A-B

$$V_{AB} = 0,75 * \left[ \frac{1,4 (1\ 372,20) * 5,30}{2} + \frac{1,7 (530,20) * 5,30}{2} + \frac{1,87 * (3\ 347,43 + 2\ 793,36)}{5,30} \right]$$

$$V_V = 2683,40\ Kg$$

Para columna A-F

$$V_{AF} = \frac{-3\ 347,43 + (-1\ 724,49)}{3,40} = -1\ 491,74\ Kg$$

Tabla XXII. **Cortante en vigas, eje X, edificio 1**

VIGA	WCM	WCV	$\Sigma MS$	$1,4WCM/2$	$1,7WCV/2$	$1,87\Sigma MS/L$	Long.	Vv (Kg)
A-B	1 372,20	530,20	6 140,79	960,54	450,67	2 166,66	5,30	2 683,40
B-C	1 372,20	530,20	4 692,58	960,54	450,67	1 655,68	5,30	2 300,17
C-D	1 372,20	530,20	4 692,58	960,54	450,67	1 655,68	5,30	2 300,17
D-E	1 372,20	530,20	6 140,79	960,54	450,67	2 166,66	5,30	2 683,40
E-E'	1 136,40	240,00	0,00	795,48	204,00	0,00	1,00	749,61
F-G	1 942,86	662,74	20 801,16	1 360,00	563,33	7 339,28	5,30	6 946,96
G-H	1 942,86	662,74	14 497,09	1 360,00	563,33	5 115,01	5,30	5 278,76
H-I	1 942,86	662,74	14 497,09	1 360,00	563,33	5 115,01	5,30	5 278,76
I-J	1 942,86	662,74	20 801,16	1 360,00	563,33	7 339,28	5,30	6 946,96
J-J'	1 517,40	525,00	0,00	1 062,18	446,25	0,00	1,00	1 131,32

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXIII. **Cortante en vigas, eje Y, edificio 1**

VIGA	WCM	WCV	$\Sigma MS$	$1,4WCM/2$	$1,7WCV/2$	$1,87\Sigma MS/L$	Long.	Vv (Kg)
A-B	1 372,20	530,20	7 676,62	960,54	450,67	2 708,54	5,30	3 089,81
B-C	1 372,20	530,20	7 676,62	960,54	450,67	2 708,54	5,30	3 089,81
C-C'	1 207,73	453,33	0,00	845,41	385,33	0,00	1,50	923,06
D-E	1 942,86	662,74	24 027,32	1 360,00	563,33	8 477,56	5,30	7 800,67
E-F	1 942,86	662,74	24 027,32	1 360,00	563,33	8 477,56	5,30	7 800,67
F-F'	1 617,07	566,67	0,00	1 131,95	481,67	0,00	1,50	1 210,21

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXIV. **Cortante en vigas, eje X, edificio 2**

VIGA	WCM	WCV	$\Sigma MS$	1,4WCM/2	1,7WCV/2	1,87 $\Sigma MS/L$	Long.	Vv (Kg)
A-B	1 468,75	575,30	7 154,04	1 028,13	489,01	2 326,62	5,75	2 882,81
B-C	1 468,75	575,30	5 585,57	1 028,13	489,01	1 816,52	5,75	2 500,24
C-D	1 468,75	575,30	5 585,57	1 028,13	489,01	1 816,52	5,75	2 500,24
D-E	1 468,75	575,30	7 154,04	1 028,13	489,01	2 326,62	5,75	2 882,81
F-G	2 077,76	719,13	25 204,44	1 454,43	611,26	8 196,92	5,75	7 696,96
G-H	2 077,76	719,13	17 705,27	1 454,43	611,26	5 758,06	5,75	5 867,82
H-I	2 077,76	719,13	17 705,27	1 454,43	611,26	5 758,06	5,75	5 867,82
I-J	2 077,76	719,13	25 204,44	1 454,43	611,26	8 196,92	5,75	7 696,96

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXV. **Cortante en vigas, eje Y, edificio 2**

VIGA	WCM	WCV	$\Sigma MS$	1,4WCM/2	1,7WCV/2	1,87 $\Sigma MS/L$	Long.	Vv (Kg)
A-A'	1 273,36	484,00	0,00	891,35	411,40	1 111,22	1,50	1 810,48
A-B	1 468,75	575,30	8 651,23	1 028,13	489,01	334,36	5,75	1 388,62
B-C	1 468,75	575,30	8 651,23	1 028,13	489,01	334,36	5,75	1 388,62
C-C'	1 204,88	452,00	0,00	843,42	384,20	1 577,19	1,00	2 103,60
D-D'	1 708,76	605,00	0,00	1 196,13	514,25	1 491,18	1,50	2 401,17
D-E	2 077,76	719,13	27 973,38	1 454,43	611,26	473,01	5,75	1 904,02
E-F	2 077,76	719,13	27 973,38	1 454,43	611,26	473,01	5,75	1 904,02
F-F'	1 613,08	565,00	0,00	1 129,16	480,25	2 111,52	1,00	2 790,70

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXVI. **Cortante en columnas, eje X, edificio 1**

Columna	$\Sigma$ Mcol	Longitud	V.col. (Kg)
A-F	-5 071,92	3,40	-1 491,74
B-G	-9 573,83	3,40	-2 815,83
C-H	-8 652,49	3,40	-2 544,85
D-I	-9 573,83	3,40	-2 815,83
E-J	-5 071,92	3,40	-1 491,74
F-K	-21 397,21	5,60	-3 820,93
G-L	-23 664,33	5,60	-4 225,77
H-M	-22 404,20	5,60	-4 000,75
I-N	-23 664,34	5,60	-4 225,78
J-O	-21 397,21	5,60	-3 820,93

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXVII. **Cortante en columnas, eje Y, edificio 1**

Columna	$\Sigma$ Mcol	Longitud	V.col. (Kg)
A-D	-6 554,16	3,40	-1 927,69
B-E	-13 117,02	3,40	-3 857,95
C-F	-6 554,16	3,40	-1 927,69
D-G	-25 001,10	5,60	-4 464,48
E-H	-28 277,92	5,60	-5 049,63
F-I	-25 001,10	5,60	-4 464,48

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXVIII. **Cortante en columnas, eje X, edificio 2**

Columna	$\Sigma M_{col}$	Longitud	V.col. (Kg)
A-F	-5 574,51	3,40	-1 639,56
B-G	-11 245,40	3,40	-3 307,47
C-H	-10 118,21	3,40	-2 975,94
D-I	-11 245,40	3,40	-3 307,47
E-J	-5 574,51	3,40	-1 639,56
F-K	-26 641,50	5,95	-4 477,56
G-L	-29 382,37	5,95	-4 938,21
H-M	-28 788,78	5,95	-4 838,45
I-N	-29 382,37	5,95	-4 938,21
J-O	-26 641,50	5,95	-4 477,56

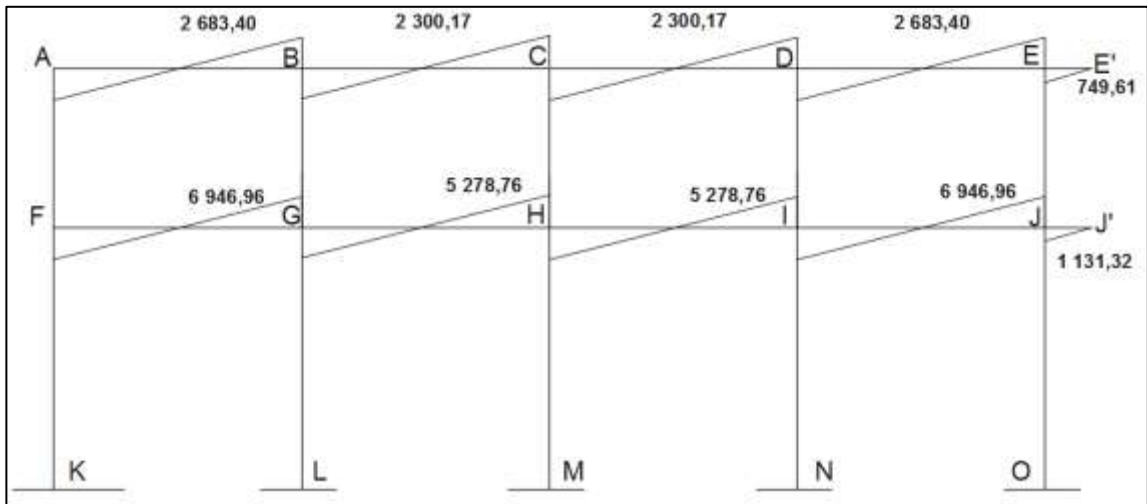
Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXIX. **Cortante en columnas, eje Y, edificio 2**

Columna	$\Sigma M_{col}$	Longitud	V.col. (Kg)
A-D	-6 989,60	3,40	-2 055,76
B-E	-14 891,32	3,40	-4 379,80
C-F	-6 989,60	3,40	-2 055,76
D-G	-29 868,29	5,95	-5 019,88
E-H	-33 657,33	5,95	-5 656,69
F-I	-29 868,29	5,95	-5 019,88

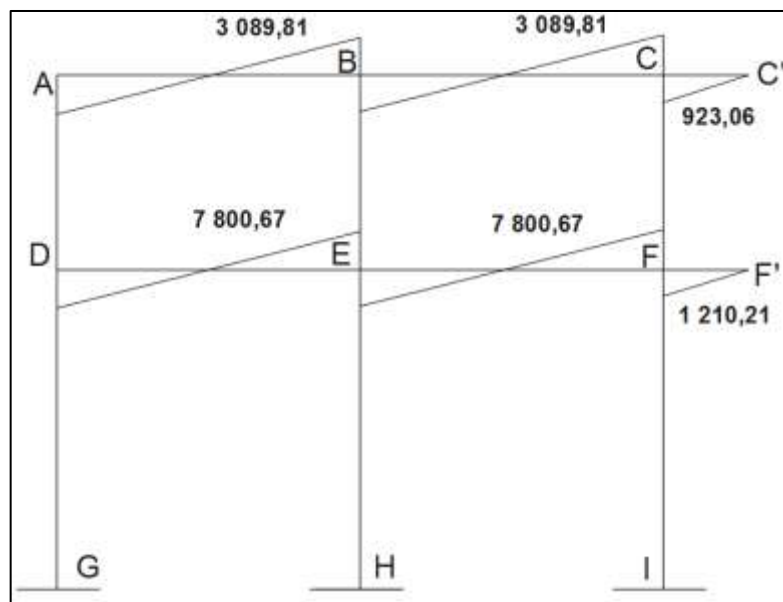
Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Figura 37. Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido X, edificio 1



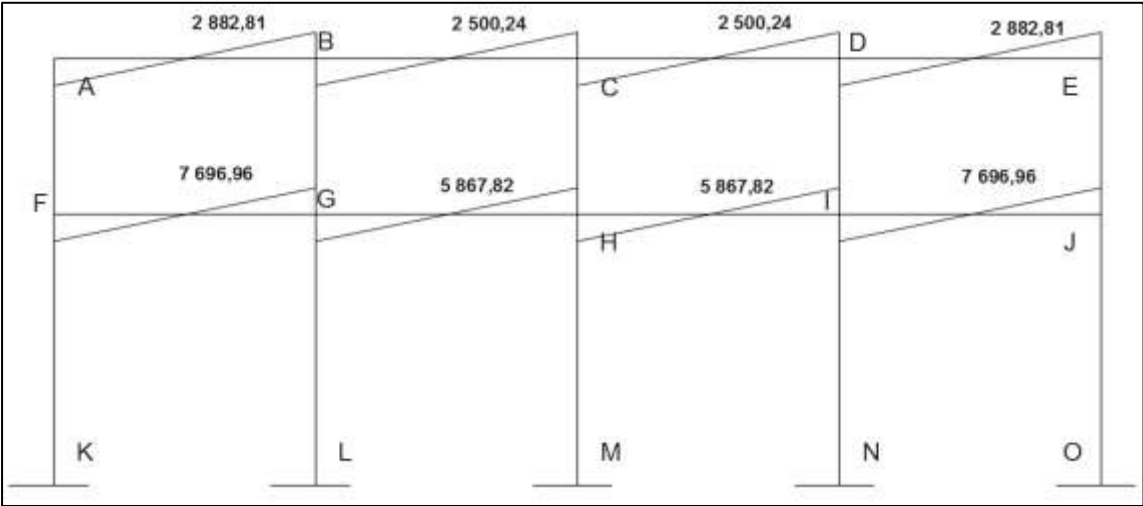
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 38. Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido Y, edificio 1



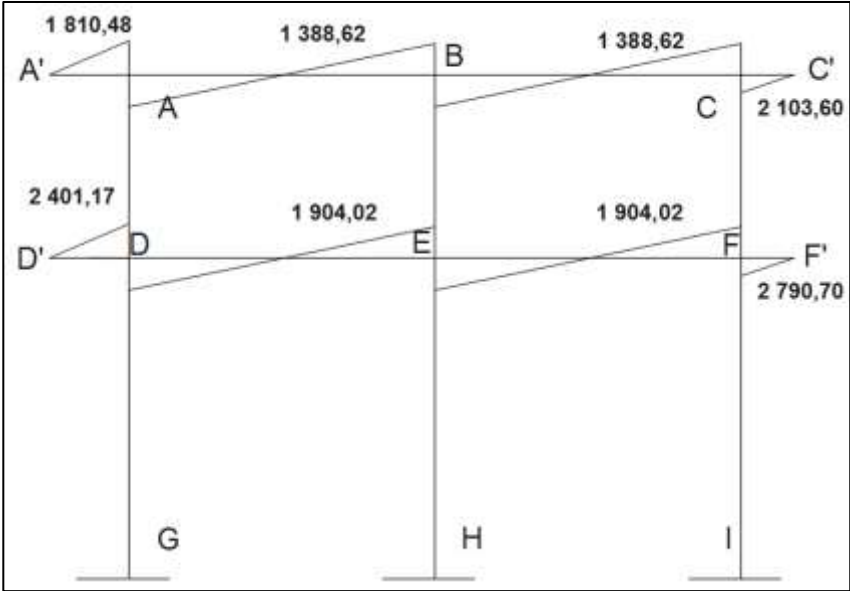
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 39. Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido X, edificio 2



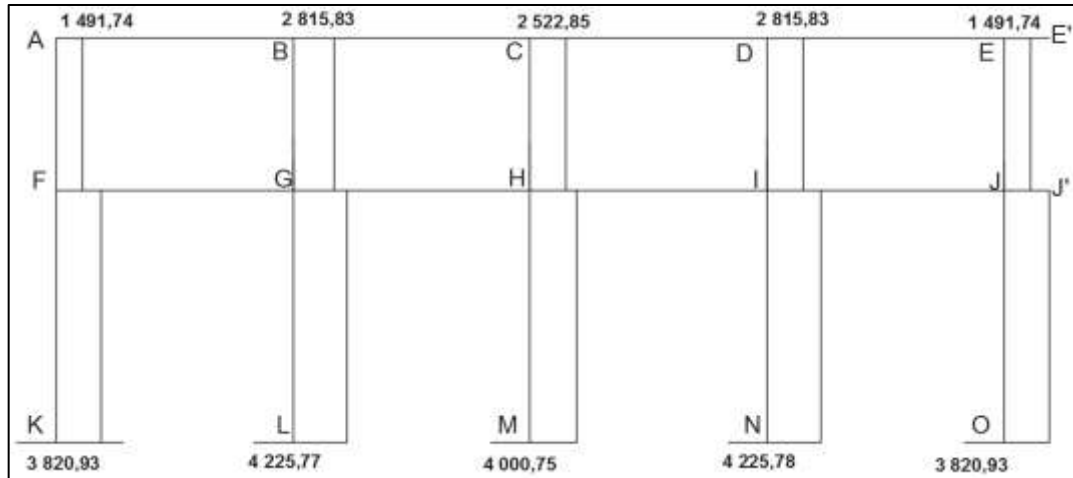
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 40. Diagrama de corte, en vigas, marco del sentido Y, edificio 2



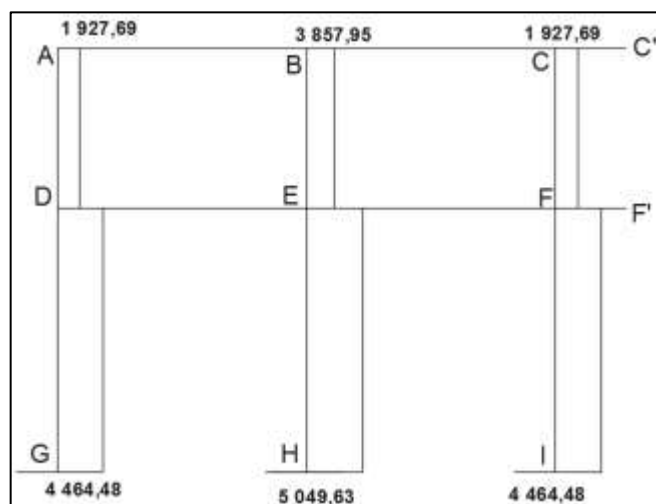
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 41. **Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido X, edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

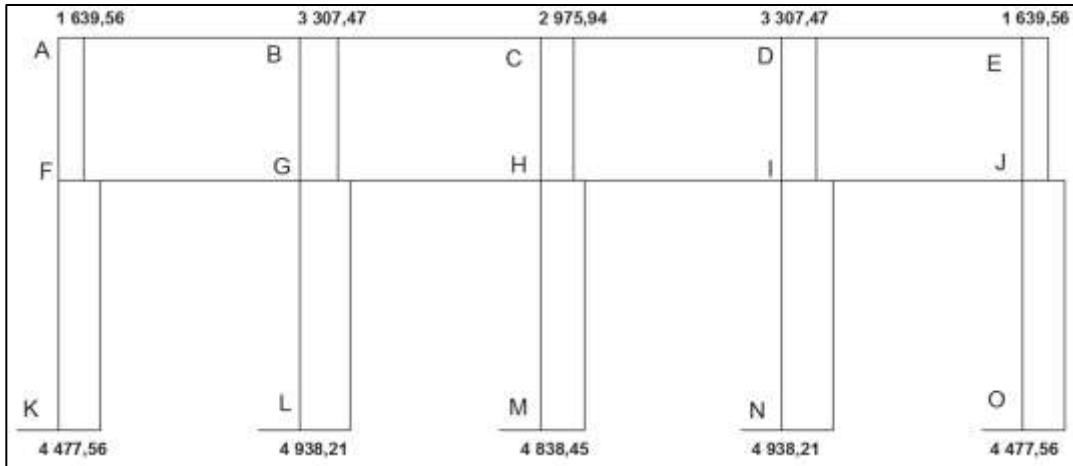
Figura 42. **Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido Y, edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

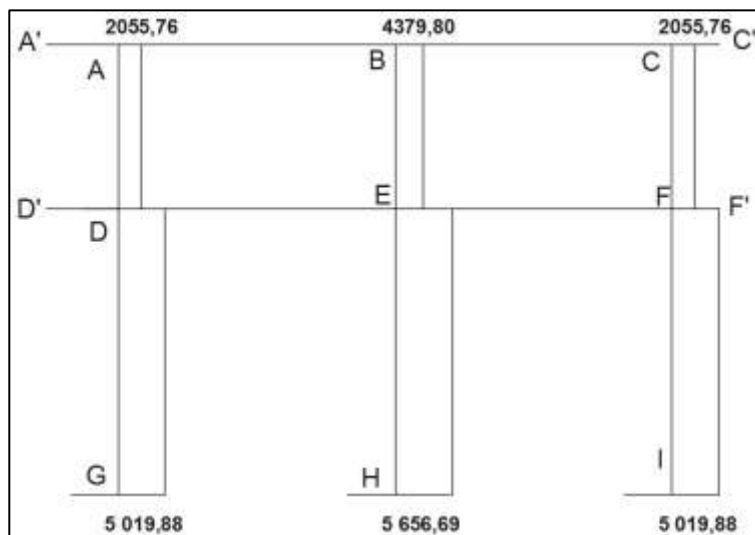


Figura 43. **Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido X, edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Figura 44. **Diagrama de corte, en columnas, marco del sentido Y, edificio 2**



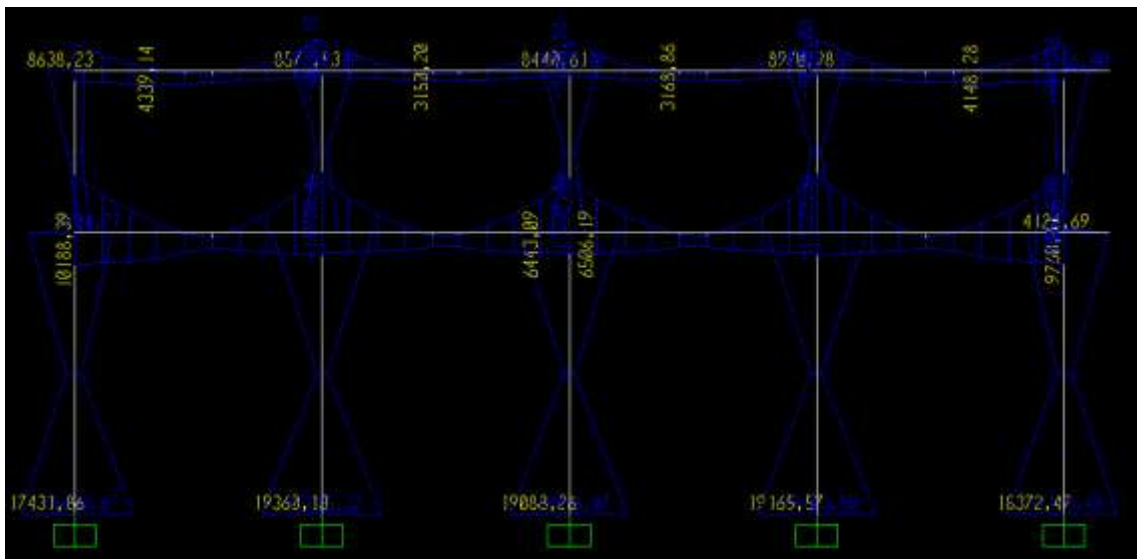
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.5.8. Resultados de análisis usando SAP 2000

Para confrontar el análisis estructural por el método de Kani, se ha utilizado el programa de análisis estructural SAP 2000, en su versión 14. Los paquetes de cómputo para la realización de análisis estructural fueron creados para realizar los procesos iterativos de análisis de manera rápida y precisa, logrando determinar el comportamiento de estructuras de mayor grado de complejidad.

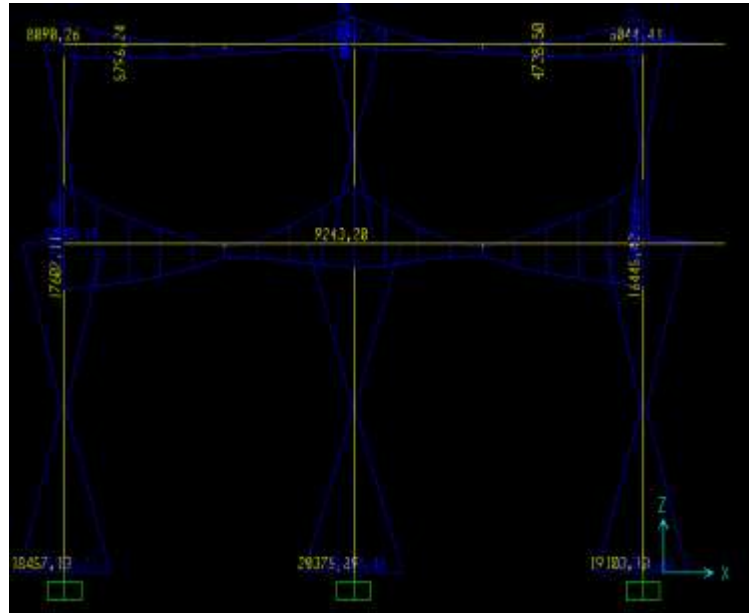
Del análisis realizado en el programa SAP 2000 se lograron los siguientes resultados.

Figura 45. Diagrama de envolvente, marco del sentido X, edificio 1



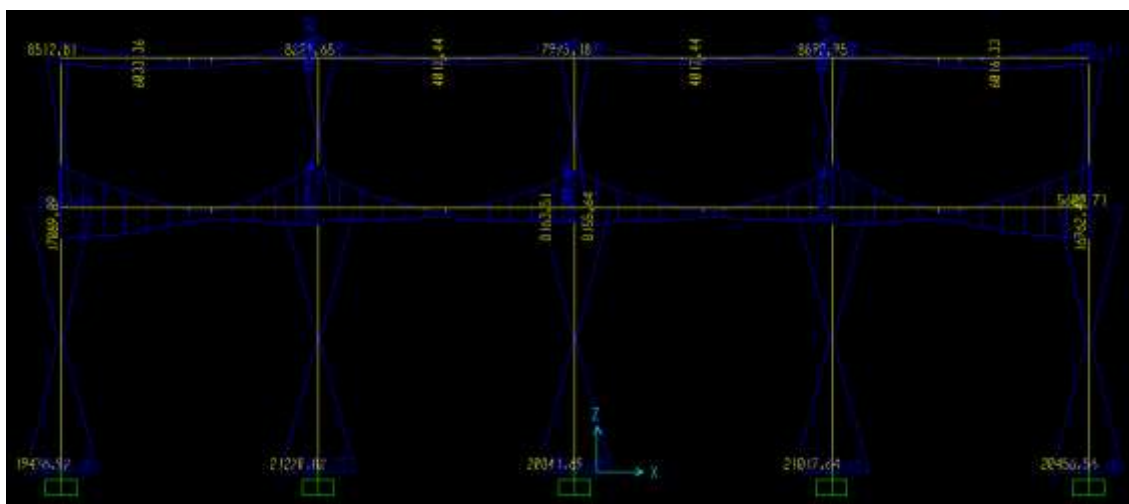
Fuente: elaboración propia, con programa SAP 2000 V.14.

Figura 46. Diagrama de envolvente, marco del sentido Y, edificio 1



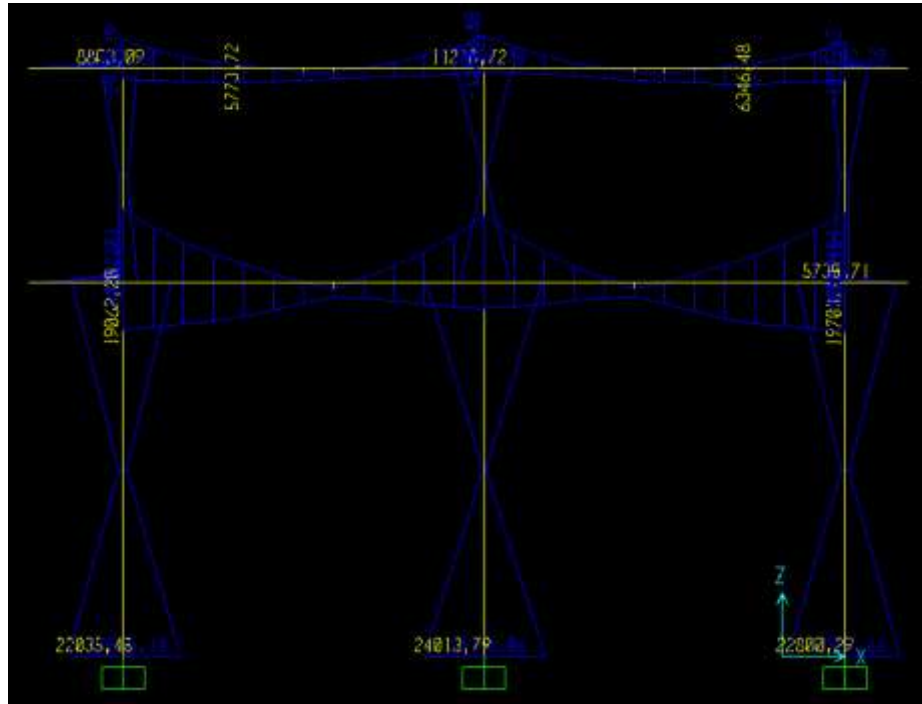
Fuente: elaboración propia, con programa SAP 2000 V.14.

Figura 47. Diagrama de envolvente, marco del sentido X, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa SAP 2000 V.14.

Figura 48. Diagrama de envolvente, marco del sentido Y, edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa SAP 2000 V.14.

De los resultados se puede sacar una comparación entre las envolventes de vigas, obtenidos con los momentos de Kani y las envolventes con SAP 2000.

Tabla XXX. **Comparación de envolventes en vigas, eje X, edificio 1**

VIGA	MOMENTO	MU	MU. SAP	% DIFERENCIA
A-B	M(-) iz	-6 917,25	-6 848,08	1,00 %
	M(-) de	9 812,27	10 030,13	2,17 %
	m(+)	4 488,61	4 421,28	1,50 %
B-C	M(-) iz	-8 736,42	-8 748,44	0,14 %
	M(-) de	8 028,34	7 819,60	2,60 %
	m(+)	3 113,46	3 147,81	1,09 %
C-D	M(-) iz	-8 040,02	-8 104,02	0,79 %
	M(-) de	8 666,21	9 040,82	4,14 %
	m(+)	3 152,47	3 151,89	0,02 %
D-E	M(-) iz	-9 676,23	-9 813,23	1,40 %
	M(-) de	7 318,04	7 537,58	2,91 %
	m(+)	4 312,11	4 053,38	6,00 %
E-E'	M(-) iz	- 999,48	- 999,48	0,00 %
F-G	M(-) iz	-19 855,16	-18 513,89	6,76 %
	M(-) de	20 632,60	19 724,77	4,40 %
	m(+)	5 929,16	5 620,84	5,20 %
G-H	M(-) iz	-17 099,73	-17 023,78	0,44 %
	M(-) de	17 024,30	17 239,86	1,25 %
	m(+)	4 287,85	4 381,18	2,13 %
H-I	M(-) iz	-17 042,29	-17 059,85	0,10 %
	M(-) de	17 005,68	17 041,06	0,21 %
	m(+)	4 338,57	4 388,99	1,15 %
I-J	M(-) iz	-20 434,50	20 107,55	1,60 %
	M(-) de	20 421,52	19 972,25	2,20 %
	m(+)	5 683,67	5 496,11	3,30 %
J-J'	M(-) iz	-1 508,44	1 508,43	0,00 %
PROMEDIO				<b>2,02 %</b>

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXXI. **Comparación de envolventes en vigas, eje Y, edificio 1**

VIGA	MOMENTO	MU	MU SAP	% DIFERENCIA
A-B	M(-) iz	-8 130,67	-8 090,26	0,50 %
	M(-) de	10 945,87	10 681,62	2,41 %
	m(+)	4 357,34	4 435,15	1,75 %
B-C	M(-) iz	-10 770,85	-10 225,34	5,06 %
	M(-) de	8 412,69	8 707,13	3,38 %
	m(+)	3 740,92	3 821,46	2,11 %
C-C'	M(-) iz	-2 769,11	-2 769,17	0,00 %
D-E	M(-) iz	-22 863,85	22 776,90	0,38 %
	M(-) de	22 369,69	22 112,28	1,15 %
	m(+)	5 776,39	5 585,77	3,30 %
E-F	M(-) iz	-22 120,23	-21 520,61	2,71 %
	M(-) de	24 137,77	24 606,26	1,90 %
	m(+)	5 093,41	4 981,35	2,20 %
F-F'	M(-) iz	-3 630,65	-3 630,64	0,00 %
PROMEDIO				1,92 %

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXXII. **Comparación de envolventes en vigas, eje X, edificio 2**

<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>MU</b>	<b>MU SAP</b>	<b>% DIFERENCIA</b>
A-B	M(-) iz	-8 363,87	-8 512,81	1,75 %
	M(-) de	12 040,07	11 638,82	3,33 %
	m(+)	5 614,51	5 719,61	1,84 %
B-C	M(-) iz	-10 793,66	-10 675,72	1,09 %
	M(-) de	9 893,62	10 100,15	2,04 %
	m(+)	3 961,69	4 010,44	1,22 %
C-D	M(-) iz	-9 893,62	-10 095,22	2,00 %
	M(-) de	10 793,66	10 604,20	1,76 %
	m(+)	3 961,69	4 010,44	1,22 %
D-E	M(-) iz	-12 040,07	-11 615,12	3,53 %
	M(-) de	8 363,87	8 475,41	1,32 %
	m(+)	5 613,66	5 719,61	1,85 %
F-G	M(-) iz	-24 312,72	24 503,91	0,78 %
	M(-) de	25 439,64	25 029,90	1,61 %
	m(+)	7 430,14	7 719,92	3,75 %
G-H	M(-) iz	-21 190,55	-21 120,60	0,33 %
	M(-) de	21 042,79	21 219,12	0,83 %
	m(+)	5 443,59	5 482,70	0,71 %
H-I	M(-) iz	-21 042,81	-21 208,68	0,78 %
	M(-) de	21 190,55	21 100,05	0,43 %
	m(+)	5 443,59	5 482,70	0,71 %
I-J	M(-) iz	-25 439,64	-24 953,07	1,91 %
	M(-) de	24 281,22	24 376,46	0,39 %
	m(+)	7 430,14	7 719,91	3,75 %
<b>PROMEDIO</b>				<b>1,62 %</b>

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

Tabla XXXIII. **Comparación de envolventes en vigas, eje Y, edificio 2**

VIGA	MOMENTO	MU	MU SAP	% DIFERENCIA
A-A'	M(-) de	2 931,18	2 931,19	0,00 %
A-B	M(-) iz	-10 650,47	-11 001,49	3,19 %
	M(-) de	12 975,50	12 521,85	3,50 %
	M(+)	4 863,85	4 950,27	1,75 %
B-C	M(-) iz	-13 085,31	-12 846,13	1,83 %
	M(-) de	9 999,59	9 961,52	0,38 %
	M(+)	5 224,58	5 376,36	2,82 %
C-C'	M(-) iz	-1 227,62	-1 227,62	0,00 %
D-D'	M(-) de	3 848,42	-3 819,24	0,76 %
D-E	M(-) iz	-28 319,22	-28 702,71	1,34 %
	M(-) de	26 587,35	26 104,53	1,82 %
	M(+)	6 578,36	6 880,59	4,39 %
E-F	M(-) iz	-26 742,05	-26 517,70	0,84 %
	M(-) de	27 557,55	27 523,54	0,12 %
	M(+)	6 982,99	7 325,16	4,67 %
F-F'	M(-) iz	-1 609,46	1 609,41	0,00 %
PROMEDIO				1,71 %

Fuente: elaboración propia, programa Excel 2013.

En la comparación de resultados se puede observar, que la diferencia de momentos de los envolventes es mínima, obteniendo un resultado promedio de 1,82 por ciento entre un análisis y otro. Esta diferencia puede ser significativa con base en los costos de armados y seguridad de la estructura, por eso la importancia de su comparación. Con base la mínima diferencia, se seguirá trabajando con los datos obtenidos por los métodos numéricos.



### 2.1.6. Diseño de elementos estructurales

El diseño estructural consiste en definir las características de los elementos estructurales, entre ellas la determinación de las dimensiones y armados que tendrá cada elemento estructural del edificio como: losas, vigas, columnas y zapatas.

La resistencia real es la característica particular más relevante de cualquier elemento estructural, esta debe ser lo suficiente para resistir las cargas a las que serán sometidos los elementos estructurales, sin presentar falla o cualquier otro efecto. Es decir, que el diseño estructural tiene el fin de dimensionar los elementos para que la resistencia sea adecuada para soportar las fuerzas resultantes ante ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, aplicando cargas mayores que las que se esperan que actúen en la realidad durante el servicio.

Para el diseño estructural de los edificios municipales se aplicarán las siguientes especificaciones:

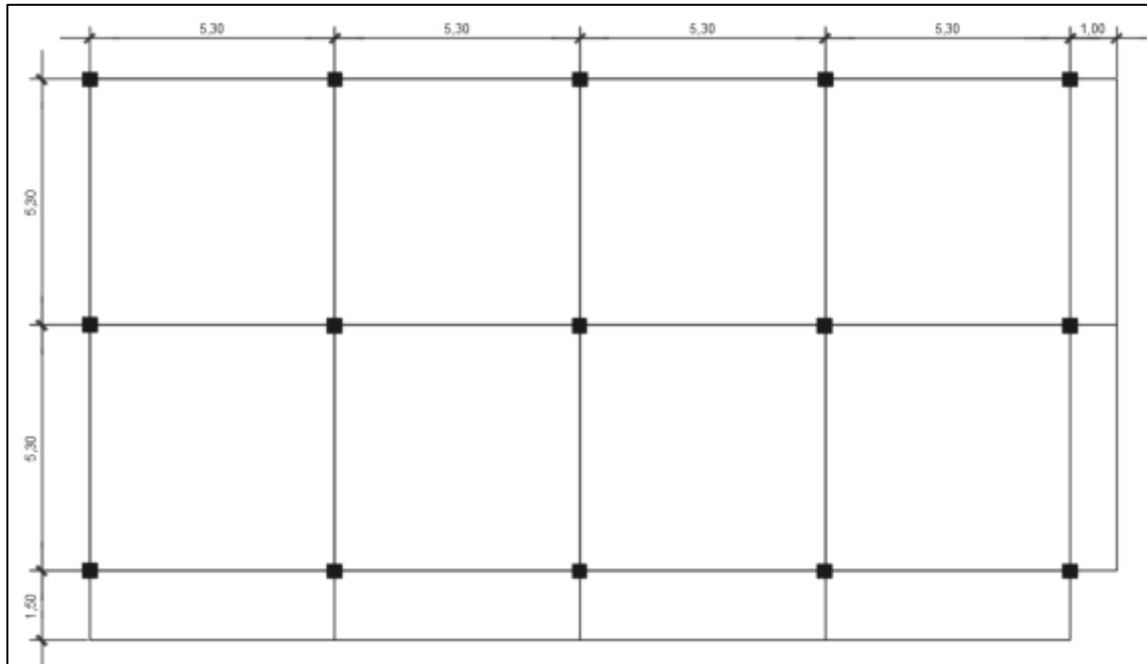
$$\begin{array}{ll} \text{Materiales: } & f_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2 & f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ & E_s = 2,04 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 & E_c = 2,19 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2 \\ & \gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ Kg/m}^3 & \end{array}$$

#### 2.1.6.1. Diseño de losas

Para el diseño de losas se utilizó el método 3 del ACI, que determina los momentos actuantes máximos en las losas en su sentido largo y corto.

Recubrimiento= 2 cm (ACI 318s-08 cap. 7.7.1.)

Figura 49. **Planta de distribución de losas, edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

#### Determinación de cargas para edificio 1 y 2

- Segundo nivel  
 $C_v = 200 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 100 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = 428 \text{ Kg/m}^2$
- Primer nivel  
 $C_v = 250 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = (0,12\text{m} * 2\ 400 \text{ kg/m}^3) + 70 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2$   
 $C_m = 598 \text{ kg/m}^2$

## Determinación de cargas últimas, edificio 1 y 2

### Segundo nivel

$$CMu = 1,4 * 428 = 599,20 \text{ Kg/m}^2$$

$$CVu = 1,7 * 200 = 340,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.\text{última} = 939,20 \text{ Kg/m}^2$$

### Primer nivel

$$CMu = 1,4 * 598 = 837,20 \text{ Kg/m}^2$$

$$CVu = 1,7 * 250 = 425,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.\text{última} = 1262,20 \text{ Kg/m}^2$$

### Momentos actuantes

$$M_{a(-)} = C * CU * a^2$$

$$M_{b(-)} = C * CU * b^2$$

$$M_{a(+)} = C * CMU * a^2 + C * CVU * a^2$$

$$M_{b(+)} = C * CMU * b^2 + C * CVU * b^2$$

Donde:

C = coeficiente para momentos (ver apéndice).

a = lado corto de losa

b = lado largo de losa

### Edificio 1

#### Segundo nivel

Relación a/b

Losas intermedias

$M = 5,30/5,30 = 1 > 0,5$  armado en ambas direcciones.

Voladizo de 1 metro

$$m = 1/5,30 = 0,19 < 0,5 \text{ armado en una sola dirección}$$

Voladizo de 1,5 metros

$$m = 1,5/5,30 = 0,28 < 0,5 \text{ armado en una sola dirección}$$

Con los datos encontrados y las fórmulas de momentos se procede a determinar los momentos positivos y negativos en las losas.

Losas intermedias

Caso 2

Coeficientes

Tabla 12,3 momentos negativos en losas debido a carga muerta más viva

$$C_a = 0,045$$

$$C_b = 0,045$$

Tabla 12,4 momentos positivos en losas debido a carga muerta

$$C_a = 0,018$$

$$C_b = 0,018$$

Tabla 12,5 momentos positivos en losas debido a carga viva

$$C_a = 0,027$$

$$C_b = 0,027$$

Momentos

M(-)a	M(-)b	M(+)a <sub>CM</sub>	M(+)a <sub>CV</sub>	M(+)b <sub>CM</sub>	M(+)b <sub>CV</sub>
1 187,20	1 187,20	302,97	257,87	302,97	257,87
		560,84		560,84	

Todos los momentos están dados en Kg-m

Voladizo 1 metro

$$M(-) = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

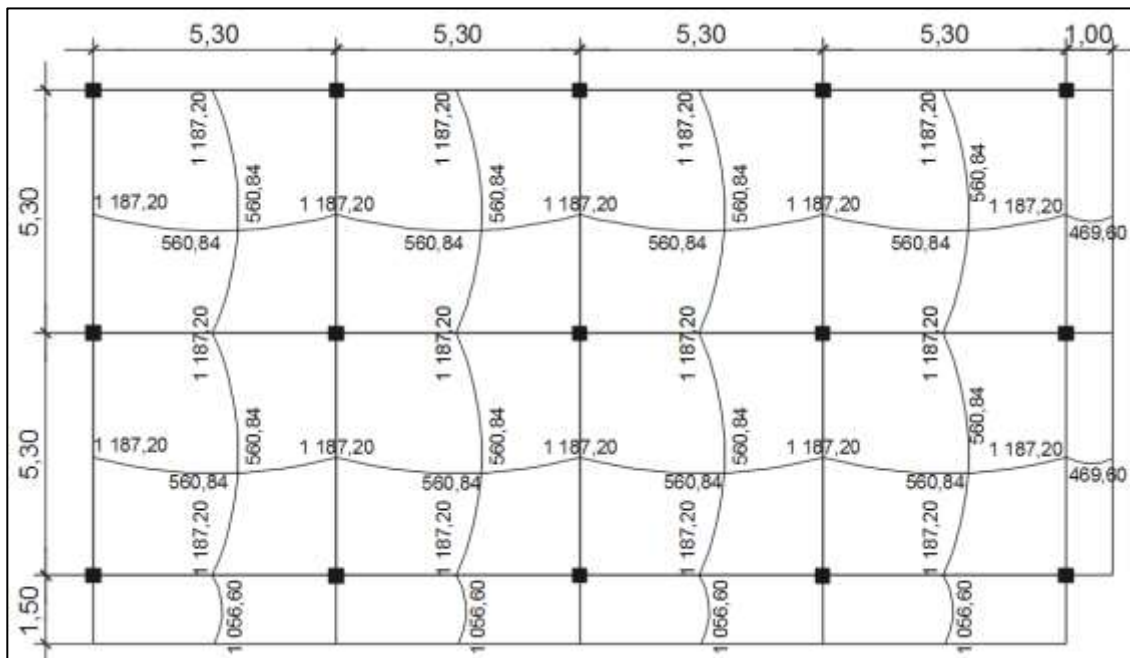
$$M(-) = \frac{939,20 \cdot 1^2}{2} = 469,60 \text{ Kg-m}$$

Voladizo 1,5 metro

$$M(-) = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

$$M(-) = \frac{939,20 \cdot 1,5^2}{2} = 1\ 056,60 \text{ Kg-m}$$

Figura 50. **Planta de momentos actuantes en losas, edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Balance de momentos: cuando dos losas tienen un lado en común, poseen momentos diferentes, se deben balancear estos momentos antes de proceder a calcular los refuerzos, de acuerdo a lo siguiente:

Si  $0,80 \cdot M_2 \text{ mayor} \leq M_1 \text{ menor}$   $\longrightarrow$   $M_b = \frac{M_{2\text{Mayor}} + M_{1\text{Menor}}}{2}$

Si  $0,80 \cdot M_2 \text{ mayor} > M_1 \text{ menor}$   $\longrightarrow$  Se balancean proporcionalmente a su rigidez y se procede de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2}$$

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

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

$L_1$  y  $L_2$  = Longitud de losa considerada

Donde:

$K_1, K_2$  = rigideces de losa a y b

$L_1, L_2$  = longitudes de losas

$D_1, D_2$  = factores de distribución de losas 1 y 2

Para realizar la distribución se efectúa el cálculo siguiente:

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

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

$M_B$  = momento balanceado

Balance de momentos en losas intermedias y voladizo 1 metro

$$M_{\text{mayor}} = 1\,187,20 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{menor}} = 469,69 \text{ Kg-m}$$

$$0,80 * M_{\text{mayor}} = 0,80 * 1\,187,20 = 949,76 \text{ Kg-m} > M_{\text{menor}}$$

Balancear por rigideces

$$M_1 = 469,69 + (1\,187,20 - 469,69) * \frac{1/1}{1/1 + 1/5,30} = 1\,073,31 \text{ kg - m}$$

$$M_2 = 1\,187,20 - (1\,187,20 - 469,69) * \frac{1/5,30}{1/1 + 1/5,30} = 1\,073,31 \text{ kg - m}$$

Balance de momentos en losas intermedias y voladizo 1,50 metros

$$M_{\text{mayor}} = 1\,187,20 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{menor}} = 1\,056,60 \text{ Kg-m}$$

$$0,80 * M_{\text{mayor}} = 0,80 * 1\,187,20 = 949,76 \text{ Kg-m} < M_{\text{menor}}$$

Balancear por promedio

$$M_{1y2} = \frac{1\,187,20 + 1\,056,60}{2} = 1\,121,90 \text{ Kg - m}$$

Diseño de acero de refuerzo en losa

Se diseña con base al momento mayor en la losa en dirección X y Y

Calculo del peralte

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

$$d = 12 - 2 - 1,27/2$$

$$d = 9,37 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{smin} = 0,40 (14,1/f_y) * bd$$

$$A_{smin} = 0,40 (14,1/2 810) * 100 * 9,37 = 1,88 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S:

$$1,88 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \frac{100}{S} \quad S = 67,55 \text{ cm}$$

$$1,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \frac{100}{S}$$

$$S_{max} = 3t \quad (\text{ACI 318S-08 cap. 7.6.5})$$

$$S_{max} = 3 * 12 = 36 \text{ cm} \quad \text{trabajar con el } S_{max}$$

Cálculo de  $A_{smin}$  para el S

$$A_{smin} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \frac{100}{36} \quad A_{smin} = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$1,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \frac{100}{36}$$

Momento que resiste el  $A_{smin}$

$$Mu = 0,9 (A_{smin} * f_y (d - ((A_{smin} * f_y) / (1,7 * 280 * 100))))$$

$$Mu = 0,9 (3,53 * 2 810 (9,37 - ((3,53 * 2 810) / (1,7 * 280 * 100))))$$

$$Mu = 81 789, 09 \text{ Kg-cm} \approx 817,89 \text{ Kg-m}$$

Área de acero requerida:

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

$$Mu = 1 187,20 \text{ Kg-m (valor tomado de momentos de losas).}$$



$$A_s = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (100 * 9,37) - \sqrt{(100 * 9,37)^2 - \frac{1\ 187,20 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 5,18 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento

$$5,18 \text{ ————— } 100 \qquad S = 24,18 \text{ cm} \approx 24 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ ————— } S$$

Armado de losa hierro # 4 @ 24 cm. En sentido X y Y debido a que el valor de momento máximo es el mismo en ambos sentidos.

Tabla XXXIV. **Armado de losas edificio 1**

Nivel	Armado	Sentido	Espesor (m)
2	Hierro ½ @ 0,24 m	Ambos sentidos	0,12
1	Hierro ½ @ 0,18 m	Ambos sentidos	0,12

Fuente: elaboración propia, programa Word 2013.

Chequeo por corte:

Corte máximo actuante por el método 3 del ACI

$$V_{ac} = \frac{CU * L * C}{2}$$

$$V_{ac} = \frac{939,20 * 5,30 * 0,50}{2} = 1\ 244,44 \text{ kg.}$$

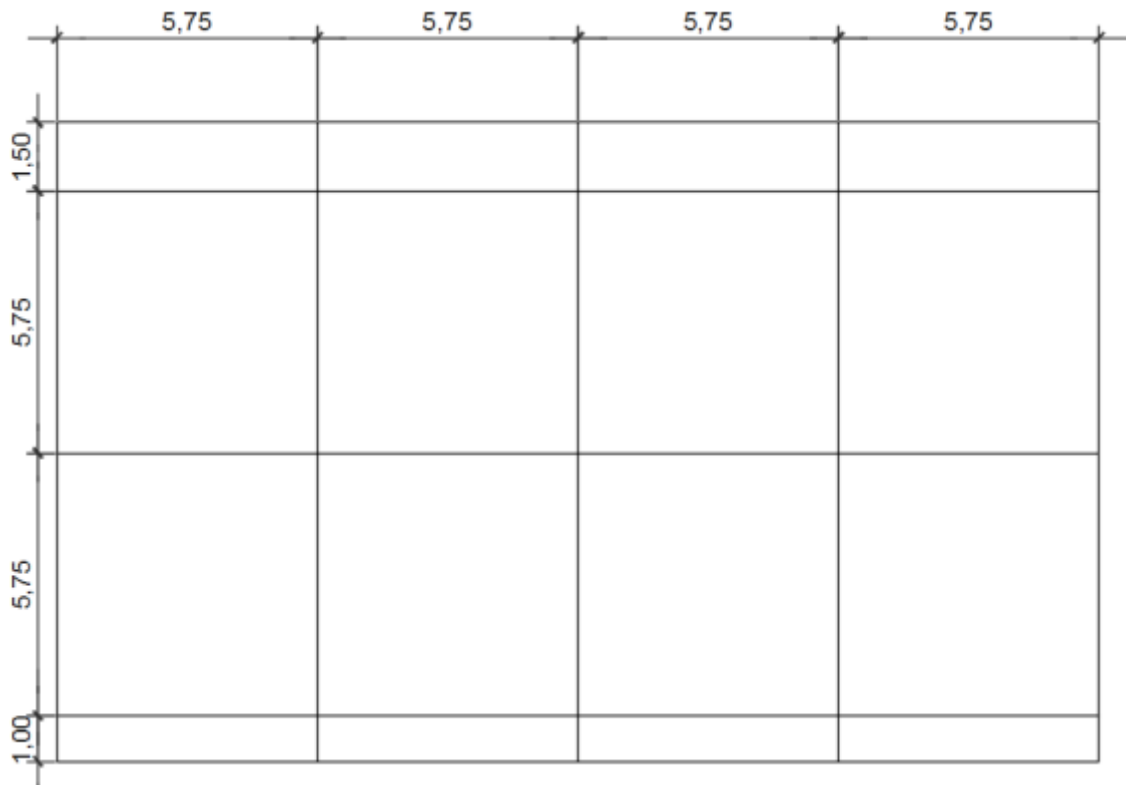
$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 9,5 = 7161,39 \text{ Kg}$$

Como  $V_{res} > V_{ac}$  el espesor de la losa es el adecuado.

Edificio 2

Figura 51. **Planta de distribución de losas, edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Segundo nivel

Relación a/b

Losas intermedias

$M = 5,75/5,375 = 1 > 0,5$  armado en ambas direcciones.

Voladizo de 1 metro

$m = 1/5,75 = 0,18 < 0,5$  armado en una sola dirección.

Voladizo de 1,5 metros

$m = 1,5/5,30 = 0,26 < 0,5$  armado en una sola dirección.

Con los datos encontrados y las fórmulas de momentos se procede a determinar los momentos positivos y negativos en las losas.

Losas intermedias

Caso 2

Coefficientes

Tabla 12,3

$C_a = 0,045$

$C_b = 0,045$

Tabla 12,4

$C_a = 0,018$

$C_b = 0,018$

Tabla 12,5

$C_a = 0,027$

$C_b = 0,027$

Momentos

M(-)a	M(-)b	M(+)a <sub>CM</sub>	M(+)a <sub>CV</sub>	M(+)b <sub>CM</sub>	M(+)b <sub>CV</sub>
1 397,35	1 397,35	356,60	303,51	356,60	303,51
		660,11		660,11	

Todos los momentos están dados en Kg-m

Voladizo 1 metro

$$M(-) = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

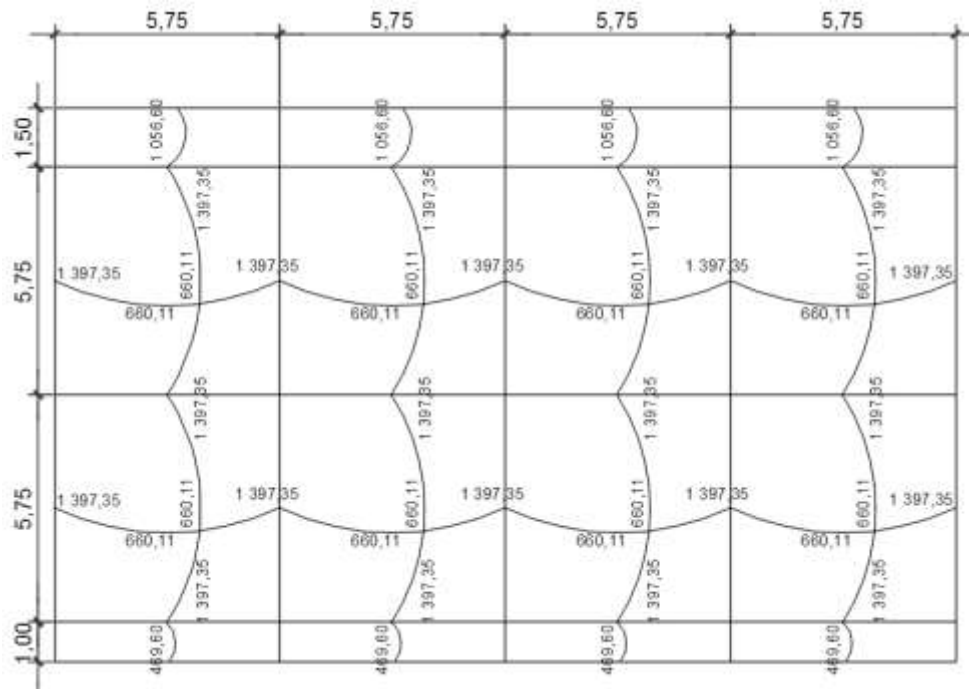
$$M(-) = \frac{939,20 \cdot 1^2}{2} = 469,60 \text{ Kg-m}$$

Voladizo 1,5 metro

$$M(-) = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

$$M(-) = \frac{939,20 \cdot 1,5^2}{2} = 1\ 056,60 \text{ Kg-m}$$

Figura 52. **Planta de momentos actuantes en losas, edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Balance de momentos en losas intermedias y voladizo 1 metro

$$M_{\text{mayor}} = 1\,397,35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{menor}} = 469,69 \text{ Kg-m}$$

$$0,80 * M_{\text{mayor}} = 0,80 * 1\,397,35 = 1\,117,88 \text{ Kg-m} > M_{\text{menor}}$$

Balancear por rigideces

$$M_1 = 469,69 + (1\,397,35 - 469,69) * \frac{1/1}{1/1 + 1/5,75} = 1\,259,92 \text{ kg - m}$$

$$M_2 = 1\,397,35 - (1\,397,35 - 469,69) * \frac{1/5,75}{1/1 + 1/5,75} = 1\,259,92 \text{ kg - m}$$

Balance de momentos en losas intermedias y voladizo 1,50 metros

$$M_{\text{mayor}} = 1\,397,35 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{menor}} = 1\,056,60 \text{ Kg-m}$$

$$0,80 * M_{\text{mayor}} = 0,80 * 1\,397,35 = 1\,117,88 \text{ Kg-m} > M_{\text{menor}}$$

Balancear por rigideces

$$M_1 = 1\,056,60 + (1\,397,35 - 1\,056,60) * \frac{1/1,50}{1/1,50 + 1/5,75} = 1\,326,85 \text{ kg - m}$$

$$M_2 = 1\,397,35 - (1\,397,35 - 1\,056,60) * \frac{1/5,75}{1/1,50 + 1/5,75} = 1\,326,85 \text{ kg - m}$$

Diseño de acero de refuerzo en losa

Se diseña con base al momento mayor en la losa en dirección X y Y

Calculo del peralte

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

$$d = 12 - 2 - 1,27/2$$

$$d = 9,37 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{smin} = 0,40 (14,1/f_y) * bd$$

$$A_{smin} = 0,40 (14,1/2 810) * 100 * 9,37 = 1,88 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S:

$$1,88 \text{ ————— } 100 \qquad S = 67,55 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ ————— } S$$

$$S_{max} = 3t \qquad (\text{ACI 318S-08 cap. 7.6.5})$$

$$S_{max} = 3 * 12 = 36 \text{ cm trabajar con el } S_{max}$$

Cálculo de  $A_{smin}$  para el S

$$A_{smin} \text{ ————— } 100 \qquad A_{smin} = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$1,27 \text{ ————— } 36$$

Momento que resiste el  $A_{smin}$

$$Mu = 0,9 (A_{smin} * f_y (d - ((A_{smin} * f_y) / (1,7 * 280 * 100))))$$

$$Mu = 0,9 (3,53 * 2 810 (9,37 - ((3,53 * 2 810) / (1,7 * 280 * 100))))$$

$$Mu = 81 789, 09 \text{ Kg-cm} \approx 817,89 \text{ Kg-m}$$

Área de acero requerida:

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

Mu= 1 397,35 Kg-m (valor tomado de momentos de losas).

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (100 * 9,37) - \sqrt{(100 * 9,37)^2 - \frac{1 397,35 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 6,13 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento

$$6,13 \text{ ————— } 100 \qquad S = 20,72 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ ————— } S$$

Armado de losa hierro # 4 @ 20 cm, en sentido X y Y debido a que el valor de momento máximo es el mismo en ambos sentidos.

Tabla XXXV. **Armado de losas edificio 2**

Nivel	Armado	Sentido	Espesor (m)
2	Hierro ½ @ 0,20 m	Ambos sentidos	0,12
1	Hierro ½ @ 0,10 m	Ambos sentidos	0,12

Fuente: elaboración propia, programa Word 2013.

Chequeo por corte:

Corte máximo actuante por el método 3 del ACI

$$V_{ac} = \frac{CU * L * C}{2}$$

$$V_{ac} = \frac{939,20 * 5,75 * 0,50}{2} = 1 350,10 \text{ kg.}$$

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

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 9,5 = 7161,39 \text{ Kg}$$

Como  $V_{res} > V_{ac}$  el espesor de la losa es el adecuado.

### 2.1.6.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes, los que se toman del análisis estructural. El diseño de vigas se realizó con base al capítulo 21 del ACI 318-08.

Debido a la simetría de los edificios, la longitud de las vigas en el edificio 1 son las mismas, igual para el 2. Es por ello que, el análisis será para la viga más crítica del edificio 1 como del 2.

- Edificio 1

Datos:

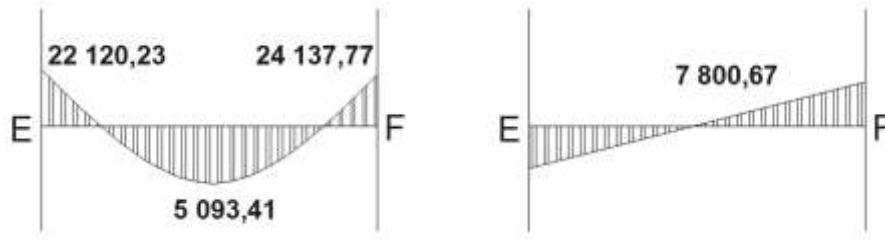
Recubrimiento = 4 cm (ACI 318S-08 cap. 7.7.1)

Dimensiones de viga= 30 X 45 cm. (ver sección 2.1.5.1)

La viga que se diseña a continuación pertenece al eje Y del primer nivel.



Figura 53. **Diagrama de envolvente de momentos y corte, viga primer nivel edificio 1 (Kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Límites de acero: antes de iniciar a calcular el acero longitudinal de la viga, se deben conocer los límites entre los que se encuentran, utilizando los siguientes criterios:

Acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Acero máximo:

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f_c}{f_y} * \left( \frac{6 120}{6 120 + f_y} \right)$$

d= 40 cm

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 40$$

$$A_{s_{\min}} = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_b = 0,049339$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,049339 * 30 * 40$$

$$A_{s_{\max}} = 29,60 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal

Con los momentos actuantes en la viga se procede a calcular el área de acero longitudinal requerida.

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

Calculando para  $M(-) = 22\ 120,23 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{\text{requerida}}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 40) - \sqrt{(30 * 40)^2 - \frac{22\ 120,23 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{\text{requerida}}} = 24,92 \text{ cm}^2$$

Calculando para  $M(-) = 24\ 137,77 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 40) - \sqrt{(30 * 40)^2 - \frac{24\ 137,77 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{requerida}} = 27,61 \text{ cm}^2$$

Calculando para  $M(-) = 5\ 093,41 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 40) - \sqrt{(30 * 40)^2 - \frac{5\ 93,41 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{requerida}} = 5,17 \text{ cm}^2$$

Luego de calcular el área de acero requerida se procede a calcular el acero longitudinal, tomando en cuenta los siguientes criterios sísmicos:

Cama superior

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las dos opciones:

- $A_{s_{min}} = 6,02 \text{ cm}^2$
- $33 \% * A_{s \text{ req}} (M -) \text{ mayor} = 9,11 \text{ cm}^2$

Para este caso, será necesario colocar  $A_{s_{min}}$  que equivale a colocar 2 Núm. 8 corridas, que equivalen a  $10,20 \text{ cm}^2$ .

Para cubrir los momentos negativos, se deben colocar bastones, tomando en cuenta que la diferencia de diámetros no debe ser mayor o igual a 2 diámetros consecutivos.

$M_{(-)} = 22\,120,23$  Kg-m, se requiere un  $A_s = 24,92$  cm<sup>2</sup>, las barras corridas equivalen a 9,73 cm<sup>2</sup> la diferencia es 15,19 cm<sup>2</sup>, colocar bastones de 3 Núm. 8.

$M_{(-)} = 24\,137,77$  Kg-m, se requiere un  $A_s = 27,62$  cm<sup>2</sup>, las barras corridas equivalen a 10,20 cm<sup>2</sup> la diferencia es 17,42 cm<sup>2</sup>, colocar bastones de 3 Núm. 8 + 1 Núm. 6.

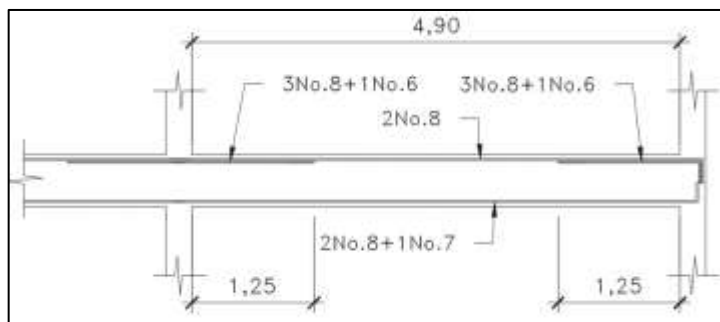
Cama inferior

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones:

- $A_s \text{ min} = 6,02$  cm<sup>2</sup>
- 50 %  $A_{s(+)} = 2,59$  cm<sup>2</sup>
- 50 %  $A_{s(-) \text{ mayor}} = 13,81$  cm<sup>2</sup>

Para este , será necesario utilizar 13,81 centímetros cuadrados, colocando 2 Núm. 8 + 1 Núm. 7 corridos, equivalente a un área de acero de 14,07 centímetros cuadrados, lo cual cubre el área de acero requerida por el  $M_{(+)}$ .

Figura 54. **Armado longitudinal viga edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

## Diseño a corte

El refuerzo transversal en una viga tiene como objetivo mantener en su posición al refuerzo longitudinal y contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último, en caso de que la sección de concreto no fuera lo suficiente para cumplir esta función.

Procedimiento de diseño:

Esfuerzo de corte que resiste el concreto ( $V_{cu}$ ):

$V_{cu} = \phi * 0,53\sqrt{f'_c} * (b * d)$ , donde  $\phi = 0,85$  para corte

$$V_{cu} = 0,85 * 0,53\sqrt{280} * (30 * 40) = 9\,045,97 \text{ Kg}$$

Corte actuante, según el diagrama de corte último

$$V_a = 7\,800,67 \text{ Kg}$$

Compara el corte que resiste el concreto  $V_{cu}$  con el corte actuante  $V_a$ .

Si  $V_{cu} \geq V_a$ , la viga necesita estribos solo por armado.

Requerimientos ACI 318S-08 Cap. 21.3.4

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento (21.3.4.2.) en:

Ambos extremos del elemento en una longitud de confinamiento igual a  $2h$  medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamientos no debe exceder al menor de las siguientes condiciones:

- d/4
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm

Después del confinamiento deben colocarse estribos espaciados a no más de d/2 (21.3.4.3.).

Si  $V_a > V_{cu}$  se diseñan estribos por corte, por medio de las siguientes expresiones:

$$\gamma_u = \frac{V_u}{bd} \qquad S = \frac{2 A_v * f_y}{\gamma_u * b}$$

Como:

$$V_{cu} = 9\,045,97 \text{ kg}$$

$$V_a = 7\,800,67 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} > V_a$$

Espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento.

$$d/4 = 40/4 = 10 \text{ cm}$$

$$8 * \varnothing_{\text{longitudinal}} = 8 * 1,91 = 15,28 \text{ cm}$$

$$24 * \varnothing_{\text{estribo}} = 8 * 0,95 = 22,80 \text{ cm}$$

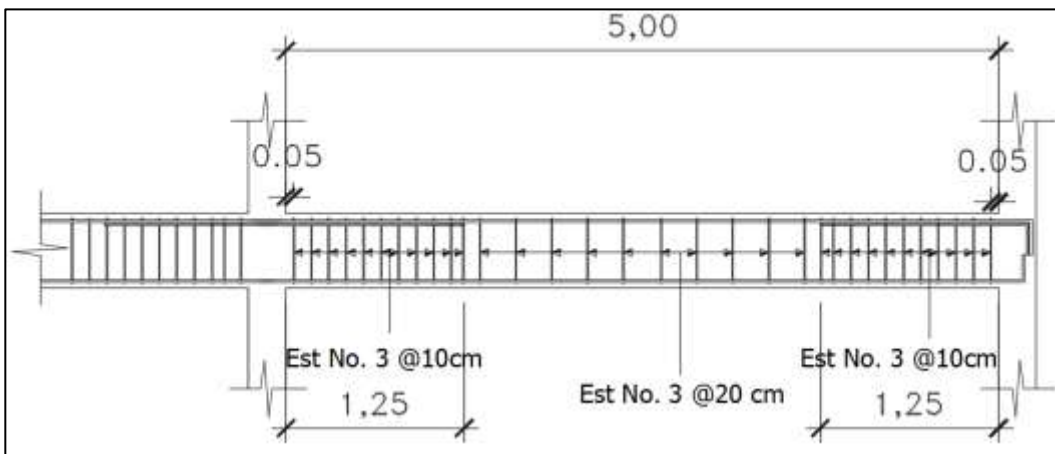
30 cm

Espaciamiento de estribos en la zona no confinada.

$$d/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Colocar estribos en la zona de confinamiento a cada 10 centímetros y para la zona no confinada una separación de 20 centímetros.

Figura 55. **Armado transversal, viga edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

- Edificio 2

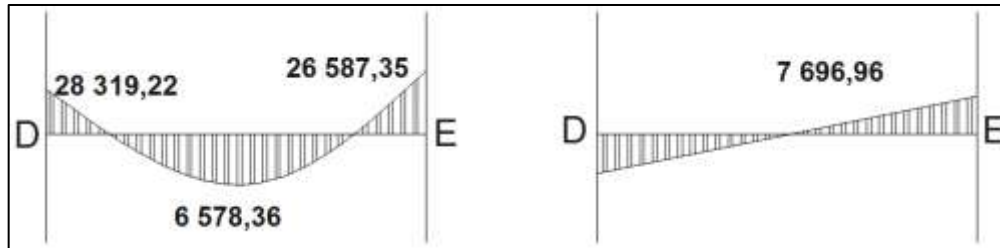
Datos:

Recubrimiento = 4 cm (ACI 318S-08 cap. 7.7.1)

Dimensiones de viga= 30 X 50 cm. (ver sección 2.1.5.1)

La viga que se diseña a continuación pertenece al eje Y del primer nivel.

Figura 56. **Diagrama de envolvente de momentos y corte, viga primer nivel edificio 2 (Kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

$d = 45 \text{ cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 45$$

$$A_{s_{\min}} = 6,77 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right)$$

$$\rho_b = 0,049339$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,049339 * 30 * 45$$

$$A_{s_{\max}} = 33,31 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal

Calculando para  $M(-) = 26\,587,35 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{\text{requerida}}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 45) - \sqrt{(30 * 45)^2 - \frac{26\,587,35 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$



$$A_{s_{requerida}} = 26,41 \text{ cm}^2$$

Calculando para  $M(-) = 28\,319,22 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 45) - \sqrt{(30 * 45)^2 - \frac{28\,319,41 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{requerida}} = 28,41 \text{ cm}^2$$

Calculando para  $M(-) = 6\,578,36 \text{ Kg-m}$

$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (30 * 45) - \sqrt{(30 * 45)^2 - \frac{5\,93,41 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{requerida}} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Luego de calcular el área de acero requerida se procede a calcular el acero longitudinal, tomando en cuenta los siguientes criterios sísmicos:

Cama superior

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las dos opciones:

- $A_{s_{min}} = 6,77 \text{ cm}^2$
- $33 \% * A_{s \text{ req}} (M -) \text{ mayor} = 9,38 \text{ cm}^2$

Para este caso, será necesario colocar  $A_{s_{min}}$  que equivale a colocar 2 Núm. 8 corridas, que equivalen a  $10,20 \text{ cm}^2$ .

Para cubrir los momentos negativos, se deben colocar bastones, tomando en cuenta que la diferencia de diámetros no debe ser mayor o igual a 2 diámetros consecutivos.

$M_{(-)} = 26\,587,35$  Kg-m, se requiere un  $A_s = 26,41$  cm<sup>2</sup>, las barras corridas equivalen a 9,73 cm<sup>2</sup> la diferencia es 16,68 cm<sup>2</sup>, colocar bastones de 3 Núm. 8 + 1 Núm. 6

$M_{(-)} = 28\,319,22$  Kg-m, se requiere un  $A_s = 28,41$  cm<sup>2</sup>, las barras corridas equivalen a 10,20 cm<sup>2</sup> la diferencia es 18,21 cm<sup>2</sup>, colocar bastones de 3 Núm. 8 + 1 Núm. 7.

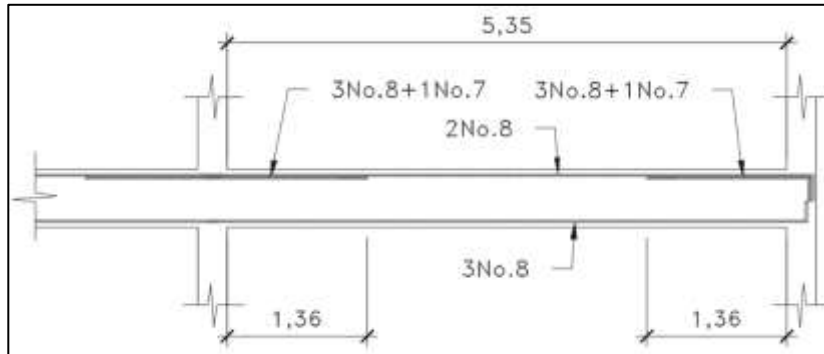
Cama inferior

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones:

- $A_s \text{ min} = 6,77$  cm<sup>2</sup>
- 50 %  $A_{s(+)} = 2,97$  cm<sup>2</sup>
- 50 %  $A_{s(-) \text{ mayor}} = 14,21$  cm<sup>2</sup>

Para este caso, será necesario utilizar 14,21 centímetros cuadrados, colocando 3 Núm. 8 corridos, lo cual cubre el área de acero requerida por el  $M_{(+)}$ .

Figura 57. Armado longitudinal viga edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Diseño a corte

Procedimiento de diseño:

Esfuerzo de corte que resiste el concreto ( $V_{cu}$ ):

$$V_{cu} = 0,85 * 0,53\sqrt{280} * (30 * 45) = 10\ 176,71\ \text{Kg}$$

Corte actuante, según el diagrama de corte último

$$V_a = 7\ 696,96\ \text{Kg}$$

Compara el corte que resiste el concreto  $V_{cu}$  con el corte actuante  $V_a$ .

$$V_{cu} = 10\ 176,71\ \text{kg}$$

$$V_a = 7\ 696,96\ \text{Kg}$$

$$V_{cu} > V_a$$

Espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento.

$$d/4 = 45/4 = 11,25\ \text{cm} \approx 11\ \text{cm}$$

$$8 * \varnothing_{\text{longitudinal}} = 8 * 1,91 = 15,28 \text{ cm}$$

$$24 * \varnothing_{\text{estribo}} = 8 * 0,95 = 22,80 \text{ cm}$$

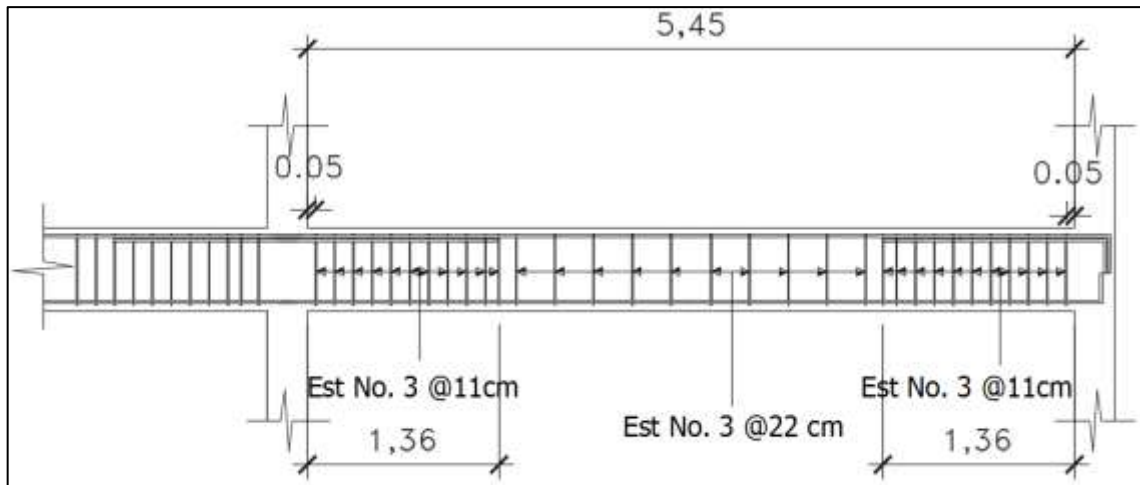
30 cm

Espaciamiento de estribos en la zona no confinada.

$$d/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

Colocar estribos en la zona de confinamiento a cada 11 centímetros y para la zona no confinada una separación de 22 centímetros.

Figura 58. **Armado transversal, viga edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.6.3. **Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de

todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, se toman los mayores momentos actuantes en los extremos de esta.

Para el diseño de la columna se tomó la más crítica del primer nivel con los datos siguientes:

- Edificio 1

Datos de diseño:

Sección: 0,40 x 0,40 m                      L= 3 m  
Mx= 17 068,50 Kg-m                      My= 20 234,57 Kg-m                      Vc= 5 049,63 Kg  
Área tributaria= 28,10 m<sup>2</sup>

Carga axial (Cu) = 1,4 CM + 1,7 CV

$$CU= 1,4 ((0,12*2\ 400) + 698) + 1,7 (350) = 1\ 905,40\ \text{Kg/m}^2$$

Factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1\ 905,40}{350 + 698} = 1,42$$

Carga axial (Pu) = A. tributaria \* CU + Pp vigas \* F<sub>cu</sub> + Pu<sub>2</sub>

$$Pu= 28,10*1\ 905,40+(0,30 * 0,45 * 5,30 * 2\ 400)*1,42 + 52\ 485,63= 109\ 152,67$$

## Esbeltez (E)

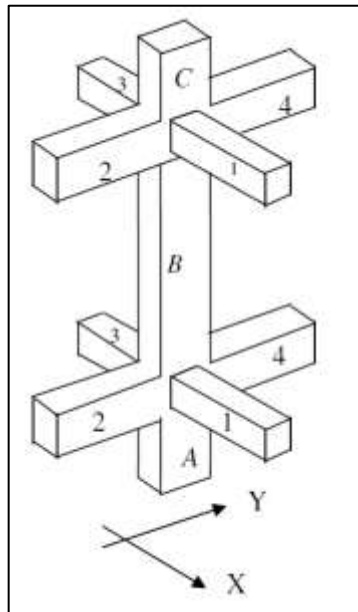
La esbeltez de una columna es la relación que existe entre la altura y la sección transversal de la misma, estas se pueden clasificar en cortas intermedias y largas, tomando como base los siguientes parámetros:

- Columna corta  $E < 22$
- Columna intermedia  $22 < E < 100$
- Columna larga  $E > 100$

Grado de empotramiento a la rotación:

$$\Psi = \frac{\sum K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{viga}}} \quad K = \frac{I}{L} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

Figura 59. **Esbeltez de columnas**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Inercia

$$I_{\text{viga}} = \frac{0,30 * 0,45^3}{12} = 0,002278 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{viga}} = \frac{0,002278}{5,30} = 0,0004298$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{0,40 * 0,40^3}{12} = 0,0021333 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{col}} = \frac{0,0021333}{3} = 0,000711$$

$$\Psi_a = \frac{0,000711 + 0,000711}{0,0004298 + 0,0004298} = 1,65$$

Extremo inferior:  $\Psi_b = 0$  (empotramiento en la base)

$$\text{Promedio } \Psi_p = \frac{1,65+0}{2} = 0,82$$

Coefficiente K

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$K = 0,90 * \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$K = \frac{20 - 0,82}{20} * \sqrt{1 + 0,82} = 1,29$$

Esbeltez de la columna

$$E = \frac{K * L}{\sigma}; \text{ Donde } \sigma = 0,30 * \text{lado menor, para columnas rectangulares}$$

$$E = \frac{1,29 * 3}{0,30 * 0,40} = 32,39 \text{ (columna intermedia; } 21 < E < 100).$$

Por la simetría de los elementos, la esbeltez de la columna, en el sentido X y Y es la misma.

Según los resultados de E, la columna se clasifica como intermedia, por lo que se debe magnificar los momentos actuantes.

#### Magnificación de momentos

Los momentos sin desplazamiento lateral no amplificados en los extremos de las columnas son sumados a los momentos por desplazamiento lateral amplificados en los mismos puntos. Generalmente, uno de los momentos extremos resultantes es el momento máximo en columna. Sin embargo, en columnas esbeltas con elevadas cargas axiales, el punto de momento máximo puede estar entre los extremos de la columna, de tal forma que los momentos extremos dejan de ser máximos.

Sentido X y Y

Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CMU}{CU} = \frac{1,4 * 986}{1\ 905,40} = 0,72$$

Total del material:

$$EI = \frac{Ec * Ig}{2,5(1 + \beta_d)}$$

Donde:  $Ec = 15\ 100\sqrt{f'c}$  , módulo de elasticidad del concreto

$Ig = \frac{b*h^3}{12}$ , inercia bruta del elemento

$$EI = \frac{15\ 100\sqrt{280} * \frac{40 * 40^3}{12}}{2,5(1 + 0,72)} = 1,25 * 10^{10} \text{ Kg} - \text{cm}^2 \approx 1\ 250,32 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Carga crítica de pandeo de Euler:



$$P_{cr_{x,y}} = \frac{\pi^2 * (EI)}{(K * L)^2} = \frac{\pi^2 * (1\ 250,32)}{(1,29 * 3,00)^2} = 816,55 \text{ ton}$$

Magnificador de momento

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_{cr}}\right)} \geq 1$$

Donde:

$\phi = 0,70$  para estribos y  $0,75$  para zunchos

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{109,15}{0,70 * 816,55}\right)} = 1,14$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$M_{dx} = 1,14 * 17\ 068,50 = 19\ 500,49 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 1,14 * 20\ 234,57 = 23\ 227,68 \text{ kg} - \text{m}$$

Refuerzo longitudinal

Las columnas están sometidas a carga axial y momento biaxial, por lo que se aplica el método de Bresler, el cual es sencillo y da cálculos exactos. El método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla.

La idea fundamental del método Bresler es aproximar el valor  $1/P'u$ . Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores carga axial pura ( $P'o$ ), carga de falla para una excentricidad  $e_x$  ( $P'x_o$ ) y carga de falla para una excentricidad  $e_y$  ( $P'oy$ ).

El procedimiento a seguir es el siguiente

Cálculo de límite de acero: según ACI 318S-08 cap. 21.6.3.1 el área de acero de una columna debe estar dentro de los límites  $1 \% A_g < A_s < 6 \% A_g$ .

$$A_{s\text{mín}} = 0,01 * (40*40) = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,06 * (40*40) = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 30*30 \text{ cm} = 1\,600 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado con 8 Núm. 7 con área equivalente a  $30,96 \text{ cm}^2$

Valor de la gráfica:

$$\gamma_{xy} = \frac{b - 2 * rec}{h} = \frac{40 - 2 * 4}{40} = 0,80$$

Valores de la curva

$$\rho = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'_c * A_g}$$

$$\rho = \frac{30,96 * 2\,810}{0,85 * 280 * 1\,600} = 0,22$$

Excentricidades

$$e_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{19\,500,49}{109\,152,67} = 0,18$$

$$e_y = \frac{23\,117,68}{109\,152,67} = 0,21$$

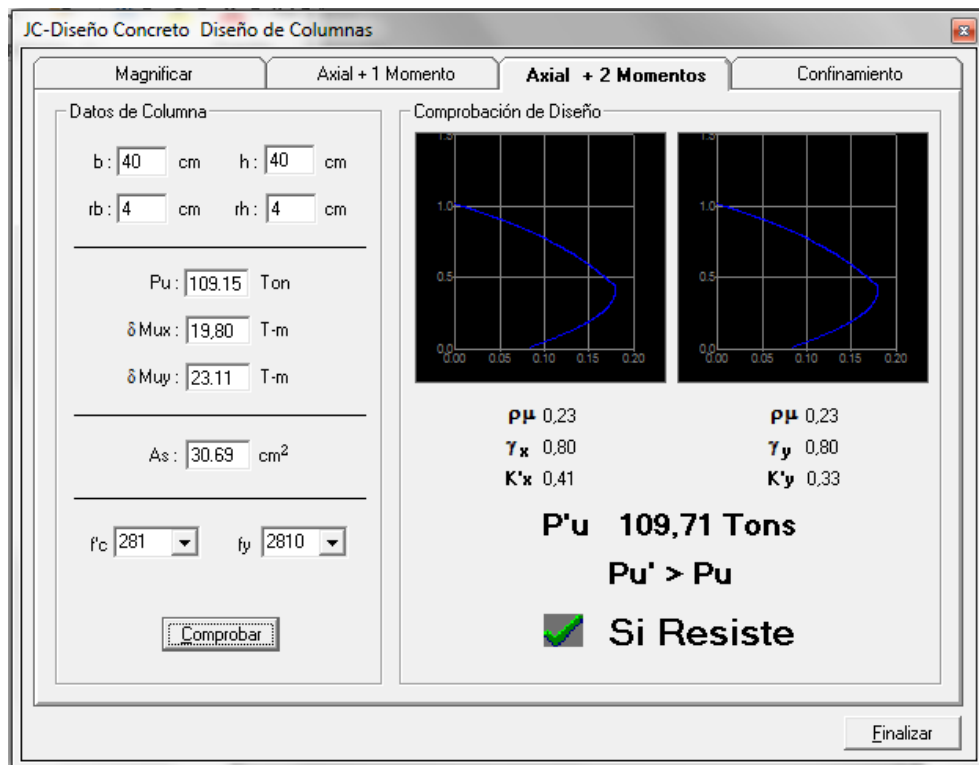
Con las excentricidades se calcula el valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{h_y} = \frac{0,18}{0,40} = 0,45$$

$$\frac{e_x}{h_y} = \frac{0,21}{0,40} = 0,53$$

Los valores de los coeficientes del diagrama de iteración, se obtuvieron a través del software para el diseño de columnas J, C. diseño de concreto  $K'x=K'y$ .

Figura 60. Diagrama de iteración edificio 1



Fuente: CORADO FRANCO, Julio. *Programa para el diseño completo de marcos de concreto reforzado, JC diseño concreto. p. 28.*

$$K'x = 0,41 \quad K'y = 0,33$$

Cargas

Carga resistente de la columna a una excentricidad ex

$$P'_{ux} = K'x * f'c * b * h = (0,41)(280)(40)(40) = 183\,680 \text{ Kg}$$

Carga resistente de la columna a una excentricidad ey

$$P'_{uy} = K'y * f'c * b * h = (0,33)(280)(40)(40) = 147\,840 \text{ Kg}$$

Carga axial resistente de la columna

$$P'o = \phi(0,85 * f'c(Ag - As) + As * fy)$$

$$P'o = 0,70(0,85 * 280 * (1\,600 - 30,96) + 30,96 * 2\,810) = 322\,300,38 \text{ Kg}$$

Carga resistente de la columna

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'o}} =$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{183\,680} + \frac{1}{147\,840} - \frac{1}{322\,300,38}} = 109\,822,23 \text{ kg}$$

$$P'u = 109\,822,23 \text{ Kg} > P_u = 109\,152,67 \text{ Kg}$$

Según este resultado, el armado propuesto resiste las cargas aplicadas, caso contrario se deberá aumentar el área de acero hasta que cumpla la condición.

- Refuerzo transversal

En las zonas sísmicas, como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma.

En los elementos con bajos niveles de la carga axial, la necesidad de armadura transversal de confinamiento disminuye y los requerimientos relativos a la prevención del pandeo de las barras longitudinales se vuelven menos críticos.

El ACI 318S-08 cap. 21.3.5.2 recomienda que ambos extremos de la columna deben proporcionarse estribos de confinamiento. Este espaciamiento no debe exceder el menor de las siguientes condiciones.

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro del estribo
- La mitad de la menor sección transversal de la columna
- 30 cm

La longitud de confinamiento no debe ser menor que la mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 45 cm

A continuación se describe el procedimiento para proveer de refuerzo transversal a la columna, comparando inicialmente el corte resistente con el corte actuante.

Si  $V_{res} > V_{act}$  se colocan estribos solo por armado  $s=d/2$

Si  $V_{res} < V_{act}$  se diseñan los estribos por corte

$$V_{res} = 0,85 * 0,53\sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 40 * 35 = 10\,553,63 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 10\,553,63 \text{ kg} > V_{act} = 5\,049,63 \text{ kg}$$

Como  $V_{res} > V_{act}$  se colocan estribos a  $S=d/2$

$$S=35/2 \text{ } 17,50 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

- $\frac{1}{6} * 3 = 0,50 \text{ m}$
- Lado > columna = 40 cm.
- 45 cm.

Se toma la longitud de 0,50 mt.

Relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right); \text{ Pero debe cumplir con: } \rho_s \geq 0,12 \left( \frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{40^2}{32^2} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * 280}{2\,810} \right) = 0,02144$$

$$0,12 \left( \frac{f'c}{f_y} \right) = 0,12 \left( \frac{280}{2810} \right) = 0,01196$$

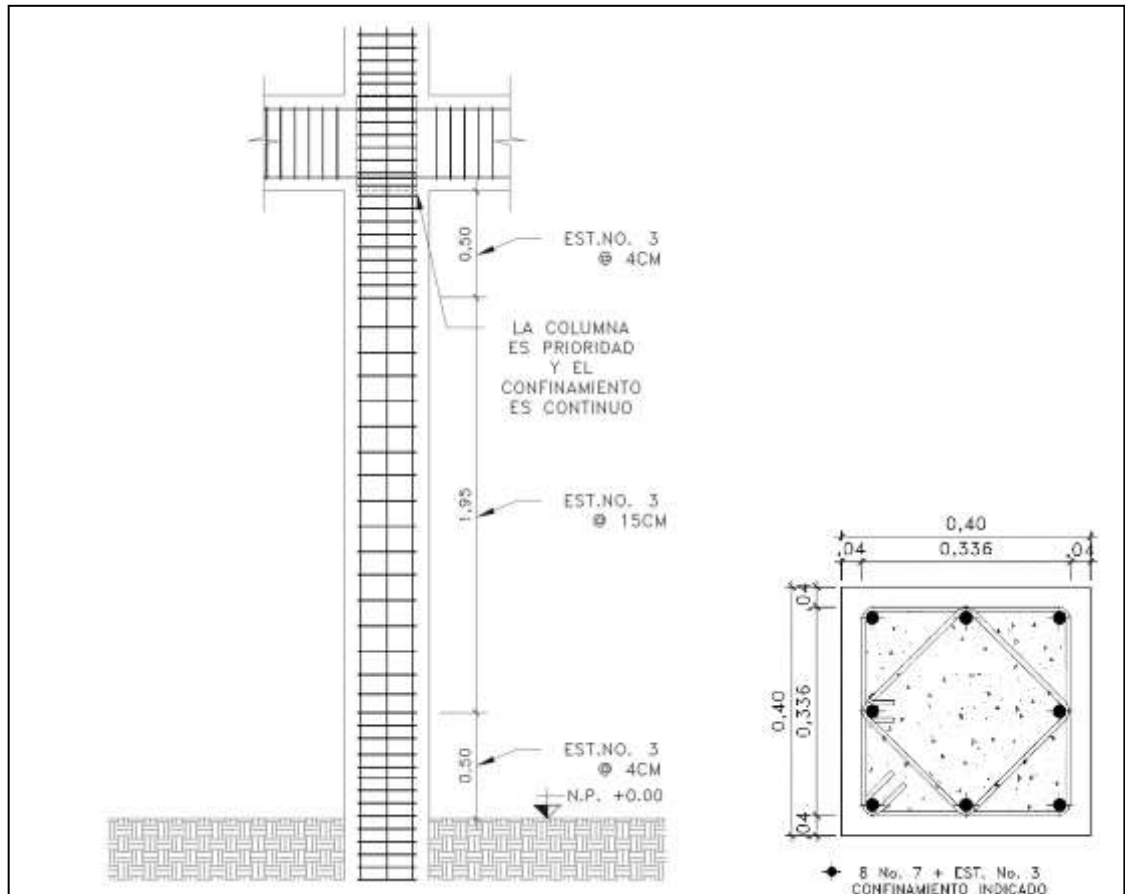
Cálculo de espaciamiento entre estribos

$$S_s = \frac{4Av}{\rho_s L}$$

$$S_s = \frac{4 * 0,71}{0,02144 * 32} = 4,14 \text{ cm}$$

Se utilizarán espaciamientos en la zona de confinamiento de 4 cm y fuera del área de confinamiento a 15 cm.

Figura 61. Armado en columnas, edificio 1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

- Edificio 2

Datos de diseño:

Sección: 0,40 x 0,40 m

L= 3 m

Mx= 21 196,30 Kg-m

My= 24 074,15 Kg-m

Vc= 5 656,69 Kg

Área tributaria= 33,06 m<sup>2</sup>



Carga axial (Cu) = 1,4 CM + 1,7 CV

$$CU = 1,4 ((0,12 * 2\ 400) + 698) + 1,7 (350) = 1\ 905,40 \text{ Kg/m}^2$$

Factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1\ 905,40}{350 + 698} = 1,42$$

Carga axial (Pu) = A. tributaria \* CU + Pp vigas \* F<sub>cu</sub> + Pu<sub>2</sub>

$$Pu = 33,06 * 1\ 905,40 + (0,30 * 0,5 * 5,75 * 2\ 400) * 1,42 + 62\ 931,92 = 128\ 863,84 \text{ Kg}$$

Grado de empotramiento a la rotación:

$$\Psi = \frac{\sum K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{viga}}} \quad K = \frac{I}{L} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

- Inercia

$$I_{\text{viga}} = \frac{0,30 * 0,50^3}{12} = 0,003125 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{viga}} = \frac{0,002278}{5,75} = 0,0005434$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{0,40 * 0,40^3}{12} = 0,0021333 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{col}} = \frac{0,0021333}{3} = 0,000711$$

$$\Psi_a = \frac{0,000711 + 0,000711}{0,0005434 + 0,0005434} = 1,31$$

Extremo inferior:  $\Psi_b = 0$  (empotramiento en la base)

$$\text{Promedio } \Psi_p = \frac{1,65 + 0}{2} = 0,65$$

- Coeficiente K

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$K = 0,90 * \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$K = \frac{20 - 0,65}{20} * \sqrt{1 + 0,65} = 1,24$$

Esbeltez de la columna

$$E = \frac{K * L}{\sigma}; \text{ Donde } \sigma = 0,30 * \text{lado menor, para columnas rectangulares}$$

$$E = \frac{1,24 * 3}{0,30 * 0,40} = 31,10 \text{ (columna intermedia; } 21 < E < 100).$$

Por la simetría de los elementos, la esbeltez de la columna en el sentido X y Y es la misma.

Según los resultados de E, la columna se clasifica como intermedia, por lo que se debe magnificar los momentos actuantes.

Sentido X y Y

Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CMU}{CU} = \frac{1,4 * 986}{1\ 905,40} = 0,72$$

Total del material:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2,5(1 + \beta_d)}$$

$$EI = \frac{15\ 100\sqrt{280} * \frac{40 * 40^3}{12}}{2,5(1 + 0,72)} = 1,25 * 10^{10} \text{ Kg} - \text{cm}^2 \approx 1\ 250,32 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr_{x,y}} = \frac{\pi^2 * (EI)}{(K * L)^2} = \frac{\pi^2 * (1\ 250,32)}{(1,24 * 3,00)^2} = 885,87 \text{ ton}$$

Magnificador de momento

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_{cr}}\right)} \geq 1$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{109,15}{0,70 * 816,55}\right)} = 1,17$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$M_{dx} = 1,17 * 21\ 196,30 = 24\ 855,99 \text{ kg} - m$$

$$M_{dy} = 1,17 * 24\ 074,15 = 28\ 230,72 \text{ kg} - m$$

Refuerzo longitudinal

Cálculo de límite de acero: según ACI 318S-08 cap. 21.6.3.1 el área de acero de una columna debe estar dentro de los límites  $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$ .

$$A_{s\text{mín}} = 0,01 * (40 * 40) = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,06 * (40 * 40) = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 * 40 \text{ cm} = 1\ 600 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado con 8 Núm. 8 + 4 Núm. 6 con área equivalente a  $52,16 \text{ cm}^2$

Valor de la gráfica:

$$\gamma_{xy} = \frac{b - 2 * rec}{h} = \frac{40 - 2 * 4}{40} = 0,80$$

Valores de la curva

$$\rho = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'c * A_g}$$

$$\rho = \frac{52,16 * 2 810}{0,85 * 280 * 1 600} = 0,38$$

Excentricidades

$$e_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{24 855,99}{128 863,84} = 0,19$$

$$e_y = \frac{28 230,72}{128 863,84} = 0,22$$

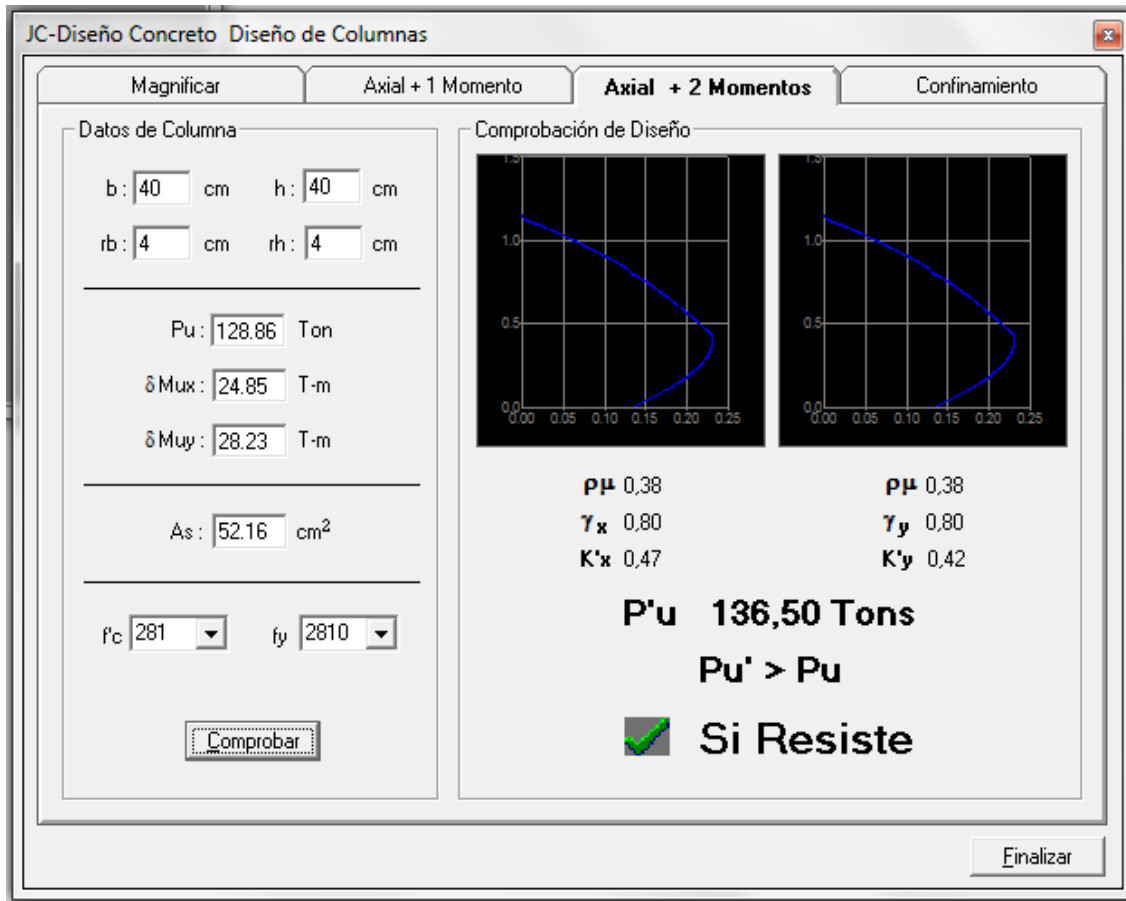
Con las excentricidades se calcula el valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{h_y} = \frac{0,19}{0,40} = 0,48$$

$$\frac{e_y}{h_x} = \frac{0,22}{0,40} = 0,54$$

Los valores de los coeficientes del diagrama de iteración, se obtuvieron a través del software para el diseño de columnas, J, C diseño de concreto  $K'x=K'y$ .

Figura 62. Diagrama de iteración, edificio 2



Fuente: CORADO FRANCO, Julio. *Programa para el diseño completo de marcos de concreto reforzado, JC diseño concreto*. p. 35.

$K'x= 0,47$        $K'y= 0,42$

Cargas

Carga resistente de la columna a una excentricidad ex

$$P'_{ux} = K'_x * f'_c * b * h = (0,47)(280)(40)(40) = 210\ 560 \text{ Kg}$$

Carga resistente de la columna a una excentricidad ey

$$P'_{uy} = K'_y * f'_c * b * h = (0,42)(280)(40)(40) = 188\ 160 \text{ Kg}$$

Carga axial resistente de la columna

$$P'_o = \phi(0,85 * f'_c(Ag - As) + As * fy)$$

$$P'_o = 0,70(0,85 * 280 * (1\ 600 - 52,16) + 52,16 * 2\ 810) = 360\ 468,86 \text{ Kg}$$

Carga resistente de la columna

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} =$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{210\ 560} + \frac{1}{188\ 160} - \frac{1}{360\ 468,86}} = 137\ 139,83 \text{ kg}$$

$$P'_u = 137\ 139,83 \text{ Kg} > P_u = 128\ 863,84 \text{ Kg}$$

Según este resultado, el armado propuesto resiste las cargas aplicadas, caso contrario se deberá aumentar el área de acero hasta que cumpla la condición.

## Refuerzo transversal

Si  $V_{res} > V_{act}$  se colocan estribos solo por armado  $s=d/2$

Si  $V_{res} < V_{act}$  se diseñan los estribos por corte

$$V_{res} = 0,85 * 0,53\sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 40 * 35 = 10\,553,63 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 10\,553,63 \text{ kg} > V_{act} = 5\,656,69 \text{ kg}$$

Como  $V_{res} > V_{act}$  se colocan estribos a  $S=d/2$

$$S=35/2 \text{ } 17,50 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

## Longitud de confinamiento

- $\frac{1}{6} * 3 = 0,50 \text{ m}$
- Lado > columna = 40 cm.
- 45 cm.

Se toma la longitud de 0,50 mt

## Relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right); \text{ Pero debe cumplir con: } \rho_s \geq 0,12 \left( \frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{40^2}{32^2} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * 280}{2\,810} \right) = 0,02144$$

$$0,12 \left( \frac{f'c}{f_y} \right) = 0,12 \left( \frac{280}{2810} \right) = 0,01196$$

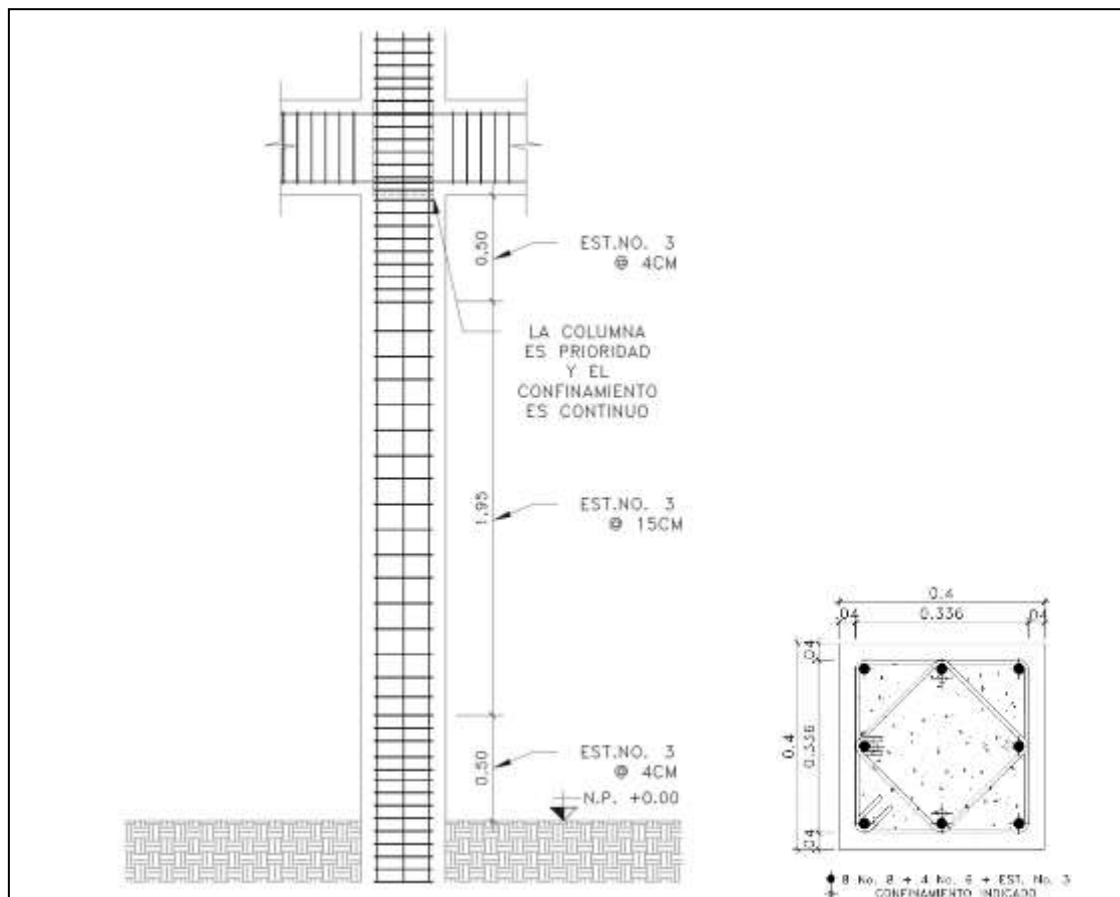
Cálculo de espaciamiento entre estribos

$$S_s = \frac{4A_v}{\rho_s L}$$

$$S_s = \frac{4 * 0,71}{0,02144 * 32} = 4,14 \text{ cm}$$

Se utilizarán espaciamientos en la zona de confinamiento de 4 cm y fuera del área de confinamiento a 15 cm.

Figura 63. Armado en columnas edificio 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.



#### 2.1.6.4. Diseño de cimientos

Los cimientos son elementos estructurales destinados a soportar todas las cargas de la estructura y transmitir las al suelo. El tipo de cimentación depende, principalmente, del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y su costo. En este caso se diseña una zapata típica, concéntrica de forma cuadrada. Los datos para el diseño son el valor soporte, así como el peso específico del suelo y los momentos obtenidos en el análisis estructural.

Edificio 1

Datos:

$$M_x = 15,68 \text{ ton-m}$$

$$\text{Desplante} = 2,50 \text{ m}$$

$$M_y = 17,07 \text{ ton-m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_u = 92,10 \text{ ton-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = 30,62 \text{ ton/m}^2$$

$$f'_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{suelo}} = 1,58 \text{ ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1,62$$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{92,10}{1,62} = 56,85$$

$$M't_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{15,68}{1,62} = 9,67$$

$$M't_y = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{17,07}{1,62} = 10,53$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z \frac{1,5 * P't}{V_s} = \frac{1,5 * 56,85}{30,62} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Se propone usar una zapata de 1,80 X 1,80 m, para un área de zapata de 3,24 metros cuadrados.

Presión sobre el suelo: la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con este, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mtx}{S_x} \pm \frac{Mty}{S_y} \quad S = \frac{b * h^2}{6}$$

Además, se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{1,80 * 1,80^2}{6} = 0,97 \text{ m}^3$$

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

$$P = 56,85 + 1,22 + 5,61 + 2,42$$

$$P = 66,10 \text{ Kg}$$

$$q = \frac{66,10}{3,24} \pm \frac{9,67}{0,97} \pm \frac{10,53}{0,97}$$

q<sub>max</sub>= 29,69 Ton/m<sup>2</sup> cumple, no excede el Vs

q<sub>min</sub>= 1,97 Ton/m<sup>2</sup> cumple; solo compresiones

Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión utilizando el criterio siguiente:

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 29,69 * 1,62 = 46,09 \text{ Ton/m}^2$$

Espesor de zapata: dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0,075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0,15 m más el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal, que resista los esfuerzos de corte y, para este caso se propone  $t = 0,4$  m

Peralte efectivo:

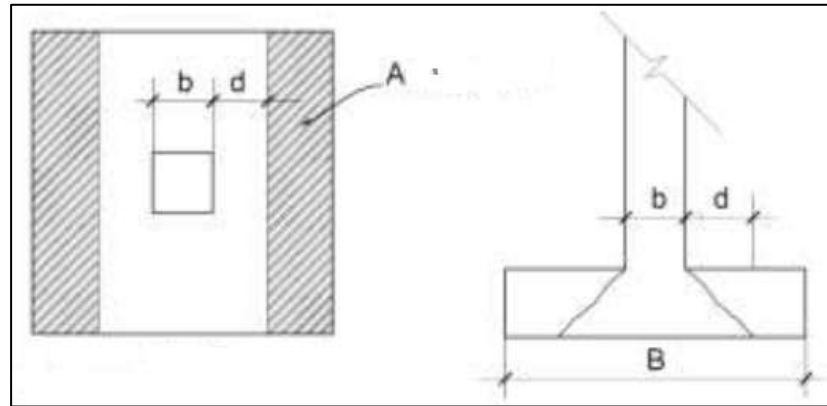
$$d = t - \text{rec} - \varnothing_{\text{var}}/2$$

$$d = 40 - 7,5 - 1,27 / 2$$

$$d = 31,86$$

Chequeo por corte simple: la falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar este límite si el corte resistente es mayor que el corte actuante, esto se hace de la forma indicada en la figura 63.

Figura 64. Corte simple en zapata



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

$$V_{res} = 0,53 * \emptyset * b * d * \sqrt{f_c} = 0,53 * 0,85 * 180 * 31,86 * \sqrt{280}$$

$$V_{res} = 43,23 \text{ Ton}$$

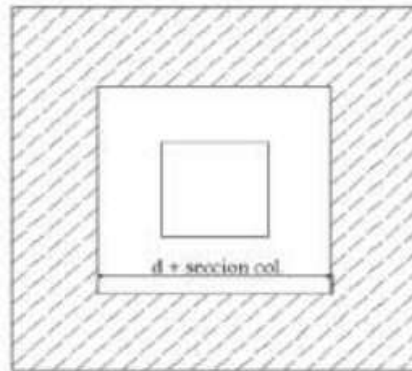
$$V_{act} = \text{área} * q_u$$

$$V_{act} = 0,91 * 46,09 = 41,94 \text{ Ton}$$

$$V_{res} > V_{act}$$

Revisión de 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.

Figura 65. **Corte punzonante en zapata**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Cortante actuante por punzonamiento

d+sección de columna = 71,86 cm

$V_{act\ pun} = \text{área} * q_u = (1,80 * 1,80 - 0,9123 * 0,9123) * 46,09$

$V_{act\ pun} = 125,53\ ton$

$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'_c} * \beta_o * d$      $\beta_o = \text{perímetro de área de punzonamiento}$

$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 4(71,86) * 31,86 = 138,07\ ton$

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

Diseño de refuerzo por flexión:

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

$$Mu = \frac{qu * l^2}{2} = \frac{46\,090 * \left(\frac{1,80 - 0,40}{2}\right)^2}{2} = 11\,292,05 \text{ Kg} - m$$

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

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

$$As_{requerida} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (100 * 31,86) - \sqrt{(100 * 31,86)^2 - \frac{11\,292,05 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$As_{requerida} = 14,40 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14,1}{fy} * b * d = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 31,86 = 15,98 \text{ cm}^2$$

La separación entre varillas utilizando Núm.6

$$\begin{array}{l} 15,98 \text{ ————— } 100 \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array} \quad S = 17,77 \text{ cm} \approx 17,50 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura:

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata

$$As_{temp} = 0,002 * b * t$$

$$As_{temp} = 0,002 * 100 * 40 = 8 \text{ cm}^2$$

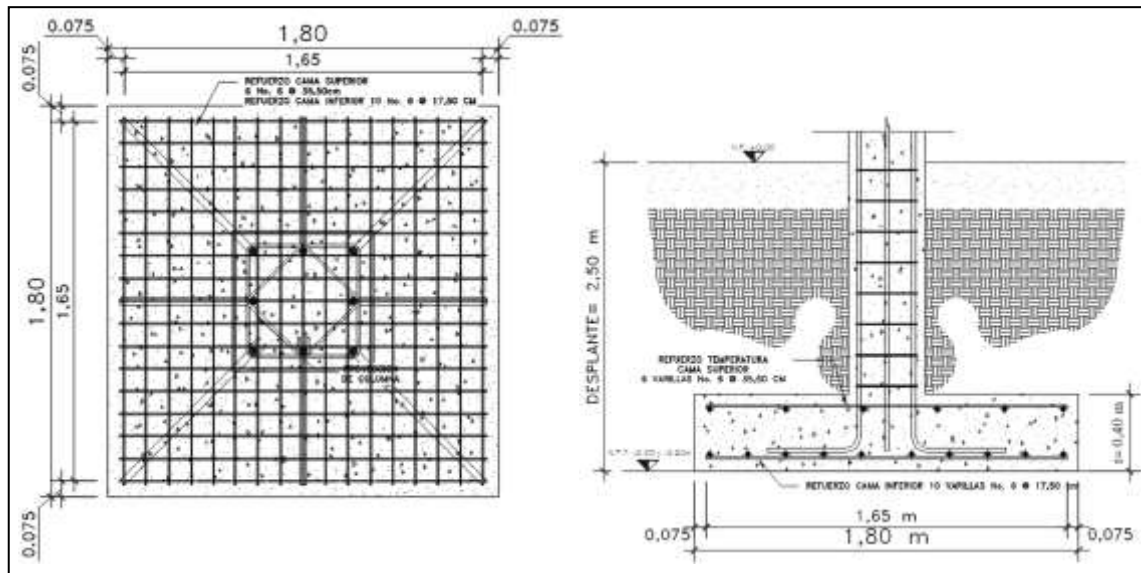
Espaciamiento utilizando barras Núm. 6

9 \_\_\_\_\_ 100  
 2,84 \_\_\_\_\_ S

S= 35,5 cm

Se colocarán barras Núm. 6 @ 0,17 metros en la cama inferior y Núm. 6 @ 0,30 metros en la cama superior como refuerzo por temperatura.

Figura 66. **Detalle de armado de zapata (edificio 1)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

- Diseño de zapata excéntrica

Datos:

$M_x = 16,43 \text{ ton-m}$

$M_y = 18,95 \text{ ton-m}$

$P_u = 67,28 \text{ ton-m}$

$V_s = 30,62 \text{ ton/m}^2$

$\rho \text{ suelo} = 1,58 \text{ ton/m}^3$

Desplante= 2,50 m

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$f'_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

$F_{cu} = 1,62$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{67,28}{1,62} = 41,53$$

$$M't_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{16,43}{1,62} = 10,14$$

$$M't_y = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{18,95}{1,62} = 11,70$$

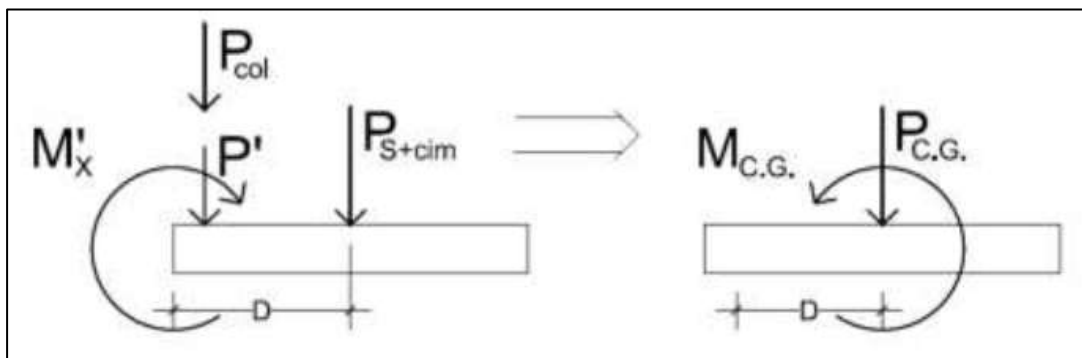
Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z \frac{1,5 * P't}{V_s} = \frac{1,5 * 41,53}{30,62} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Se propone usar una zapata de 1,80 X 1,80 m, para un área de zapata de 3,24 metros cuadrados.

Integración de cargas

Figura 67. **Cargas actuantes sobre la zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.



$$D = \left( \frac{1,80}{2} - 0,20 \right) = 0,70 \text{ m}$$

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

$$P' + P_{\text{columna}} = 41,53 + 1,22 = 42,44$$

$$P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}} = 4,65 + 2,89 = 7,54$$

$$P_{\text{cg}} = 42,44 + 7,54 = 49,98 \text{ ton}$$

$$M_{\text{cg}} = -7,54 + 42,45 * 0,7 = 22,17 \text{ ton} - \text{m}$$

Excentricidad

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M_{\text{cg}}}{P_{\text{cg}}} = \frac{22,17}{49,98} = 0,44 \text{ m} \\ \frac{L}{6} &= \frac{1,80}{6} = 0,30 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > \frac{L}{6}$$

$$a = \frac{L}{2} - e = \frac{1,80}{2} - 0,44 = 0,46 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 0,46 = 1,38$$

Como  $e > L/6$  la presión máxima sobre el suelo será:

$$q_{\text{max}} = \frac{4P_{\text{cg}}}{3b * (L - 2 * e)} = \frac{4 * 49,98}{3 * 1,80 * (1,80 - 2 * 0,44)} = 23,37 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < V_s$$

Presiones últimas de diseño

$$q_{\text{dis}} = q_{\text{max}} * F_{\text{cu}} = 23,37 * 1,62 = 37,85 \text{ Ton/m}^2$$

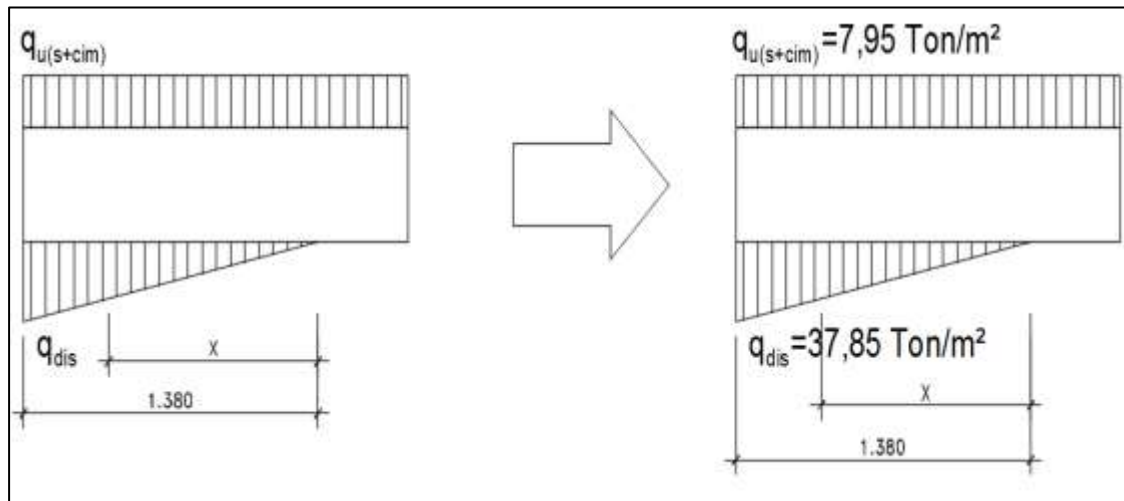
Presión última del suelo y el cimiento

$$q_{u(s+cim)} = F_{cu}(df * \gamma_{suelo} + t * \gamma_{concreto})$$

$$q_{u(s+cim)} = 1,62 * (2,5 * 1,58 + 0,4 * 2,4) = 7,95 \text{ Ton/m}^2$$

El diagrama de cargas por metro cuadrado sobre el cimiento, queda como de muestra en la figura 67.

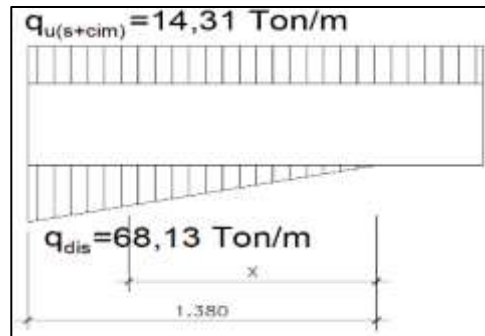
Figura 68. **Diagrama de cargas por metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

El diagrama de cargas por metro sobre el cimiento, queda como se muestra en la figura 68.

Figura 69. **Diagrama de cargas por metro lineal (zapata excéntrica) edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Se procede a calcular la ecuación de carga por medio de relación de triángulos:

$$\frac{W_x}{X} = \frac{68,13}{1,38} = 49,36 X \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple

La sección crítica para corte simple se encuentra a una distancia  $d$  del rostro de la columna, por lo que se tiene que calcular el corte en este punto.

Sección crítica

$$X1 = 3a - (0,40 + d)$$

$$X1 = 1,38 - (0,40 + 0,3154) = 0,66 \text{ m}$$

Del diagrama de cargas se obtiene la ecuación de corte para cualquier posición de  $x$  ( $0 < x < 2,01$ )

$$V = q_{u(s+cim)} * (L - 3a) + q_{u(s+cim)} * X - \frac{X}{2} * 49,36X$$

$$V = 7,95 * (1,80 - 1,38) + 7,95X - 24,68X^2$$

$$V = 3,33 + 7,95X - 24,68X^2$$

Para obtener el corte máximo a una distancia  $X$ , se deriva el corte máximo, se iguala a cero y se sustituye en la ecuación general del corte.

$$\frac{dV}{dX} = 0 = 7,95 - 49,36X \quad X_{\max} = 0,16 \text{ m}$$

$$V_{(0,66)} = 3,33 + 7,95(0,66) - 24,68(0,66)^2 = -2,17 \text{ Ton}$$

$$V_{(0,16)} = 3,33 + 7,95(0,16) - 24,68(0,16)^2 = 3,97 \text{ Ton}$$

Corte resistente es:

$$d = t - \text{rec} - \emptyset = 40 - 7,5 - 1,91/2 = 31,54 \text{ cm}$$

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 180 * 31,54$$

$$V_{\text{res}} = 42,80 \text{ Ton}$$

Chequeo por punzonante

La sección crítica contra punzonamiento se encuentra a una distancia  $d/2$  del rostro de la columna

$$X1 = 3a - (0,40 + d/2)$$

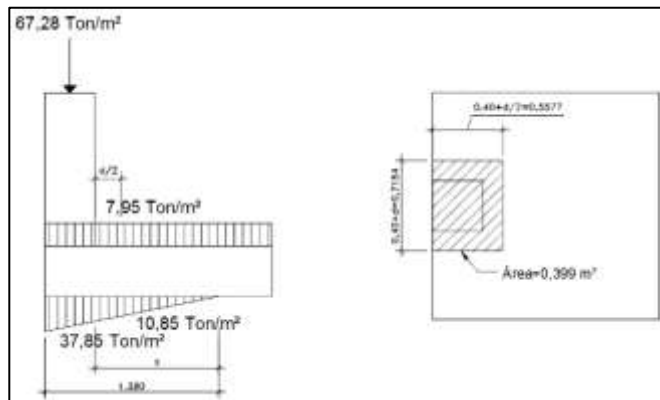
$$X1 = 1,38 - (0,40 + 0,3154/2) = 0,82 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de carga se obtiene

$$W_{(x)} = 49,36 * 0,82 = 40,48 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el corte punzonante actuante

Figura 70. **Corte punzonante (zapata excéntrica) sobre metro cuadrado edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

$$V = \sum F_v$$

$$V = 67,28 + 7,95 * 0,399 - \left( \frac{37,85 + 10,85}{2} \right) * 0,399$$

$$V = 60,73 \text{ ton}$$

Corte resistente

$$B_o = 2 * 0,7154 + 2 * 0,5577 = 2,63$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 263 * 31,54$$

$$V_{res} = 62,53 \text{ ton}$$

Diseño a flexión

Sentido X

Se deben verificar los momentos críticos en las siguientes condiciones:

Al rostro de la columna

$$X_1 = 1,38 - 0,40 = 0,98$$

Cuando  $V=0$  el momento será máximo

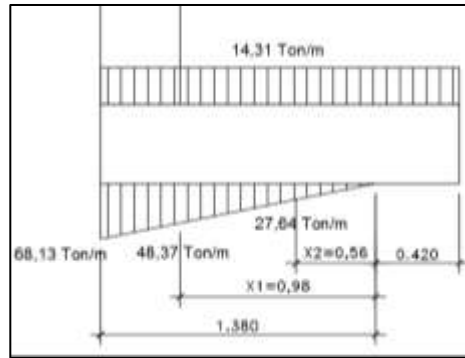
$$V = 0 = 3,33 + 7,95X - 24,68X^2 \quad X = 0,56$$

Sustituyendo en la ecuación de carga

$$V_{0,98} = 49,36 * 0,98 = 48,37 \text{ ton/m}$$

$$V_{0,56} = 49,36 * 0,56 = 27,64 \text{ ton/m}$$

Figura 71. **Corte punzonante (zapata excéntrica) sobre metro lineal edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Haciendo sumatoria de momentos para un punto X se obtiene el momento actuante:

$$M_{(x)} = \frac{14,31(x + 0,42)^2}{2} - \frac{W_{(x)} * X^2}{6}$$

Momento actuante a rostro de la columna X=0,98 m y 48,37 ton/m:

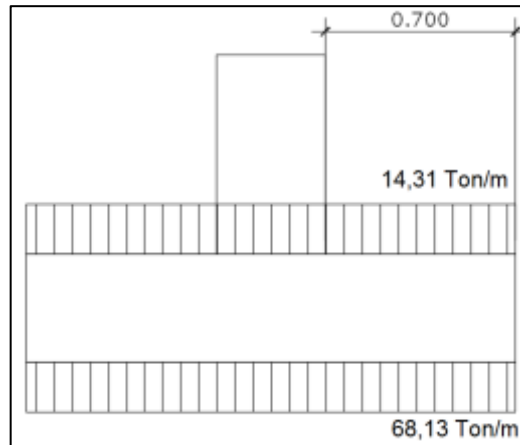
$$M_{(0,98)} = \frac{14,31(0,98 + 0,42)^2}{2} - \frac{48,37 * 0,98^2}{6} = 6,28 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento máximo actuante X=0,56 y W=27,64 ton/m

$$M_{(0,56)} = \frac{14,31(0,56 + 0,42)^2}{2} - \frac{27,64 * 0,56^2}{6} = 5,42 \text{ ton} - \text{m}$$

Sentido Y

Figura 72. **Corte punzonante (zapata excéntrica) edificio 1**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

El momento a rostro de la columna en el sentido Y será:

$$M_{(u)} = \frac{68,13(0,70)^2}{2} = 16,69 \text{ Ton} - \text{m}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s\min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 180 * 31,54 = 28,48 \text{ cm}^2$$

Momento resistido por  $A_{s\min}$

$$M_{A_{s\min}} = \phi \left[ A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$



$$M_{Asmin} = 0,9 \left[ 28,48 * 2810 * \left( 31,54 - \frac{28,48 * 2810}{1,7 * 280 * 180} \right) \right] = 2\,204\,422,21 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{Asmin} = 22,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se colocará  $A_{smin}$ , ya que el momento que resiste es mayor que los momentos actuantes en sentido X y Y.

La separación entre varillas utilizando Núm.6

$$\begin{array}{l} 28,48 \text{ ————— } 180 \qquad S = 18 \text{ cm} \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array}$$

Se colocarán barras 10 Núm. 6 @ 0,18 metros en la cama inferior en ambos sentidos.

Área de acero por temperatura:

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t$$

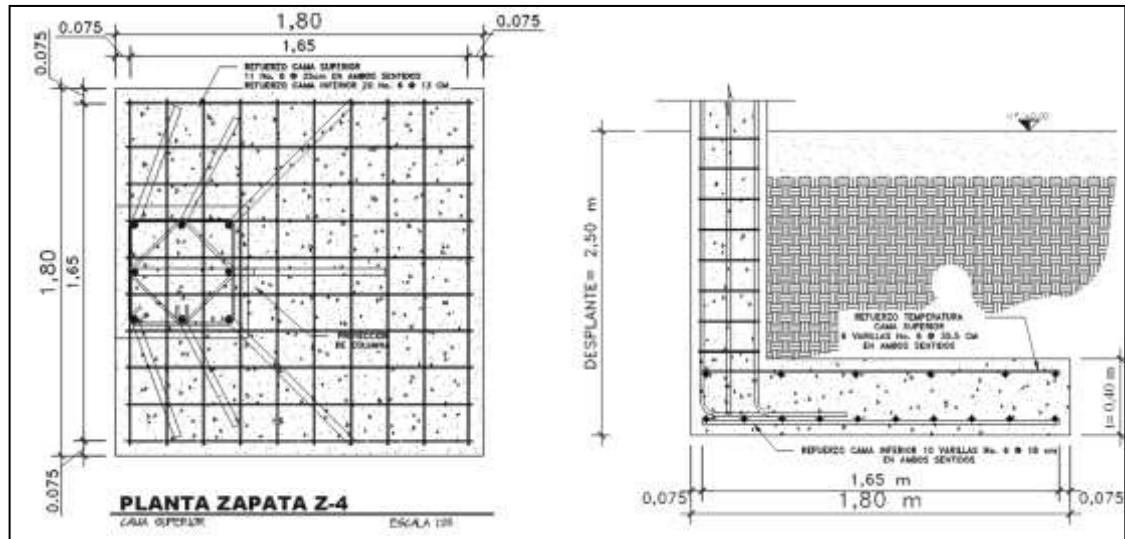
$$A_{s_{temp}} = 0,002 * 180 * 40 = 14,40 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento utilizando barras Núm. 6

$$\begin{array}{l} 14,40 \text{ ————— } 180 \qquad S = 35,50 \text{ cm} \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array}$$

Se colocarán barras Núm. 6 @ 0,355 metros en la cama superior como refuerzo por temperatura en ambos sentidos.

Figura 73. Detalle de armado de zapata excéntrica (edificio 1)



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

## Edificio 2

Datos:

$$M_x = 20,45 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 21,19 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 111,48 \text{ ton-m}$$

$$V_s = 30,62 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho \text{ suelo} = 1,58 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Desplante} = 2,50 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cu} = 1,62$$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{111,48}{1,62} = 68,81$$

$$M't_x = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{20,45}{1,62} = 12,62$$

$$M'ty = \frac{My}{F_{cu}} = \frac{21,19}{1,62} = 13,08$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z \frac{1,5 * P't}{V_s} = \frac{1,5 * 68,81}{30,62} = 3,90 \text{ cm}^2$$

Se propone usar una zapata de 2,10 X 2,10 m, para un área de zapata de 4,41 metros cuadrados.

Presión sobre el suelo: la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con este, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y} \quad S = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Además, se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (vs.), para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{2 * 2^2}{6} = 1,64 \text{ m}^3$$

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

$$P = 68,81 + 1,52 + 9,05 + 3,24$$

$$P = 82,62 \text{ Kg}$$

$$q = \frac{82,62}{4,41} \pm \frac{12,62}{1,64} \pm \frac{13,08}{1,64}$$

$q_{max} = 29,47 \text{ Ton/m}^2$  cumple, no excede el  $V_s$   
 $q_{min} = 3,06 \text{ Ton/m}^2$  cumple; solo compresiones

Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión utilizando el criterio siguiente:

$$q_u = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 29,47 * 1,62 = 44,79 \text{ Ton/m}^2$$

Espesor de zapata: dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0,075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0,15 m más el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal, que resista los esfuerzos de corte y para este caso se propone  $t = 0,40 \text{ m}$

Peralte efectivo:

$$d = t - \text{rec} - \varnothing_{var}/2$$
$$d = 40 - 7,5 - 2,54 / 2$$
$$d = 31,23$$

Chequeo por corte simple

$$V_{res} = 0,53 * \varnothing * b * d * \sqrt{f'_c} = 0,53 * 0,85 * 210 * 31,23 * \sqrt{280}$$

$$V_{res} = 49,44 \text{ Ton}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_u$$

$$\text{Área} = (B_{zap}/2 - b_{col}/2 - d) * B_{zap}$$

$$V_{act} = 1,12 * 44,79 = 49,16 \text{ Ton}$$

$$V_{res} > V_{act}$$

## Revisión de corte punzonante

Long. = 71,23 cm

Vact pun= área\* qu= (2,1 \* 2,1 – 0,7123\*0,7123) \* 44,79

Vact pun= 174,79 Ton

$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * \beta o * d$      $\beta o = \text{perímetro de area de punzonamiento}$

$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 4(71,23) * 44,79 = 192,24 \text{ Ton}$

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

Diseño de refuerzo por flexión:

La zapata se diseña a flexión. La zapata actúa como una loza en voladizo.

$$M_u = \frac{qu * l^2}{2} = \frac{44\,790 * \left(\frac{2,1 - 0,40}{2}\right)^2}{2} = 16\,180,39 \text{ Kg} - m$$

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

$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * \left[ (b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$
$$A_{s_{requerida}} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[ (100 * 31,23) - \sqrt{(100 * 31,23)^2 - \frac{16\,180,39 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$
$$A_{s_{requerida}} = 21,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 100 * 31,23 = 15,67 \text{ cm}^2$$

La separación entre varillas utilizando Núm.6

$$\begin{array}{r} 21,35 \text{ ————— } 100 \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array} \quad S = 13,30 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura:

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t$$

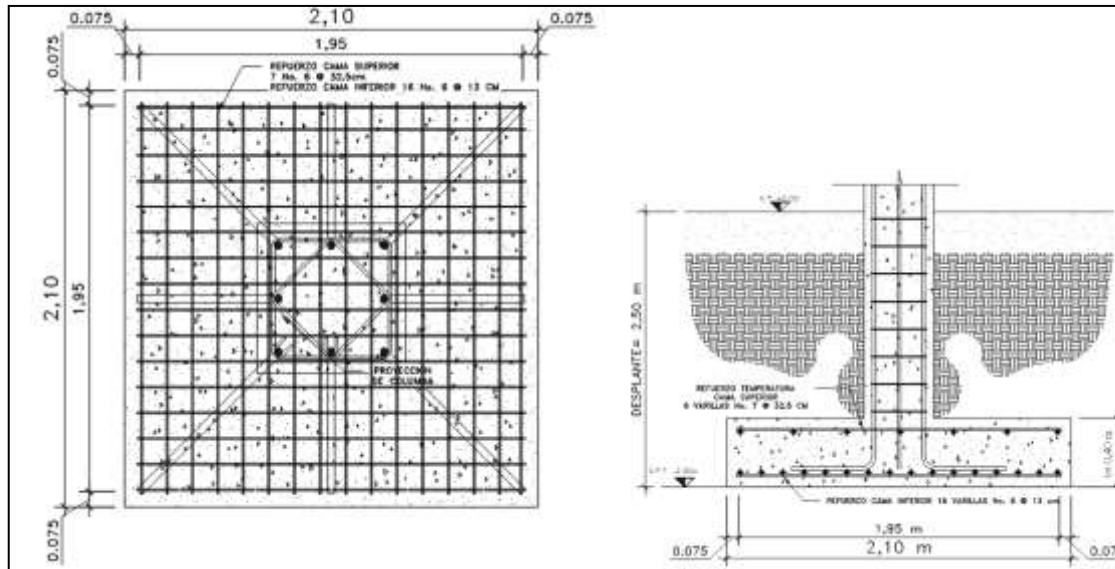
$$A_{s_{temp}} = 0,002 * 100 * 40 = 8 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento utilizando barras Núm. 6

$$\begin{array}{r} 8 \text{ ————— } 100 \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array} \quad S = 32,50 \text{ cm}$$

Se colocarán barras Núm. 6 @ 0,13 metros en la cama inferior y Núm. 6 @ 0,325 metros en la cama superior como refuerzo por temperatura.

Figura 74. **Detalle de armado de zapata (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### Diseño de zapata excéntrica

Datos:

$M_x = 20,45 \text{ ton-m}$

desplante= 2,50 m

$M_y = 22,82 \text{ ton-m}$

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$P_u = 74,48 \text{ ton-m}$

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$V_s = 30,62 \text{ ton/m}^2$

$f'_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho_{\text{suelo}} = 1,58 \text{ ton/m}^3$

$F_{cu} = 1,62$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{74,48}{1,62} = 45,98$$

$$M'_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{20,45}{1,62} = 12,62$$

$$M'_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{22,82}{1,62} = 14,08$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z \frac{1,5 * P't}{V_s} = \frac{1,5 * 45,98}{30,62} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se propone usar una zapata de 1,90 X 1,90 m, para un área de zapata de 3,61 metros cuadrados.

Integración de cargas

$$D = \left( \frac{1,90}{2} - 0,20 \right) = 0,75 \text{ m}$$

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

$$P' + P_{\text{columna}} = 45,98 + 1,52 = 47,50$$

$$P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}} = 9,05 + 3,46 = 12,51$$

$$P_{cg} = 47,50 + 12,51 = 60,01 \text{ ton}$$

$$M_{cg} = -12,51 + 47,50 * 0,75 = 23,11 \text{ ton} - \text{m}$$

Excentricidad

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M_{cg}}{P_{cg}} = \frac{23,11}{60,01} = 0,38 \text{ m} \\ \frac{L}{6} &= \frac{1,90}{6} = 0,32 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > \frac{L}{6}$$



$$a = \frac{L}{2} - e = \frac{1,90}{2} - 0,38 = 0,57 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 0,57 = 1,71$$

Como  $e > L/6$  la presión máxima sobre el suelo será:

$$q_{\max} = \frac{4P_{cg}}{3b * (L - 2 * e)} = \frac{4 * 60,01}{3 * 1,90 * (1,90 - 2 * 0,38)} = 27,70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < V_s$$

Presiones últimas de diseño

$$q_{dis} = q_{\max} * F_{cu} = 27,70 * 1,62 = 44,87 \text{ Ton/m}^2$$

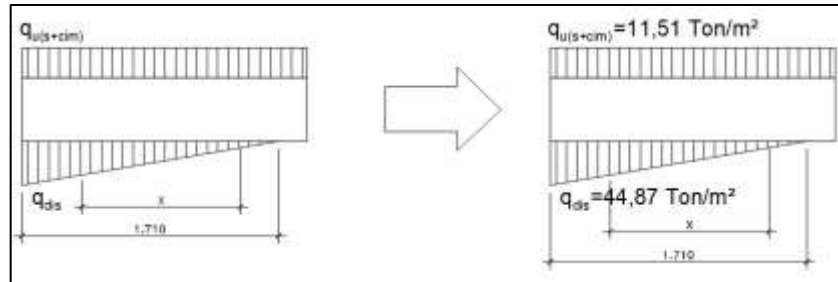
Presión última del suelo y el cimiento

$$q_{u(s+cim)} = F_{cu}(d_f * \gamma_{suelo} + t * \gamma_{concreto})$$

$$q_{u(s+cim)} = 1,62 * (2,5 * 1,50 + 0,40 * 2,4) = 11,51 \text{ Ton/m}^2$$

El diagrama de cargas por metro cuadrado sobre el cimiento, queda de la siguiente manera:

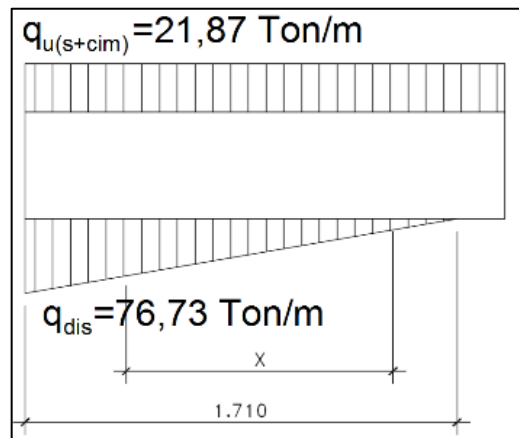
Figura 75. **Diagrama de cargas por metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

El diagrama de cargas por metro sobre el cimiento, queda como la muestra de la figura 75.

Figura 76. **Diagrama de cargas por metro lineal (zapata excéntrica) edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Se procede a calcular la ecuación de carga por medio de relación de triángulos:

$$\frac{W_x}{X} = \frac{76,73}{1,71} = 44,87 \text{ X ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple

Sección crítica

$$X_1 = 3a - (0,40 + d)$$

$$X_1 = 2,46 - (0,40 + 0,3155) = 1,74 \text{ m}$$

Del diagrama de cargas se obtiene la ecuación de corte para cualquier posición de  $x$  ( $0 < x < 1,71$ )

$$V = q_{u(s+cim)} * (L - 3a) + q_{u(s+cim)} * X - \frac{X}{2} * 44,87X$$

$$V = 11,51 * (1,90 - 1,71) + 11,51X - 22,43X^2$$

$$V = 2,18 + 11,51X - 22,43X^2$$

Para obtener el corte máximo a una distancia  $X$ , se deriva el corte máximo, se iguala a cero y se sustituye en la ecuación general del corte.

$$\frac{dV}{dX} = 0 = 11,51 - 44,87X \quad X_{\max} = 0,26 \text{ m}$$

$$V_{(1,74)} = 2,18 + 11,51(1,74) - 22,43(1,74)^2 = -45,70 \text{ Ton}$$

$$V_{(0,26)} = 0,34 + 8,54(0,26) - 16,24(0,26)^2 = 3,66 \text{ Ton}$$

Corte resistente es:

$$d = t - \text{rec} - \varnothing = 40 - 7,5 - 1,91/2 = 31,54 \text{ cm}$$

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{\text{res}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 190 * 31,54$$

$$V_{\text{res}} = 45,17 \text{ Ton}$$

Chequeo por punzonante

$$X1 = 3a - (0,40 + d/2)$$

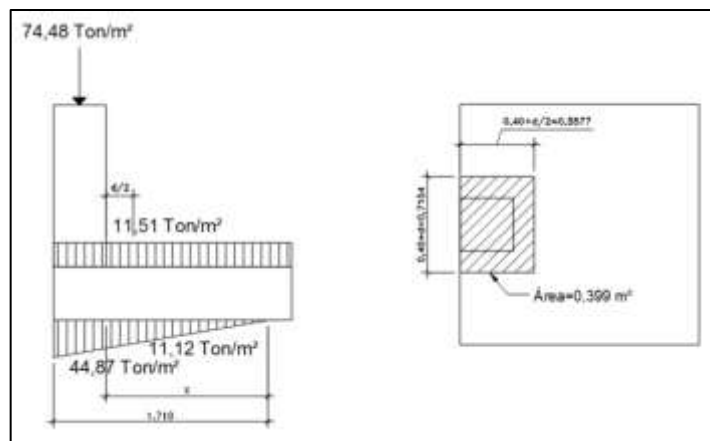
$$X1 = 1,71 - (0,40 + 0,3154/2) = 1,15 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de carga se obtiene

$$W_{(x)} = 44,87 * 1,15 = 51,60 \text{ Ton/m}^2$$

Calculando el corte punzonante actuante

Figura 77. **Corte punzonante sobre metro cuadrado (zapata excéntrica) edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

$$V = \sum F_v$$

$$V = 74,48 + 11,51 * 0,399 - \left( \frac{44,87 + 11,12}{2} \right) * 0,399$$

$$V = 67,90 \text{ Ton}$$

Corte resistente

$$B_o = 0,7154 * 2 + 2 * 0,5577 = 2,55$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 251 * 31,54$$

$$V_{res} = 70,63 \text{ Ton}$$

Diseño a flexión

Sentido X

Se debe verificar los momentos críticos en las siguientes condiciones:

Al rostro de la columna

$$X_1 = 1,71 - 0,40 = 1,31 \text{ m}$$

Cuando  $V=0$  el momento será máximo

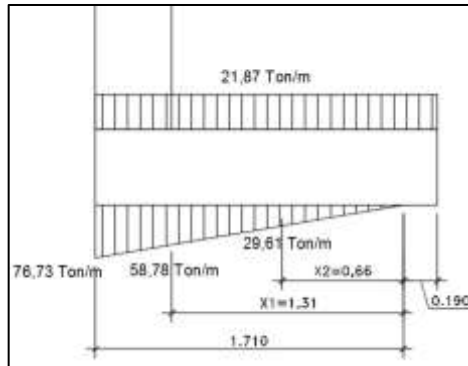
$$V = 0 = 2,18 + 11,51X - 22,43X^2 \quad X = 0,66$$

Sustituyendo en la ecuación de carga:

$$V_{1,31} = 44,87 * 1,31 = 58,78 \text{ ton/m}$$

$$V_{0,66} = 44,87 * 0,66 = 29,61 \text{ ton/m}$$

Figura 78. **Corte punzonante sobre metro lineal (zapata excéntrica) edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Haciendo sumatoria de momentos para un punto X se obtiene el momento actuante:

$$M_{(x)} = \frac{21,87(x + 0,19)^2}{2} - \frac{W_{(x)} * X^2}{6}$$

Momento actuante a rostro de la columna X=1,31 m y 58,78 ton/m:

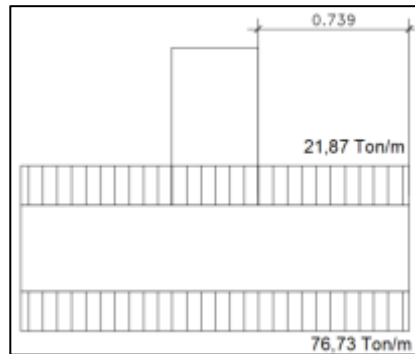
$$M_{(1,61)} = \frac{21,87(1,31 + 0,19)^2}{2} - \frac{58,78 * 1,31^2}{6} = 7,79 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento máximo actuante X=0,66 y W=29,61 ton/m

$$M_{(0,50)} = \frac{29,61(0,66 + 0,19)^2}{2} - \frac{29,61 * 0,66^2}{6} = 8,55 \text{ ton} - \text{m}$$

Sentido Y

Figura 79. **Corte punzonante (zapata excéntrica) edificio 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

El momento a rostro de la columna en el sentido Y será:

$$M_{(u)} = \frac{76,73(0,739)^2}{2} = 20,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 190 * 31,54 = 30,07 \text{ cm}^2$$

Momento resistido por  $A_{smin}$

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

$$M_{Asmin} = 0,9 \left[ 30,07 * 2810 * \left( 31,54 - \frac{30,07 * 2810}{1,7 * 280 * 250} \right) \right] = 2\,344\,525,65 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{Asmin} = 23,44 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se colocará  $A_{s_{\min}}$ , ya que el momento que resiste es mayor que los momentos actuantes en sentido X y Y.

La separación entre varillas utilizando Núm.6

$$\begin{array}{l} 30,07 \text{ ————— } 190 \qquad \qquad \qquad S= 18 \text{ cm} \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array}$$

Se colocarán barras Núm. 6 @ 0,18 metros en la cama inferior en ambos sentidos.

Área de acero por temperatura:

Debe de calcularse para la parte superior de la zapata

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,002 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,002 \cdot 190 \cdot 40 = 15,20 \text{ cm}^2$$

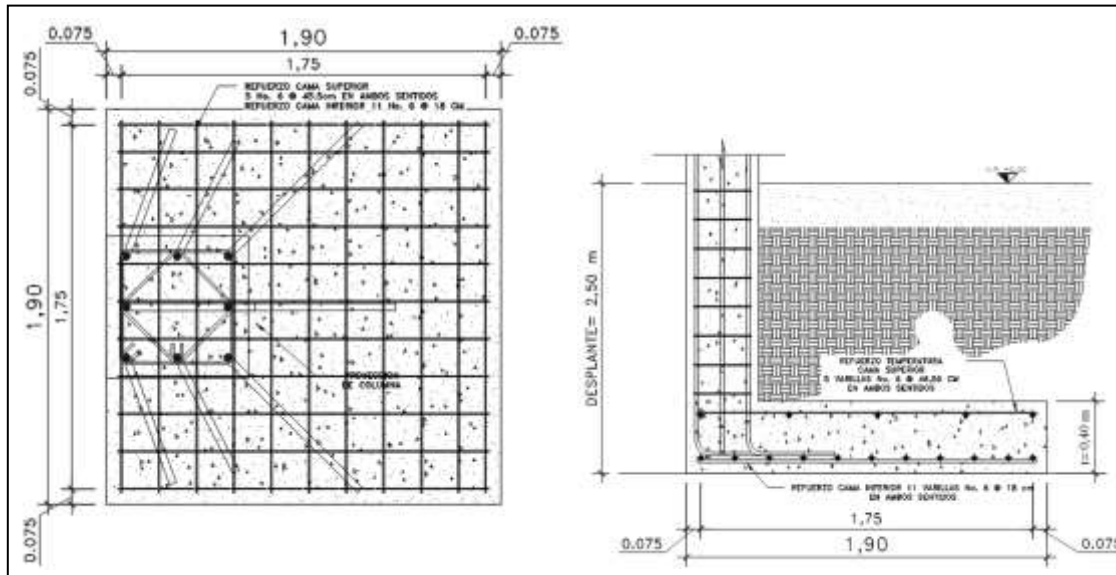
Espaciamiento utilizando barras Núm. 6

$$\begin{array}{l} 15,20 \text{ ————— } 250 \qquad \qquad \qquad S= 46,50 \text{ cm} \\ 2,84 \text{ ————— } S \end{array}$$

Se colocarán barras Núm. 6 @ 0,4650 metros en la cama superior como refuerzo por temperatura en ambos sentidos.



Figura 80. **Detalle de armado de zapata excéntrica (edificio 2)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### 2.1.6.5. Diseño de gradas

El módulo de gradas se diseñó como una estructura independiente de los marcos, debido a que al ser independiente, tanto su inercia como periodo de vibración son distintos al de la estructura, de esta manera, a la hora de que el sismo actúe, este proporcionará la fácil evacuación del inmueble. Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella y si  $C$ = huella y  $H$ =contrahuella se deben cumplir los siguientes criterios.

Edificio 1 y 2

La contrahuella máxima es  $C = 20$  cm

La huella mínima es  $H = 28$  cm

La altura disponible = 3,40 m

Se propone usar  $C= 15\text{ cm}$  y  $H = 32$

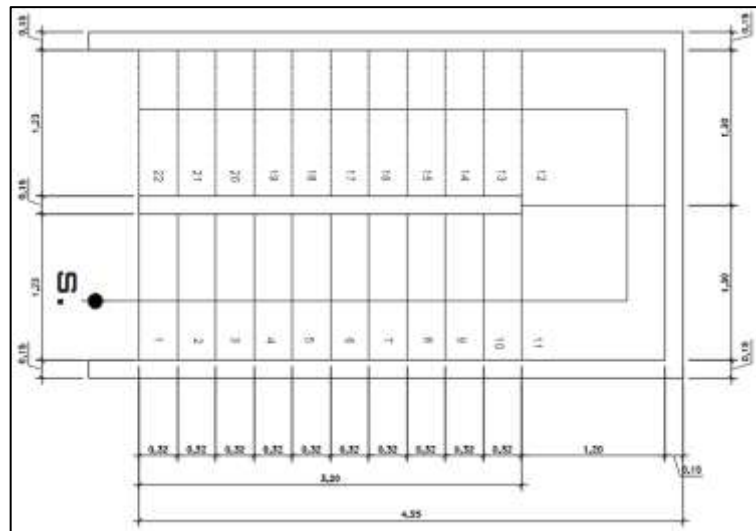
No. de escalones=  $3,40 / 0,15 = 22,66$

Se construirá 22 escalones con  $C= 15\text{ cm}$

Espesor de losa

$t= L/20 = 3,60 / 20 = 0,18\text{ m}$

Figura 81. **Planta módulo de gradas**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Integración de cargas

$$W_e = Y \left( t + \frac{c}{2} \right)$$

$$W_e = 2400 * (0,18 + (0,15/2)) = 612\text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{CM} = 702\text{ kg/m}^2$$

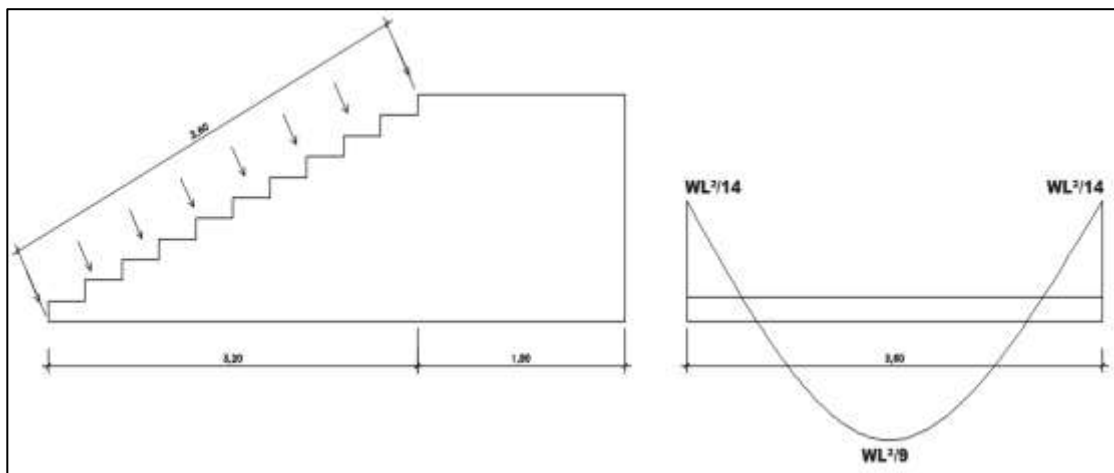
$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C.U = 1,4 * (702) + 1,7 * (500) = 1\ 832,80 \text{ kg/m}^2$$

Tomando en cuenta que la longitud de la losa es inclinada, se calcula la longitud:

$$D = \sqrt{3,20^2 + 1,65^2} = 3,60$$

Figura 82. **Distribución de carga y momento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

Cálculo de los momentos actuantes en la losa

Se considera el diseño de una losa unidireccional apoyada en los muros, por lo tanto:

$$M_{(+)} = \frac{W * L^2}{9} = \frac{1\,832,80 * 3,60^2}{9} = 2\,639,23 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)} = \frac{W * L^2}{14} = \frac{1\,832,80 * 3,60^2}{14} = 1\,696,65 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de acero

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 15,5 = 7,78 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por  $M_{(+)}$

$$As_{M(+)} = \left( \frac{0,85 * 280}{2\,810} \right) * \left( 100 * 15,5 - \sqrt{(100 * 15,5)^2 - \frac{2\,639,23 * 100}{0,003825 * 280}} \right)$$

$$= 6,91 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por  $M_{(-)}$

$$As_{M(+)} = \left( \frac{0,85 * 280}{2\,810} \right) * \left( 100 * 15,5 - \sqrt{(100 * 15,5)^2 - \frac{1\,696,65 * 100}{0,003825 * 280}} \right)$$

$$= 4,40 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero mínimo es mayor que el acero requerido por los momentos, el armado se diseñará con el acero mínimo.

Separación para varillas Núm. 4

$$7,78 \text{ ————— } 100$$

$$1,29 \text{ ————— } S$$

$$S = 16,58 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se utilizará acero Núm. 4 @ 15 cm

Acero por temperatura

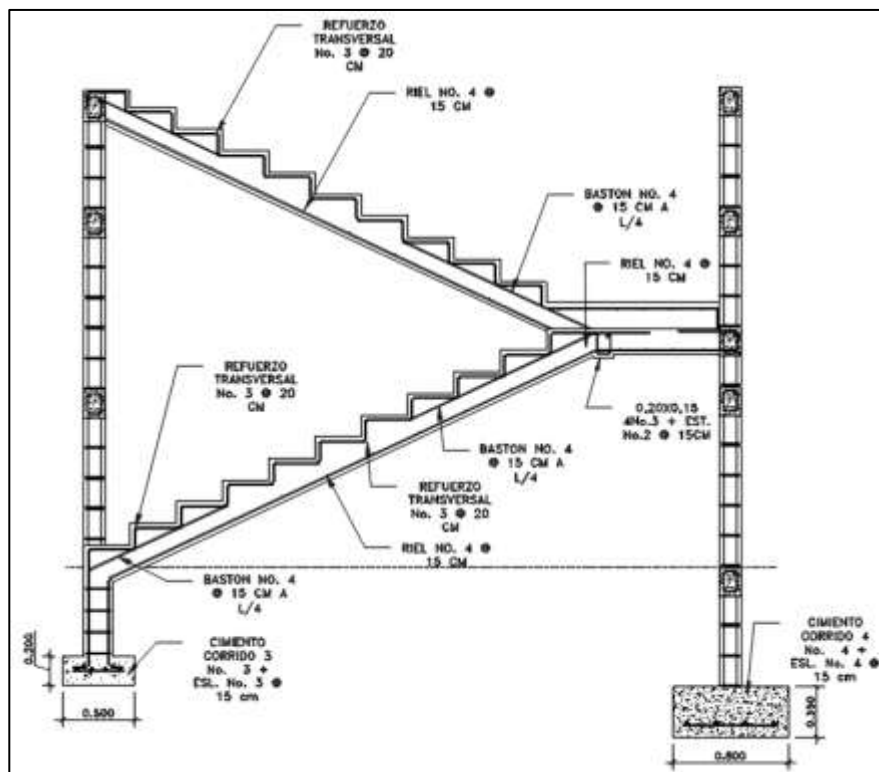
$$A_s = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 18 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 2t = 2 * 18 = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{3,60}{0,71} = \frac{100}{S} \quad S = 20 \text{ cm}$$

Se utilizará acero Núm. 3 @ 20 cm

Figura 83. Armado de gradas



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

#### **2.1.6.6. Diseño de muros tabique**

Los muros de tabique se harán con bloques de concreto confinados, estos no soportaran carga alguna, nada más su propio peso. Se tomó en cuenta las especificaciones de las Normas de Seguridad Estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala (AGIES NSE 7.4)

- Requisitos generales
  - Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7 milímetros y máximo de 13 milímetros. Todas las sisas horizontales y verticales deberán quedar pegadas con el mortero. La relación entre distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, deberá ser tal que atienda adecuadamente al pandeo tanto horizontal como vertical. (AGIES NSE 7.4; 4.2.1).
  - Los muros deberán tener un espesor nominal de 14 centímetros, los muros no estructurales, que tan solo soportan su propio peso, podrán tener un espesor mínimo de 10 centímetros y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30. (AGIES NSE 7.4; 4.2.2).
  - Cuando el muro tenga soporte lateral, tanto arriba como abajo su altura libre será la altura del muro. Cuando no haya soporte lateral en la parte superior del muro, su altura libre se deberá tomar como dos veces la altura del muro, medida a partir del soporte inferior. (AGIES NSE 7.4; 4.2.2.2).

- El concreto que se utilice en las soleras, sillares y dinteles de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kilogramos centímetro cuadrado (AGIES NSE 7.4; 4.4.7).
- Columnas y mochetas de confinamiento
  - Se ubicaron columnas de confinamiento en todos los muros y vanos de la estructura.
  - La sección mínima es de 15 centímetros por 15 centímetros equivalente a 225 centímetros cuadrados, la cual es mayor que la recomendada de 200 centímetros cuadrados.
  - El refuerzo utilizado para las columnas consiste en 4 varillas Núm. 3 más estribos Núm. 2 @ 15 centímetros (AGIES NSE 7.4; 4.4.2).
  - Se debe colocar mochetas de confinamiento en puntos intermedios intercaladas con las columnas de los muros y en los extremos de vanos de puertas con una separación entre columnas y mochetas no mayor de 2,5 metros.
  - La dimensión mínima de las mochetas es de 10 centímetros, de largo y un ancho igual al espesor del muro. (AGIES NSE 7.4; 4.4).
  - El refuerzo utilizado para las mochetas consiste en 2 varillas longitudinales corridas Núm. 3 más eslabones Núm. 2 @ 15 centímetros. (AGIES NSE 7.4; 4.4.3).

- Soleras de confinamiento
  - El muro consta de 2 soleras: intermedia y final. La sección de las soleras es de 15 centímetros por 20 centímetros. (AGIES NSE 7.4; 4.3.2).
  - El refuerzo de las soleras consiste en 4 varillas longitudinales corridas Núm. 3 más estribos Núm. 2 @ 15 centímetros (AGIES NSE 7.4;4.3.6).

- Cimentación

- El cimiento corrido para los muros se calcula como una franja unitaria. Se diseñarán para soportar las cargas superpuestas, dando una distribución adecuada a las mismas, de acuerdo con la resistencia del terreno, debiendo ser continuos para proveer un amarre adecuado entre ellos. Tomando en cuenta que los muros de la estructura son únicamente para dividir ambientes, se diseña un cimiento trapezoidal, según las Normas FHA, el cual funciona a la vez como solera de humedad, teniendo las dimensiones siguientes:

B= 30 cm (base mayor)

b= 15 cm (base menor)

h= 30 cm (altura)

El refuerzo a utilizar es el siguiente:

4 varillas Núm. 3 longitudinales, estribos Núm. 2 @ 15 cm.



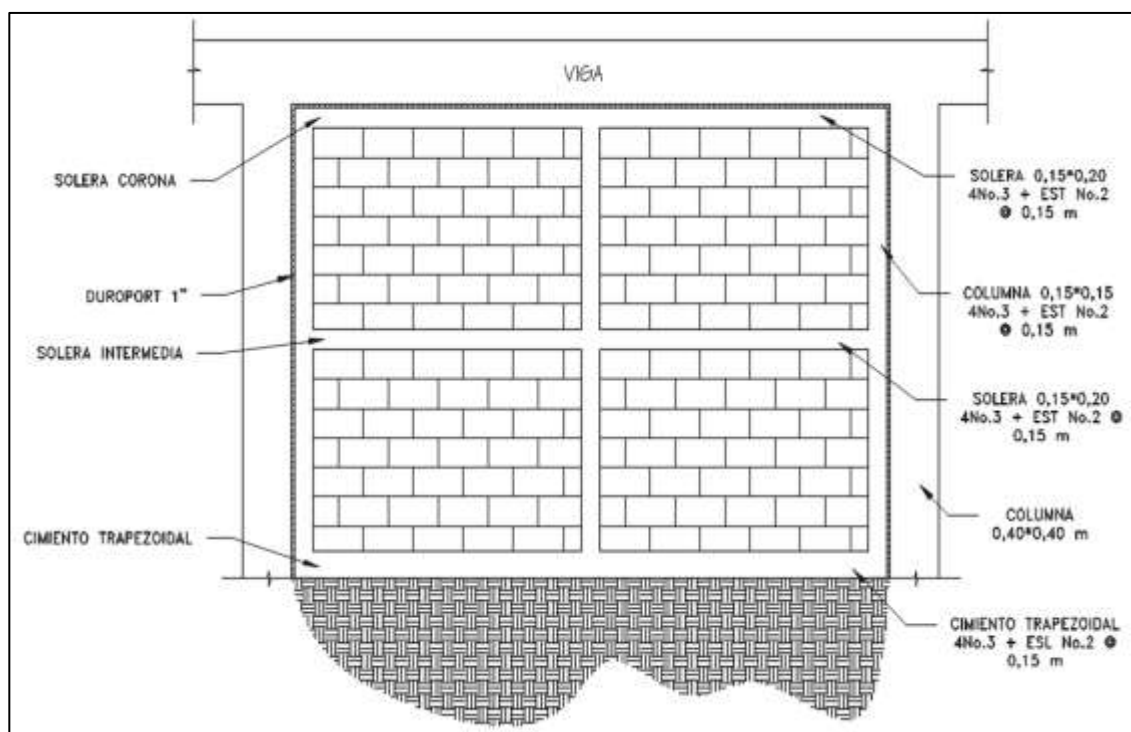
Para los muros tabique utilizado en el edificio municipal se dispondrá de refuerzo de la siguiente manera:

Columnas de 0,15 X 0,15 m con 4 varillas Núm. 3 más estribos Núm. 2 a cada 15 centímetros

Soleras de confinamiento= 4 varillas Núm. 3 más estribos a cada 15 centímetros.

Cimiento trapezoidal= 4 varillas Núm. 3 más estribos a cada 15 centímetros.

Figura 84. **Disposición de elementos muro tabique**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2015.

### **2.1.6.7. Diseño de instalaciones hidráulicas y sanitarias**

El diseño de las instalaciones hidráulicas y sanitarias sirve para garantizar el buen funcionamiento de los servicios de agua potable y drenajes de los edificios municipales.

#### **2.1.6.7.1. Instalaciones hidráulicas**

Todo el sistema de agua potable será por medio de un circuito cerrado. La red principal debe estar, por lo menos a 0,30 metros por debajo del nivel de piso. Además se debe colocar sus respectivas llaves de paso, de globo y contador.

Para alimentar todos los accesorios, se diseñó un solo circuito basado en el método de Hunter, que asigna a cada aparato sanitario un número de unidades de gasto determinado experimentalmente.

Para estimar la máxima demanda de agua de un edificio o sección de él. Debe tenerse en cuenta el tipo de servicio que prestarán los aparatos, si es público o privado.

Tabla XXXVI. **Unidades de gasto Hunter**

<b>Pieza</b>	<b>Unidades</b>	<b>Gasto</b>
Inodoro	1	5 U.H.
Urinario	1	3 U.H.
Lavamanos	1	2 U.H.
Llave de chorro	1	5 U.H.

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.

p. 90.

Aplicando la tabla XXXVI se obtiene la demanda para los diferentes aparatos sanitarios dentro del edificio municipal.

6 Sanitarios	5 U.H. = 30 U.H.
6 Lavamanos	2 U.H. = 12 U.H.
1 urinario	3 U.H. = 3 U.H.
2 Llave de chorro	5 U.H. = 10 U.H.
TOTAL	= 55 U.H. $\approx$ 60 U.H.

Tabla XXXVII. **Gastos probables método de Hunter (lt/s)**

No. de unidades Hunter	Tanque	Válvula
30	1,10	1,87
40	1,18	1,96
50	1,26	2,05
60	1,34	2,14
70	1,42	2,23
80	1,50	2,32
90	1,58	2,41
100	1,66	2,50

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.  
p. 90.

De la tabla XXXVII se obtiene el gasto probable para los aparatos sanitarios que es de 1,34 litros sobre segundo.

Aplicando el factor de corrección de 0,60

$$DMP = 1,34 * 0,60 = 0,81 \text{ lts/s} \approx 0,81 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando el diámetro de la tubería a usar.

$$Q = A * V$$

$$A = Q / V$$

La velocidad promedio de la red municipal para el edificio municipal es de 3 metros sobre segundo.

$$A = (0,81 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}) / (3 \text{ m/s}) = 2,7 * 10^{-4} \text{ m}^2 \approx 0,42 \text{ pulg}^2.$$

Se usará tubería de  $\frac{3}{4}$ " con área de 0,44 pulg<sup>2</sup>.

#### **2.1.6.7.2. Instalaciones de drenajes**

- Drenaje sanitario

La instalación sanitaria para el proyecto está orientada a la evacuación de aguas negras provenientes de los aparatos sanitarios. Para el diseño se determinó los diámetros necesarios para las descargas y pendientes necesarias para el traslado de las mismas.

Se utilizó tubería para drenajes de PVC, por las ventajas que ofrece en instalaciones, manejo, fácil acceso, resistencia y durabilidad.

Para el cálculo o dimensionamiento de las instalaciones de drenajes, es necesario definir un concepto que se conoce como unidad de descarga. Esta unidad de descarga constituye la referencia para estimar las descargas de todos los demás muebles, accesorios o aparatos sanitarios.

Según el uso las instalaciones sanitarias pueden clasificarse en:

Primera clase: de uso privado utilizado en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles, de uso para una familia o una persona.

Segunda clase: de uso semipúblico utilizado en oficinas, fábricas, entre otros, donde el uso es solamente por las personas del edificio ocupado.

Tercera clase: de uso público, donde no existe limitante de números de personas a usarlo.

Tabla XXXVIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo		
	Clase			Clase		
	1ra.	2da.	3ra.	1ra.	2da.	3ra.
Inodoros	4	5	6	3	3	3
Lavamanos	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Urinaros	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 98.

El edificio municipal se tomó como de segunda clase, debido a que la mayor parte de sus servicios sanitarios serán utilizados solo por personal de la Municipalidad.

6 sanitarios            5 U.H. = 30 U.H.

6 lavamanos            2 U.H. = 12 U.H.

1 urinario                      2 U.H. = 3 U.H.  
TOTAL                              = 45 U.H. ≈ 50 U.H

Para determinar el diámetro de tubería a utilizar se compara con los valores recomendados por la cantidad de descarga y pendiente que tendrá la tubería.

Tabla XXXIX. **Gastos probables método de Hunter (lt/s)**

No. de unidades Hunter		Número máximo de unidades de descarga			
		Derivación horizontal S=0	Pendiente		
mm	pulg.			1/100	2/200
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.  
p. 90.

Con los valores obtenidos y comparándolos con la tabla XXXIX se propone utilizar tubería de 4 pulgadas, con una pendiente de 2 por ciento, para drenajes sanitarios.

- Drenaje pluvial: para este proyecto se distribuirá la losa en 8 áreas de 34,34 metros cuadrados, con un desnivel del 1,5 por ciento para conducir el agua hacia las bajadas de agua. Para el diseño de las bajadas de agua pluvial, se debe considerar la intensidad de la lluvia de la zona y tomar en cuenta que alcanza su nivel máximo durante los primeros doce minutos.

Datos:

Pendiente=1,5 por ciento

Área tributaria = 34,34 m<sup>2</sup> = 0,003434 hectáreas

Tiempo para tramo inicial t (tiempo de concentración) = 12 minutos

Coefficiente de rugosidad PVC n= 0,010

Coefficiente para escorrentía para superficie de concreto C=0,90

La intensidad de lluvia se calculará con la siguiente fórmula, para un periodo de retorno de 20 años.

$$I = \frac{A}{(B + t)^n} = \frac{145\ 300}{(140 + t)^{1,383}}$$

$$I = \frac{145\ 300}{(140 + 12)^{1,383}} = 139,56 \text{ mm/h}$$

El caudal a drenar será determinado con la siguiente fórmula

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q_{dis} = \frac{0,9 * 139,56 * 0,003434}{360} = 0,001198 \frac{m^3}{s} = 1,198 \frac{l}{s}$$

Encontrando la velocidad de flujo de sección llena:

$$V = \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03429 * 3^{2/3} * 0,015^{1/2}}{0,010} = 0,87 \text{ m/s}$$

Área de sección de la tubería:

$$A = 5,067 * 10^{-4} * D^2 = 5,067 * 10^{-4} * 3^2 = 0,004560 \text{ m}^2$$

Caudal sección llena:

$$Q = A * V = 0,004560 * 0,87 = 0,003967 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 3,97 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Como Q es mayor que el Qdis el diámetro de tubería de 3" es correcto.

#### **2.1.6.8. Diseño de instalaciones eléctricas**

El sistema eléctrico está constituido por 9 circuitos de iluminación, 8 de fuerza para el edificio 1 y 6 circuitos de iluminación, 6 de fuerza para el edificio 2, con un máximo de 8 unidades por circuito (ver planos en anexo).

La instalación eléctrica tiene 2 tableros de control en cada edificio (uno en cada nivel), la iluminación se basó en lámparas fluorescentes de 100 watts, reflectores para el parqueo de 100 watts; y tomacorrientes de 180 watts. El cableado estará protegido por poliducto  $\frac{3}{4}$  de pulgada empotrado en paredes y losa.

El amperaje está dado por la siguiente expresión:

$$I = \frac{P}{V}$$

Donde:

I= corriente (A)

P= corriente (watts)

V=voltaje (V)

A continuación se realiza el cálculo del circuito A de iluminación del primer nivel y circuito D de fuerza del segundo nivel del edificio 1.



Circuito de iluminación A:

Consta de 8 lámparas de 100 watts las cuales consumirán 800 watts.

$$I = \frac{800 \text{ w}}{120\text{v}} = 6,67 \text{ A}$$

Circuito de iluminación D:

Consta de 8 tomacorrientes de 180 watts las cuales consumirán 1440 watts.

$$I = \frac{1440 \text{ w}}{120\text{v}} = 12 \text{ A}$$

Para determinar el número de cable para el circuito, se debe conocer el amperaje que resiste dicho cable. Por lo general se utiliza cable número 12, el cual puede conducir una corriente de 25 amperios para luminarias y cable número 10, que puede conducir una corriente de 32 amperios. Por seguridad se le aplica un factor de reducción de 0,70 para obtener el amperaje (corriente máxima que puede circular por el cable). El valor resultante se compara con el amperaje necesario para el circuito y si este es menor, entonces el cable cumple para el diseño.

$$\text{Amperaje} = 25 * 0,70 = 17,5 \text{ A} > 6,67 \text{ A}$$

$$\text{Amperaje} = 32 * 0,70 = 22,4 \text{ A} > 612 \text{ A}$$

Lo anterior muestra que el cable es apto para el diseño. Seguidamente es necesario colocarle un interruptor de seguridad (flip-on). La capacidad del interruptor nunca debe estar por encima del amperaje del cable, es por ello que para el circuito de iluminación se necesita un interruptor de seguridad de 15 amperios y un interruptor de 25 amperios para el de 15 amperios.

La acometida eléctrica a utilizar es de 120-240 V monofásica trifilar (dos líneas vivas y un neutro) con conexión a tierra. Cada línea viva alimenta a un número similar de circuitos, esto, para mantener un equilibrio de cargas.

Tabla XL. **Resumen de circuitos para edificio 1 y 2**

		CIR.	USO	U	POT. (watt)	VOL. (V)	CORRIENTE (A)	FACTOR DE USO	AMP. DE DISEÑO	No. DE CONDUCTOR	PROTECCION
EDIFICIO 1	NIVEL 1	A	LUMINARIA	8	800,00	120	6,67	0,7	4,67	12	1 X 15
		B	LUMINARIA	6	600,00	120	5,00	0,7	3,50	12	1 X 15
		C	LUMINARIA	4	400,00	120	3,33	0,7	2,33	12	1 X 15
		D	LUMINARIA	7	700,00	120	5,83	0,7	4,08	12	1 X 15
		E	LUMINARIA	5	500,00	120	4,17	0,7	2,92	12	1 X 15
	NIVEL 2	A	LUMINARIA	8	800,00	120	6,67	0,7	4,67	12	1 X 15
		B	LUMINARIA	3	300,00	120	2,50	0,7	1,75	12	1 X 15
		C	LUMINARIA	7	700,00	120	5,83	0,7	4,08	12	1 X 15
		D	LUMINARIA	7	700,00	120	5,83	0,7	4,08	12	1 X 15
	NIVEL 1	A	TOMA	7	1 260,00	120	10,50	0,7	7,35	10	1 X 20
		B	TOMA	7	1 260,00	120	10,50	0,7	7,35	10	2 X 20
		C	TOMA	6	1 080,00	120	9,00	0,7	6,30	10	3 X 20
		D	TOMA	7	1 260,00	120	10,50	0,7	7,35	10	4 X 20
	NIVEL 2	A	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	5 X 20
		B	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	6 X 20
		C	TOMA	7	1 260,00	120	10,50	0,7	7,35	10	7 X 20
D		TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	8 X 20	
EDIFICIO 2	NIVEL 1	A	LUMINARIA	8	800,00	120	6,67	0,7	4,67	12	1 X 15
		B	LUMINARIA	6	600,00	120	5,00	0,7	3,50	12	1 X 15
		C	LUMINARIA	6	600,00	120	5,00	0,7	3,50	12	1 X 15
	NIVEL 2	A	LUMINARIA	6	600,00	120	5,00	0,7	3,50	12	1 X 15
		B	LUMINARIA	5	500,00	120	4,17	0,7	2,92	12	1 X 15
		C	LUMINARIA	7	700,00	120	5,83	0,7	4,08	12	1 X 15
	NIVEL 1	A	TOMA	7	1 260,00	120	10,50	0,7	7,35	10	1 X 20
		B	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	2 X 20
		C	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	3 X 20
	NIVEL 2	A	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	4 X 20
		B	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	5 X 20
		C	TOMA	8	1 440,00	120	12,00	0,7	8,40	10	6 X 20

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

### **2.1.7. Juntas**

Son detalles constructivos necesarios para estructuras monolíticas, que se ubican a intervalos regulares a lo largo de la estructura. Las juntas pueden ser necesarias por los cambios de temperatura o contracción del fraguado del concreto o también, por necesidad de separar dos estructuras que puedan generar problemas al momento de desarrollarse un sismo.

Aspectos a considerar:

- Las superficies entre juntas no deben tener contacto entre sí, debiendo quedar libres de rebabas de mortero, concreto u otros materiales en toda su longitud y altura.
- Todas las juntas deben quedar protegidas adecuadamente con tapajuntas que impidan el paso del agua y sean a prueba de roedores.

Las juntas estarán ubicadas en la unión del módulo de gradas y edificio; dichas juntas no deben ocasionar problemas de tipo arquitectónico ni estructural, que puedan disminuir la calidad de la construcción, así como no tener problemas de tipo estructural y costos constructivos altos.

### **2.1.8. Presupuesto**

La determinación del costo del proyecto se basa en la sumatoria de la mano de obra, materiales y gastos administrativos por la entidad constructora.

Tabla XLI. Presupuesto general del edificio municipal Núm. 1

PRESUPUESTO GENERAL MUNICIPALIDAD DE PALÍN, ESCUINTLA					
EDIFICIO 1					
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1	Limpieza del Terreno	574,53	m <sup>2</sup>	Q 22,64	Q 13 004,83
2	Trazo y estaqueado	127,50	ml	Q 26,30	Q 3 353,51
3	Excavación	248,00	m <sup>3</sup>	Q 75,78	Q 18 793,45
<b>CIMENTACION Y COLUMNAS</b>					
4	Zapata Z-1	11,00	u	Q 5 836,00	Q 64 195,99
5	Zapata Z-2	4,00	u	Q 6 040,60	Q 24 162,41
6	Columnas 0,40 x 0,40 m C-1	118,50	ml	Q 1 516,27	Q 179 677,86
<b>VIGAS Y LOSAS</b>					
7	Vigas de 0,30 x 0,45	128,70	ml	Q 1 437,67	Q 185 028,66
8	Losa armada de 0,12 m	274,65	m <sup>2</sup>	Q 2 873,02	Q 789 074,96
9	Domo de policarbonato	15,78	m <sup>2</sup>	Q 3 546,64	Q 55 966,01
<b>MUROS</b>					
10	Columna de 0,15 x 0,15 C-3	557,25	ml	Q 169,20	Q 94 285,90
11	Columna de 0,10 x 0,15 C-4	204,35	ml	Q 108,60	Q 22 192,33
12	Cimiento corrido de 0,80 x 0,35	17,60	ml	Q 553,47	Q 9 741,00
13	Cimiento Trapezoidal	252,47	ml	Q 187,67	Q 47 381,75
14	Paredes de block 0,15 x 0,20 x 0,40	1 080,97	m <sup>2</sup>	Q 219,91	Q 237 715,08
15	Paredes de block 0,10 x 0,20 x 0,40	48,30	m <sup>2</sup>	Q 199,57	Q 9 639,37
16	Solera intermedia y corona	361,32	ml	Q 106,55	Q 38 500,03
<b>GRADAS</b>					
17	Gradas de concreto	1,00	global	Q 12 832,82	Q 12 832,82
<b>ACABADOS</b>					
18	Acabados en muros, cielo, vigas y columnas	2 884,80	m <sup>2</sup>	Q 285,36	Q 823 204,09
19	Banqueta de concreto de 0,15 m	305,69	m <sup>2</sup>	Q 224,01	Q 68 478,79
20	acabados en piso	494,74	m <sup>2</sup>	Q 344,24	Q 170 308,05
21	Puertas y ventanas	1,00	global	Q 90 374,30	Q 90 374,30
<b>INSTALACIONES</b>					
22	Instalacion hidraulica	1,00	global	Q 15 230,89	Q 15 230,89
23	Instalacion Sanitaria y Pluvial	1,00	global	Q 76 639,21	Q 76 639,21
24	Instalacion electrica Iluminacion	1,00	global	Q 29 122,14	Q 29 122,14
25	Instalacion Electrica Fuerza	1,00	global	Q 21 567,91	Q 21 567,91
<b>TOTAL</b>					<b>Q 3 100 471,35</b>

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Tabla XLII. Presupuesto general del edificio municipal Núm. 2

PRESUPUESTO GENERAL MUNICIPALIDAD DE PALÍN, ESCUINTLA					
EDIFICIO 2					
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1	Limpieza del Terreno	505,05	m <sup>2</sup>	Q 22,64	Q 11 432,11
2	Trazo y estaqueado	171,12	ml	Q 26,30	Q 4 500,81
3	Excavación	330,60	m <sup>3</sup>	Q 75,78	Q 25 052,88
<b>CIMENTACION Y COLUMNAS</b>					
4	Zapata Z-3	9,00	u	Q 4 681,25	Q 42 131,29
5	Zapata Z-4	6,00	u	Q 4 314,68	Q 25 888,07
6	Columnas 0,40 x 0,40 m C-2	145,50	ml	Q 1 544,83	Q 224 772,40
<b>VIGAS Y LOSAS</b>					
7	Vigas de 0,30 x 0,45	140,70	ml	Q 1 481,91	Q 208 504,81
8	Losa armada de 0,12 m	657,30	m <sup>2</sup>	Q 2 873,02	Q 1 888 436,09
9	Domo de policarbonato	15,78	m <sup>2</sup>	Q 3 546,64	Q 55 966,01
<b>MUROS</b>					
10	Columna de 0,15 x 0,15 C-3	505,26	ml	Q 169,20	Q 85 489,27
11	Columna de 0,10 x 0,15 C-4	164,57	ml	Q 108,60	Q 17 872,24
12	Cimiento corrido de 0,80 x 0,35	17,60	ml	Q 553,47	Q 9 741,00
13	Cimiento trapezoidal	113,00	ml	Q 189,95	Q 152 973,16
14	Paredes de block 0,15 x 0,20 x 0,40	805,35	m <sup>2</sup>	Q 219,91	Q 8 928,31
15	Paredes de block 0,10 x 0,20 x 0,40	40,60	m <sup>2</sup>	Q 199,57	Q 8 102,66
16	Solera intermedia y corona	404,87	ml	Q 106,55	Q 43 140,45
<b>GRADAS</b>					
17	Gradas de concreto	1,00	global	Q 12 832,82	Q 12 832,82
<b>ACABADOS</b>					
18	Acabados en muros, cielo, vigas y columnas	1 526,66	m <sup>2</sup>	Q 285,36	Q 435 646,41
19	Banqueta de concreto de 0.15 m	209,02	m <sup>2</sup>	Q 224,01	Q 46 823,37
20	acabados en piso	570,55	m <sup>2</sup>	Q 344,24	Q 196 404,69
21	Puertas y ventanas	1,00	global	Q 80 433,94	Q 80 433,94
<b>INSTALACIONES</b>					
22	Instalacion hidraulica	1,00	global	Q 14 012,82	Q 14 012,82
23	Instalacion Sanitaria y Pluvial	1,00	global	Q 68 543,40	Q 68 543,40
24	Instalacion electrica Iluminacion	1,00	global	Q 26 696,37	Q 26 696,37
25	Instalacion Electrica Fuerza	1,00	global	Q 20 368,23	Q 20 368,23
<b>TOTAL</b>					<b>Q 3 714 693,59</b>

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

El costo total del proyecto es de: seis millones ochocientos quince mil ciento sesenta y cuatro con noventa y cuatro centavos (Q. 6 815 164,94).

### 2.1.9. Cronograma

El cronograma determina el tiempo de ejecución de cada uno de los renglones de trabajo, para conocer el tiempo aproximado de la construcción del proyecto.

Tabla XLIII. **Cronograma General de ejecución**

		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9
1	Trabajos preliminares	■								
2	Cimentacion y columnas	■	■							
3	Vigas y losas		■	■	■	■				
4	Muros		■	■	■	■	■			
5	Gradas						■	■		
6	Instalacion hidraulica	■	■	■				■	■	
7	Instalacion sanitaria y pluvial	■	■	■				■	■	■
8	Instalacion electrica iluminacion	■	■	■			■	■	■	
9	Instalacion electrica fuerza	■	■	■				■	■	■
10	Acabados								■	■

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

### **2.1.10. Evaluación de impacto ambiental**

La evaluación del impacto ambiental es la alteración que se produce en el ambiente cuando se lleva a cabo un proyecto o una actividad. En la construcción de la Municipalidad de Palín, Escuintla, se llevarán a cabo actividades que afectarán al ambiente. Es por ello que se busca minimizar el impacto que se producirá y afectará el entorno del lugar.

#### Impacto ambiental que será producido

- Movimiento de tierra, que ocasione partículas en suspensión y polvo en áreas aledañas.
- Generación de ruido por las actividades en la construcción.
- Generación de humo debido a vehículos utilizados en la construcción.
- Generación de desechos propios de la actividad.

#### Medidas de mitigación

- Riego de agua en la zona de movimiento de tierra.
- Tener una mejor coordinación de los horarios de trabajo a modo de generar el menor ruido posible.
- Proveer a los trabajadores el equipo de seguridad industrial adecuado al área de trabajo.
- Mantener limpia el área de trabajo, teniendo el área de trabajo ordenado libre de obstáculos que puedan generar un accidente en los trabajadores.

### **2.1.11. Evaluación socioeconómica**

La evaluación social del proyecto consiste en comparar los beneficios con los costos que dicho proyecto implica para la sociedad; es decir, consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la sociedad.

#### **2.1.11.1. Valor presente neto (VPN)**

El valor presente neto (VPN) es el procedimiento que permite calcular el valor presente de una determinada suma de los flujos netos de caja actualizados, que incluyen la inversión inicial. El proyecto de inversión según este criterio, se acepta cuando el valor presente neto es positivo, porque agrega capital. El método descuenta una determinada tasa o tipo de interés igual para todo el periodo considerado.

Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, mientras que, por el contrario, si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia, cuando el VPN es igual a cero se dice que el proyecto es indiferente. Al ser un método que tiene en cuenta el valor tiempo de dinero, los ingresos futuros esperados, como también los egresos, son a la fecha del inicio del proyecto.

Para el proyecto de la construcción del edificio municipal de Palín, Escuintla se requiere una inversión del costo total del proyecto siendo Q. 6 964 902,43 teniendo únicamente una inversión y ningún ingreso, debido a que tendrá únicamente un uso administrativo.

$$\text{VPN} = - Q. 6\,964\,902,43 + Q. 0,00 (P/A, \%, n)$$

$$\text{VPN} = - Q. 6\,964\,902,43$$





## CONCLUSIONES

1. Con la construcción de la Municipalidad de Palín, Escuintla, se prestará un mejor servicio y comodidad, a los pobladores del municipio, ampliando las instalaciones para la atención de una mayor población.
2. Con la construcción de un nuevo edificio para la Municipalidad, se implementaran nuevos servicios que beneficiarán a la población y generará nuevos empleos.
3. En el diseño estructural del edificio municipal, se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como arquitectónicos, dándole mayor énfasis a los códigos de diseño estructural como el ACI, UBC, AGIES, entre otros. Con el propósito de garantizar una estructura segura, capaz de soportar fuerzas sísmicas.
4. El presupuesto del proyecto se elaboró por medio de precios unitarios, utilizando mano de obra y materiales del lugar, para facilitar la calificación de las empresas que deseen cotizar en la ejecución de la obra.



## RECOMENDACIONES

1. Realizar la construcción del edificio municipal, tomando en cuenta todas las especificaciones de los planos constructivos para garantizar la calidad estructural y su resistencia sísmica.
2. Supervisar de manera técnica todo el proceso constructivo, efectuado por un ingeniero civil.
3. Utilizar mano de obra calificada, concientizando a los trabajadores a utilizar el equipo adecuado y materiales adecuados.
4. Realizar mantenimiento periódicamente en el edificio municipal, a fin de alargar la vida útil de los materiales utilizados. Con ello garantizar el correcto funcionamiento de las instalaciones eléctricas, agua potable, drenajes, entre otros.



## BIBLIOGRAFÍA

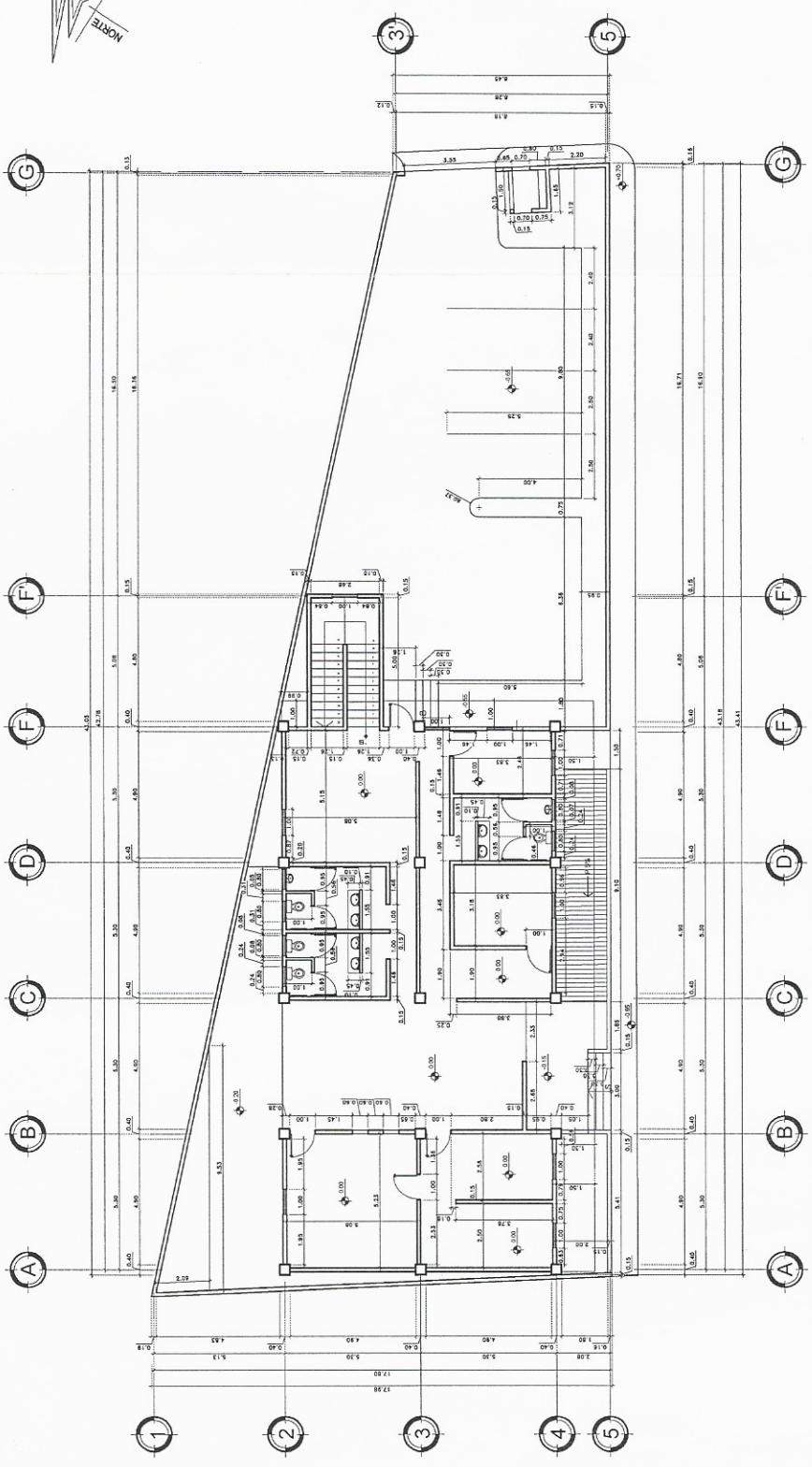
1. American Concrete Institute. *Requisito de reglamento para el concreto estructural y comentario (ACI 318S-08)*. Comité ACI 318. California: ACI, 2004. 490 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala: NR-1, NR-2, NR.3*, Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
3. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. México: International Thomson, 2001. 862 p.
4. MCCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. 5a ed. México: Alfaomega, 2009. 804 p.
5. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 2001. 722 p.
6. NEUFERT, Ernst. *Arte de proyectar en arquitectura*. 14a ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1995. 580 p.
7. YAXCAL BERNAL, Josué Jonatán. *Diseño del edificio municipal del municipio de San Lucas Tolimán, departamento de Sololá*. Trabajo de graduación. Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 198 p.



## **APÉNDICES**

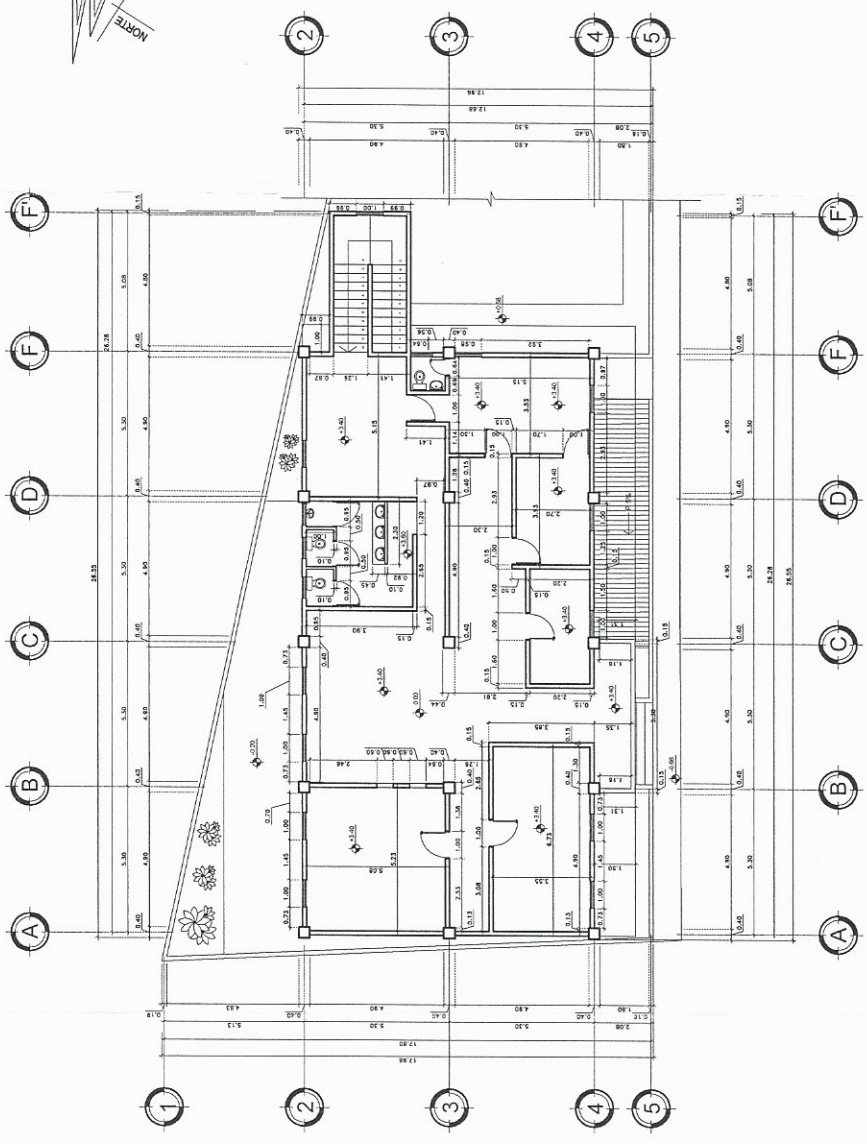







PLANTA AMUEBLADA  
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125

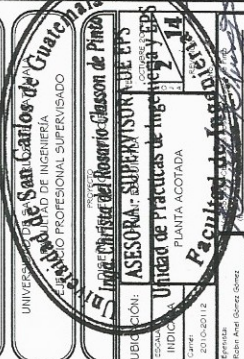


PLANTA AMUEBLADA  
SEGUNDO NIVEL

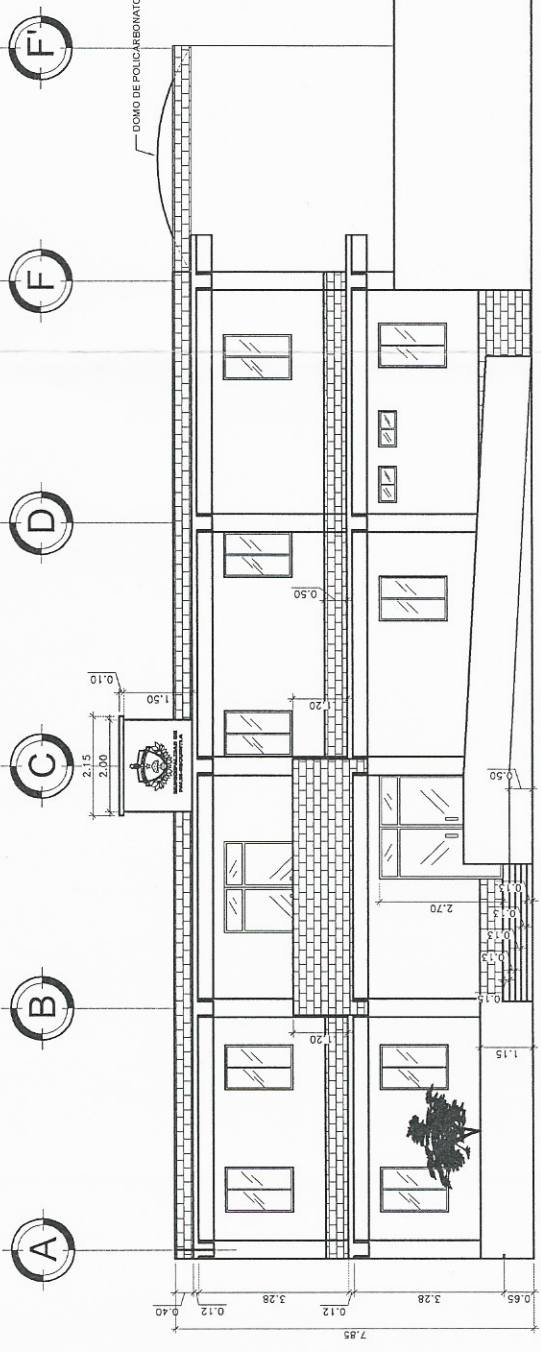
ESCALA 1:125



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

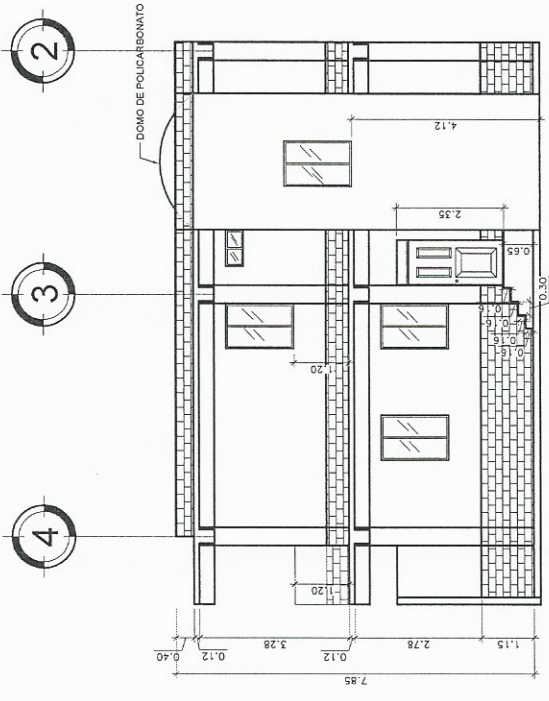


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA EN PROYECTO DE EJECUCION DE OBRAS  
PLANTA ACOTADA  
2010-2012  
Ing. Ana Guevara Gomez



# ELEVACION FRONTAL

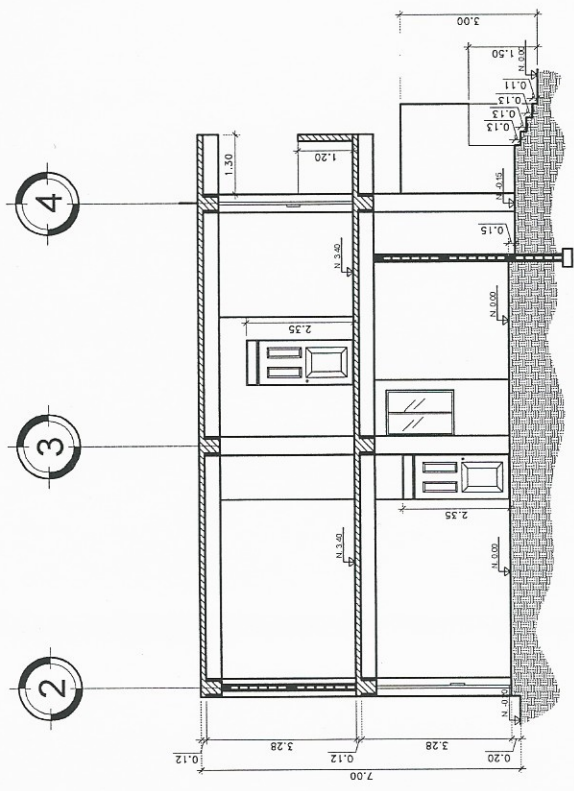
ESCALA 1:75



# ELEVACION LATERAL

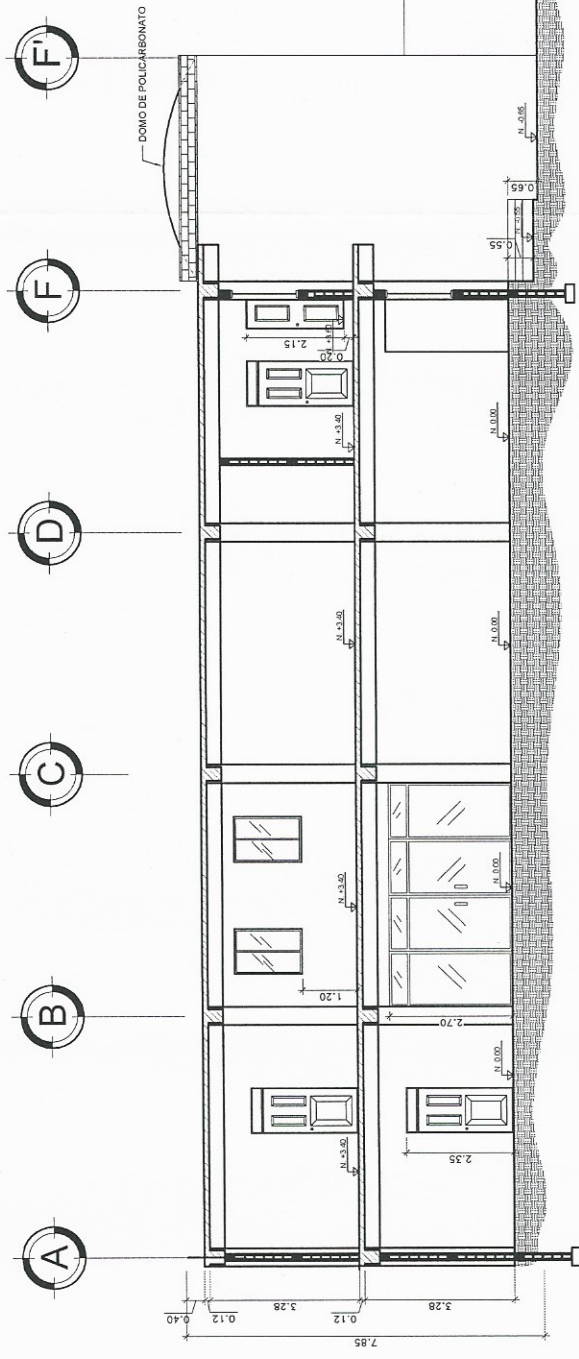
ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería	Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil	Escuela de Ingeniería Civil
UNIVERSIDAD DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
DISEÑO DEL EDIFICIO MUNICIPAL	
Ing. Cristina del Rosario Caballero de Finao	
ASESORA - SUPERVISORA DE EPS	
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
INGENIERIA CIVIL	INGENIERIA CIVIL
2010	2010
10/10/10	10/10/10
10/10/10	10/10/10
10/10/10	10/10/10
10/10/10	10/10/10
10/10/10	10/10/10



SECCION A-A'

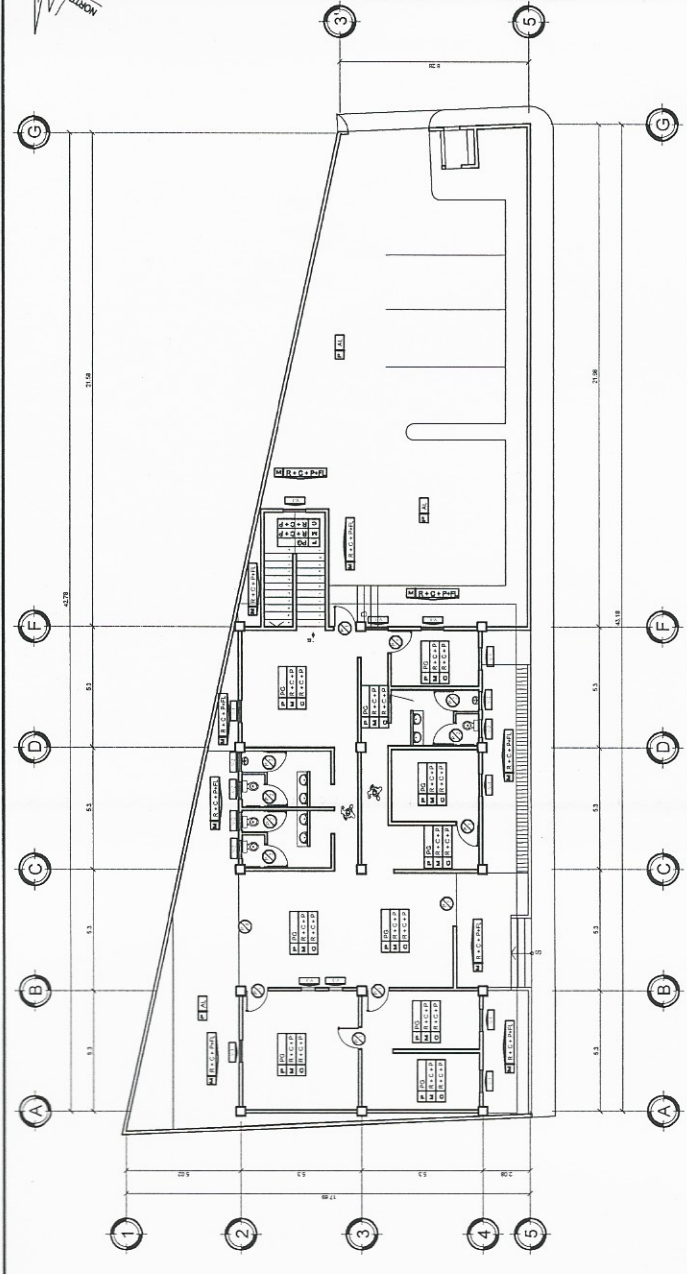
ESCALA 1:75



SECCION B-B'

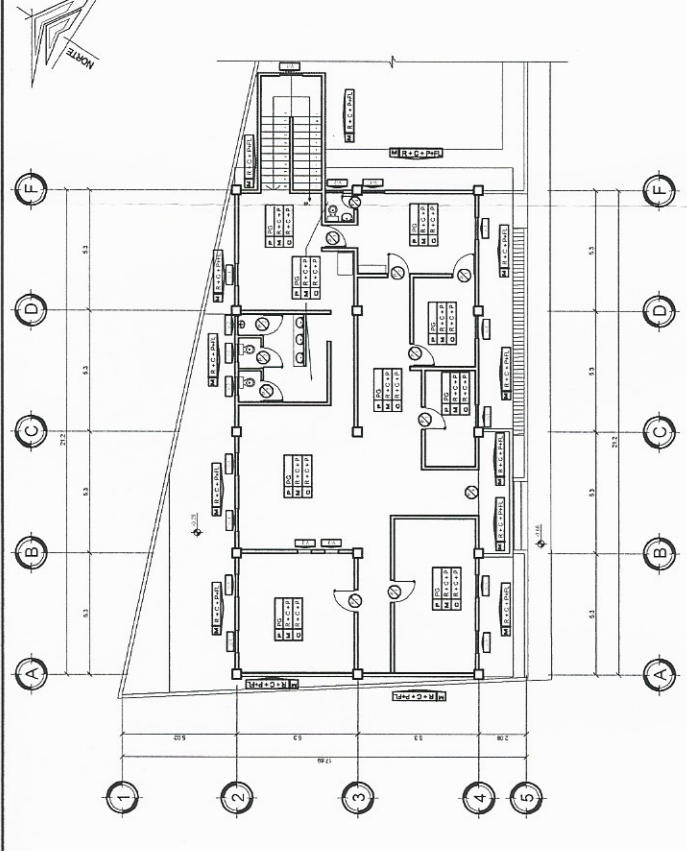
ESCALA 1:75





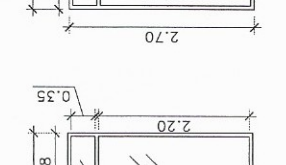
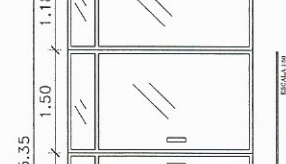
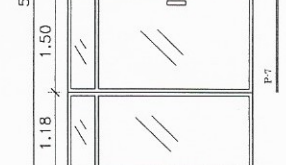
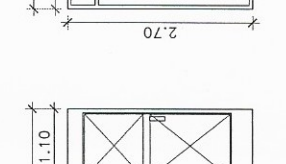
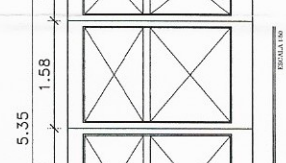
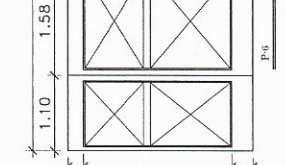
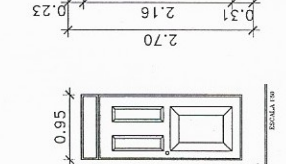
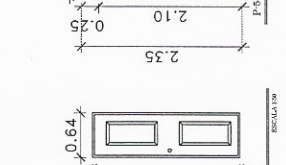
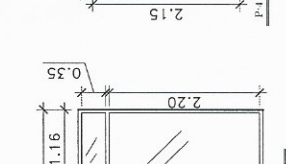
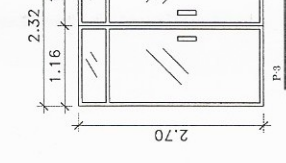
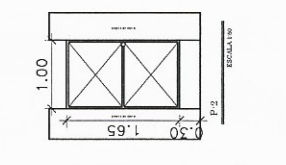
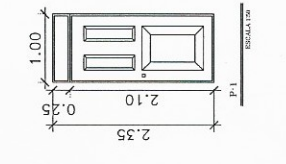
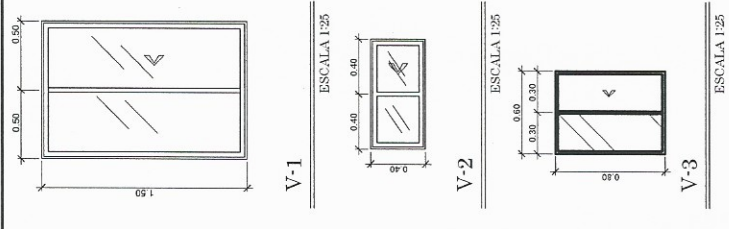
PLANTA DE ACABADOS

PRIMER NIVEL  
ESCALA 1:150



PLANTA DE ACABADOS

SEGUNDO NIVEL  
ESCALA 1:150



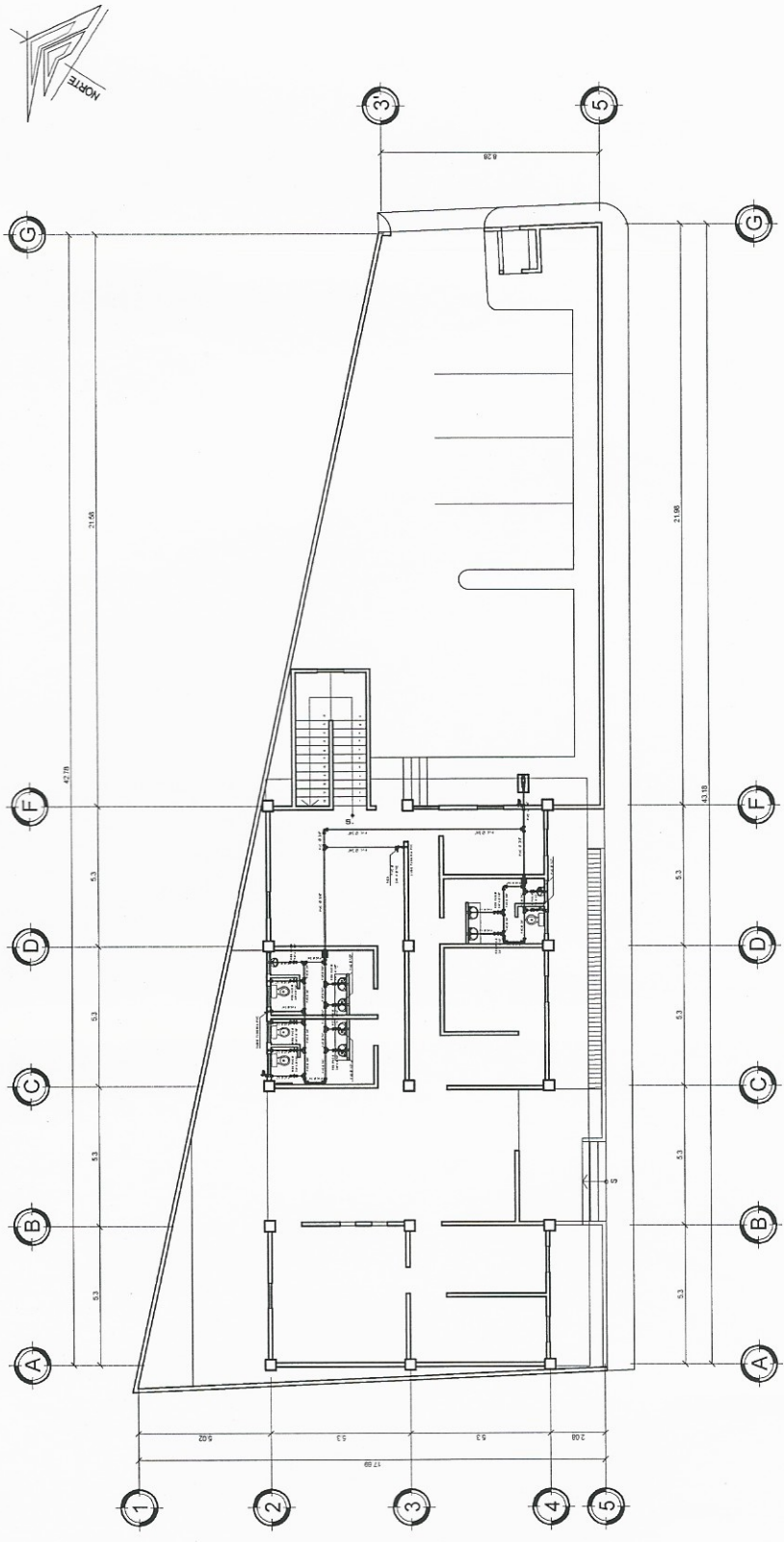
PLANILLA DE PUERTAS EDIFICIO 1

TIPO	CANTIDAD NIVEL 1	CANTIDAD NIVEL 2	ANCHO	ALTURA	SOBRE LUZ	MATERIAL
P-1	6	7	1.0000	2.1000	0.2500	ABATIBLE METAL
P-2	6	3	1.0000	1.6500	-	METAL
P-3	1	-	2.3200	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-4	-	1	0.6400	2.1500	-	MDF
P-5	-	-	0.9500	2.3500	-	METAL
P-6	-	-	5.3500	2.7000	-	METAL
P-7	-	-	5.3500	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-8	1	-	4.9000	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-9	-	1	2.0000	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO

PLANILLA DE VENTANAS EDIFICIO 1

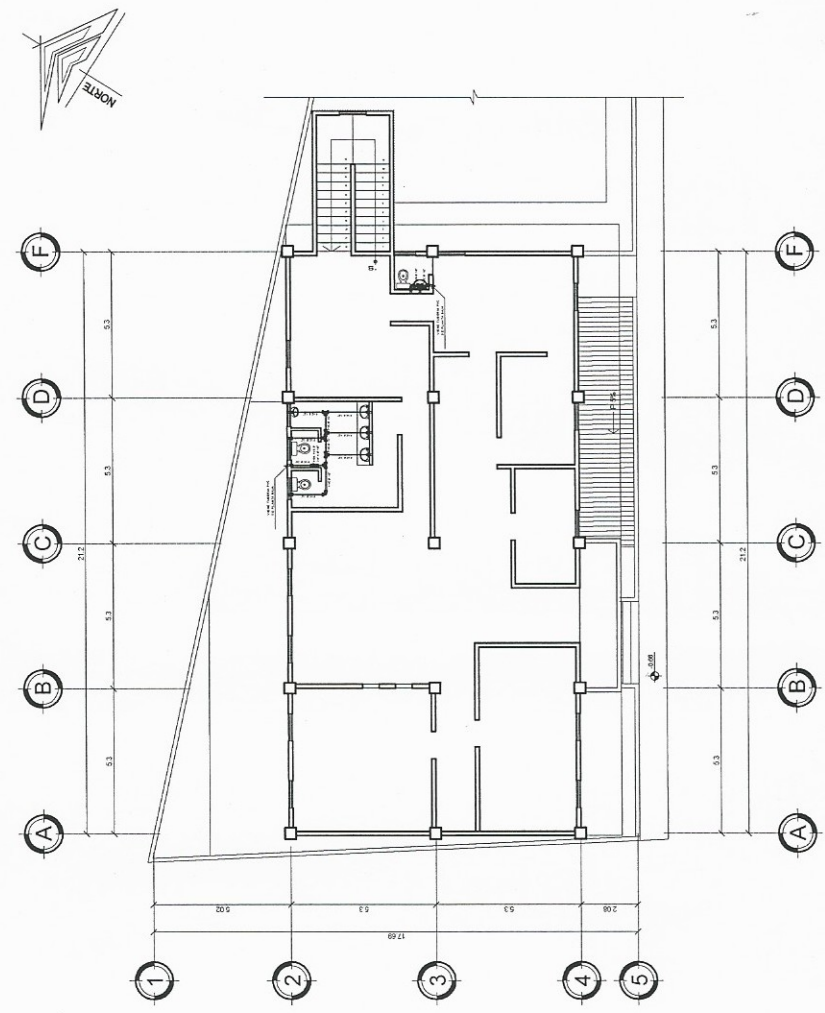
TIPO	CANTIDAD NIVEL 1	CANTIDAD NIVEL 2	ANCHO	ALTURA	SILLAR	MATERIAL
V-1	9	12	1.0600	0.6000	1.2000	ALUMINIO CORREDIZA
V-2	6	4	0.9000	0.6000	2.3000	ALUMINIO CORREDIZA
V-3	2	2	2.1800	1.2000	1.2000	ALUMINIO CORREDIZA

SIMBOLOGIA DE PLOMERIA	
GRAFICO	DESCRIPCION
	ACOMETIDA PRINCIPAL
	VALVULA DE COMPUERTA
	REDUCIDOR DE TUBERIA
	CODO A 90° VERTICAL
	CODO A 90° HORIZONTAL
	TEE HORIZONTAL
	TEE VERTICAL
	TUBERIA PVC PARA AGUA
	INDICA GRIFO



PLANTA DE INSTALACION HIDRAULICA

PRIMER NIVEL  
ESCALA 1:125



PLANTA DE INSTALACION HIDRAULICA

SEGUNDO NIVEL  
ESCALA 1:125

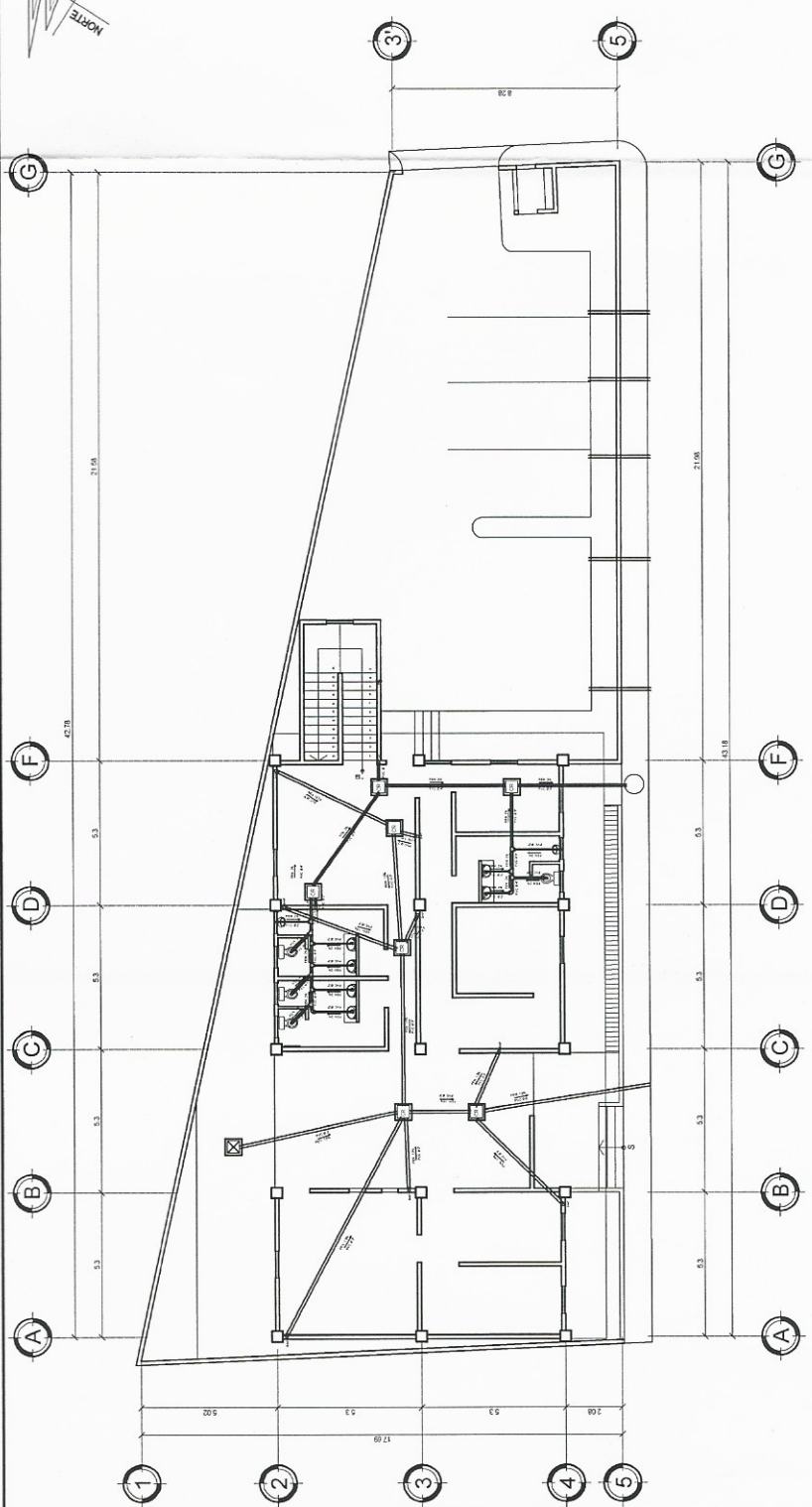
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
Escuela de Ingeniería en Instalación de Agua y Saneamiento

OFICINA DEL DIRECTOR GENERAL  
E. ERICSON SANCHEZ

OFICINA DEL JEFE DE CARRERA  
E. ROBERTO ROSARIO

OFICINA DEL ASISTENTE DE CARRERA  
E. ROSARIO ROSARIO

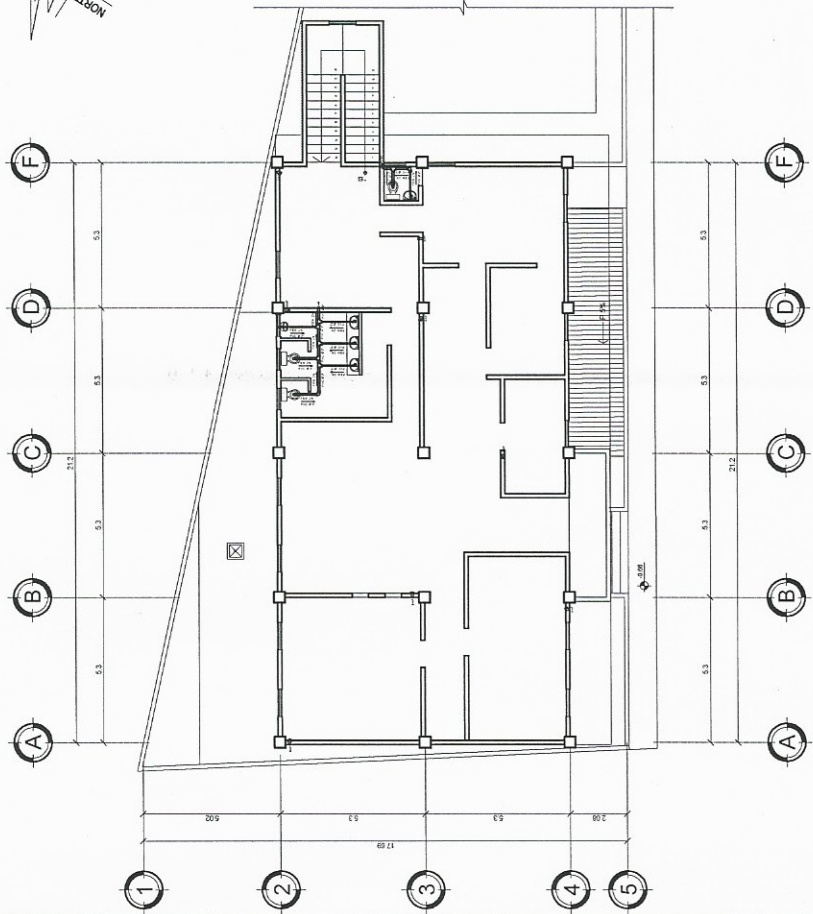
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA  
ASESORIA SUPERVISORIAL DE PRACTICAS  
INTEGRACION DE PRACTICAS DE INGENIERIA  
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA



PLANTA DE IDRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

PRIMER NIVEL

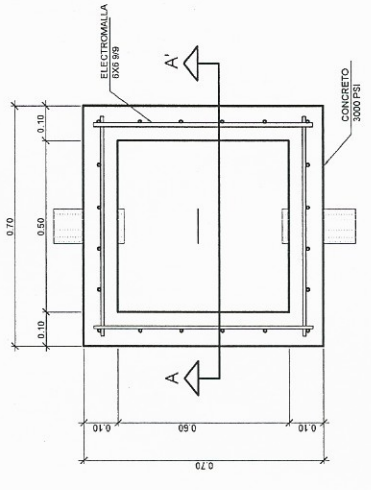
ESCALA 1:125



PLANTA DE IDRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

SEGUNDO NIVEL

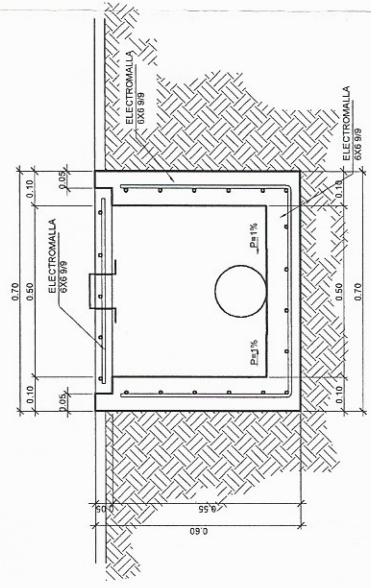
ESCALA 1:125



PLANTA CAJA "CR"

INSTALACION DE DRENAJE

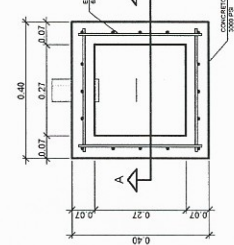
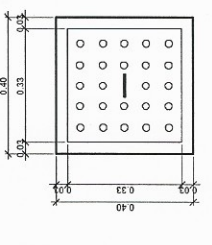
ESC. 1/10



SECCION A-A'

INSTALACION DE DRENAJE

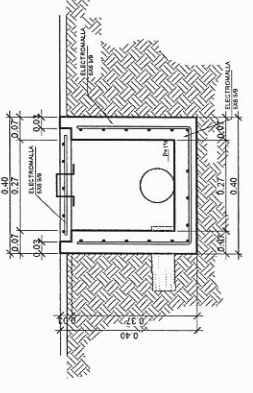
ESC. 1/10



PLANTA CAJA "R"

INSTALACION DE DRENAJE

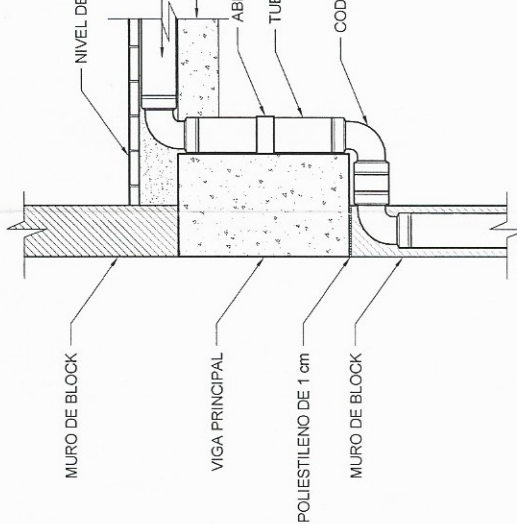
ESC. 1/10



SECCION A-A'

INSTALACION DE DRENAJE

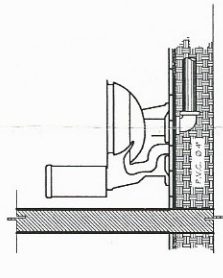
ESC. 1/10



DETALLE DE BAN

INSTALACION DE DRENAJE

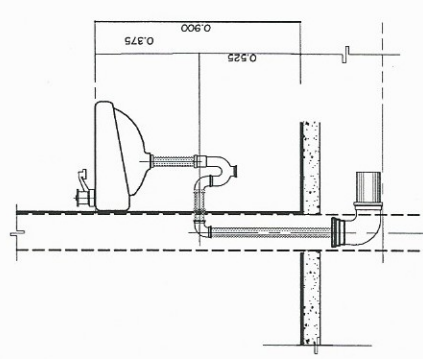
ESC. 1/10



DETALLE DE SANITARIO

INSTALACION DE DRENAJE

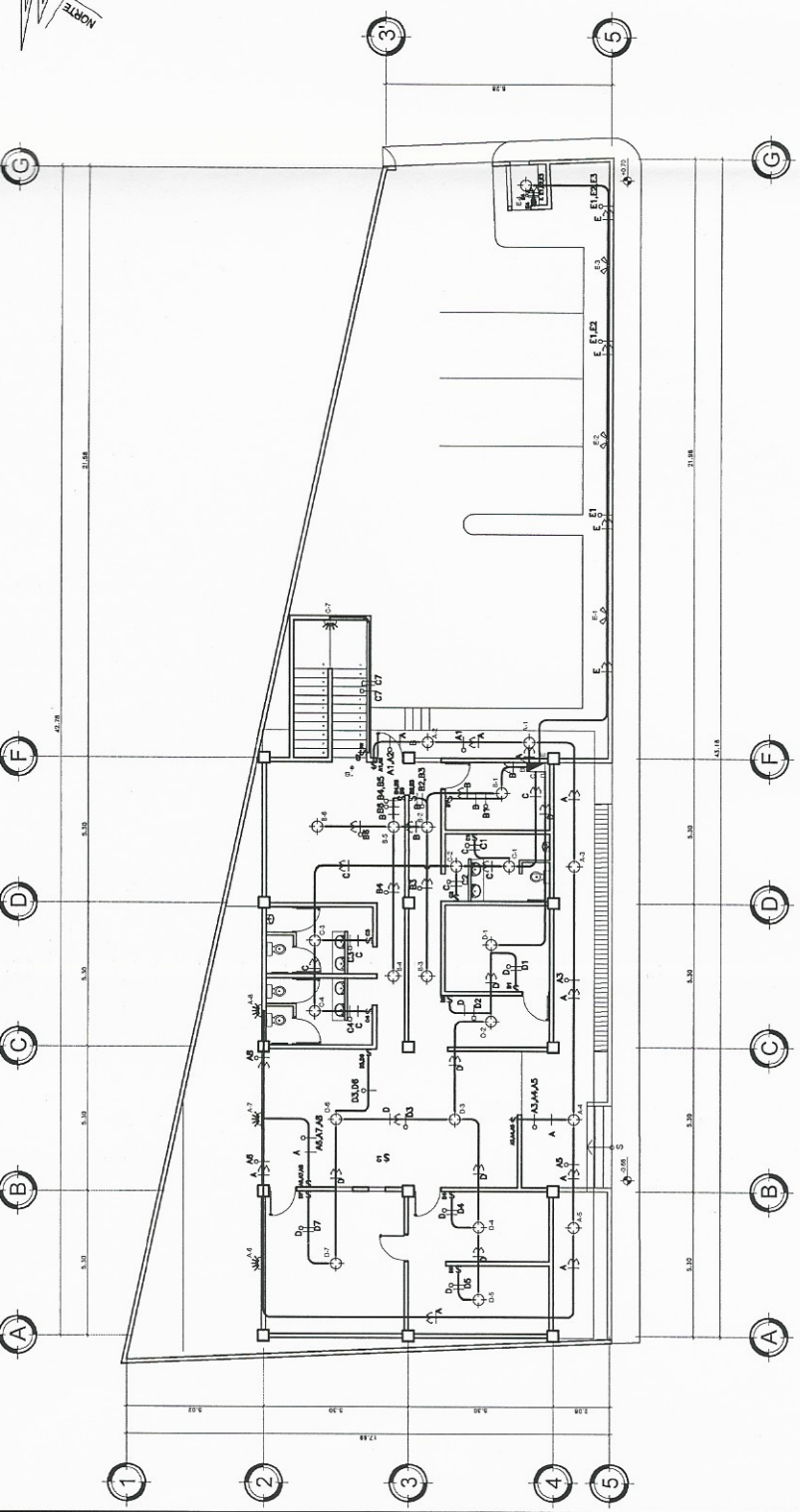
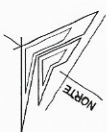
ESC. 1/15



DETALLE DE LAVAMANOS

INSTALACION DE DRENAJE

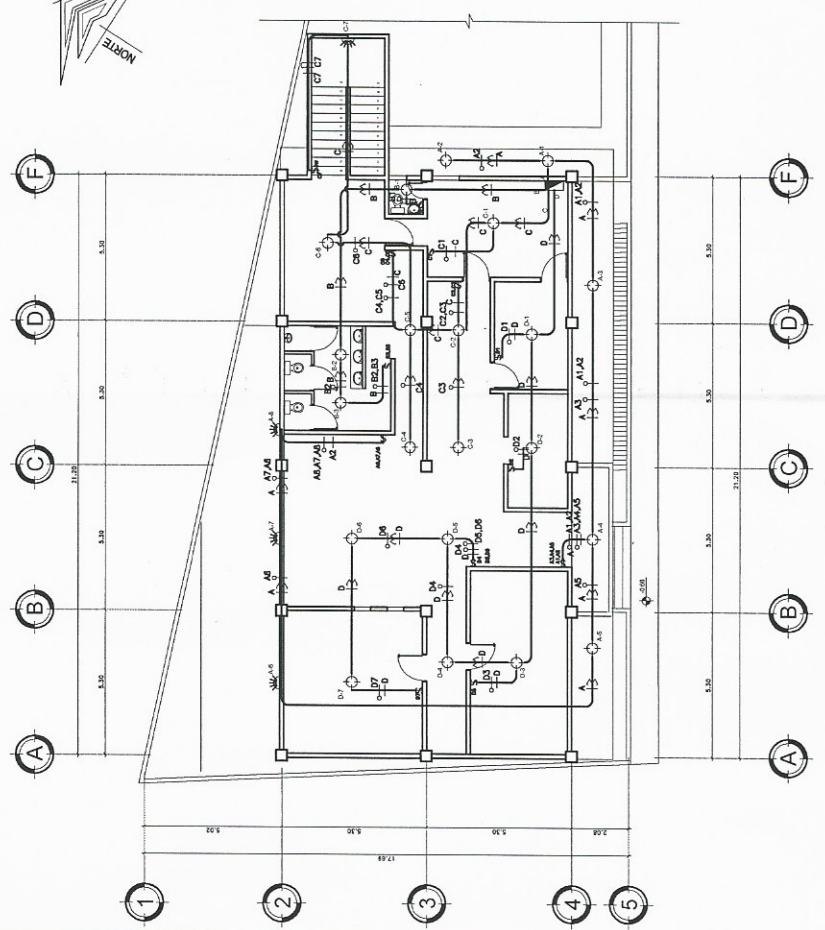
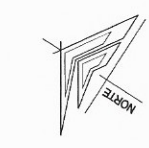
ESC. 1/15



PLANTA DE ILUMINACION

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125



PLANTA DE ILUMINACION

SEGUNDO NIVEL

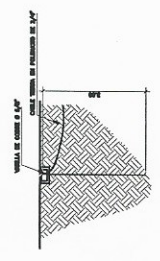
ESCALA 1:125

SIMBOLOGIA DE ILUMINACION	
	ILUMINACION EN CIELO
	PROYECTOR (REFLECTORES)
	LINEA NEGATIVO CALIBRE 12 TW O INDICADO
	LINEA DE PUENTE CALIBRE 12 TW O INDICADO
	LINEA DE RETORNO CALIBRE 12 TW O INDICADO
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO
	INTERRUPTOR SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE H=1.20 S.N.P.T.
	INTERRUPTOR TRIPLE H=1.20 S.N.P.T.
	INTERRUPTOR THREE WAY(3 VIAS) SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE MAS TOMACORRIENTE H=1.20 S.N.P.T.
	ACOMETIDA 220
	ILUMINACION EN PARED
	FOCOS
	POLARIZACION A TIERRA

NOTA:  
CIRCUITO CABLE # 12  
NEUTRO CABLE # 12  
RETORNO CABLE # 12

NOTA:  
EL CABLE UTILIZADO PARA LA ACOMETIDA SERA CABLE # 6

CADA CIRCUITO UTILIZARA UN FLIPÓN DE 15 AMP  
POLIDUCTO A UTILIZAR 3/4"  
DEL POSTE AL TRANSFORMADOR Y DEL TRANSFORMADOR A LA CAJA PRINCIPAL  
POLIDUCTO A UTILIZAR 1 1/2"



SECCION PARA UN FLIPÓN DE 15 AMP  
POLIDUCTO A UTILIZAR 3/4"

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE ILUMINACION

POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO
110	6.95	0.8	ILUMINA	8	A
110	7.21	0.6	ILUMINA	6	B
110	3.47	0.4	ILUMINA	4	C
	17.63	1.8	TOTAL	18	

PRIMER NIVEL

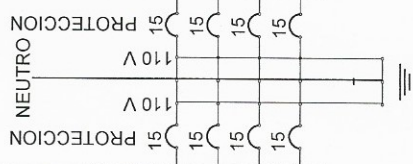
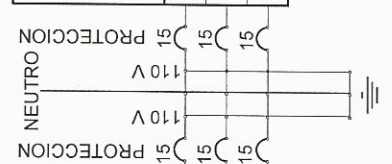


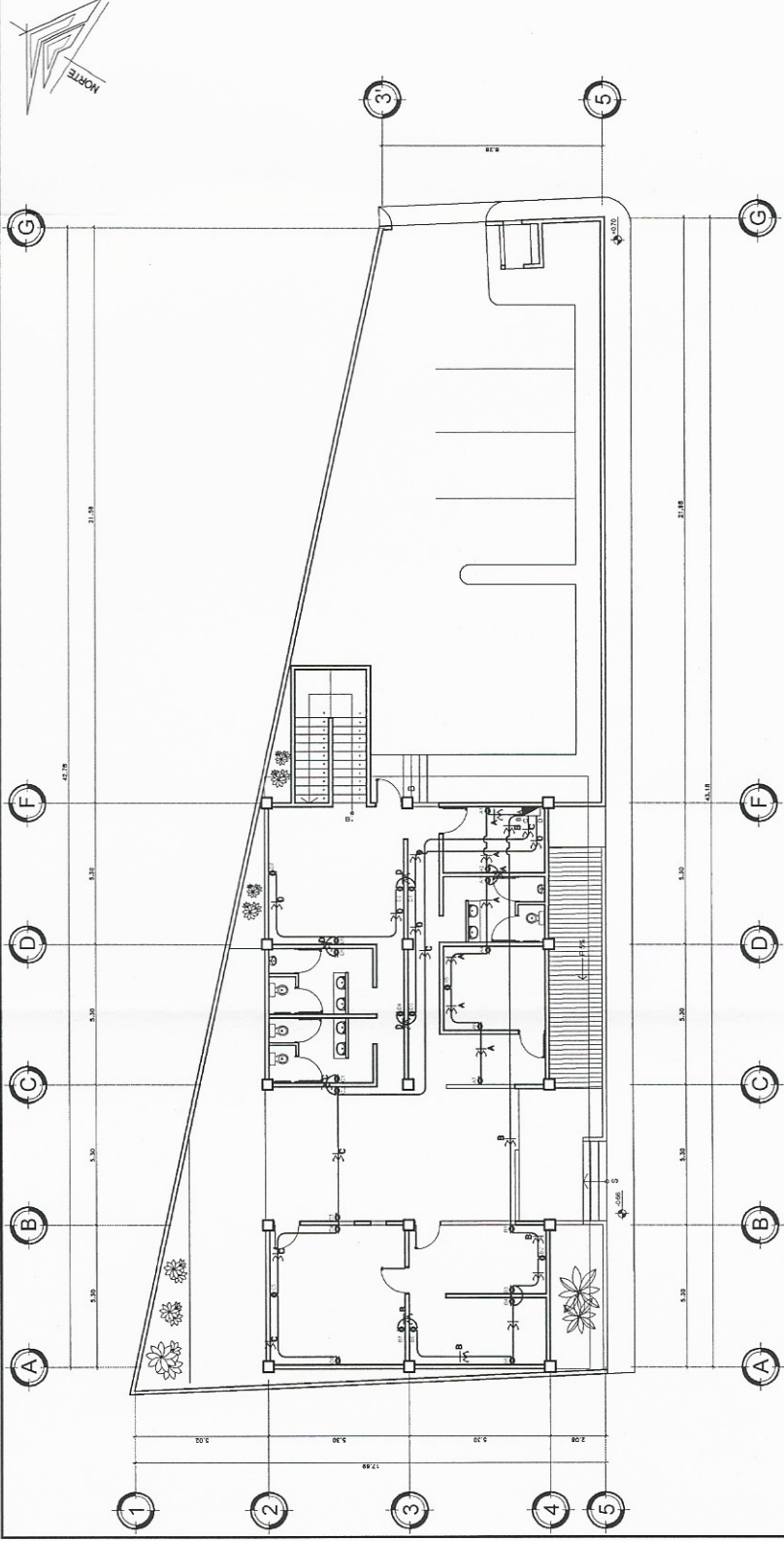
DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE ILUMINACION

POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO
110	6.95	0.8	ILUMINA	8	A
110	2.61	0.3	ILUMINA	3	B
	9.56	1.1	TOTAL	11	

SEGUNDO NIVEL



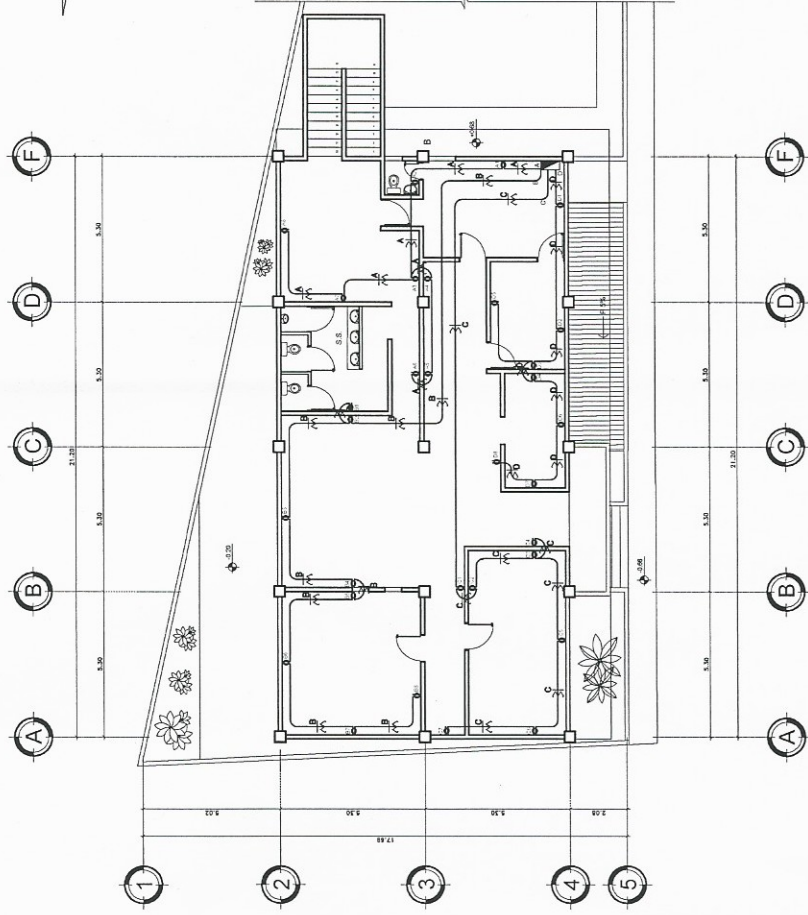




PLANTA DE FUERZA

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125



PLANTA DE FUERZA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:125

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE FUERZA

POTENCIAL	VOLTS. AMPS.	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO	NEUTRO	PROTECCION	POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO	POTENCIAL
120	12.17	1.4	FUERZA	7	A	120 V	20	120	10.43	1.2	FUERZA	6	C	120
120	12.17	1.4	FUERZA	7	B	120 V	20	120	12.17	1.4	FUERZA	7	D	120
	24.34	2.8	TOTAL	14			20		22.6	2.6	TOTAL	13		

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE FUERZA

POTENCIAL	VOLTS. AMPS.	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO	NEUTRO	PROTECCION	POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMEROS DE UNIDADES	CIRCUITO	POTENCIAL
120	13.9	1.6	FUERZA	8	A	120 V	20	120	12.17	1.4	FUERZA	7	C	120
120	13.9	1.6	FUERZA	8	B	120 V	20	120	13.91	1.6	FUERZA	8	D	120
	27.8	3.2	TOTAL	16			20		26.08	3	TOTAL	13		

SIMBOLOGIA DE FUERZA

SIMBOLO	SIGNIFICADO
W	LINEA NEGATIVO CALIBRE 10 TW O INDICADO
8+	LINEA POSITIVO CALIBRE 10 TW O INDICADO
—	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
—	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED
—	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO

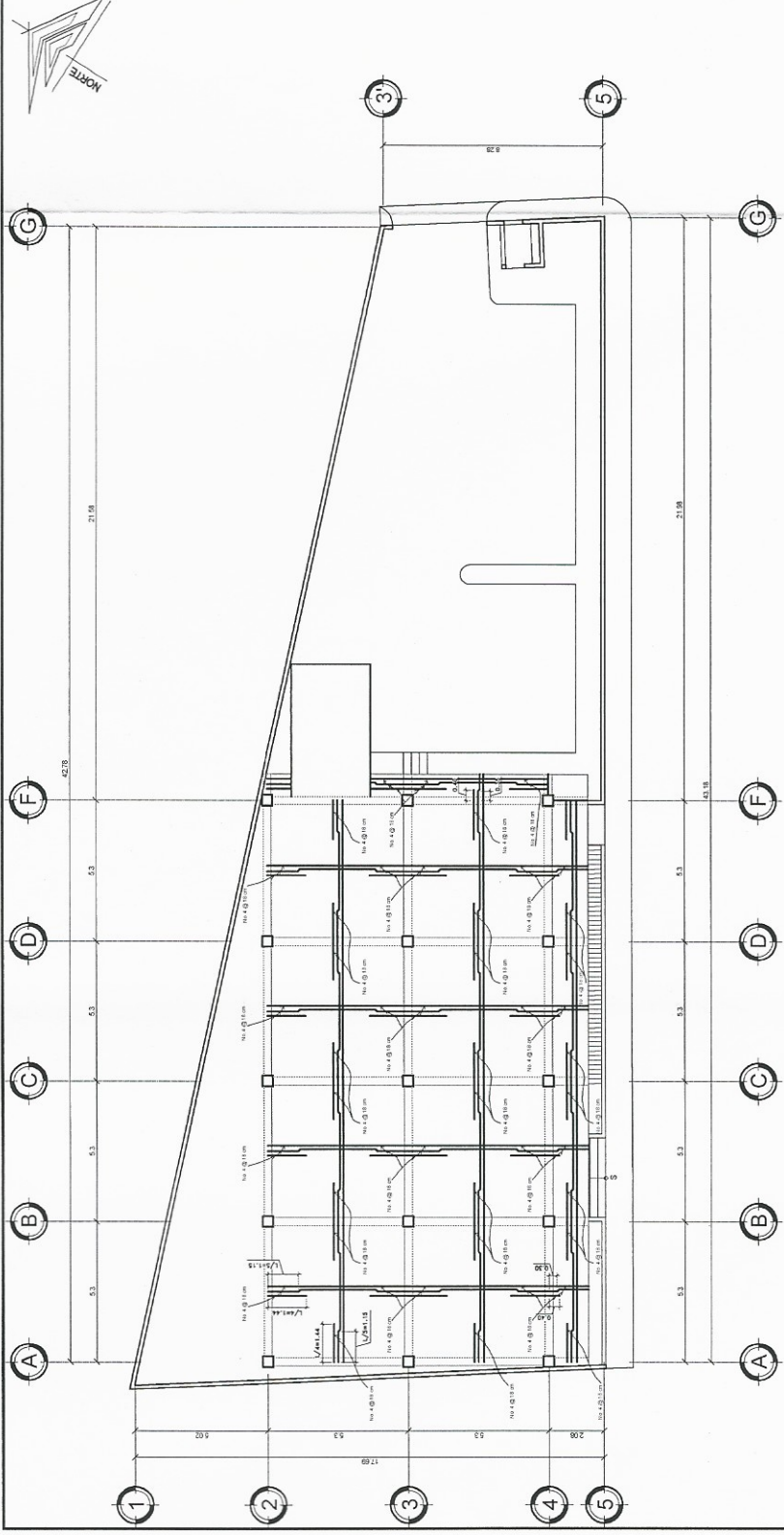
SIMBOLO	SIGNIFICADO
1	TOMACORRIENTE SIMPLE 240 V. H=0.30 S.N.P.T.
1	TOMACORRIENTE SALIDA PARA S.S. 120 V. H=2.00 S.N.P.T.
4	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V. H=0.30 S.N.P.T.

NOTA:  
 CABLE # 10 CADA CIRCUITO UTILIZARA UN FLIPON DE 30 AMP  
 CABLE # 10  
 TIERRA FISICA CABLE # 10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 EJECUCION DE OBRAS DE CONSTRUCCION  
**San Carlos de Guatemala**  
 MUNICIPIO DEL EDIFICIO MUNICIPAL I

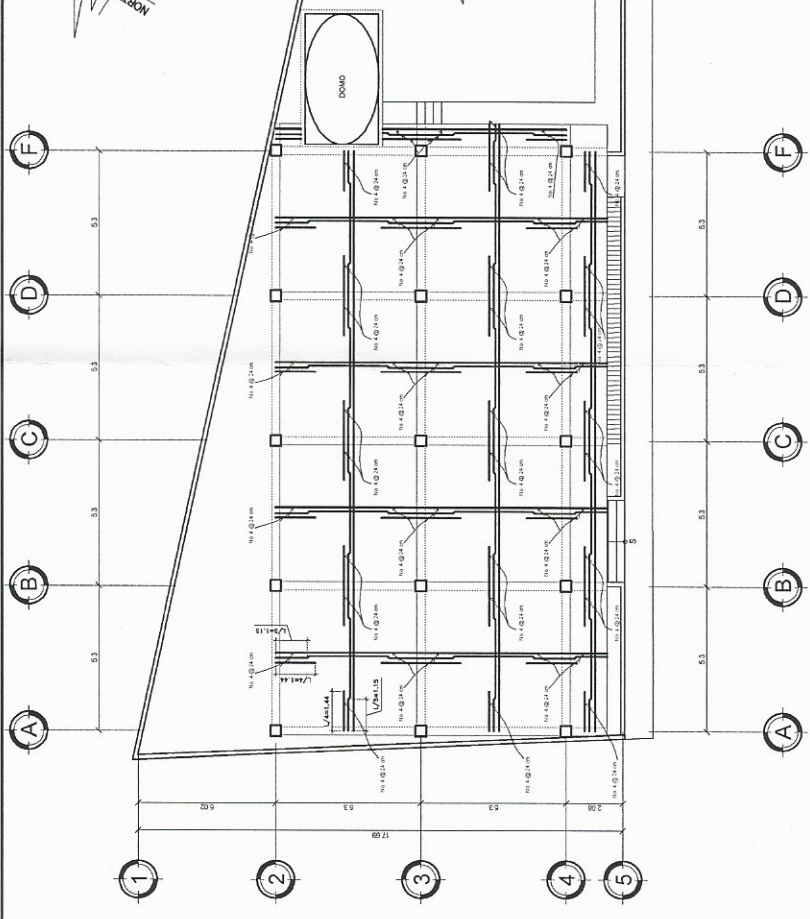
UBICACION: PAIS: GUATEMALA  
 CIUDAD: SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 INSTITUCION: FACULTAD DE INGENIERIA  
 ASSESORA: SUPERVISOR DE OBRAS  
 Unidad de Practicas de Ingeniería  
 Ing. [Signature]  
 Guatemala, Guatemala



PLANTA ARMADO DE LOSA

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125



PLANTA ARMADO DE LOSA

SEGUNDO NIVEL

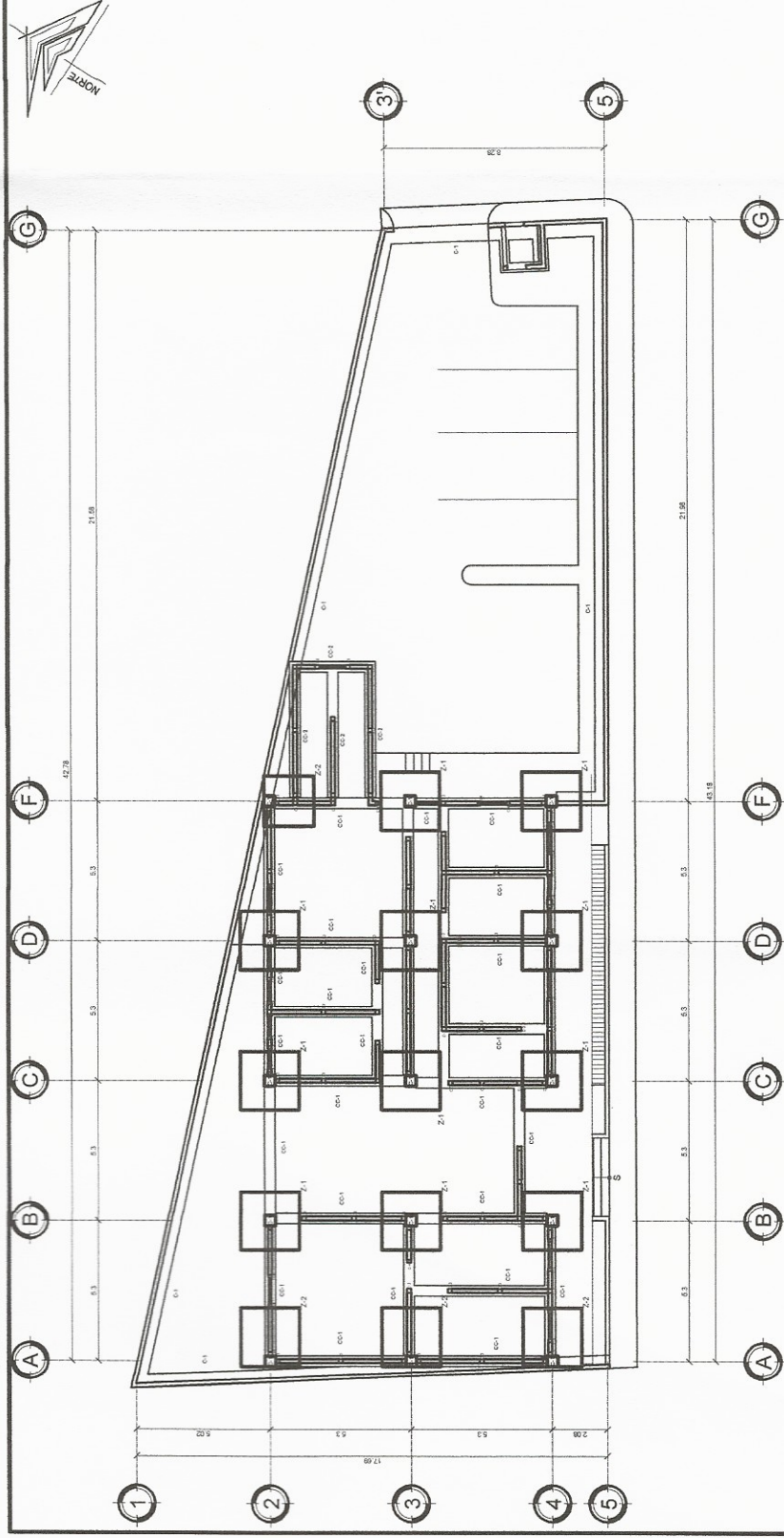
ESCALA 1:125

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- EL REFUERZO A UTILIZAR SERA VARILLAS DE ACERO CORRUGADO GRADO 40 (210 Kg/cm<sup>2</sup>) Y DEBERA CUMPLIR CON LO ESTIPULADO EN LAS DISPOSICIONES DE LA NORMA ASTM A615M. (SECCION 3.6.3, ACI 318-08)
- EL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO (RIELES Y TENSIONES) PERPENDICULAR A UN BORDE DISCONTINUO, DEBE Prolongarse HASTA EL BORDE DE LA LOSA Y TENER UNA LONGITUD EMBEDEDA DE POR LO MENOS 0.15 m DENTRO DE LA VIGA. (SECCION 13.3.2, ACI 318-08).
- EL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO (BASTONES) PERPENDICULAR A UN BORDE DISCONTINUO, DEBE ANCLARSE A LA VIGA. (SECCION 13.3.4, ACI 318-08).
- TODO EL REFUERZO A EMPLEARSE DEBE DOBARSE EN FRIO (SECCION 7.3, ACI 318-08).
- EL DOBLE PARA EXTREMOS DE VIGAS DISCONTINUAS SERA DE 90° Y SU LONGITUD DEBERA SER DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA (SECCION 12.5, ACI 318-08).
- LA SUPERFICIE DEL ACERO DEBE ESTAR LIBRE DE TODA SUSTANCIA QUE REDUZCA LA ADHERENCIA ENTRE EL CONCRETO Y EL ACERO (SECCION 7.4, ACI 318-08).
- EL ACERO DE REFUERZO DEBERA ESTAR ADECUADAMENTE ASEGURADO CON PRECISION ANTES DEL COLOCADO DEL CONCRETO (SECCION 7.5, ACI 318-08).
- EL ESPACIAMIENTO MINIMO ENTRE DOS CAMAS DE ACERO DE REFUERZO DEBERA SER DE 2.5 cm (SECCION 7.6.1, ACI 318-08).
- EL RECURRIMIENTO MINIMO DE CONCRETO SOBRE EL ACERO DE REFUERZO SERA DE 2.0 cm (SECCION 7.7.1, ACI 318-08).
- LA LONGITUD DE EMPALMES EN EL ACERO DE REFUERZO EN NINGUN CASO DEBERA SER MENOR A 0.30 m (SECCION 12.15 Y 12.16, ACI 318-08).
- PARA GANCHOS ESTANDAR CON DOBLEZ DE 90° LA LONGITUD DEL GANCHO DEBERA SER DE 12 veces el diametro de la barra. (SECCION 12.10.1, ACI 318-08).
- EL CONCRETO A UTILIZAR SERA DE PESO NORMAL CON UN  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ .
- PARA REALIZAR EL DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO DEBERA RESPETARSE LO QUE SE ESTIPULA EN EL CAPITULO 4 Y 5 DEL ACI 318-08 Y DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO POR LA NORMA ASTM C33.
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO PARA EL CONCRETO SERA COMO SE ESTIPULA EN EL CAPITULO 4 Y 5 DEL ACI 318-08 Y DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO POR LA NORMA ASTM C33.
- EL AGUA EMPLEADA EN EL MEZCLADO DEL CONCRETO DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO EN LAS NORMAS ASTM C1602M.
- LA FORMALETA PARA LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERAN SER HERMETICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL CONCRETO, DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ASEGURADAS PARA ASEGURAR SU FUNCIONAMIENTO (SECCION 6.12 A 6.1.6, ACI 318-08).
- LA FORMALETA PODRA SER RETIRADA ANTES DE LOS 28 DIAS DEL VERTIDO DEL CONCRETO, SIEMPRE Y CUANDO EL RESPONSABLE DE LA SUPERVISION DE LA OBRA LO AUTORICE.
- EL ESPACIAMIENTO DEL PRIMER ESTRIBO DE CONFINAMIENTO EN VIGAS SE COLOCARA A 5cm DE LA CARA DEL ELEMENTO DE APOYO (COLUMNA) SEGUN LAS DISPOSICIONES DEL ACI 318S-08, SECCION 21.5.3.2.
- EL DOBLEZ PARA EXTREMOS DE LAS VIGAS DISCONTINUAS SERA DE 90° Y SU LONGITUD DEBERA SER DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA (SECCION 12.5, ACI 318-08).

**NOTA:**

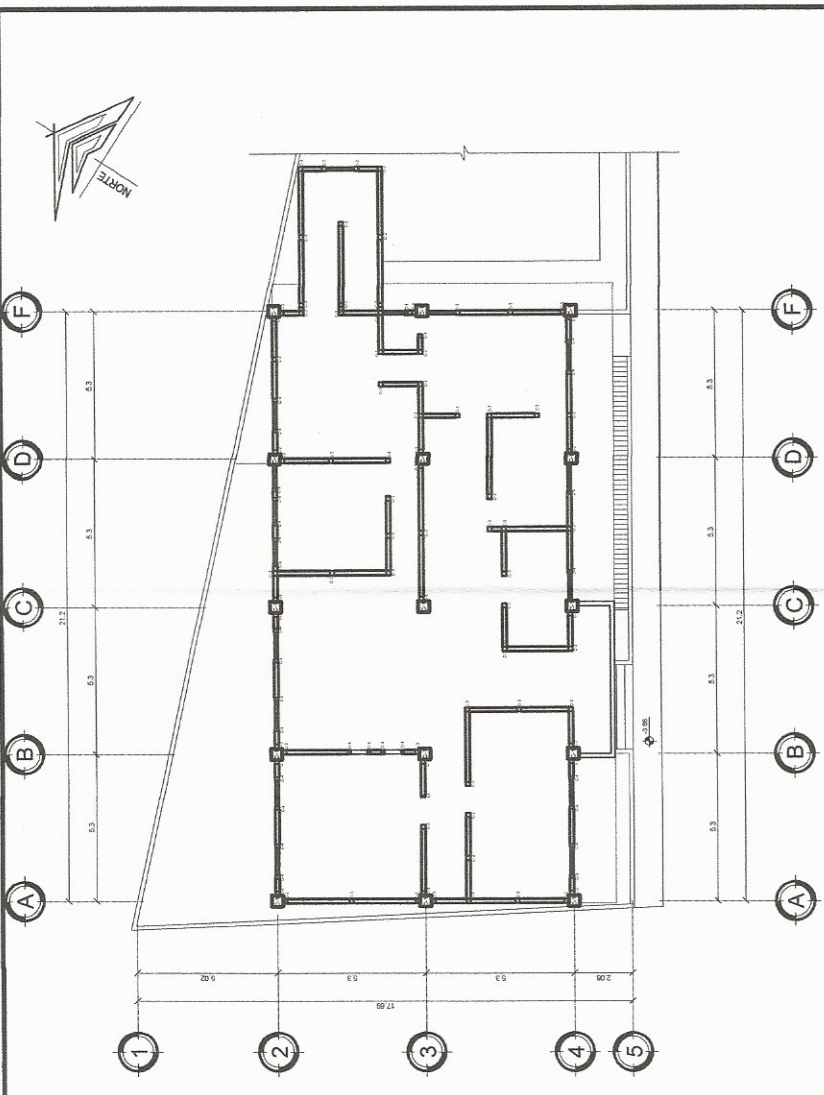
- EL ESPESOR DE TODAS LAS LOSAS SERA DE 0.12 m.
- LAS CARGAS DE DISEÑO SE TOMARON DE LAS NORMAS NSE 2 DE AGIES PARA GUATEMALA.
- PARA EL DISEÑO DE LA LOSA SE UTILIZO EL CODIGO ACIE 318S-08 COMO METODO DE ANALISIS DE EMPLEO EL METODO 3 (METODO DE COEFICIENTES) DEL ACI 318-08.



PLANTA DE CIMENTACION

PRIMER NIVEL

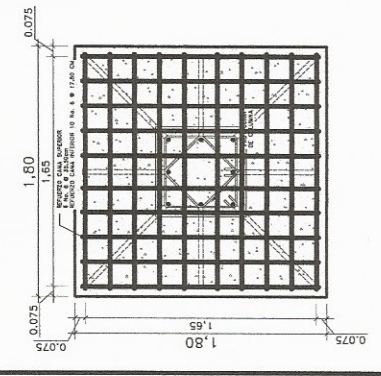
ESCALA 1:125



PLANTA DE CIMENTACION

SEGUNDO NIVEL

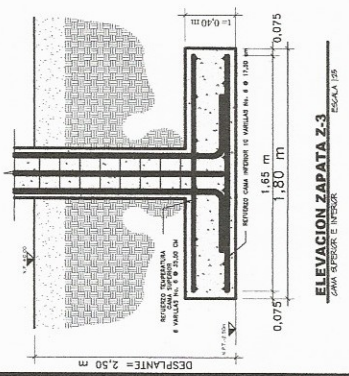
ESCALA 1:125



PLANTA ZAPATA Z-3

ZAPA INTERIOR

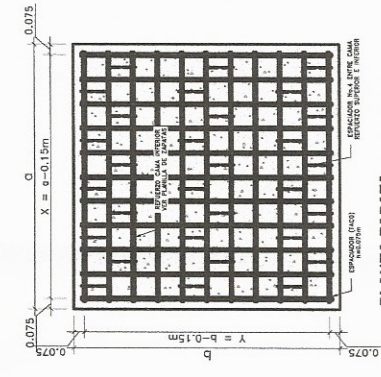
ESCALA 1:25



ELEVACION ZAPATA Z-3

ZAPA INTERIOR

ESCALA 1:25



PLANTA ZAPATA

ZAPA INTERIOR

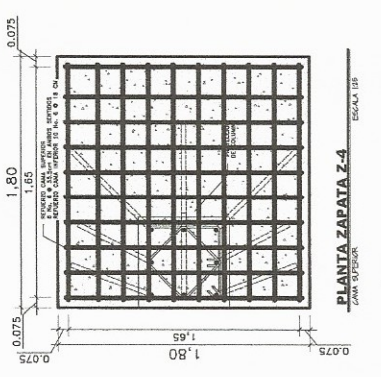
ESCALA 1:25



ELEVACION ZAPATA Z-4

ZAPA INTERIOR E INTERIOR

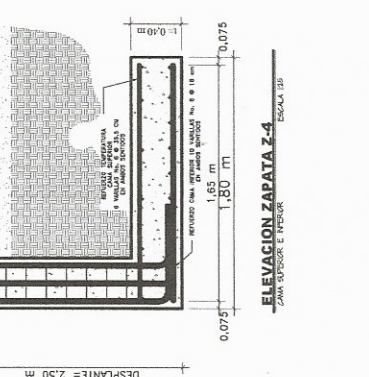
ESCALA 1:25



PLANTA ZAPATA Z-4

ZAPA INTERIOR

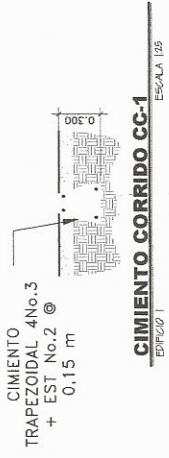
ESCALA 1:25



ELEVACION ZAPATA Z-4

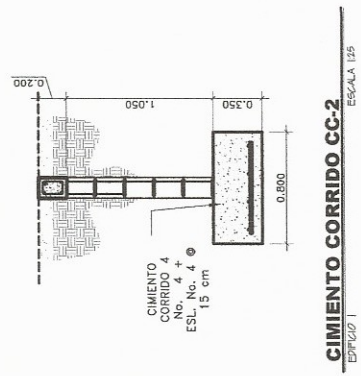
ZAPA INTERIOR E INTERIOR

ESCALA 1:25



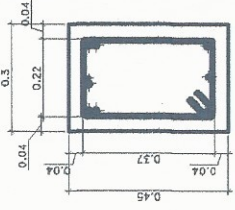
CIMIENTO CORRIDO CC-1

ESCALA 1:25

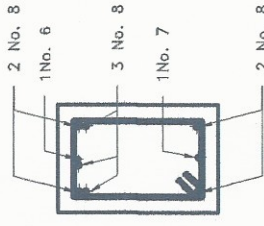


CIMIENTO CORRIDO CC-2

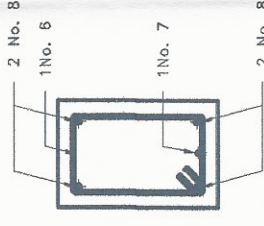
ESCALA 1:25



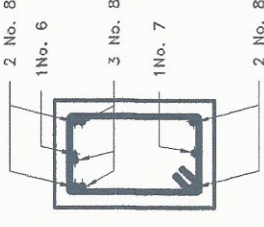
**SECCION VIGA**  
EDIFICIO 1  
ESCALA 1:10



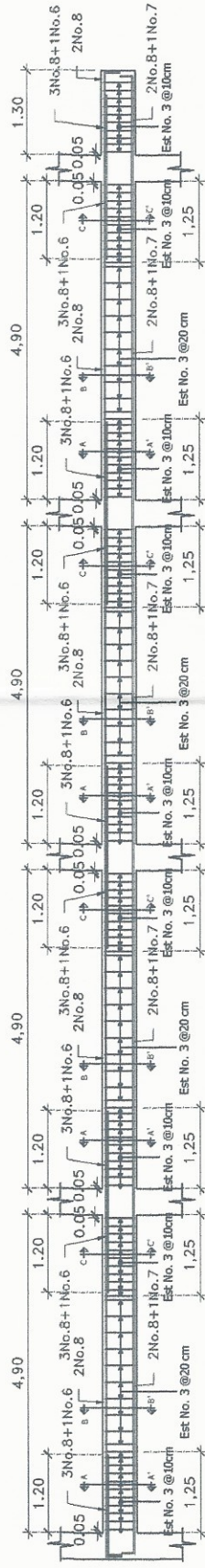
**SECCION A-A'**  
EDIFICIO 1  
ESCALA 1:10



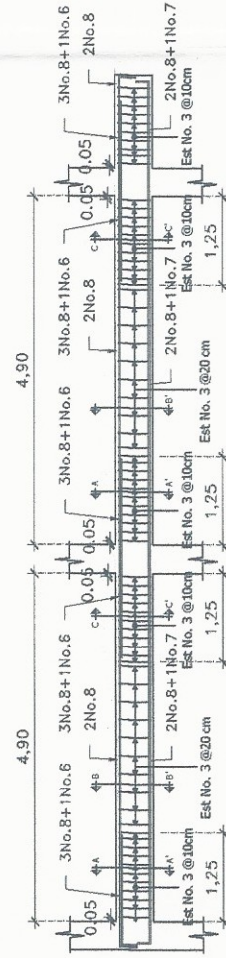
**SECCION B-B'**  
EDIFICIO 1  
ESCALA 1:10



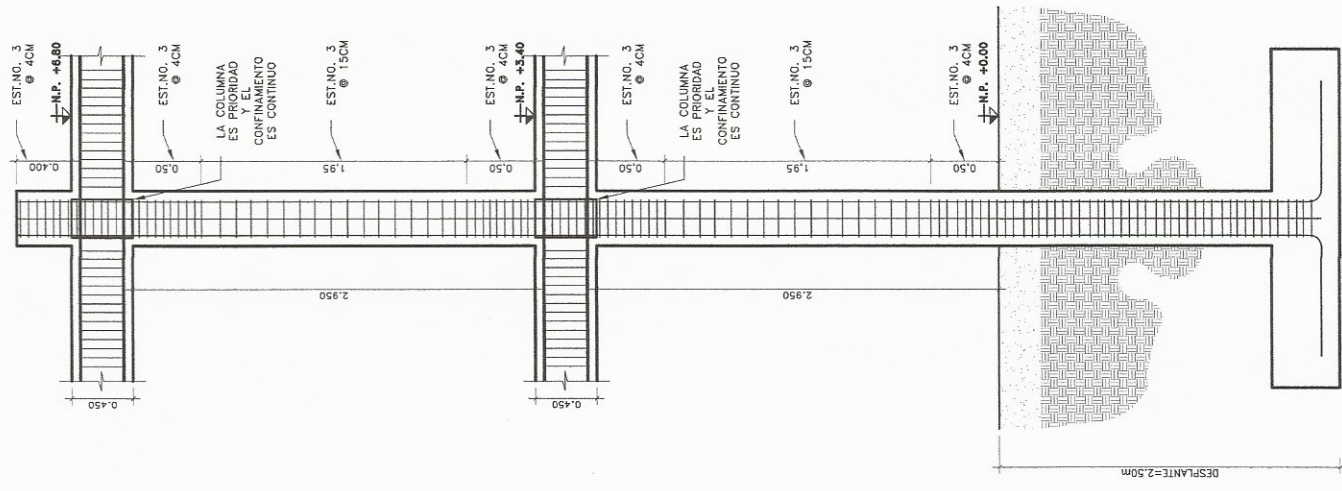
**SECCION C-C'**  
EDIFICIO 1  
ESCALA 1:10



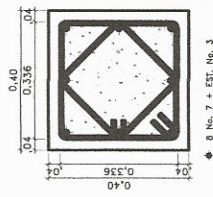
**ARMADO DE VIGAS EJES SENTIDO X**  
PRIMER Y SEGUNDO NIVEL EDIFICIO 1  
ESCALA 1:50



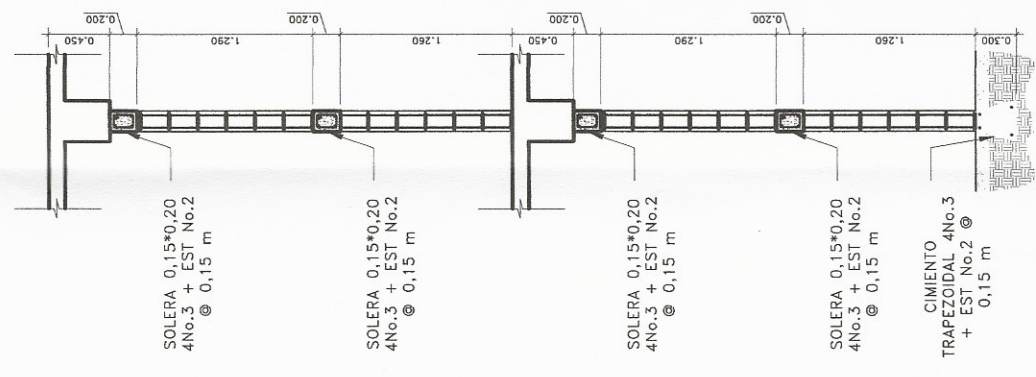
**ARMADO DE VIGAS EJES SENTIDO Y**  
PRIMER Y SEGUNDO NIVEL EDIFICIO 1  
ESCALA 1:50



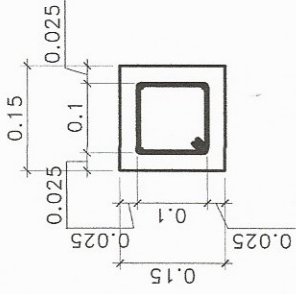
**DETALLE C-1**  
EFIGIO 1



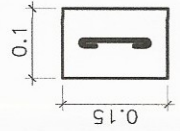
**COLUMNA C-1**  
REFALLE ESTRUCTURAL



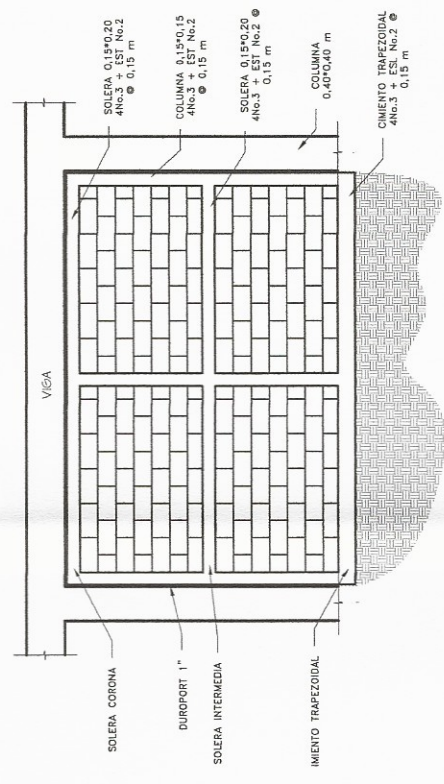
**DETALLE TIPOICO DE MURO**  
EFIGIO 1



**COLUMNA C-3**  
REFALLE ESTRUCTURAL



**COLUMNA C-4**  
REFALLE ESTRUCTURAL



**DETALLE TIPOICO DE MURO**  
EDIFICIO  
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA PROFESIONAL SUPERVISADO

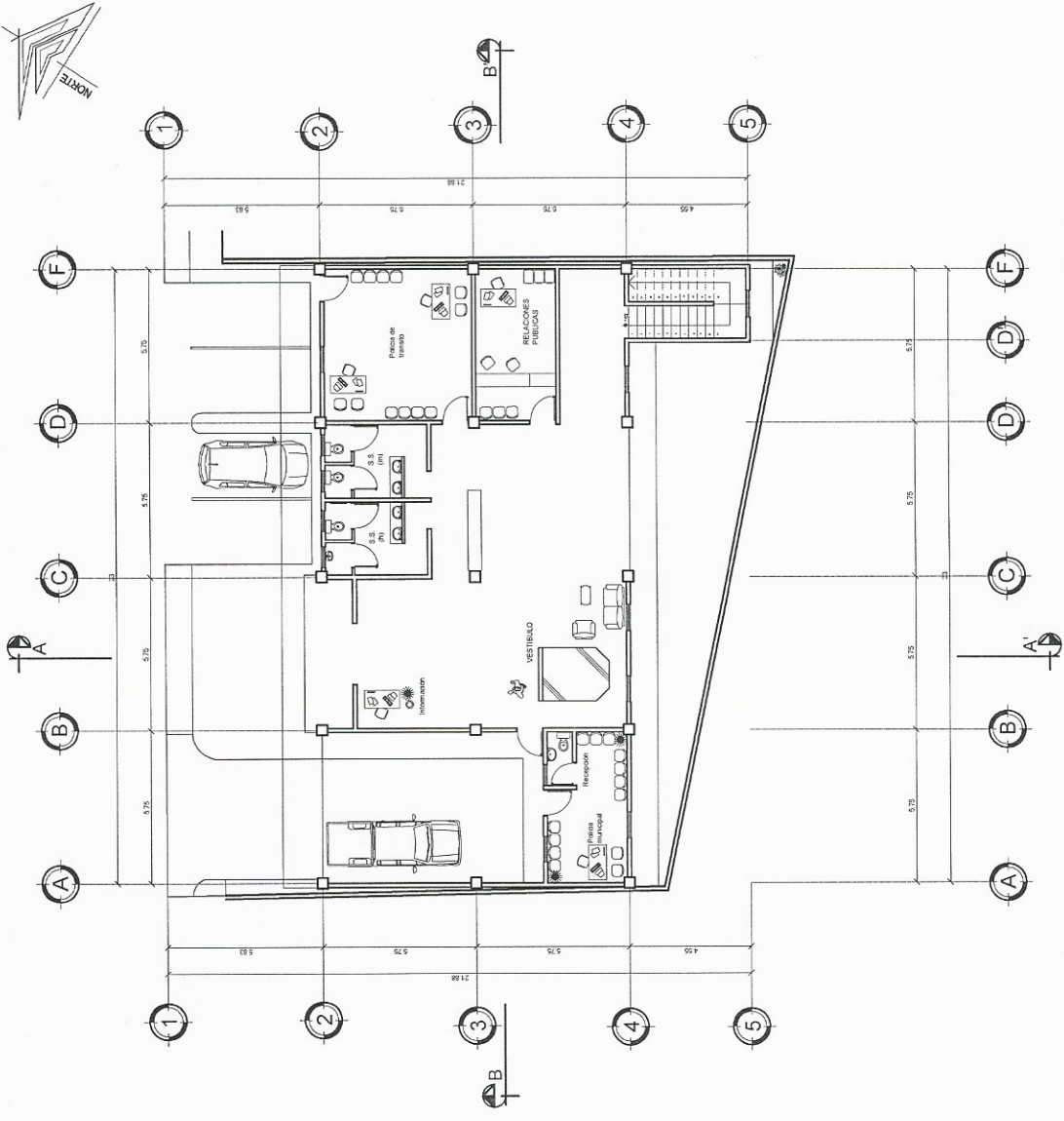
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA PROFESIONAL SUPERVISADO

UBICACION: **ASESORIA** - **URBENISMO**  
INDICADA: **UNIDAD DE TRABAJOS DE INGENIERIA**  
CATEDRA: **UNIDAD DE COLUMNAS**  
Código: 2010-00112

Escuela: **Facultad de Ingeniería**

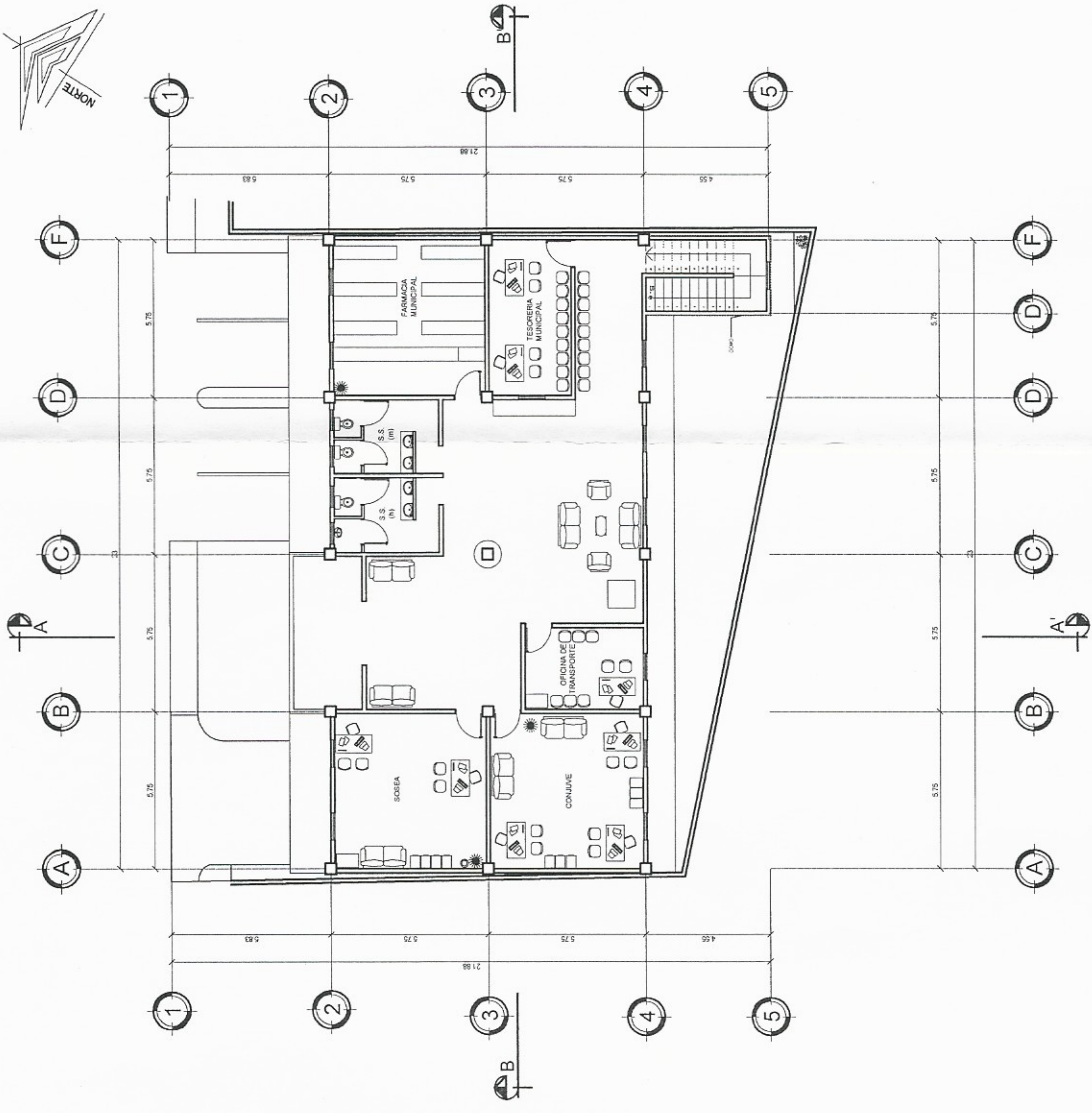
Nombre del Docente: **...**





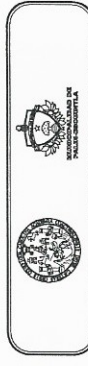
PLANTA AMUEBLADA  
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125

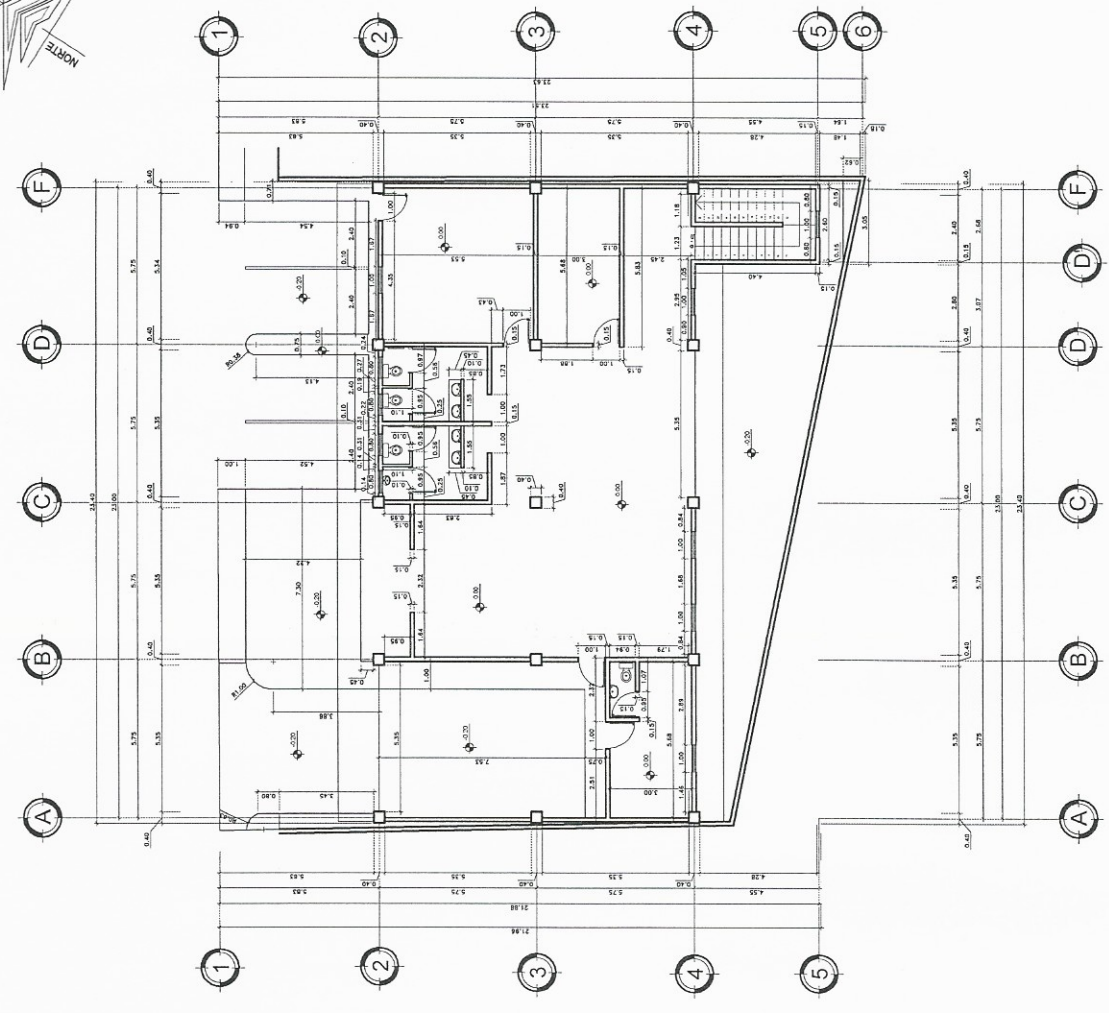


PLANTA AMUEBLADA  
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:125

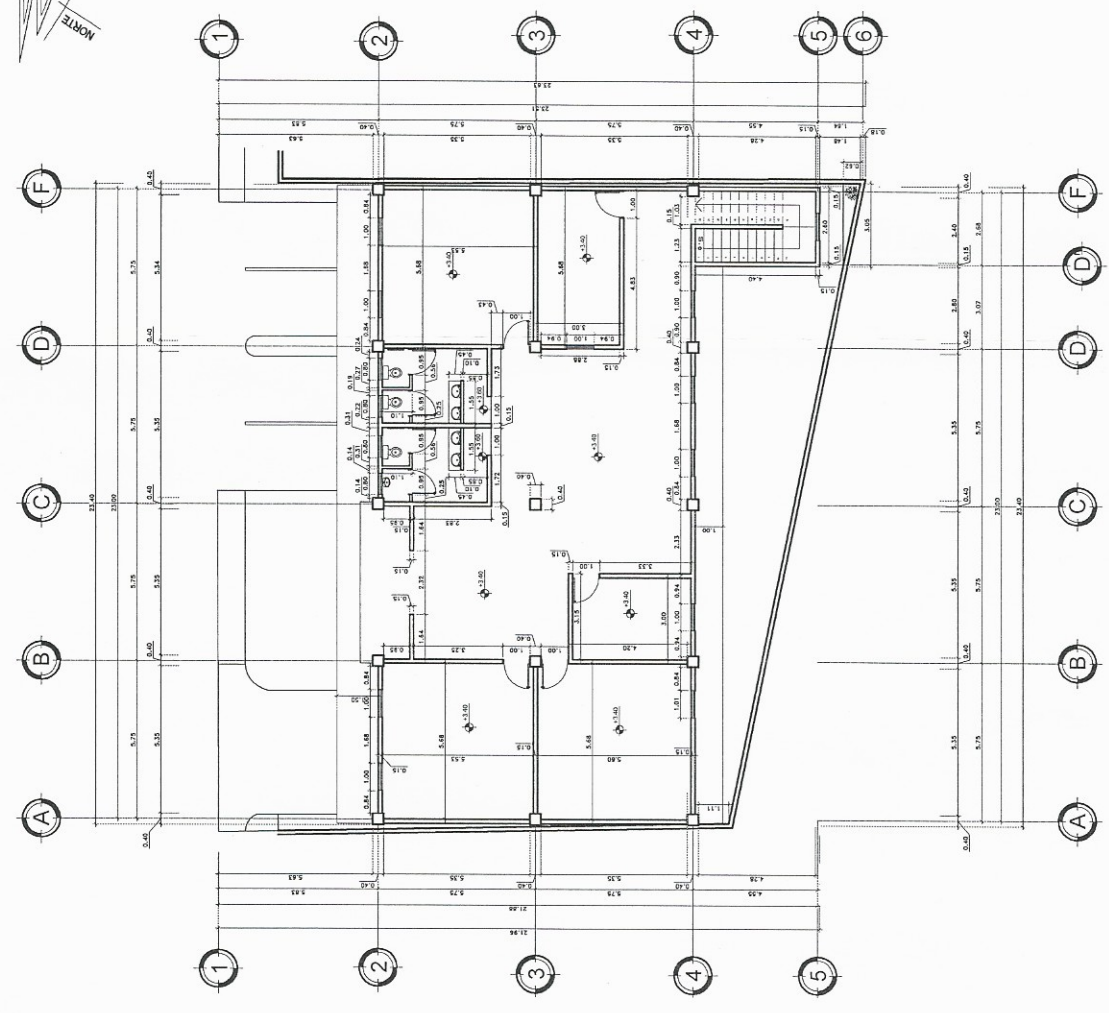
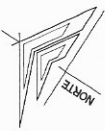


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
DISEÑO DE OFICINA MUNICIPAL 2  
UBICACIÓN: PALIN, ESCUINTO, DEPARTAMENTO DE PATATEMA  
ESCALA INDICADA: SUPERVISOR DE EPS  
PLANTA ASESORADA: PLANTA DE INGENIERIA EN EPS  
FECHA: 2010.2012  
Autor: [Firma]



PLANTA AMUEBLADA  
PRIMER NIVEL

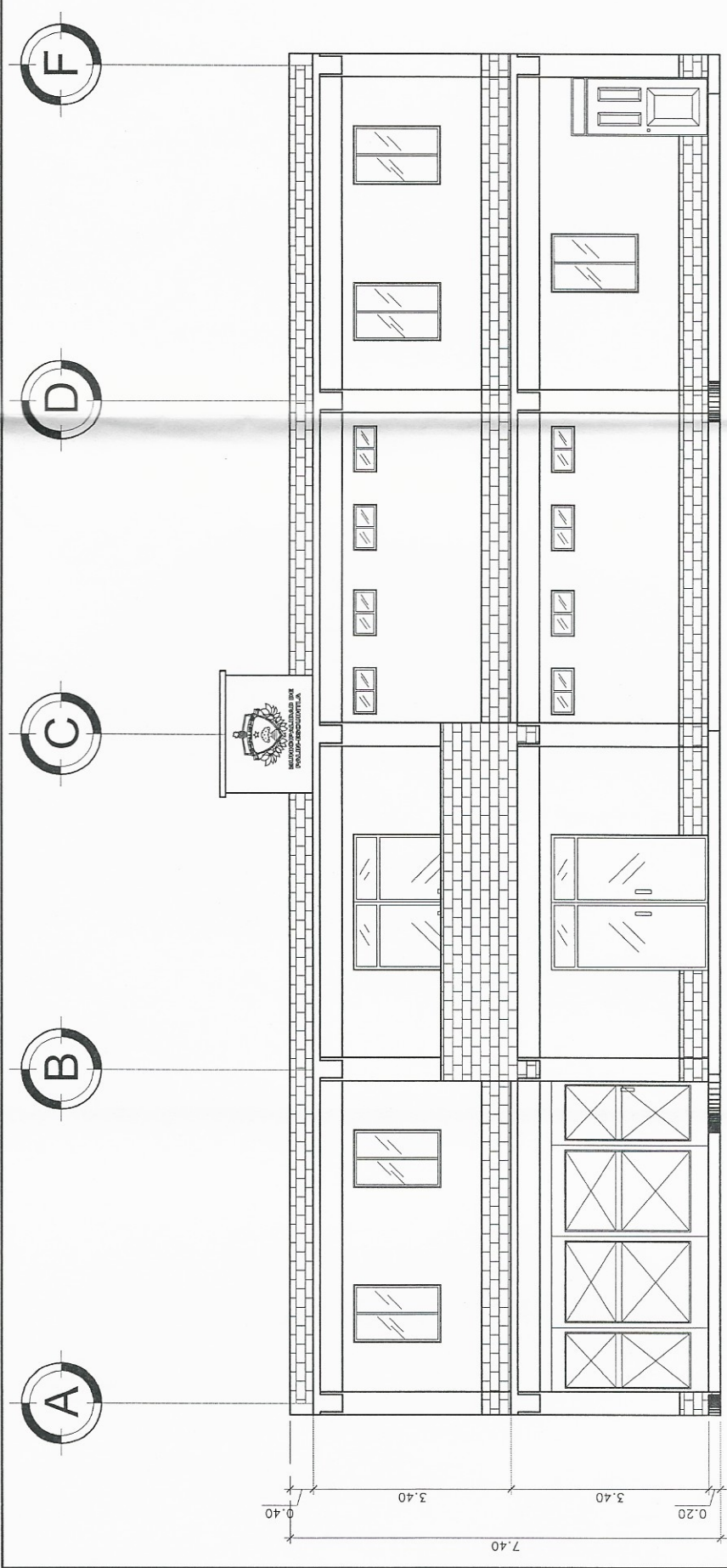
ESCALA 1:125



PLANTA AMUEBLADA  
SEGUNDO NIVEL

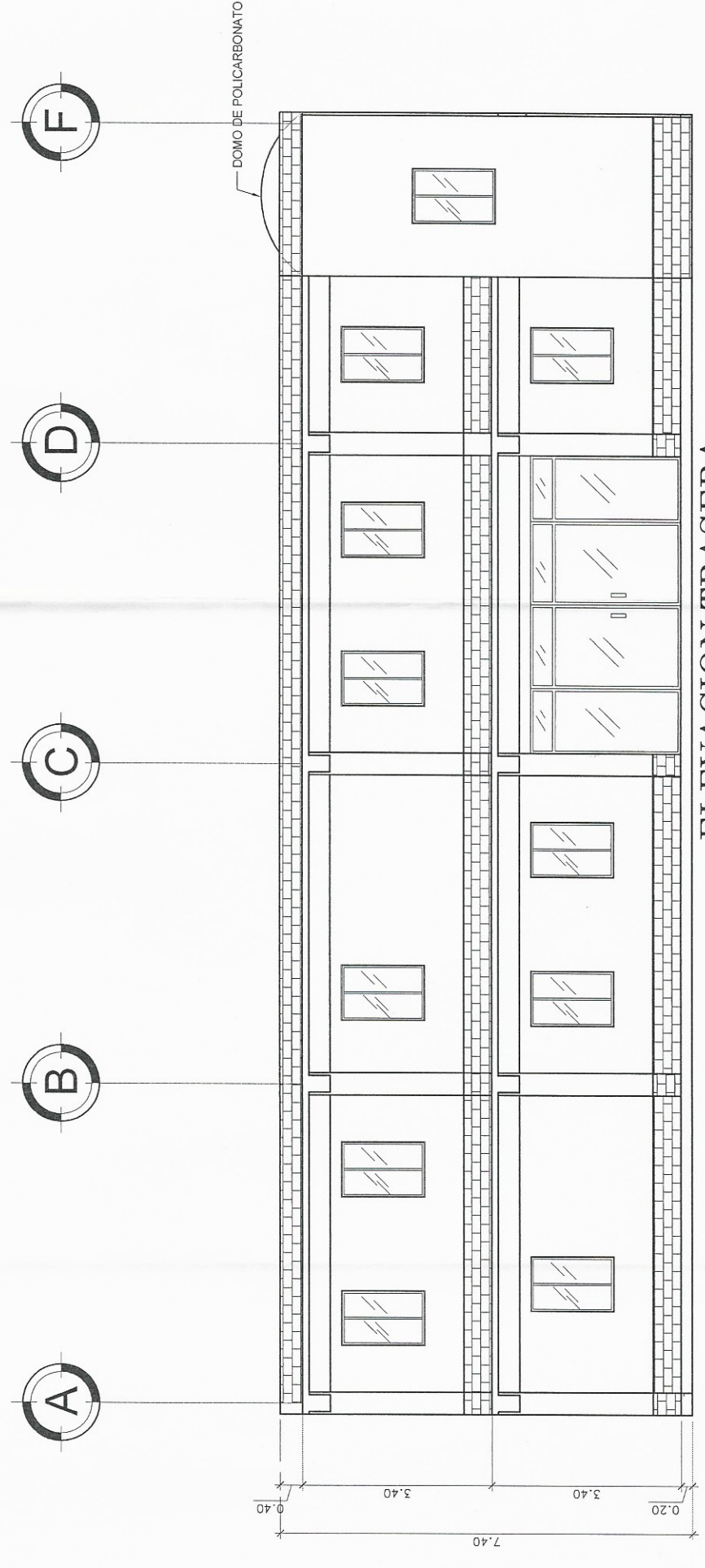
ESCALA 1:125






ELEVACION FRONTAL

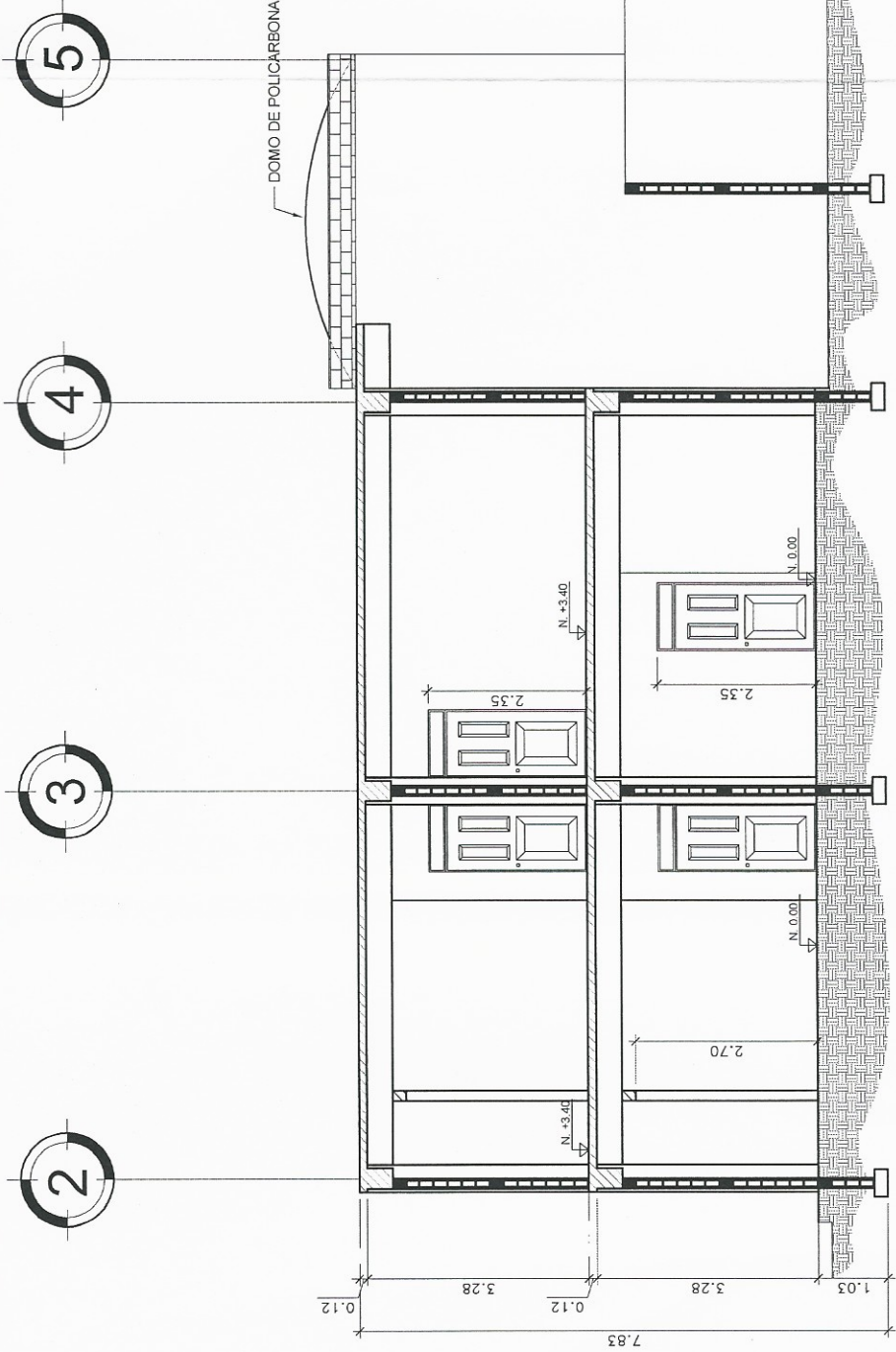
ESCALA 1:50



ELEVACION TRASERA

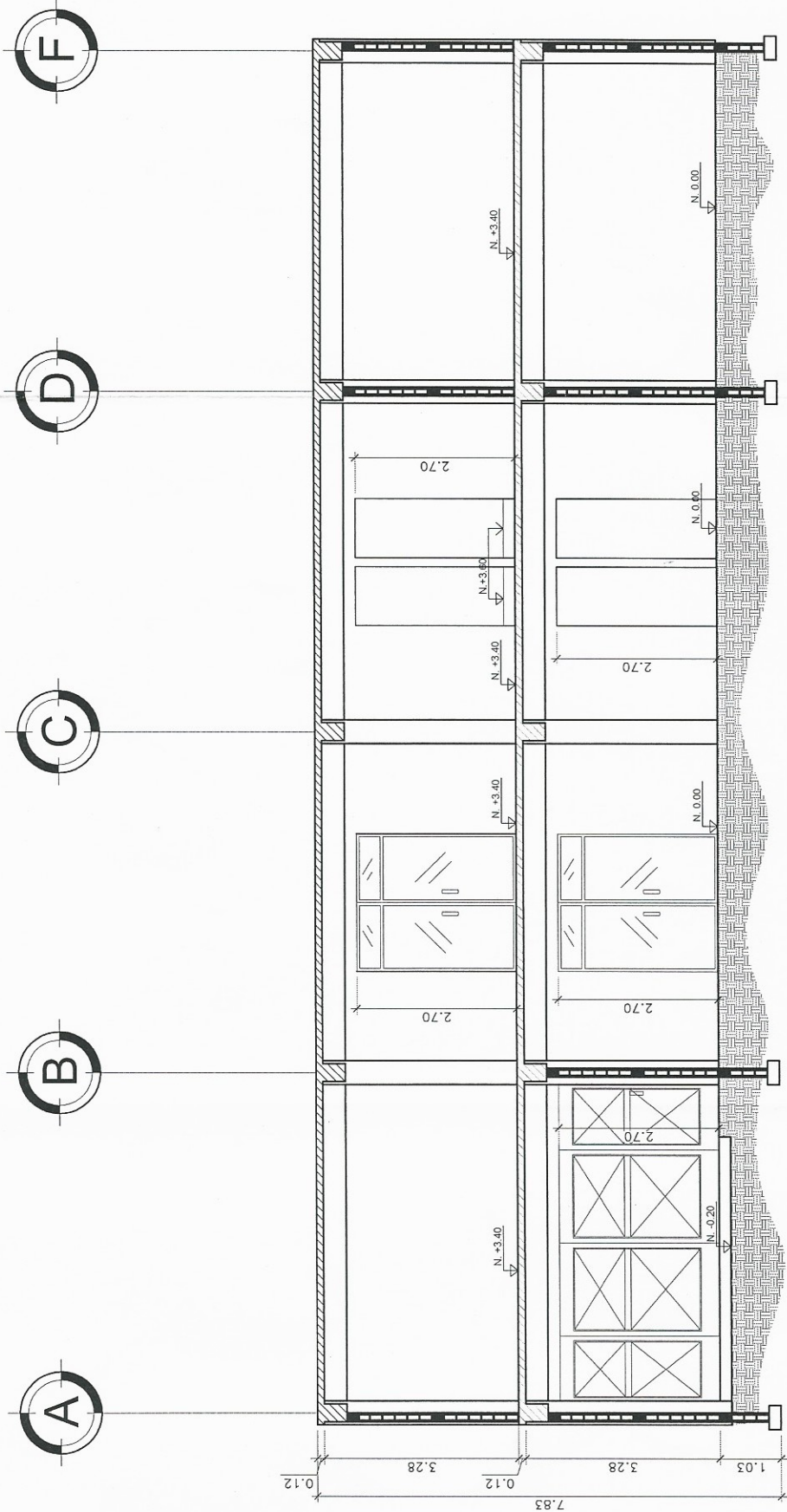
ESCALA 1:50


  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
   
 FACULTAD DE ARQUITECTURA
   
 EJERCICIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
   
 PROYECTO:
   
 PLAN DE RECONSTRUCCION DEL EDIFICIO MUNICIPAL 2
   
 PALESTRA DEL ROSARIO C/ISSAN DE TIPO
   
 ASSESORADO SUPERVISADO DE EDS
   
 ASSESORADO SUPERVISADO DE EDS
   
 Unidad de Practicas de Ingeniería
   
 Fecha: 2010-2011
   
 Escala:
   
 Autor: Arq. César L.



SECCION A-A

ESCALA 1:50

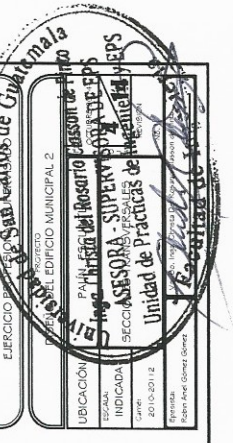


SECCION B-B'

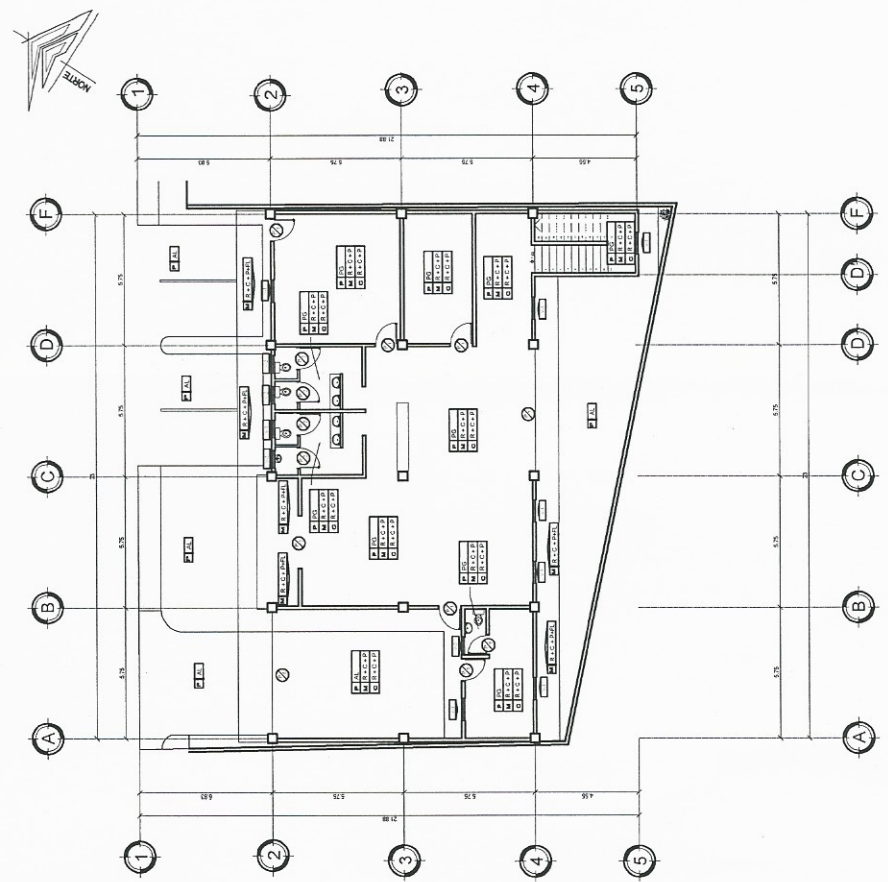
ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

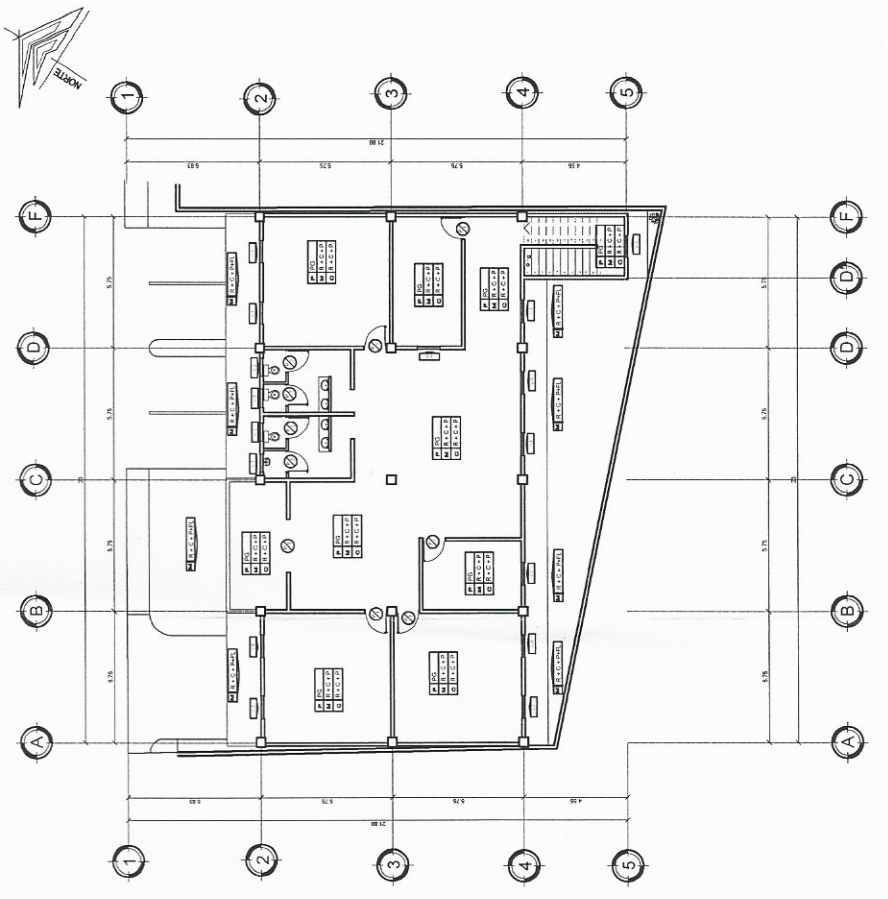


UBICACION: PAH, Edificio del Rosorio, Pasadizo de 1100  
ESTADO: INDICADA  
FECHA: 20/03/2012  
Escala: 1:50



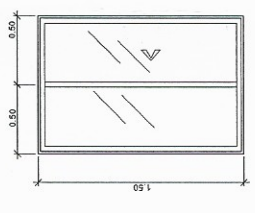
PLANTA DE ACABADOS

PRIMER NIVEL  
ESCALA 1:150

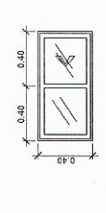


PLANTA DE ACABADOS

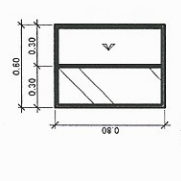
SEGUNDO NIVEL  
ESCALA 1:150



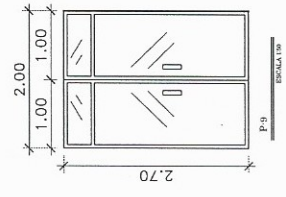
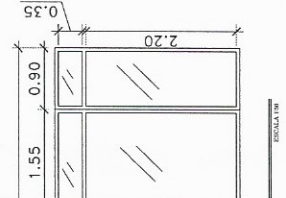
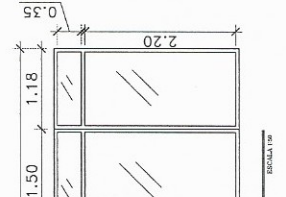
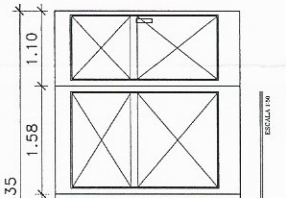
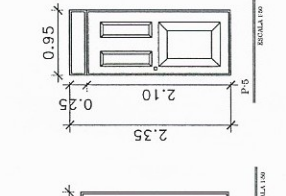
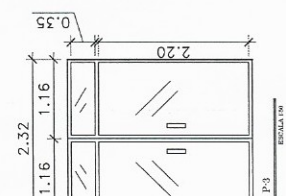
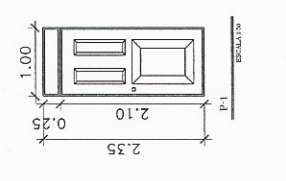
V-1  
ESCALA 1:25



V-2  
ESCALA 1:25



V-3  
ESCALA 1:25



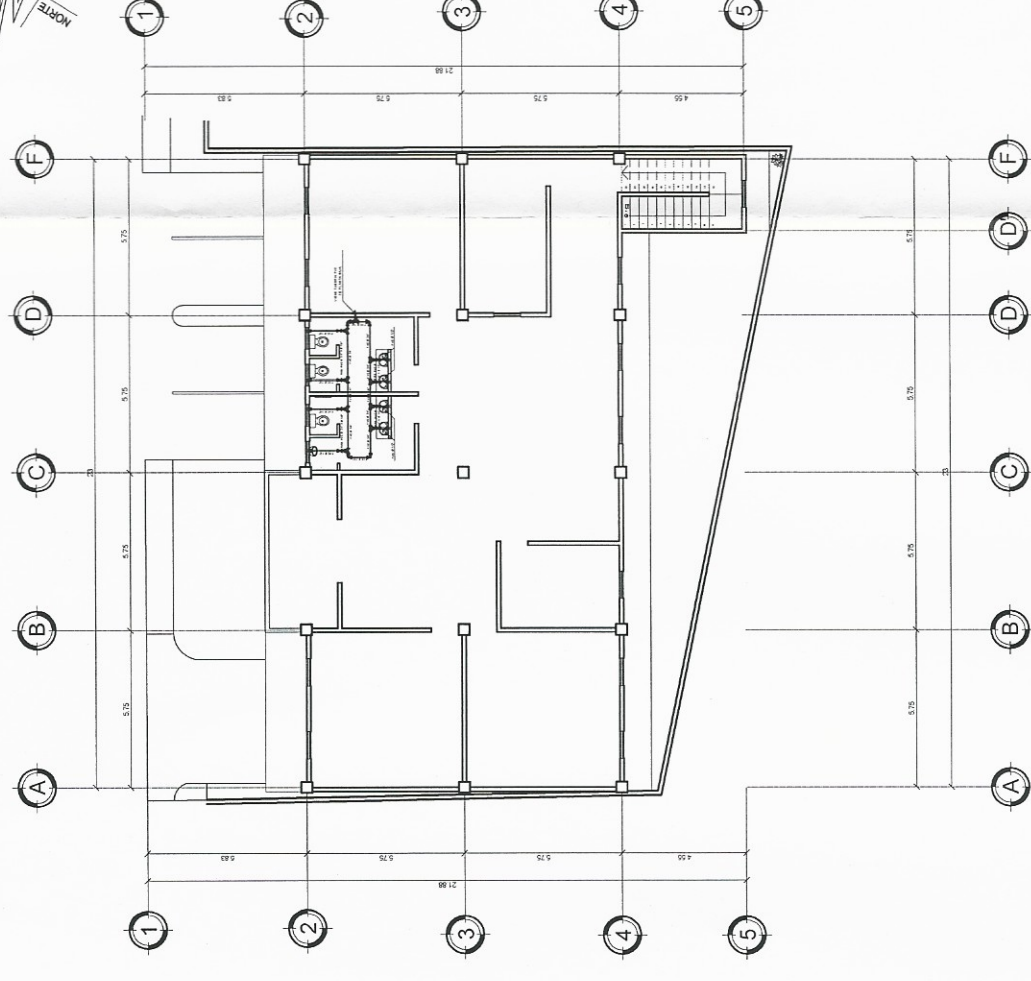
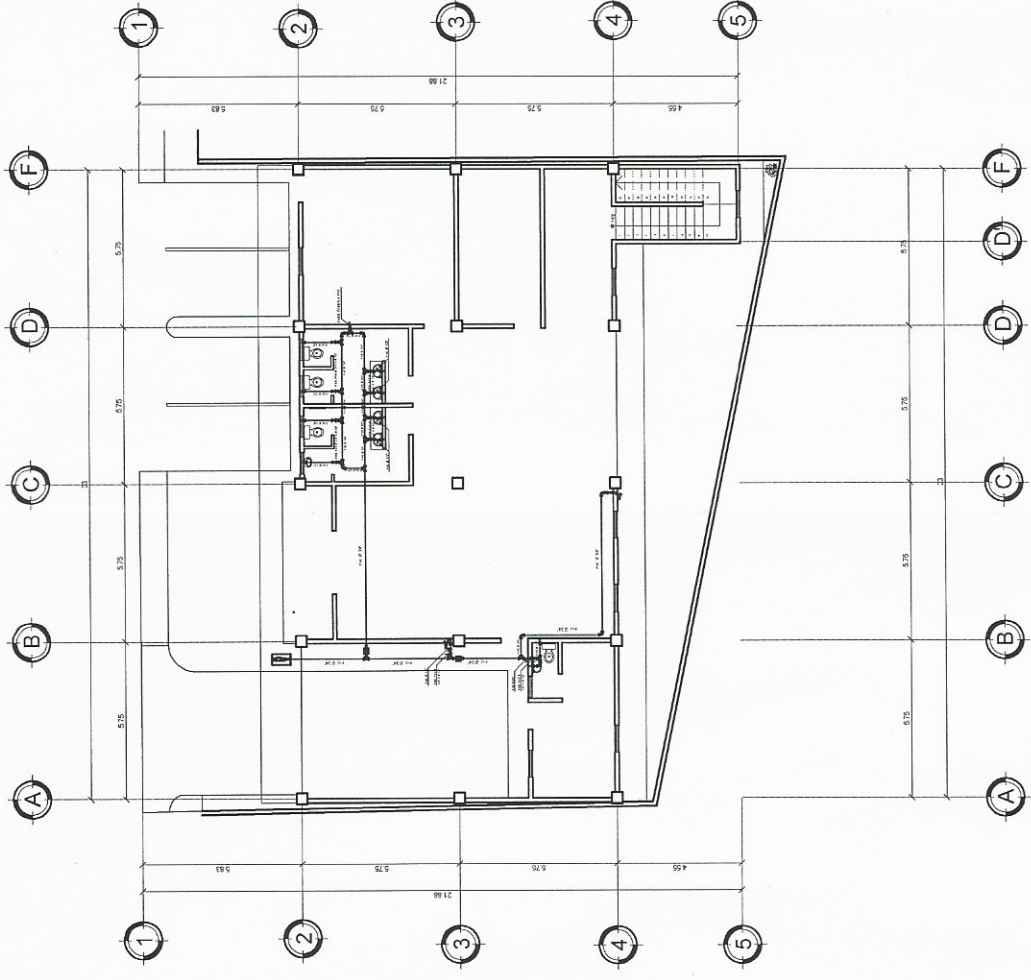
PLANILLA DE PUERTAS EDIFICIO 2

TIPO	CANTIDAD NIVEL 1	CANTIDAD NIVEL 2	ANCHO	ALTURA	SOBRE LUZ	MATERIAL
P-1	5	5	1.0000	2.1000	0.2500	METAL
P-2	4	4	1.0000	1.6500	-	METAL
P-3	1	1	2.3200	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-4	-	-	0.6400	2.1500	-	MDF
P-5	1	-	0.9500	2.3500	-	METAL
P-6	1	-	5.3500	2.7000	-	METAL
P-7	1	-	5.3500	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-8	-	-	4.9000	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO
P-9	-	-	2.0000	2.7000	-	ALUMINIO Y VIDRIO

PLANILLA DE VENTANAS EDIFICIO 2

TIPO	CANTIDAD NIVEL 1	CANTIDAD NIVEL 2	ANCHO	ALTURA	SILLAR	MATERIAL
V-1	7	11	1.0600	0.6000	1.2000	CORREDIZA ALUMINIO
V-2	5	4	0.9000	0.6000	2.3000	CORREDIZA ALUMINIO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL  
DISEÑO Y DISEÑO MUNICIPAL 2  
UBICACIÓN: ALEN, ESCUINTA  
ESCALA INDICADA: ESCALA DE PLANTA  
CARRERA: INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL  
CARRERA: ASESORIA SUPERVISORA DE OBRAS DE INGENIERIA CIVIL  
FECHA: 2010-2012  
Firma: [Firma]



**SIMBOLOGIA DE PLOMERIA**

GRAFICO	DESCRIPCION
	ACOMETIDA PRINCIPAL
	VALVULA DE COMPUERTA
	REDUCIDOR DE TUBERIA
	CODO A 90° VERTICAL
	CODO A 90° HORIZONTAL
	TEE HORIZONTAL
	TEE VERTICAL
	TUBERIA PVC PARA AGUA
	INDICA GRIFO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **PROYECTO DE RECONSTRUCCION DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PRIMARIA "MIGUEL ANTONIO CLAYTON DE VILLALBA"**

UBICACION: **AV. LA AMERICA, ZONA 1 DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

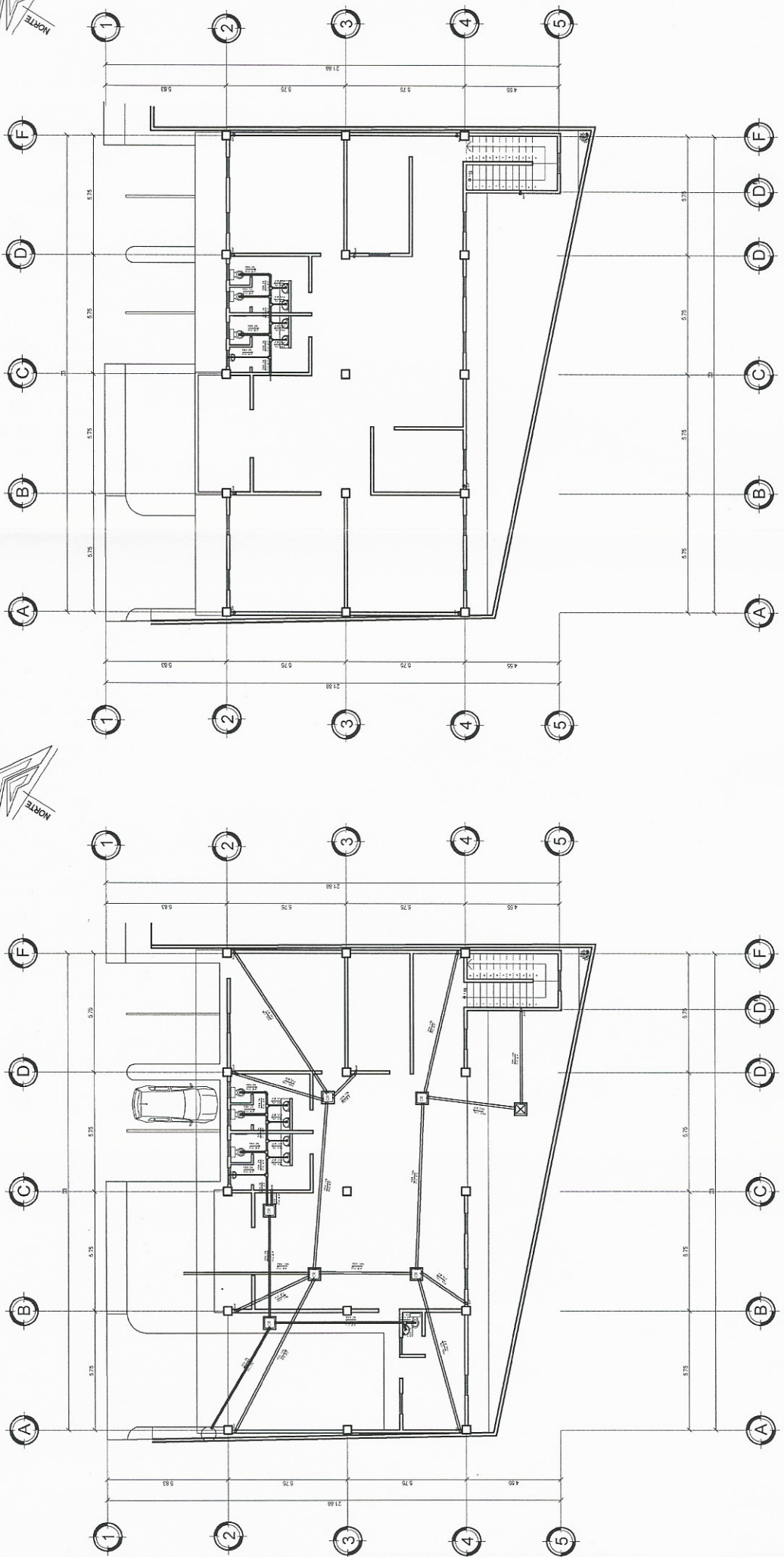
ESCALA: **1:50**

INDICADA: **ASOCIADA - SUPERVISOR EN INGENIERIA EN PLOMERIA**

FECHA: **2010-2012**

REVISOR: **RODRIGO DE VILLALBA**

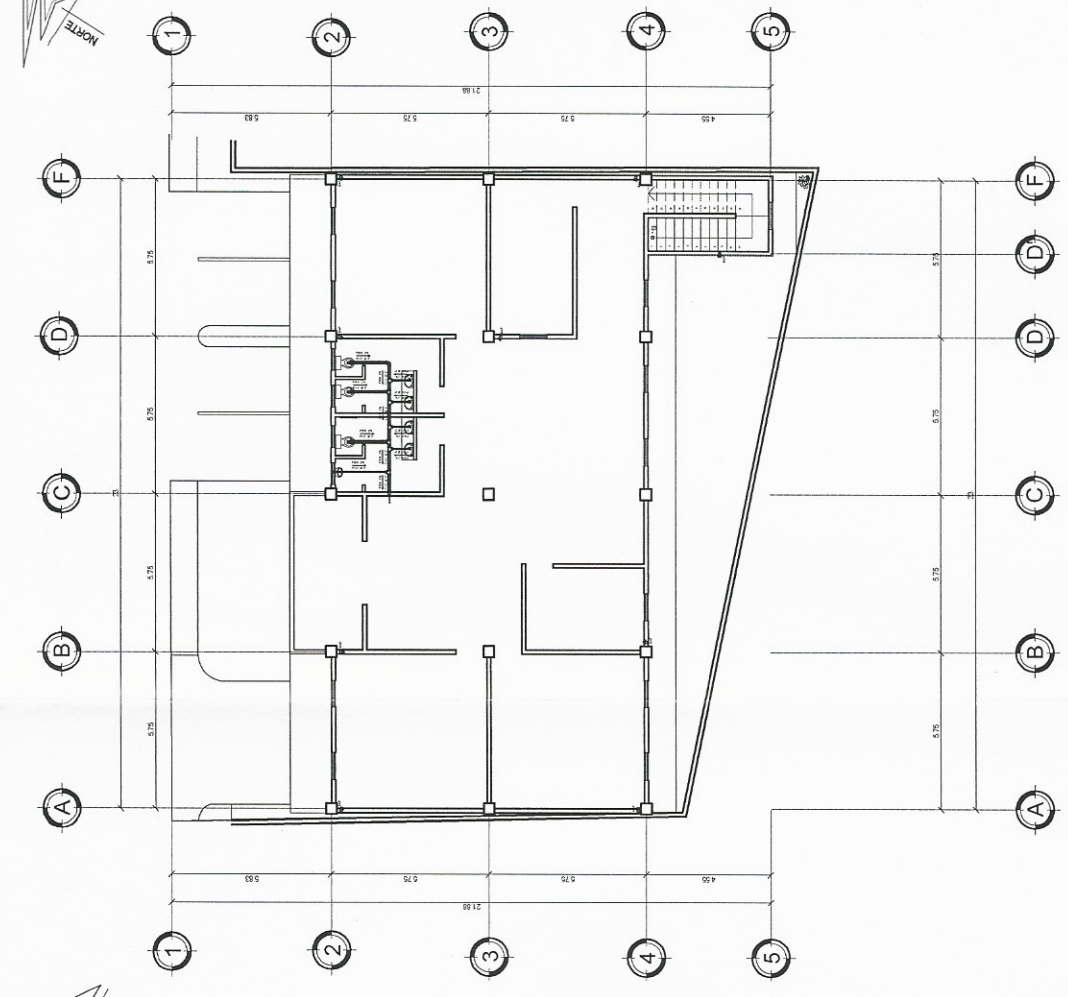
PROYECTANTE: **RODRIGO DE VILLALBA**



PLANTA DE IDRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

PRIMER NIVEL

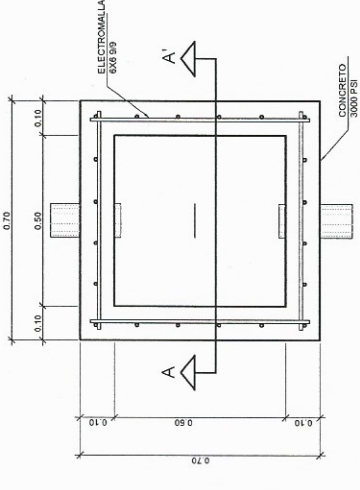
ESCALA 1:125



PLANTA DE IDRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

SEGUNDO NIVEL

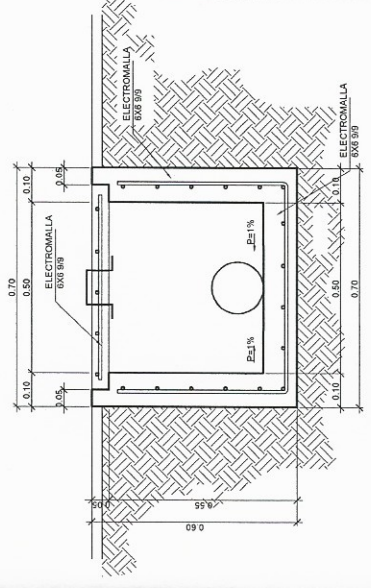
ESCALA 1:125



PLANTA CAJA "CR"

INSTALACION DE DRENAJE

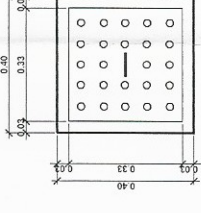
ESC. 1/10



SECCION A-A'

INSTALACION DE DRENAJE

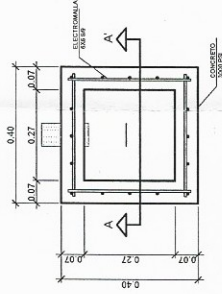
ESC. 1/10



PLANTA CAJA "R"

INSTALACION DE DRENAJE

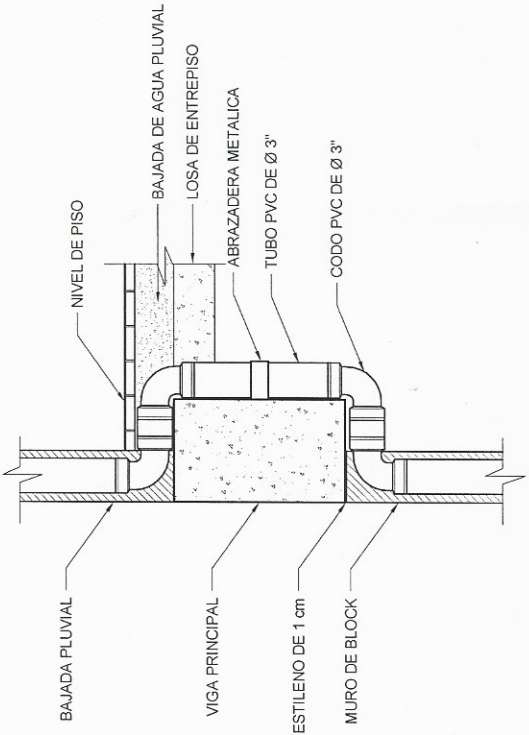
ESC. 1/10



SECCION A-A'

INSTALACION DE DRENAJE

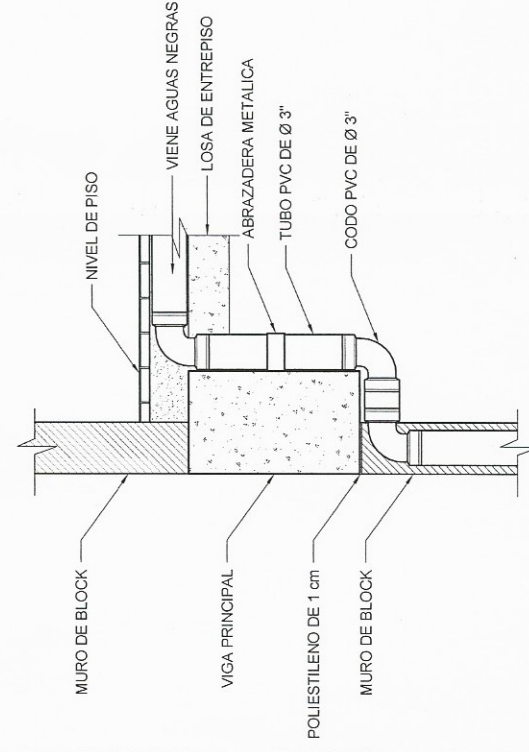
ESC. 1/10



DETALLE DE BAP

INSTALACION DE DRENAJE

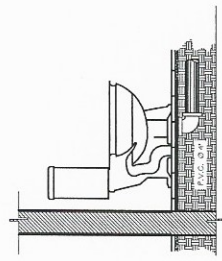
ESC. 1/10



DETALLE DE BAN

INSTALACION DE DRENAJE

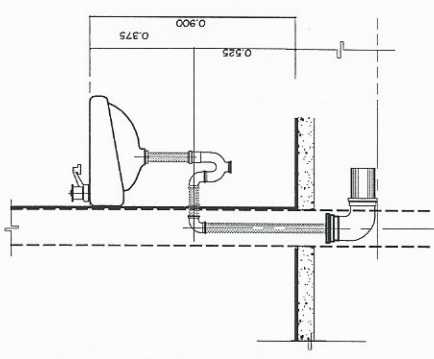
ESC. 1/10



DETALLE DE SANITARIO

INSTALACION DE DRENAJE

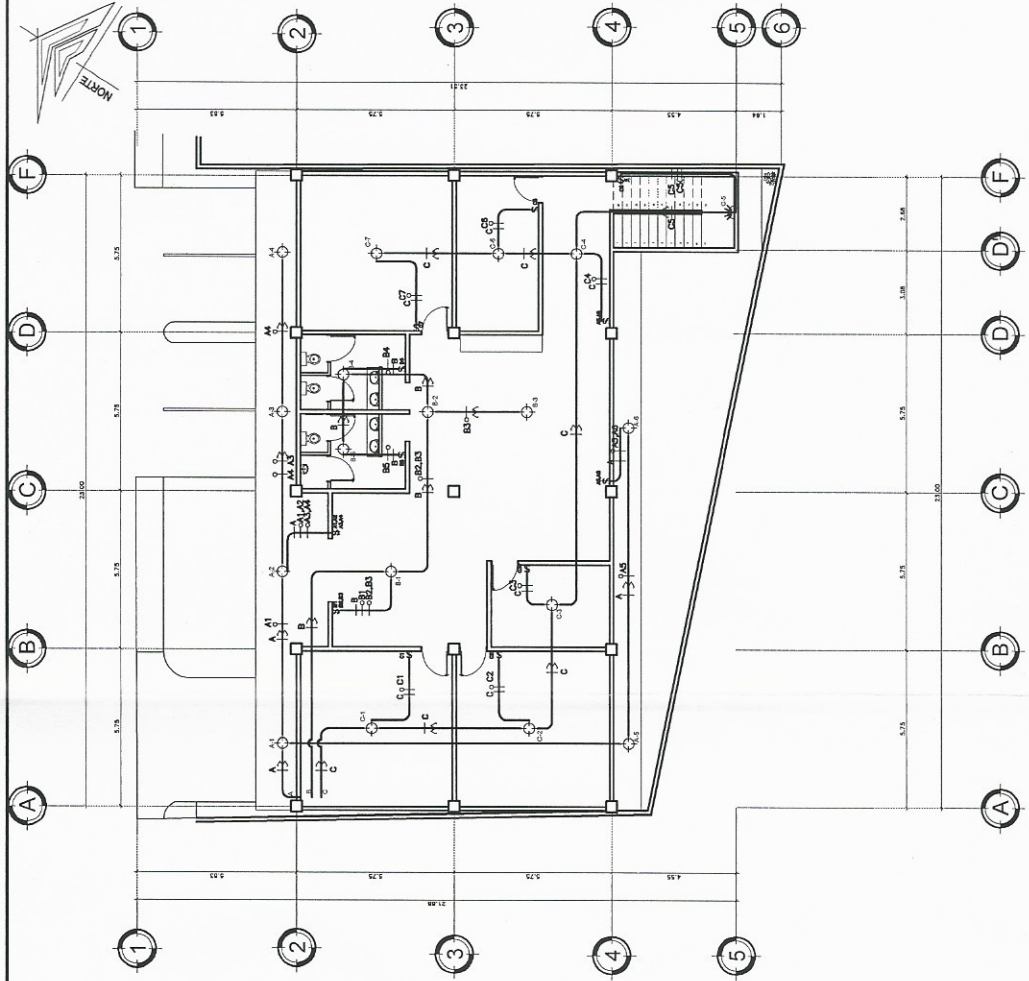
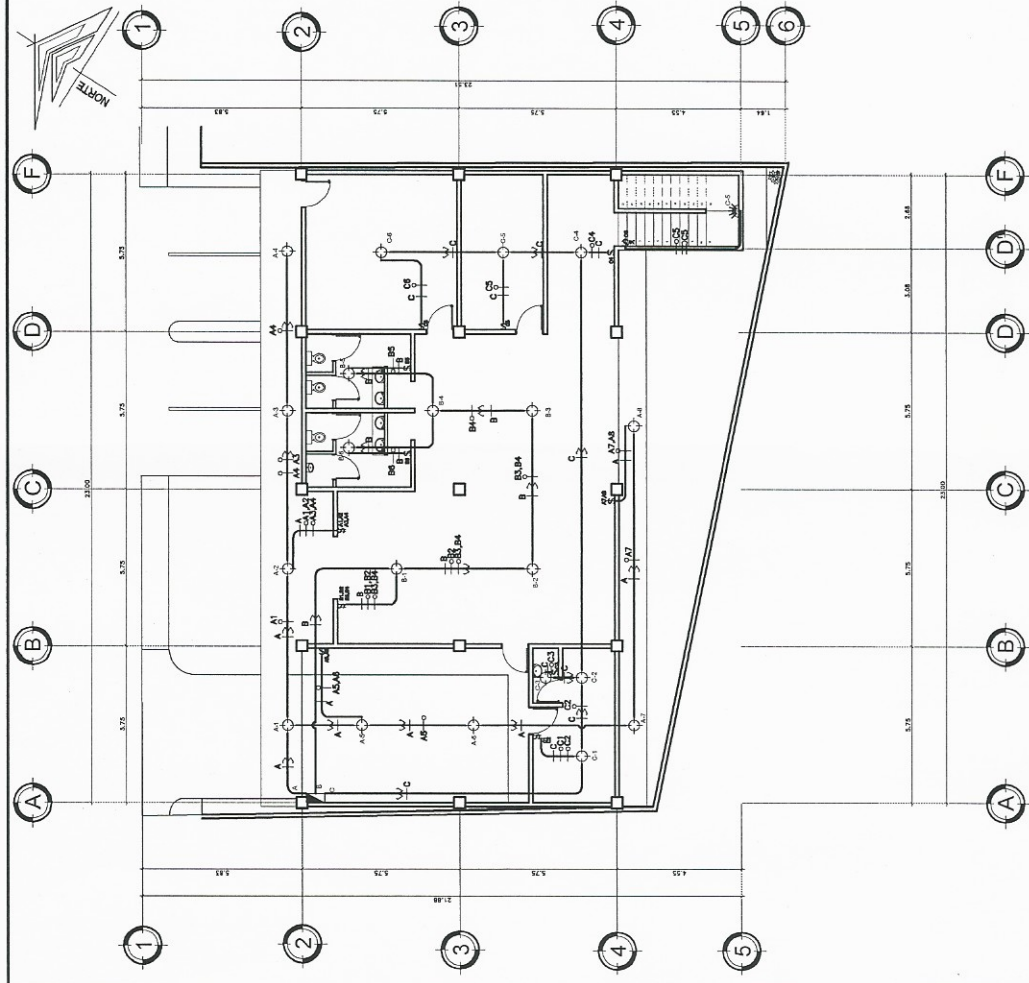
ESC. 1/15



DETALLE DE LAVAMANOS

INSTALACION DE DRENAJE

ESC. 1/15

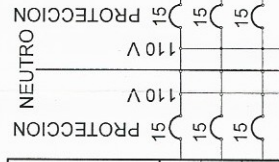


SIMBOLÓGIA DE ILUMINACIÓN

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
1-2	ILUMINACIÓN EN CIELO	⏏	INTERRUPTOR SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.
⏏	FOCOS	⏏	INTERRUPTOR DOBLE H=1.20 S.N.P.T.
1-2	ILUMINACIÓN PARA PROYECTORES (REFLECTORES)	⏏	INTERRUPTOR TRIPLE H=1.20 S.N.P.T.
↕	LÍNEA NEGATIVO CALIBRE 12 TW O INDICADO	⏏	INTERRUPTOR THREE WAY(3 VÍAS) SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.
3-⊥	LÍNEA DE PUENTE CALIBRE 12 TW O INDICADO	⏏	INTERRUPTOR DOBLE MÁS TOMACORRIENTE H=1.20 S.N.P.T.
2-⊥	LÍNEA POSITIVO CALIBRE 12 TW O INDICADO	⏏	ACOMETICA 220
2-⊥	LÍNEA DE RETORNO CALIBRE 12 TW O INDICADO	⏏	ILUMINACIÓN EN PARED
⊥	TUBO PVC ELÉCTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA	⏏	FOCOS
⊥	TUBO PVC ELÉCTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED	⏏	POLARIZACIÓN A TIERRA
⊥	TUBO PVC ELÉCTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO		

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE ILUMINACION

POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMERO DE UNIDADES	CIRCUITO
110	6.95	0.8	ILUMINA	8	A
110	5.21	0.6	ILUMINA	6	B
	12.16	1.4	TOTAL	14	



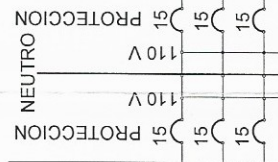
NOTA:  
CIRCUITO NEUTRO RETORNO  
CABLE # 12  
CABLE # 12  
CABLE # 12

CADA CIRCUITO UTILIZARA UN FLIPÓN DE 15 AMP  
POLIDUCTO A UTILIZAR 3/4"  
DEL POSTE AL TRANSFORMADOR Y DEL TRANSFORMADOR A LA CAJA PRINCIPAL  
POLIDUCTO A UTILIZAR 1 1/2"

CIRCUITO	NUMERO DE UNIDADES	USO	CARGA	INTENSIDAD	POTENCIAL
C	6	ILUMINA	0.6	5.21	110
	6	TOTAL	0.6	5.21	

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE ILUMINACION

POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMERO DE UNIDADES	CIRCUITO
110	5.21	0.6	ILUMINA	6	A
110	4.34	0.5	ILUMINA	5	B
	9.55	1.1	TOTAL	11	



CIRCUITO	NUMERO DE UNIDADES	USO	CARGA	INTENSIDAD	POTENCIAL
C	7	ILUMINA	0.7	6.07	110
	14	TOTAL	1.4	12.14	

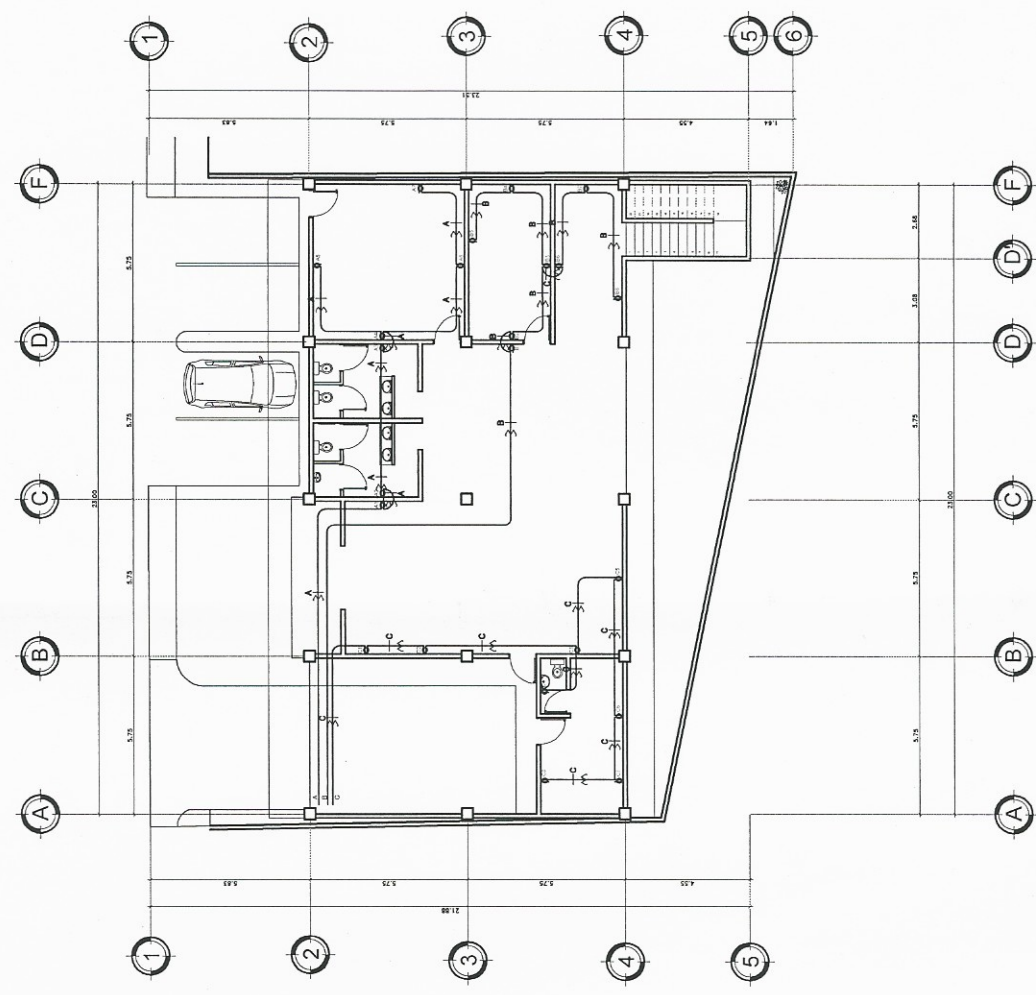


SECCION DE CABLE # 12



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO DE GRADUACION





PLANTA DE FUERZA

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125

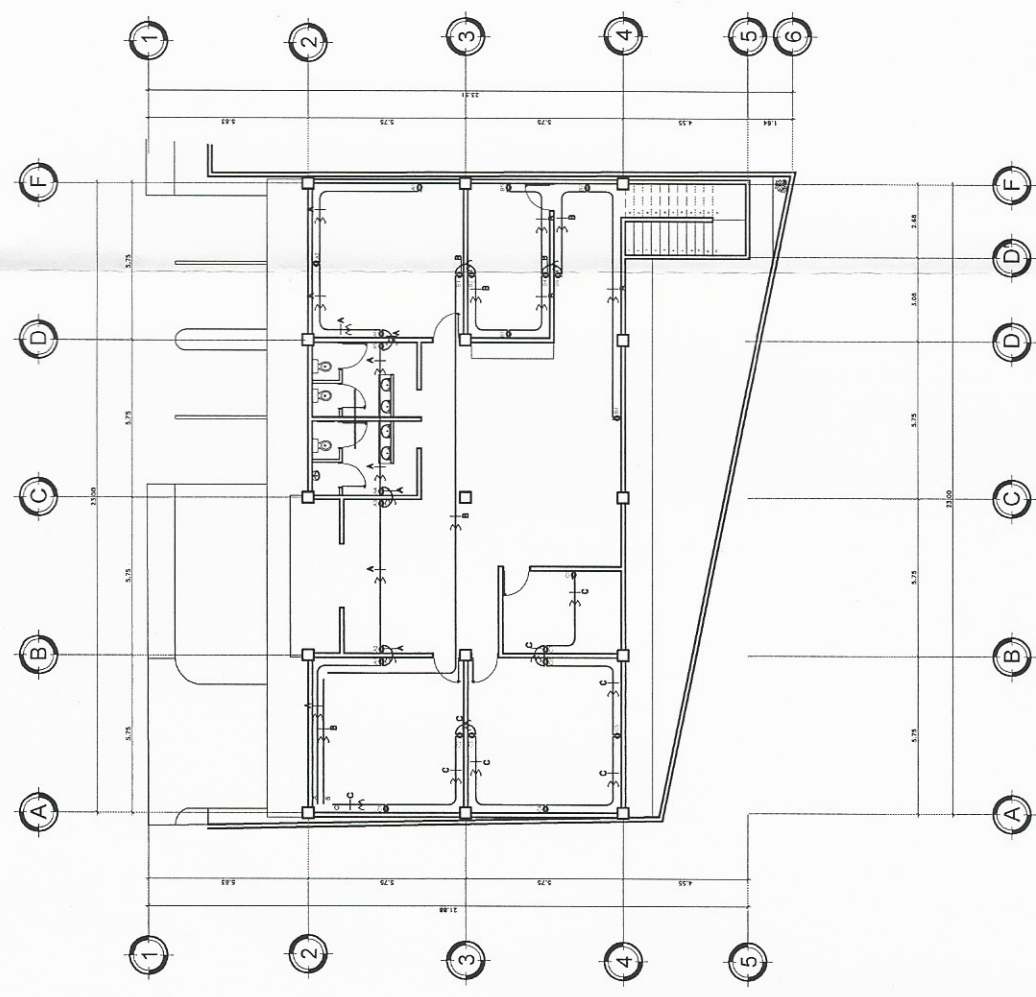
DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE FUERZA

POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMERO DE UNIDADES DE CIRCUITO	FUERZA	K.W.	AMPS.	VOLTS.
120	12.17	1.4	FUERZA	7	A			120
120	13.91	1.6	FUERZA	8	B			120
	26.08	3	TOTAL	15				

PROTECCION	NEUTRO	PROTECCION
20	120 V	20
20	120 V	20
20		20

SIMBOLOGIA DE FUERZA

SIMBOLO	SIGNIFICADO
	LINEA NEGATIVO CALIBRE 10 TW O INDICADO
	LINEA POSITIVO CALIBRE 10 TW O INDICADO
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED
	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO



PLANTA DE FUERZA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:125

DIAGRAMA UNIFILAR PARA INSTALACION DE FUERZA

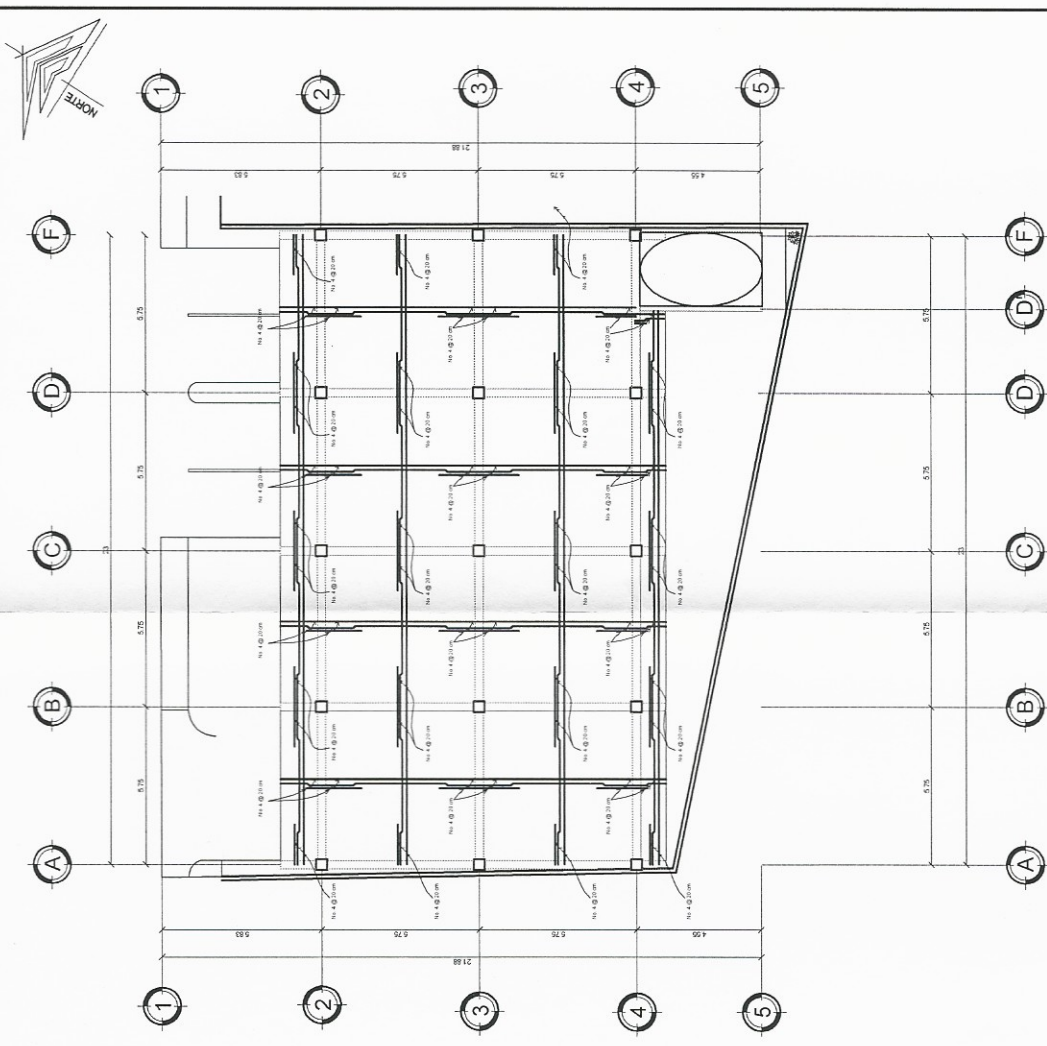
POTENCIAL	INTENSIDAD	CARGA	USO	NUMERO DE UNIDADES DE CIRCUITO	FUERZA	K.W.	AMPS.	VOLTS.
120	13.9	1.6	FUERZA	8	A			120
120	13.9	1.6	FUERZA	8	B			120
	27.8	3.2	TOTAL	16				

PROTECCION	NEUTRO	PROTECCION
20	120 V	20
20	120 V	20
20		20

NOTA:  
 CABLE #10 POSITIVO  
 CABLE #10 NEGATIVO  
 TIERRA FISICA

CADA CIRCUITO UTILIZARA UN RUPON DE 30 AMP

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD  
 ING. Christian Bogado Lora  
 ASESORA - SUPERVISORA DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería



PLANTA ARMADO DE LOSA

SEGUNDO NIVEL

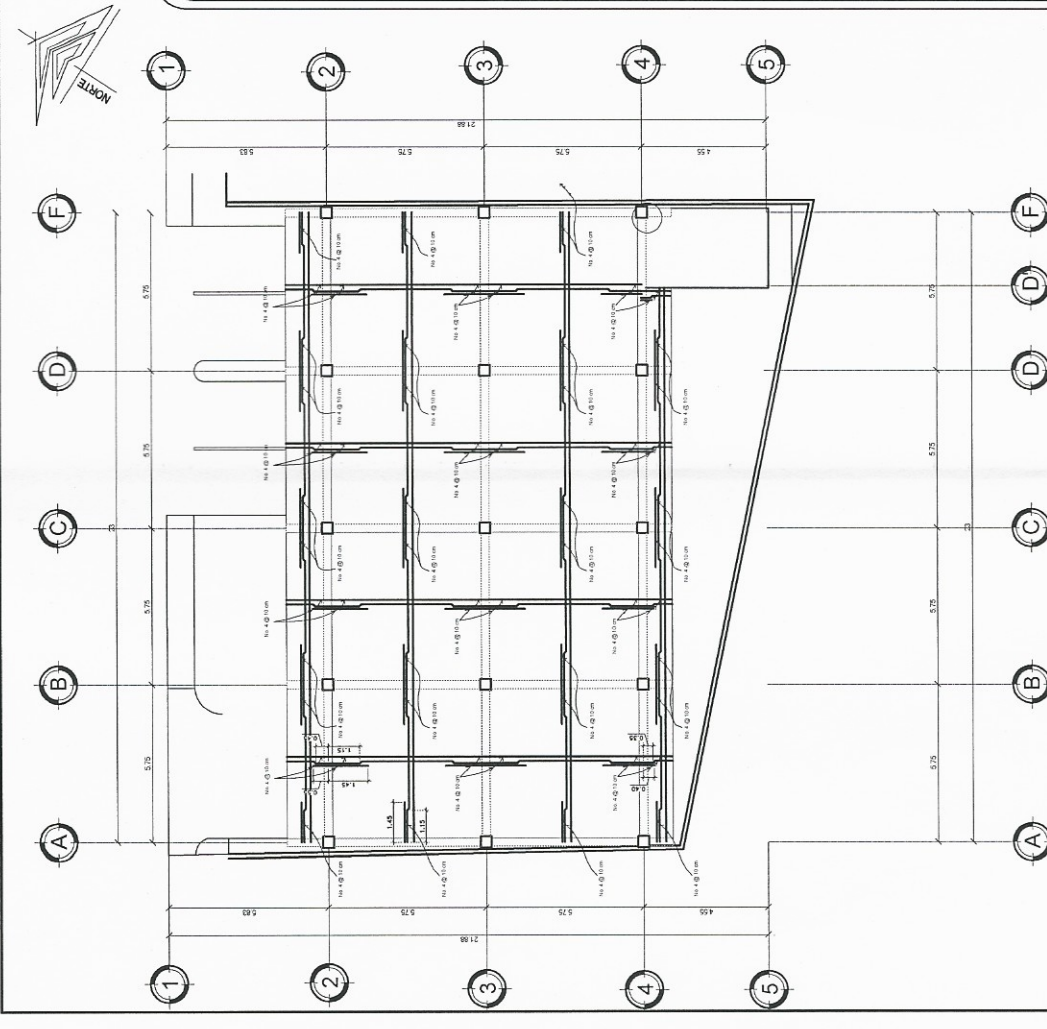
ESCALA 1:125

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- EL REFUERZO A UTILIZAR SERA VARILLAS DE ACERO CORRUGADO GRADO 40 (210 Kg/cm<sup>2</sup>) Y DEBERA CUMPLIR CON LO ESTIPULADO EN LAS DISPOSICIONES DE LA NORMA ASTM A615M. (SECCION 3.6.3, ACI 318-08)
- EL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO (RIELES Y TENSIONES) PERPENDICULAR A UN BORDE DISCONTINUO, DEBE PROLONGARSE HASTA EL BORDE DE LA LOSA Y TENER UNA LONGITUD EMBEBIDA POR LO MENOS 0.15 m DENTRO DE LA VIGA (SECCION 13.3.2, ACI 318-08)
- EL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO (BASTONES) PERPENDICULAR A UN BORDE DISCONTINUO, DEBE ANCLARSE A LA VIGA. (SECCION 13.3.4, ACI 318-08)
- TODO EL REFUERZO A EMPLEARSE DEBE DOBARSE EN FRO (SECCION 7.3, ACI 318-08)
- EL DOBLER PARA EXTREMOS DE VIGAS DISCONTINUAS SERA DE 90° Y SU LONGITUD DEBERA SER DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA (SECCION 12.5, ACI 318-08)
- LA SUPERFICIE DEL ACERO DEBE ESTAR LIBRE DE TODA SUSTANCIA QUE REDUZCA LA ADHERENCIA ENTRE EL CONCRETO Y EL ACERO (SECCION 7.4, ACI 318-08)
- EL ACERO DE REFUERZO DEBERA ESTAR ADECUADAMENTE ASEGUARADO CON PRESION ANTES DEL COLOCADO DEL CONCRETO (SECCION 7.5, ACI 318-08)
- EL ESPACIAMIENTO MINIMO ENTRE DOS CAMAS DE ACERO DE REFUERZO DEBERA SER DE 2.5 cm (SECCION 7.6.1, ACI 318-08)
- EL RECURRIMIENTO MINIMO DE CONCRETO SOBRE EL ACERO DE REFUERZO SERA DE 2.0 cm (SECCION 7.7.1, ACI 318-08)
- LA LONGITUD DE EMPALMES EN EL ACERO DE REFUERZO EN NINGUN CASO DEBERA SER MENOR A 0.30 m (SECCION 12.15 Y 12.16, ACI 318-08)
- PARA GANCHOS ESTANDAR CON DOBLEZ DE 90°, LA LONGITUD DEL GANCHO DEBERA SER DE 12 cm. PARA GANCHOS DE 180° LA LONGITUD DEBERA SER MAYOR DE 6.5 cm (SECCION 12.5, ACI 318-08)
- EL CONCRETO A UTILIZAR SERA DE PESO NORMAL CON UN  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- PARA REALIZAR EL DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO DEBERA RESPETARSE LO QUE SE ESTIPULA EN EL CAPITULO 4 Y 5 DEL ACI 318-08 Y DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO POR LA NORMA ASTM C33
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO PARA EL CONCRETO SERA COMO SE ESTIPULA EN EL CAPITULO 4 Y 5 DEL ACI 318-08 Y DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO POR LA NORMA ASTM C33
- EL AGUA EMPLEADA EN EL MEZCLADO DEL CONCRETO DEBERA CUMPLIR CON LO REQUERIDO EN LAS NORMAS ASTM C1602M
- LA FORMALETA PARA LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERAN SER HERMETICOS PARA IMPEDIR LA FUJA DEL CONCRETO. DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ASEGUARADAS PARA ASEGURAR SU FUNCIONAMIENTO (SECCION 6.12 A 6.19, ACI 318-08)
- LA FORMALETA PODRA SER RETIRADA ANTES DE LOS 28 DIAS DEL VERTIDO DEL CONCRETO, SIEMPRE Y CUANDO EL RESPONSABLE DE LA SUPERVISION DE LA OBRA LO AUTORIZA.
- EL ESPACIAMIENTO DEL PRIMER ESTRIBO DE CONFINAMIENTO EN VIGAS SE COLOCARA A 5cm DE LA CARA DEL ELEMENTO DE APOYO (COLUMNA) SEGUN LAS DISPOSICIONES DEL ACI 318-08, SECCION 21.5.3.2
- EL DOBLER PARA EXTREMOS DE LAS VIGAS DISCONTINUAS SERA DE 90° Y SU LONGITUD DEBERA SER DE 12 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA (SECCION 12.5, ACI 318-08)

**NOTA:**

- EL ESPESOR DE TODAS LAS LOSAS SERA DE 0.12 m.
- LAS CARGAS DE DISEÑO SE TOMARON DE LAS NORMAS NSE 2 DE AGIES PARA GUATEMALA.
- PARA EL DISEÑO DE LA LOSA SE UTILIZO EL CODIGO ACIE 3185-08 COMO METODO DE ANALISIS DE EMPLEO EL METODO 3 (METODO DE COEFICIENTES) DEL ACI 318-08.

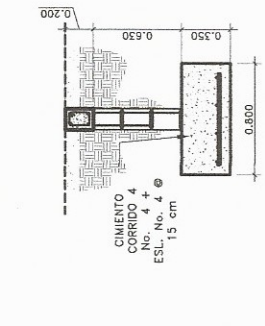
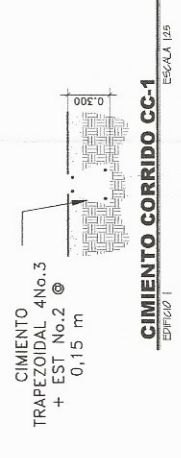
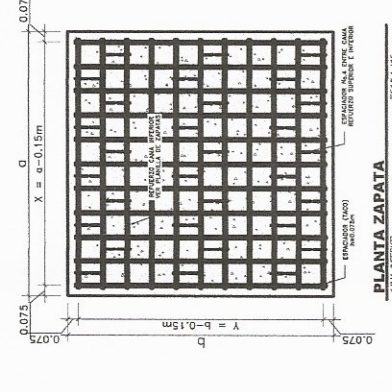
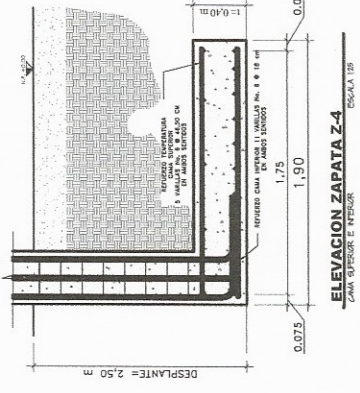
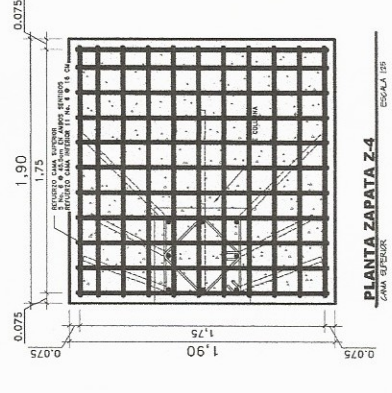
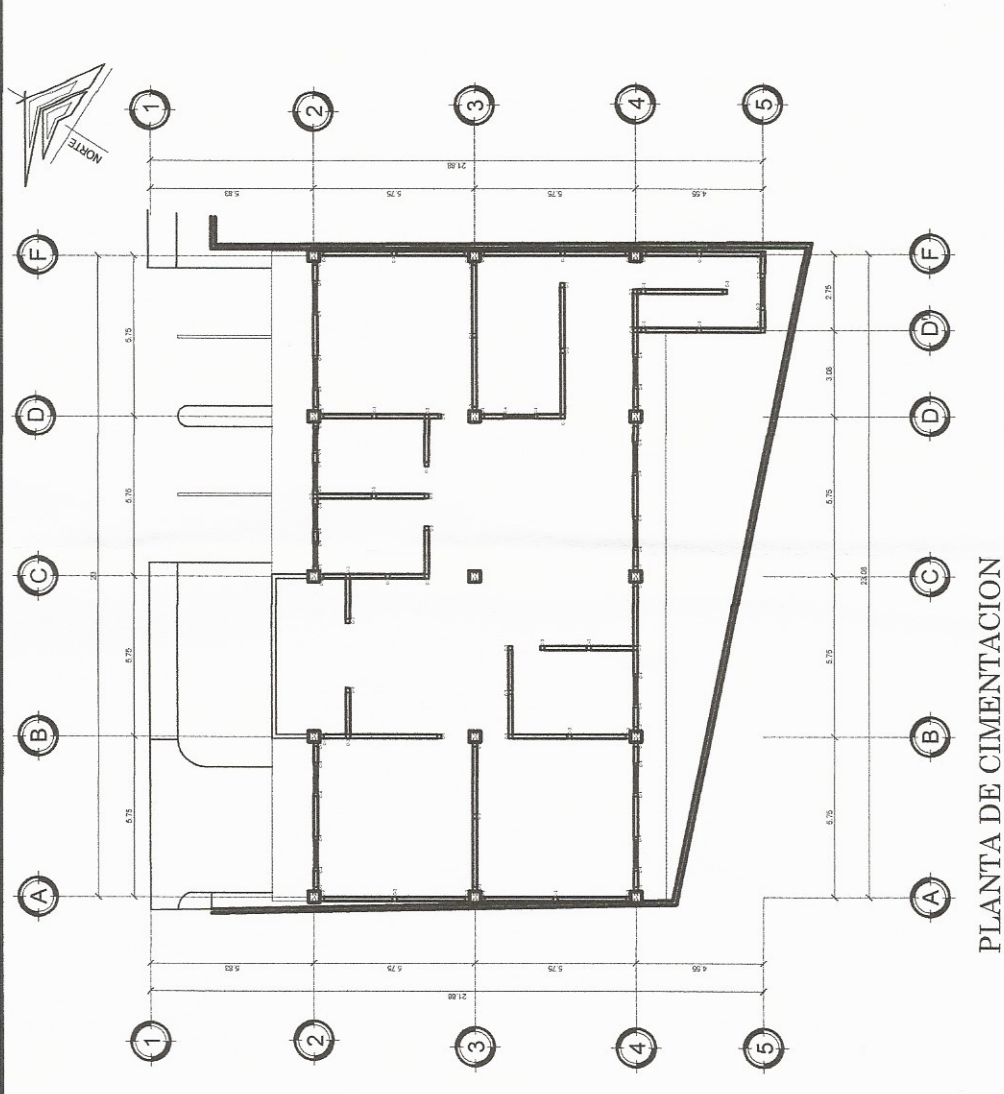
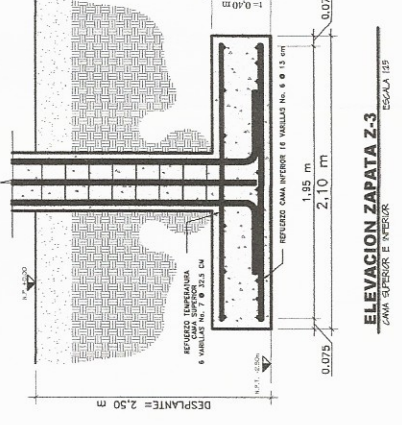
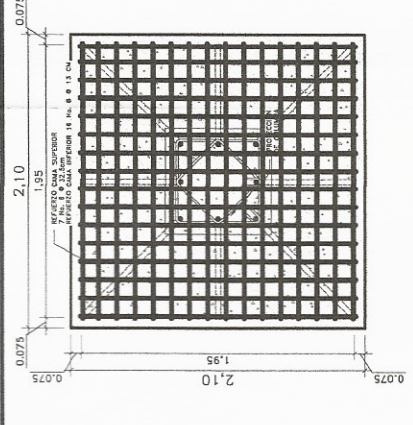
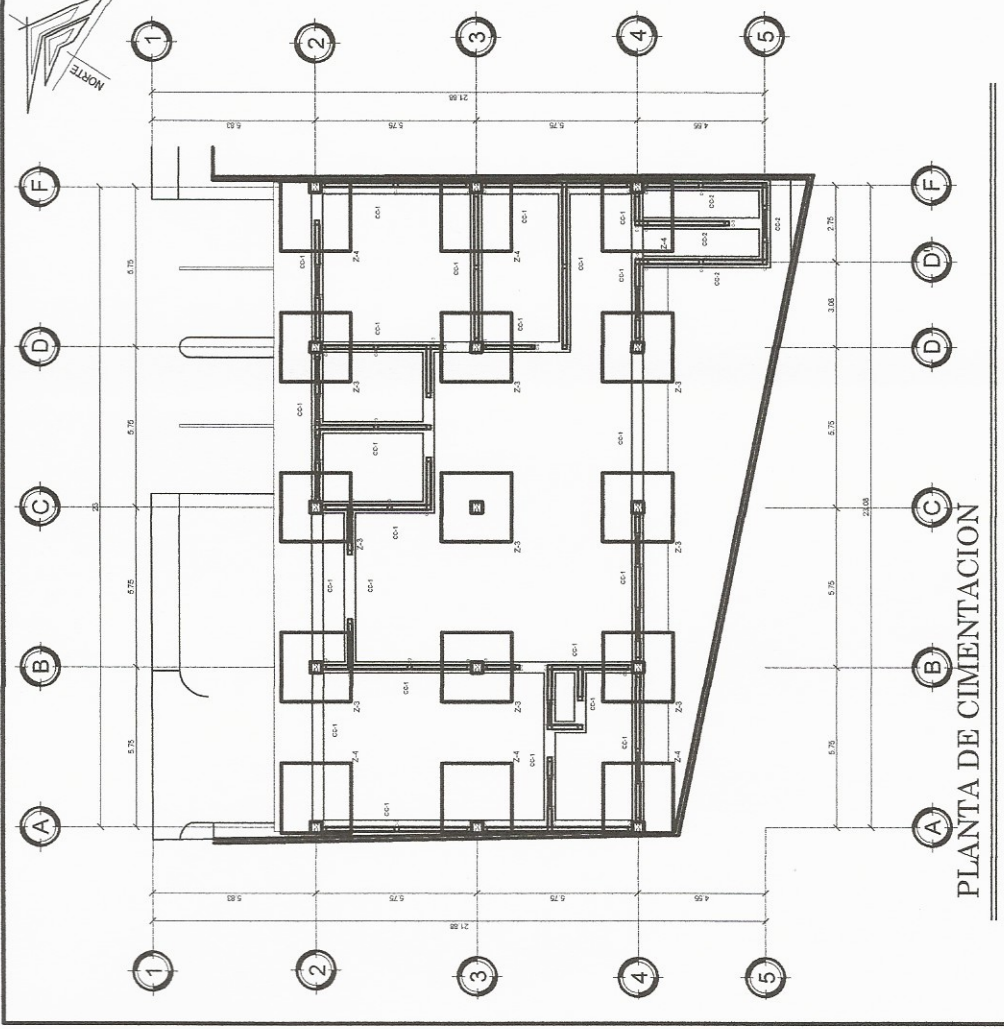


PLANTA ARMADO DE LOSA

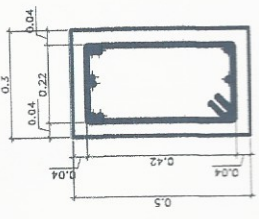
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:125

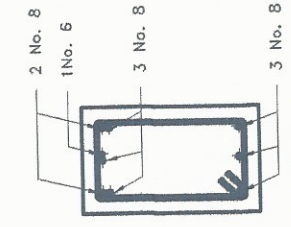




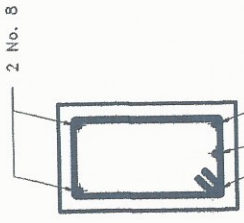
UNIVERSIDAD DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA CIVIL  
ASESORIA-SUPERVISORIA DE EPS  
EJECUCION PROFESIONAL SUPERVISADO  
PROYECTO: PLAN DE CIMENTACION PARA EL CENTRO DE PINTAS DE PINTAS  
UBICACION: [illegible]  
INDICADA: [illegible]  
FECHA: 20/02/2012  
EJECUTIVO: [illegible]  
DISEÑADOR: [illegible]



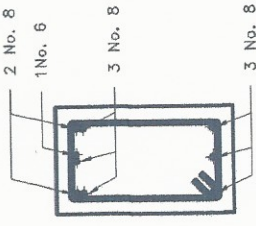
**SECCION VIGA**  
EDIFICIO 2 ESCALA 1:10



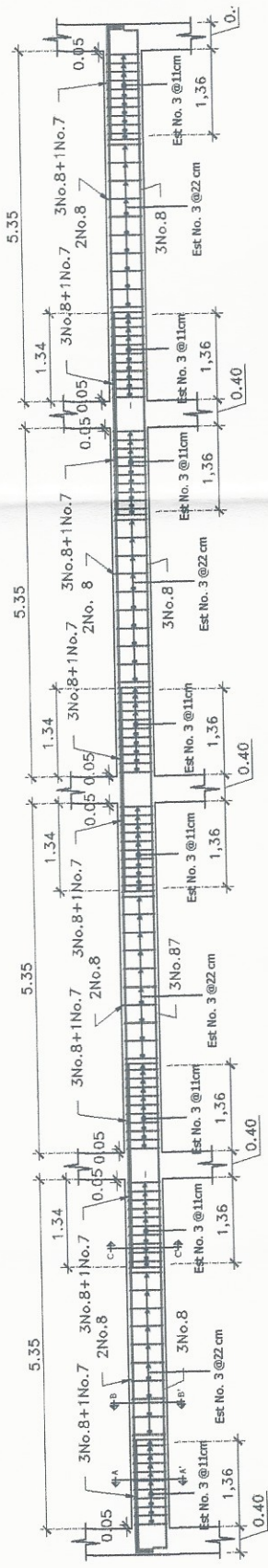
**SECCION A-A'**  
EDIFICIO 2 ESCALA 1:10



**SECCION B-B'**  
EDIFICIO 2 ESCALA 1:10

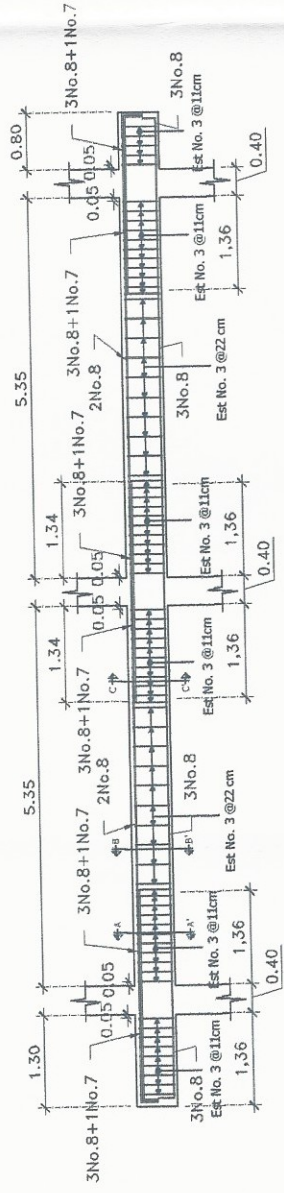


**SECCION C-C'**  
EDIFICIO 2 ESCALA 1:10



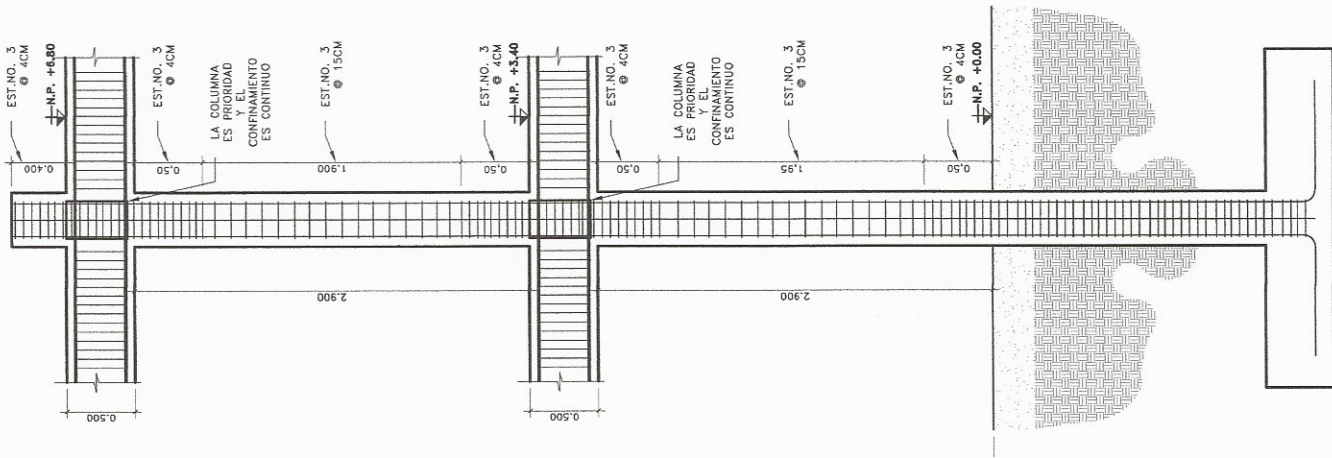
**ARMADO DE VIGAS EJES SENTIDO X**

PRIMER Y SEGUNDO NIVEL EDIFICIO 2 ESCALA 1:50

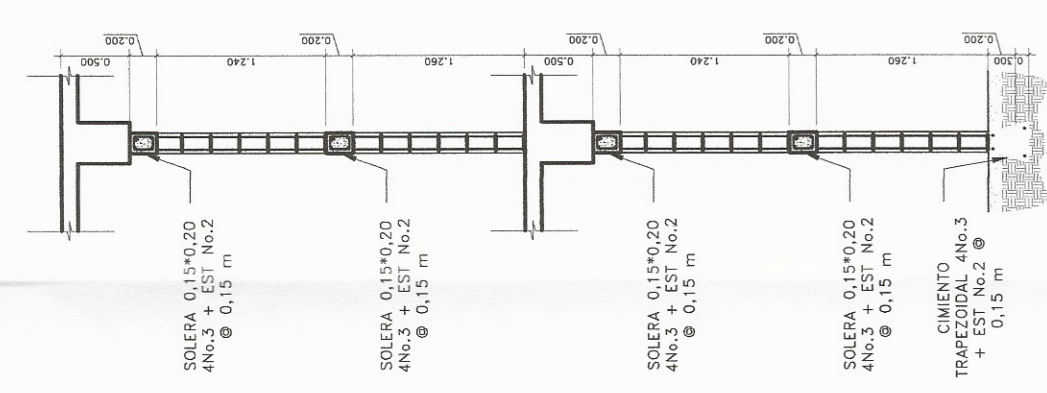


**ARMADO DE VIGAS EJES SENTIDO Y**

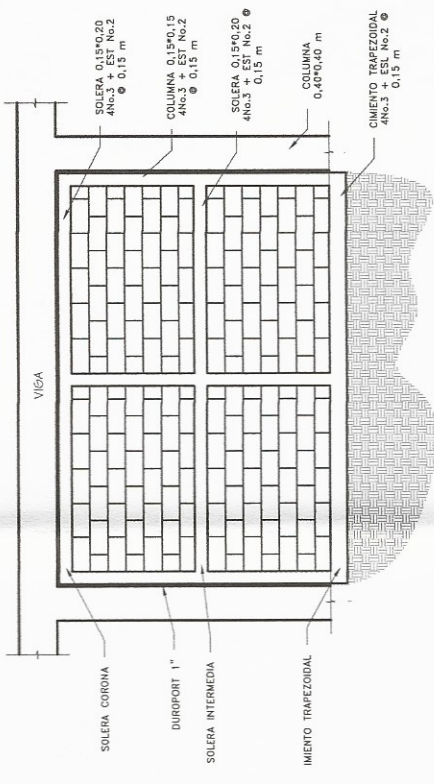
PRIMER Y SEGUNDO NIVEL EDIFICIO 2 ESCALA 1:50



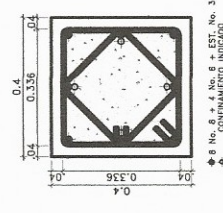
**DETALLE C-2**  
EPIFICIO 1  
ESCALA 1:20



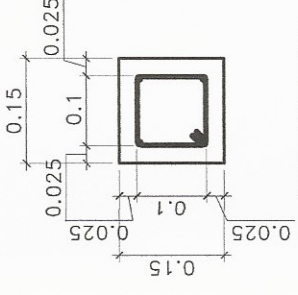
**DETALLE TIPICO DE MURO**  
EPIFICIO 1  
ESCALA 1:20



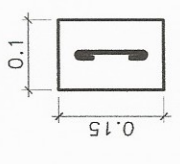
**DETALLE TIPICO DE MURO**  
EPIFICIO  
SIN ESCALA



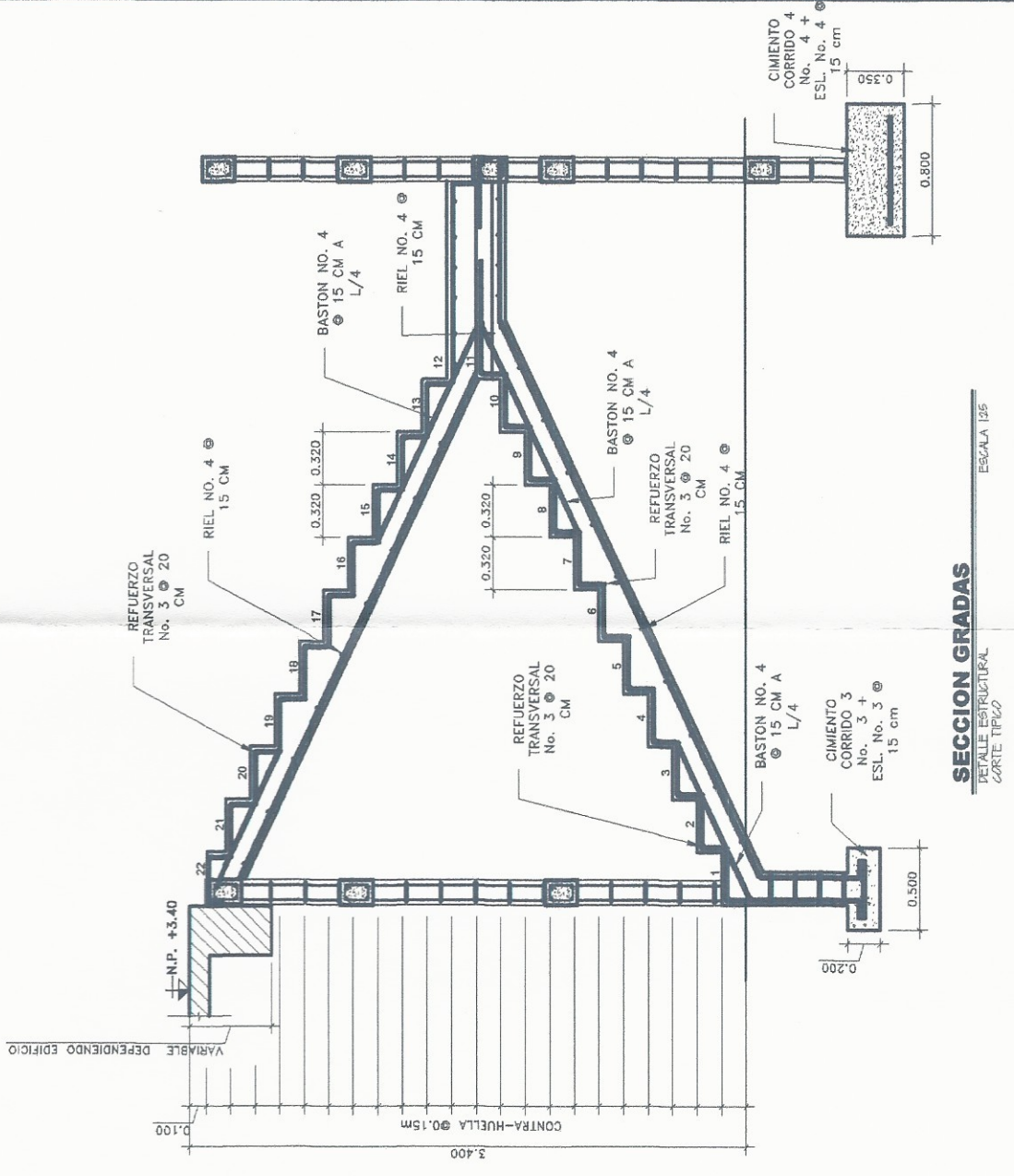
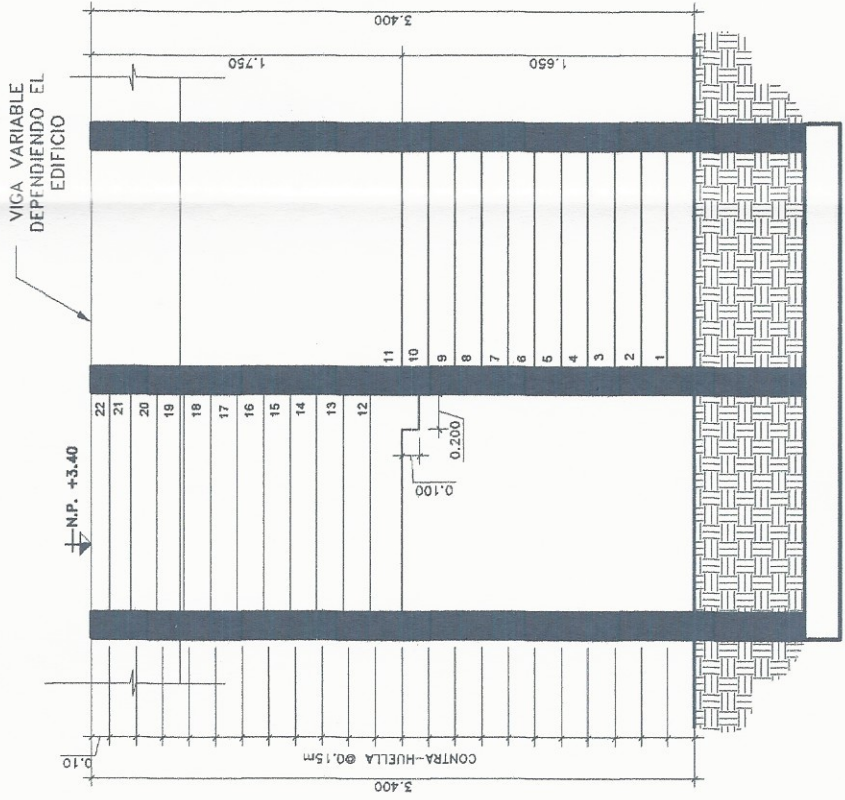
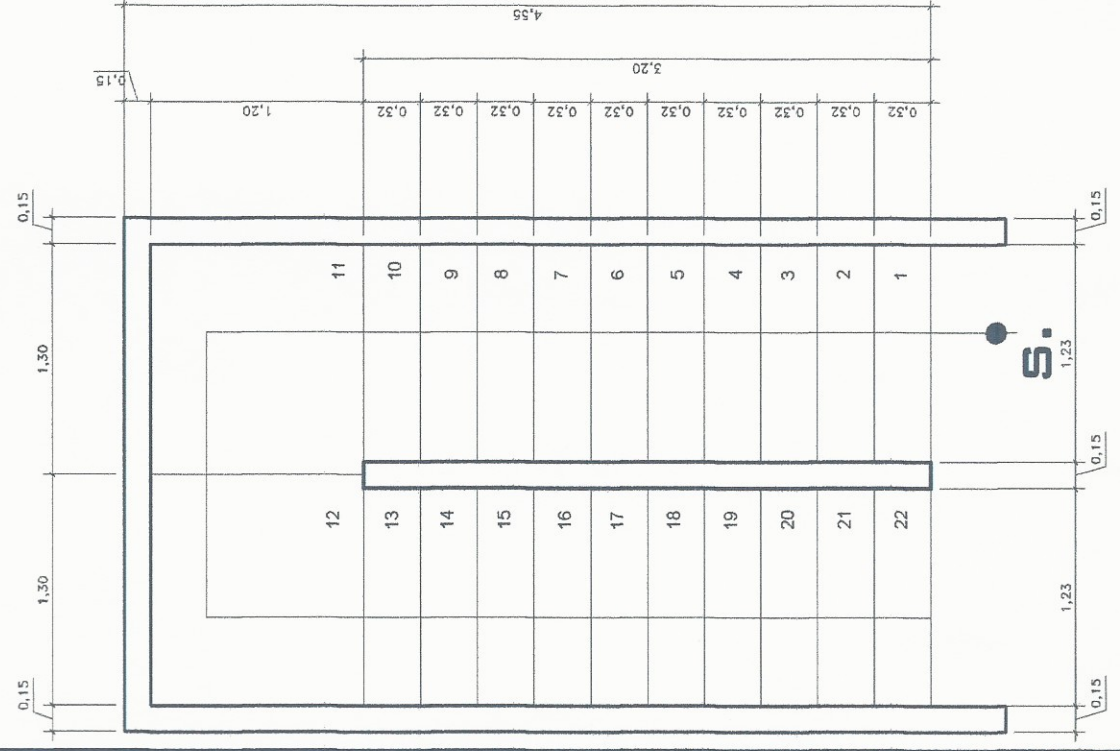
**COLUMNA C-2**  
DETALLE ESTRUCTURAL  
ESCALA 1:10



**COLUMNA C-3**  
DETALLE ESTRUCTURAL  
ESCALA 1:10



**COLUMNA C-4**  
DETALLE ESTRUCTURAL  
ESCALA 1:10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL  
ING. CARLOS ROSENDO ROSENDO  
No. 10000  
DEFINICION DE GRADAS  
Ing. Carlos Rosendo Rosendo  
Ingeniero Civil  
No. 10000



# ANEXOS

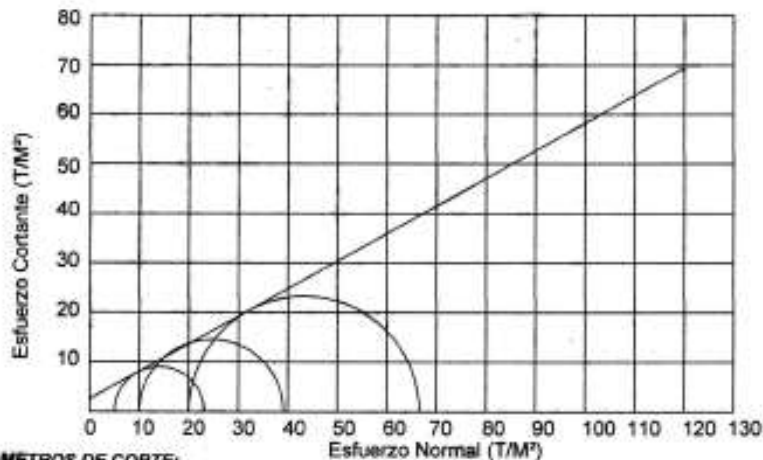


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL. DIAGRAMA DE MOHR

INTERESADO: Rubén Ariel Gómez Gómez O.T.: 32.860  
 PROYECTO: EPS "Diseño de Edificio Municipal de dos niveles del Municipio de Palín, Escuintla"  
 UBICACIÓN: Palín, Escuintla  
 FECHA: Viernes, 02 de Mayo de 2014  
 POZO: 1 PROFUNDIDAD: 2.50 m MUESTRA: 1



### PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 29,14^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 2,35 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo Arenoso Color Café Oscuro  
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m²)	18,12	29,14	46,60
PRESIÓN INTERSTICIAL $u$ (T/m²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA $E_r$ (%)	2,5	4,0	6,0
DENSIDAD SECA (T/m³)	1,02	1,02	1,02
DENSIDAD HUMEDA (T/m³)	1,58	1,58	1,58
HUMEDAD (%)	55,24	55,24	55,24

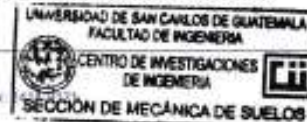
Vo. Bo.

Inga. Teima Maripela Cano Morales  
DIRECTORA CIMUSAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2415-0115. Planta: 2418-9500 Ext. 80206 y 80221 Fax  
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>





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

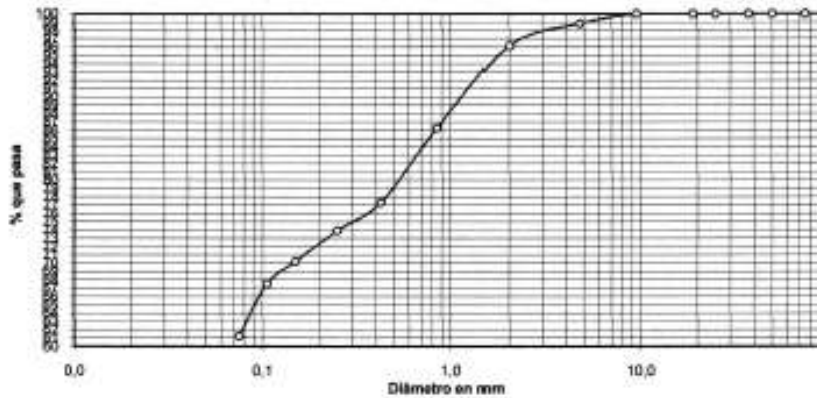


INFORME No. 271 S.S.

O.T. No. 32.860

Interesado: Robin Ariel Gómez Gómez  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo  
 Norma: ASTM D6913-04  
 Proyecto: EPS "Diseño de Edificio Municipal de dos Niveles del Municipio de Palin, Escuintla"  
 Ubicación: Palin, Escuintla  
 Fecha: Viernes, 02 de Mayo de 2014 Muestra: 1

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100,00	10	2,00 mm	98,15
2"	50 mm	100,00	20	850 $\mu$ m	86,27
1 1/2"	37,5 mm	100,00	40	425 $\mu$ m	77,33
1"	25 mm	100,00	60	250 $\mu$ m	73,82
3/4"	19,0 mm	100,00	100	150 $\mu$ m	70,21
3/8"	9,5 mm	100,00	140	106 $\mu$ m	67,51
4	4,75 mm	68,84	200	75 $\mu$ m	61,26



Descripción del suelo: Limo Arenoso Color Café Oscuro

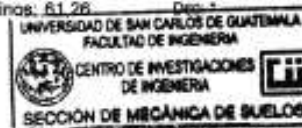
Clasificación: S.C.U.: MH  
P.R.A.: A-7-5

% de Grava: 1,16 D10: \*  
 % de Arena: 37,58 D30: \*  
 % de finos: 61,26 D60: \*

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.  
\* Diámetro efectivo no aplica

Atentamente,

Vo. Bo. Inga. Teima Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CIVUSAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



INFORME No. 270 S.S.

O.T.: 32.860

Interesado: Robin Ariel Gómez Gómez

Proyecto: EPS "Diseño de Edificio municipal de dos niveles del Municipio de Palín, Escuintla"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Palín, Escuintla

FECHA: Viernes, 02 de Mayo de 2014

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	54.4	11.3	MH	Limo Arenoso Color Café Oscuro

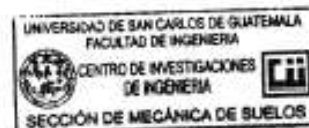
(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CIAUSAC



Ing. César Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



## Anexo 2. Tabla de coeficientes para momentos del método 3 del ACI

**TABLA 12.3**  
**Coefficientes para momentos negativos en losas\***

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$$

donde  $w$  = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

\* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.










**TABLA 12.4**

**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas\***

$$M_{a,por,dI} = C_{a,dI} w l_b^2$$

donde w = carga muerta uniforme total

$$M_{b,por,dI} = C_{b,dI} w l_b^2$$

Relación $l_b$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
									
1.00	$C_{a,dI}$ 0.036 $C_{b,dI}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a,dI}$ 0.040 $C_{b,dI}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a,dI}$ 0.045 $C_{b,dI}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a,dI}$ 0.050 $C_{b,dI}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a,dI}$ 0.056 $C_{b,dI}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a,dI}$ 0.061 $C_{b,dI}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a,dI}$ 0.068 $C_{b,dI}$ 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a,dI}$ 0.074 $C_{b,dI}$ 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a,dI}$ 0.081 $C_{b,dI}$ 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a,dI}$ 0.088 $C_{b,dI}$ 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a,dI}$ 0.095 $C_{b,dI}$ 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

\* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

**TABLA 12.5**  
**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas<sup>a)</sup>**

$$M_{a, pos, ll} = C_{a, ll} w l_a^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b, pos, ll} = C_{b, ll} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.00	$C_{a, ll}$ 0.036	$C_{a, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.027	$C_{a, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.035	$C_{a, ll}$ 0.032	$C_{a, ll}$ 0.028	$C_{a, ll}$ 0.030
	$C_{b, ll}$ 0.036	$C_{b, ll}$ 0.027	$C_{b, ll}$ 0.032	$C_{b, ll}$ 0.032	$C_{b, ll}$ 0.027	$C_{b, ll}$ 0.032	$C_{b, ll}$ 0.035	$C_{b, ll}$ 0.030	$C_{b, ll}$ 0.028
0.95	$C_{a, ll}$ 0.040	$C_{a, ll}$ 0.030	$C_{a, ll}$ 0.031	$C_{a, ll}$ 0.035	$C_{a, ll}$ 0.034	$C_{a, ll}$ 0.038	$C_{a, ll}$ 0.036	$C_{a, ll}$ 0.031	$C_{a, ll}$ 0.032
	$C_{b, ll}$ 0.033	$C_{b, ll}$ 0.025	$C_{b, ll}$ 0.029	$C_{b, ll}$ 0.029	$C_{b, ll}$ 0.024	$C_{b, ll}$ 0.029	$C_{b, ll}$ 0.032	$C_{b, ll}$ 0.027	$C_{b, ll}$ 0.025
0.90	$C_{a, ll}$ 0.045	$C_{a, ll}$ 0.034	$C_{a, ll}$ 0.035	$C_{a, ll}$ 0.039	$C_{a, ll}$ 0.037	$C_{a, ll}$ 0.042	$C_{a, ll}$ 0.040	$C_{a, ll}$ 0.035	$C_{a, ll}$ 0.036
	$C_{b, ll}$ 0.029	$C_{b, ll}$ 0.022	$C_{b, ll}$ 0.027	$C_{b, ll}$ 0.026	$C_{b, ll}$ 0.021	$C_{b, ll}$ 0.025	$C_{b, ll}$ 0.029	$C_{b, ll}$ 0.024	$C_{b, ll}$ 0.022
0.85	$C_{a, ll}$ 0.050	$C_{a, ll}$ 0.037	$C_{a, ll}$ 0.040	$C_{a, ll}$ 0.043	$C_{a, ll}$ 0.041	$C_{a, ll}$ 0.046	$C_{a, ll}$ 0.045	$C_{a, ll}$ 0.040	$C_{a, ll}$ 0.039
	$C_{b, ll}$ 0.026	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.024	$C_{b, ll}$ 0.023	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.022	$C_{b, ll}$ 0.026	$C_{b, ll}$ 0.022	$C_{b, ll}$ 0.020
0.80	$C_{a, ll}$ 0.056	$C_{a, ll}$ 0.041	$C_{a, ll}$ 0.045	$C_{a, ll}$ 0.048	$C_{a, ll}$ 0.044	$C_{a, ll}$ 0.051	$C_{a, ll}$ 0.051	$C_{a, ll}$ 0.044	$C_{a, ll}$ 0.042
	$C_{b, ll}$ 0.023	$C_{b, ll}$ 0.017	$C_{b, ll}$ 0.022	$C_{b, ll}$ 0.020	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.023	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.017
0.75	$C_{a, ll}$ 0.061	$C_{a, ll}$ 0.045	$C_{a, ll}$ 0.051	$C_{a, ll}$ 0.052	$C_{a, ll}$ 0.047	$C_{a, ll}$ 0.055	$C_{a, ll}$ 0.056	$C_{a, ll}$ 0.049	$C_{a, ll}$ 0.046
	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.014	$C_{b, ll}$ 0.019	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.013	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.020	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.013
0.70	$C_{a, ll}$ 0.068	$C_{a, ll}$ 0.049	$C_{a, ll}$ 0.057	$C_{a, ll}$ 0.057	$C_{a, ll}$ 0.051	$C_{a, ll}$ 0.060	$C_{a, ll}$ 0.063	$C_{a, ll}$ 0.054	$C_{a, ll}$ 0.050
	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.012	$C_{b, ll}$ 0.016	$C_{b, ll}$ 0.014	$C_{b, ll}$ 0.011	$C_{b, ll}$ 0.013	$C_{b, ll}$ 0.017	$C_{b, ll}$ 0.014	$C_{b, ll}$ 0.011
0.65	$C_{a, ll}$ 0.074	$C_{a, ll}$ 0.053	$C_{a, ll}$ 0.064	$C_{a, ll}$ 0.062	$C_{a, ll}$ 0.055	$C_{a, ll}$ 0.064	$C_{a, ll}$ 0.070	$C_{a, ll}$ 0.059	$C_{a, ll}$ 0.054
	$C_{b, ll}$ 0.013	$C_{b, ll}$ 0.010	$C_{b, ll}$ 0.014	$C_{b, ll}$ 0.011	$C_{b, ll}$ 0.009	$C_{b, ll}$ 0.010	$C_{b, ll}$ 0.014	$C_{b, ll}$ 0.011	$C_{b, ll}$ 0.009
0.60	$C_{a, ll}$ 0.081	$C_{a, ll}$ 0.058	$C_{a, ll}$ 0.071	$C_{a, ll}$ 0.067	$C_{a, ll}$ 0.059	$C_{a, ll}$ 0.068	$C_{a, ll}$ 0.077	$C_{a, ll}$ 0.065	$C_{a, ll}$ 0.059
	$C_{b, ll}$ 0.010	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.011	$C_{b, ll}$ 0.009	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.008	$C_{b, ll}$ 0.011	$C_{b, ll}$ 0.009	$C_{b, ll}$ 0.007
0.55	$C_{a, ll}$ 0.088	$C_{a, ll}$ 0.062	$C_{a, ll}$ 0.080	$C_{a, ll}$ 0.072	$C_{a, ll}$ 0.063	$C_{a, ll}$ 0.073	$C_{a, ll}$ 0.085	$C_{a, ll}$ 0.070	$C_{a, ll}$ 0.063
	$C_{b, ll}$ 0.008	$C_{b, ll}$ 0.006	$C_{b, ll}$ 0.009	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.005	$C_{b, ll}$ 0.006	$C_{b, ll}$ 0.009	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.006
0.50	$C_{a, ll}$ 0.095	$C_{a, ll}$ 0.066	$C_{a, ll}$ 0.088	$C_{a, ll}$ 0.077	$C_{a, ll}$ 0.067	$C_{a, ll}$ 0.078	$C_{a, ll}$ 0.092	$C_{a, ll}$ 0.076	$C_{a, ll}$ 0.067
	$C_{b, ll}$ 0.006	$C_{b, ll}$ 0.004	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.005	$C_{b, ll}$ 0.004	$C_{b, ll}$ 0.005	$C_{b, ll}$ 0.007	$C_{b, ll}$ 0.005	$C_{b, ll}$ 0.004

<sup>a)</sup> Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo, un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Normas ASHTOO 2014.