



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

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE  
CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y  
ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM,  
QUICHÉ**

**Darvin Arandy Morales Siguantay**  
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE  
CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y  
ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM,  
QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**DARVIN ARANDY MORALES SIGUANTAY**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, AGOSTO DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE  
CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA  
DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM,  
QUICHÉ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de febrero de 2016.

**Darvin Arandy Morales Siguantay**



Guatemala, 24 de marzo de 2017  
REF.EPS.DOC.247.03.17

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

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

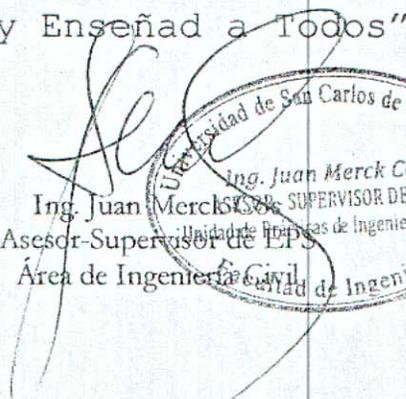
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Darvin Arandy Morales Siguantay**, Registro Académico 201114576 y CUI 2345 50228 1401, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM, QUICHÉ.**

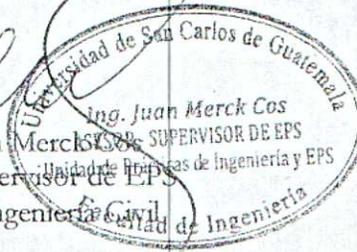
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

  
Ing. Juan Merck Cos  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
JMC/ra



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

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
 05 de mayo de 2017

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

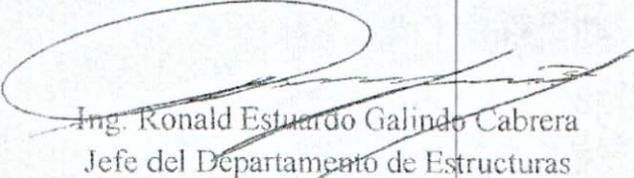
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM, QUICHÉ desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Darvin Arandy Morales Siguantay, con Carnet No. 20114576, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

Y ENSEÑAD A TODOS

  
 Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO  
 DE  
 ESTRUCTURAS  
 USAC

/mrrm



*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*



Guatemala, REF.EPS.DOC.130.05.17  
09 de mayo de 2017

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

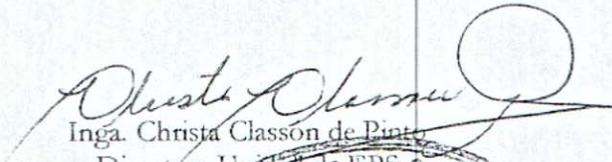
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

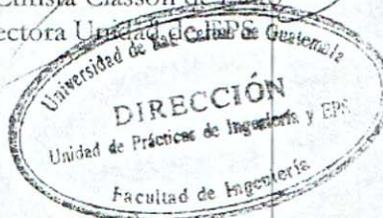
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM, QUICHÉ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Darvin Arandy Morales Siguantay, Registro Académico 201114576 y CUI 2345 50228 1401**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora Unidad de EPS



CCdP/ra



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

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

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Darvin Arandy Morales Siguantay titulado **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM, QUICHÉ** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto  
/mrrm.



*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*

Universidad de San Carlos  
de Guatemala

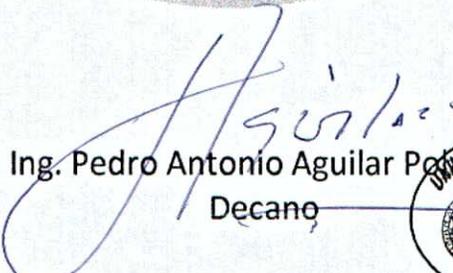


Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 366.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER Y DE UNA ESTRUCTURA PARA GRADERÍOS Y ÁREA DE SERVICIOS PARA EL ESTADIO DE LA ALDEA LLANO GRANDE, PACHALUM, QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario: **Darvin Arandy Morales Siguntay**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano



Guatemala, agosto de 2017

/gdech

## **ACTO QUE DEDICO A:**

### **Dios**

Ser Supremo y dador de vida, por haberme guardado y bendecido a lo largo de mi carrera profesional y darme la dicha de sumar una alegría más en mi vida.

### **Mis padres**

Agustín Morales y Gilda Siguantay, por ser los mentores de vida para mi formación académica, por su paciencia y apoyo incondicional para alcanzar una meta más.

### **Mis hermanos**

Carolina, Galyleo y Odalys Morales Siguantay, por formar parte de mi vida y por compartir momentos de alegría.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por darme el valor y la sabiduría necesaria para alcanzar esta meta tan anhelada.
<b>Mis padres</b>	Por haber influido de manera significativa dentro de mi formación profesional. Infinitas gracias por brindarme la confianza, consejos, oportunidades y recursos para lograrlo.
<b>Mis hermanos</b>	Por su comprensión y apoyo incondicional, por darme ánimos en todo momento para seguir adelante.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Juan Merck, por haberme brindado su valiosa asesoría para este trabajo de graduación y por compartir sus conocimientos y experiencias.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser mi alma mater y haberme abierto las puertas para mi formación profesional.
<b>Municipalidad de Pachalum</b>	Por darme la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.

## **Mis amigos**

Por compartir esos momentos de entusiasmo, dedicación y formación académica en distintas actividades.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO .....	XIII
RESUMEN .....	XV
OBJETIVOS .....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché .....	1
1.1.1. Localización geográfica.....	1
1.1.2. Ubicación y accesos .....	2
1.1.3. Clima.....	2
1.1.4. Topografía.....	2
1.1.5. Características económicas .....	2
1.1.5.1. Producción agropecuaria.....	2
1.1.5.2. Actividad comercial .....	3
1.1.6. Características socioculturales.....	3
1.1.6.1. Población .....	3
1.1.6.2. División política-administrativa .....	3
1.1.6.3. División política .....	4
1.1.6.4. División administrativa.....	4
1.1.6.5. Educación .....	4
1.1.6.6. Salud.....	4
1.1.6.7. Morbilidad y mortalidad .....	5

1.2.	Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché .....	5
1.2.1.	Evaluación y priorización de las necesidades .....	6
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	7
2.1.	Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer en Pachalum, Quiché .....	7
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	7
2.1.2.	Localización del proyecto .....	8
2.1.3.	Evaluación de calidad del suelo.....	8
2.1.4.	Estudio de suelos .....	8
2.1.5.	Requerimiento y distribución de áreas .....	12
2.1.6.	Alturas y cotas .....	14
2.1.7.	Análisis estructural .....	14
2.1.8.	Selección del sistema estructural.....	14
2.1.9.	Predimensionamiento estructural.....	15
2.1.10.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles según AGIES .....	22
2.1.10.1.	Cargas verticales .....	22
2.1.10.2.	Cargas horizontales .....	27
2.1.10.3.	Análisis de marcos dúctiles por medio del método de rigideces y comparación por medio de SAP2000....	47
2.1.10.4.	Momentos y cortes últimos (envolventes) .....	61
2.1.11.	Diseño estructural.....	67
2.1.11.1.	Diseño de losas .....	68
2.1.11.2.	Diseño de vigas .....	82
2.1.11.3.	Diseño de columnas .....	100
2.1.11.4.	Diseño de cimientos.....	115

	2.1.11.5.	Diseño de solera hidrófuga-cimiento ..	144
	2.1.11.6.	Diseño de gradas .....	145
2.1.12.		Diseño de instalaciones .....	149
	2.1.12.1.	Agua potable .....	149
	2.1.12.2.	Drenajes.....	152
	2.1.12.1.	Eléctricas.....	156
2.1.13.		Presupuesto del proyecto.....	160
2.2.		Diseño de la estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande.....	162
	2.2.1.	Descripción del proyecto .....	162
	2.2.2.	Localización del proyecto .....	162
	2.2.3.	Levantamiento topográfico .....	162
	2.2.3.1.	Altimetría .....	163
	2.2.3.2.	Planimetría .....	163
	2.2.4.	Evaluación de calidad del suelo .....	163
	2.2.4.1.	Estudio de suelos .....	163
	2.2.5.	Requerimiento de áreas .....	165
	2.2.6.	Distribución de ambientes .....	165
	2.2.7.	Alturas y cotas .....	166
	2.2.8.	Análisis estructural .....	166
	2.2.8.1.	Selección del sistema estructural .....	166
	2.2.8.2.	Predimensionamiento estructural .....	166
	2.2.8.3.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles según AGIES NSE 2-10 .....	170
	2.2.8.4.	Análisis de marcos dúctiles por medio del método de rigideces y comparación por medio SAP2000 .....	183
	2.2.8.5.	Momentos y cortes últimos .....	192
2.2.9.		Diseño estructural .....	197

2.2.9.1.	Diseño de losas .....	197
2.2.9.2.	Diseño de vigas .....	203
2.2.9.3.	Diseño de columnas .....	212
2.2.9.4.	Diseño de cimientos.....	224
2.2.9.5.	Diseño de solera hidrófuga-cimiento...	232
2.2.9.6.	Diseño de gradas.....	233
2.2.10.	Diseño del techo, según Norma AISC 360-05 .....	237
2.2.10.1.	Análisis estructural de marcos dúctiles por medio de SAP2000.....	239
2.2.10.2.	Diseño de columna .....	241
2.2.10.3.	Diseño de vigas .....	243
2.2.10.4.	Cálculo de la separación de costaneras .....	246
2.2.10.5.	Diseño de placa unión en rodilla .....	248
2.2.11.	Diseño de instalaciones .....	250
2.2.11.1.	Agua potable.....	250
2.2.11.2.	Drenajes .....	252
2.2.11.3.	Eléctricas .....	253
2.2.12.	Presupuesto del proyecto .....	254
CONCLUSIONES .....		257
RECOMENDACIONES .....		259
BIBLIOGRAFÍA.....		261
APÉNDICES .....		265
ANEXOS.....		269

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Mapa de la aldea Llano Grande, Pachalum.....	1
2.	Planta arquitectónica, primer nivel.....	12
3.	Planta arquitectónica, segundo nivel .....	13
4.	Identificación de losa crítica .....	15
5.	Espectro de pseudo aceleración .....	35
6.	Planta típica simétrica en ambos sentidos.....	37
7.	Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco 2, eje X.....	46
8.	Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco B, eje Y.....	46
9.	Identificación de nudos y grados de libertad, marco X.....	48
10.	Identificación de nudos y grados de libertad, marco Y.....	48
11.	Análisis de una barra aislada para el método de las rigideces .....	50
12.	Momentos por carga muerta en vigas (kg-m), marco 2.....	55
13.	Momentos por carga muerta en columnas (kg-m), marco 2.....	55
14.	Momentos por carga viva en vigas (kg-m), marco 2 .....	56
15.	Momentos por carga viva en columnas (kg-m), marco 2 .....	56
16.	Momentos por carga de sismo en vigas (kg-m), marco 2 .....	57
17.	Momentos por carga de sismo en columnas (kg-m), marco 2 .....	57
18.	Momentos por carga muerta en vigas (kg-m), marco B.....	58
19.	Momentos por carga muertas en columnas (kg-m), marco B .....	58
20.	Momentos por carga viva en vigas (kg-m), marco B.....	59
21.	Momentos por carga viva en columnas (kg-m), marco B.....	59
22.	Momentos por carga de sismo en vigas (kg-m), marco B.....	60
23.	Momentos por carga de sismo en columnas (kg-m), marco B.....	60

24.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, marco 2 .....	62
25.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, marco B .....	63
26.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, marco 2 .....	63
27.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, marco B .....	64
28.	Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco 2 .....	66
29.	Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco B .....	66
30.	Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco 2 .....	67
31.	Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco B .....	67
32.	Planta de identificación de losas .....	69
33.	Momentos balanceados para losas del primer nivel (kg-m) .....	76
34.	Momentos balanceados para losas del segundo nivel (kg-m) .....	76
35.	Diseño losa crítica G .....	81
36.	Requerimientos para el refuerzo a flexión en vigas .....	85
37.	Diseño viga tipo V-1 .....	86
38.	Longitud de desarrollo, de gancho y diámetro de doblez .....	92
39.	Diseño viga tipo V-1 .....	99
40.	Detalle de estribo .....	100
41.	Diagrama de interacción de columna biaxial .....	110
42.	Armado típico de columna C-1 .....	115
43.	Determinación del corte simple y corte por punzonamiento .....	120
44.	Detalle de armado de zapata tipo Z-1 .....	124
45.	Cargas actuantes sobre la zapata excéntrica .....	126
46.	Detalle de armado zapata Z-2 .....	134
47.	Centro de gravedad en zapata combinada .....	136
48.	Dimensiones de zapata combinada Z-3 .....	137
49.	Puntos para determinar los cortantes .....	139
50.	Detalle del armado de zapata Z-3 .....	143
51.	Detalle solera hidrófuga-cimiento .....	144
52.	Planta arquitectónica de áreas de servicios .....	165

53.	Identificación y dimensionamiento de losas.....	166
54.	Espectro sísmico pseudoaceleración .....	176
55.	Planta simétrica en graderíos.....	177
56.	Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco 2, sentido X .....	182
57.	Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco 3, sentido X .....	182
58.	Cargas muerta, viva y sismo en marco B, sentido Y.....	182
59.	Identificación de nudos y grados de libertad, marco X.....	183
60.	Identificación de nudos y grados de libertad, marco Y.....	183
61.	Momentos por carga muerta en vigas, marco 2.....	189
62.	Momentos por carga muertas en columnas, marco 2 .....	189
63.	Momentos por carga de sismo en vigas, marco 2 .....	189
64.	Momentos por carga de sismo en columnas, marco 2.....	190
65.	Momentos por carga muerta en vigas, marco B .....	190
66.	Momentos por carga muertas en columnas, marco B.....	190
67.	Momentos por carga viva en vigas, marco B.....	191
68.	Momentos por carga viva en columnas, marco B .....	191
69.	Momentos por carga de sismo en vigas, marco B .....	191
70.	Momentos por carga de sismo en columnas, marco B .....	192
71.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje X .....	193
72.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje Y .....	194
73.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje X.....	194
74.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje Y.....	194
75.	Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco 2.....	196
76.	Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco B .....	196
77.	Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco 2.....	197
78.	Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco B .....	197
79.	Momentos actuantes para losas en un sentido.....	199
80.	Longitud de desarrollo, de gancho y diámetro de doblez.....	207
81.	Armado viga tipo V-1 .....	212

82.	Diagrama de interacción .....	219
83.	Armado columna C-1 .....	223
84.	Dimensiones de la zapata combinada .....	226
85.	Franja de refuerzo transversal B y longitud de momento L .....	230
86.	Armado final de zapata tipo Z-1 .....	232
87.	Detalle solera hidrófuga-cimiento.....	233
88.	Diagrama de momentos últimos (kg-m) en vigas y columnas .....	241
89.	Diagrama de cargas axiales (en kg) en vigas y columnas.....	241
90.	Detalle de rodilla del marco.....	246

## TABLAS

I.	Valores permisibles de capacidad de carga .....	11
II.	Análisis de losas .....	16
III.	Alturas o espesores mínimos en vigas.....	18
IV.	Integración de cargas muertas.....	20
V.	Integración de cargas vivas .....	20
VI.	Resumen integración de cargas primer nivel .....	29
VII.	Resumen integración de cargas segundo nivel.....	30
VIII.	Guía para clasificación de sitio.....	31
IX.	Nivel mínimo de protección sísmica .....	31
X.	Coeficientes de sitio Fa, Fv.....	32
XI.	Factor Na para periodos cortos de vibración.....	32
XII.	Factor Nv para periodos largos de vibración .....	33
XIII.	Fuerzas por nivel .....	36
XIV.	Cálculo del centro de rigidez del eje X, segundo nivel .....	40
XV.	Cálculo del centro de rigidez del eje Y, segundo nivel .....	40
XVI.	Excentricidades de diseño .....	43

XVII.	Fuerzas por marco del segundo nivel eje X, $F=54\ 467,67\ \text{kg}$ .....	44
XVIII.	Fuerzas por marco del segundo nivel eje Y, $F=54\ 467,67\ \text{kg}$ .....	44
XIX.	Fuerzas por marco del primer nivel eje X, $F=37\ 850,41\ \text{kg}$ .....	45
XX.	Fuerzas por marco del primer nivel eje Y, $F=37\ 850,41\ \text{kg}$ .....	45
XXI.	Momentos positivos y negativos en losas del primer nivel (kg-m) .....	72
XXII.	Momentos positivos y negativos en losas del segundo nivel (kg-m) .....	73
XXIII.	Balance de momentos de losas del primer nivel .....	75
XXIV.	Balance de momentos de losas del segundo nivel .....	75
XXV.	Áreas requeridas y armado en losas del primer nivel .....	80
XXVI.	Armado de vigas en marco 2, primer nivel .....	86
XXVII.	Armado de vigas en marco B, primer nivel .....	88
XXVIII.	Armado de vigas en marco 2, segundo nivel .....	89
XXIX.	Armado de vigas en marco B, segundo nivel .....	90
XXX.	Diámetro de los subramales .....	150
XXXI.	Gastos probables utilizando el método de Hunter (lt/s) .....	151
XXXII.	Diámetro de las derivaciones simples para drenaje .....	153
XXXIII.	Caudal base de los aparatos sanitarios .....	153
XXXIV.	Resumen presupuesto centro de capacitación .....	160
XXXV.	Integración de cargas muertas .....	169
XXXVI.	Integración de cargas vivas .....	169
XXXVII.	Cálculo del centro de rigidez del eje X .....	178
XXXVIII.	Cálculo del centro de rigidez del eje Y .....	179
XXXIX.	Excentricidades de diseño .....	180
XL.	Fuerzas por marco sobre el eje X, $F=35\ 088,32\ \text{kg}$ .....	181
XLI.	Fuerzas por marco sobre el eje Y, $F=35\ 088,32\ \text{kg}$ .....	181
XLII.	Armado de vigas, eje Y, marco B .....	205
XLIII.	Armado de vigas eje X, marco 2 .....	206
XLIV.	Momentos últimos en vigas (en kg-m) .....	239
XLV.	Momentos últimos en columnas (en kg-m) .....	240

XLVI.	Carga axial última en columnas (en kg) .....	240
XLVII.	Carga axial última en vigas (en kg) .....	240
XLVIII.	Carga axial última en columnas (en kg) .....	240
XLIX.	Propiedades del perfil W8x10 .....	242
L.	Diámetro de los subramales .....	250
LI.	Gastos probables utilizando el método de Hunter (lt/s) .....	251
LII.	Resumen presupuesto graderío .....	254

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
A	Área
As	Área de acero
As <sub>máx</sub>	Área de acero máxima
As <sub>mín</sub>	Área de acero mínima
Av	Área de acero por corte
Ag	Área gruesa de columna
At	Área tributaria
Pu	Carga axial
CS	Carga de sismo
P't	Carga de trabajo
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
K	Coefficiente de longitud efectiva
$\rho$	Cuantía de acero
$\emptyset$	Diámetro
V	Esfuerzo de corte
Vr	Esfuerzo de corte resistente
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
S	Espaciamiento entre varillas
e	Excentricidad
Fcu	Factor de carga última
FS	Factor de seguridad
Kg	Kilogramos

Kg-m	Kilogramo metro
Kg/m <sup>2</sup>	Kilogramo sobre metro cuadrado
Kg/m <sup>3</sup>	Kilogramo sobre metro cúbico
psi	Libras sobre pulgada cuadrada
$\delta$	Magnificador de momentos
msnm	Metros sobre el nivel del mar
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
I	Momento de inercia
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
Mu	Momento último
d	Peralte efectivo
W	Peso
Rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia última del concreto
Vs	Valor soporte del suelo

## GLOSARIO

<b>ACI 318S-11</b>	Instituto Americano del Concreto (siglas en inglés) Comité 318: Reglamento Estructural para Edificaciones. Edición en español: 2011.
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
<b>Análisis estructural</b>	Proceso matemático mediante el cual se determinan fuerzas y deformaciones en una estructura.
<b>Carga muerta</b>	Carga permanente que incluye el peso propio del elemento.
<b>Carga viva</b>	Carga variable que incluye el peso que varía de acuerdo al uso de la estructura.
<b>Cimentación</b>	Conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir al suelo sus cargas o elementos apoyados en ella.
<b>Columna</b>	Elemento estructural utilizado para resistir carga axial y esfuerzos de flexión y compresión.

<b>Confinamiento</b>	Protección del núcleo de concreto de un elemento, a través de su refuerzo transversal.
<b>Esfuerzo</b>	Intensidad de fuerza por unidad de área.
<b>Estribo</b>	Refuerzo de un elemento que resiste esfuerzo cortante.
<b>Excentricidad</b>	Distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
<b>Módulo de elasticidad</b>	Relación entre el esfuerzo de tensión o de compresión y la deformación unitaria.
<b>Rama</b>	Cada uno de los elementos que compone un estribo en diferentes direcciones y están destinados a absorber el cortante perpendicular.
<b>Recubrimiento</b>	Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior de la superficie de concreto.
<b>Topografía</b>	Arte de describir y delinear detalladamente la superficie de un terreno.
<b>Zapata</b>	Elemento estructural que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

## RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) se realizó en el municipio de Pachalum, Quiché, proponiendo la planificación de dos proyectos identificados como: diseño de una edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer y una estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande, que tienen como finalidad contribuir con la mejora del desarrollo del municipio.

Este trabajo de graduación consta de tres capítulos que contienen el estudio técnico de los proyectos antes mencionados; el primer capítulo incluye la fase de investigación, que se refiere a las condiciones actuales de Pachalum, los servicios con los que cuenta, las características de la población, tales como demografía, salubridad, economía, educación, entre otras, así como un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura.

El segundo capítulo comprende el estudio técnico de ambos proyectos, en su primera parte el diseño del edificio de dos niveles para el centro de capacitación, en donde se describen los conceptos que conlleva el diseño de una estructura de este tipo; y una segunda parte lo concerniente al diseño de una estructura de graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande.

Por último, se incluyen las conclusiones, recomendaciones y el juego de planos de ambos proyectos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Desarrollar los diseños de una edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer y de una estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.

### **Específicos**

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.
2. Desarrollar el análisis y diseño estructural para la edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer y de una estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.
3. Desarrollar los respectivos juegos de planos para cada uno de los proyectos propuestos.
4. Desarrollar el presupuesto para ambos proyectos considerando aspectos de factibilidad económica.



## INTRODUCCIÓN

Pachalum es uno de los 21 municipios del departamento de Quiché, considerándose más joven por haberse proclamado independiente del municipio de Joyabaj. Sin embargo, las necesidades básicas se han presentado con el transcurrir de los años, motivo por el cual se realizó un diagnóstico de necesidades y servicios básicos e infraestructura, concluyendo que los prioritarios están en el área de infraestructura académica y de deportes: una edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer y una estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.

Dentro del diagnóstico que se practicó se determinó la necesidad de tener un espacio en donde se le pueda dar atención y capacitación a la mujer, considerando que sea un lugar dentro del área urbana por motivos de centralización a nivel de municipio. En tanto, con la estructura para el graderío y área de servicios se pretende elevar los grados de cultura y deportes en la aldea Llano Grande, razón por la cual en este trabajo de graduación se presentan los diseños correspondientes.



# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

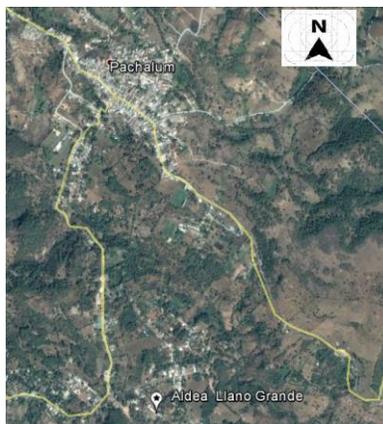
## 1.1. Monografía de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché

Según datos históricos ambiguos, el nombre de Llano Grande surge por la buena parte de sus terrenos con una topografía relativamente plana e inclinada en comparación al resto de terrenos aledaños y con buena presencia de pasto para la alimentación del ganado.

### 1.1.1. Localización geográfica

Llano Grande se localiza en la región sur del municipio de Pachalum, colinda al norte con las aldeas Agua Zarca y Los Altos, al oriente con la aldea Agua Zarca, al sur con San Martín Jilotepeque, Chimaltenango y al occidente con la aldea El Cimarrón, Pachalum. Sus coordenadas geográficas son: latitud  $14^{\circ} 55' 37''$ ; longitud  $90^{\circ} 39' 54''$ . Pachalum cuenta con una extensión territorial de 100 km<sup>2</sup>.

Figura 1. Mapa de la aldea Llano Grande, Pachalum



Fuente: Google Earth. Consulta: 15 de noviembre, 2016.

### **1.1.2. Ubicación y accesos**

La aldea Llano Grande se ubica a una distancia aproximada de 2,70 km de la cabecera municipal. A través de la ruta RN-5 partiendo de la cabecera municipal hasta un recorrido de 2 km y luego virar a la izquierda para llegar a la aldea Llano Grande, de este punto se recorre 0,70 km hasta llegar al estadio de la aldea Llano Grande.

### **1.1.3. Clima**

Llano Grande se caracteriza por tener un clima muy similar a la cabecera municipal, templado durante la mayor parte del año. El verano abarca los meses de noviembre a abril y el invierno de mayo a octubre; con temperatura promedio de 19 °C en la parte alta y bosque húmedo subtropical con temperatura promedio de 24 °C en la parte baja del municipio.

### **1.1.4. Topografía**

Pachalum está ubicado en la sierra de Chuacús a una altura entre los 890 y 2 288 msnm. Cuenta con las montañas de El Ciprés y Las Azucenas, y los cerros: Las Minas, Cucul y Los Cimientos. Este sistema hace que el territorio del municipio presente una topografía que va desde lo inclinada a suave ondulada.

### **1.1.5. Características económicas**

Las principales actividades económicas de la aldea Llano Grande comprenden:

#### **1.1.5.1. Producción agropecuaria**

El cultivo de granos básicos principalmente el maíz y frijol cumplen la función básica en la satisfacción de una necesidad fundamental como es la

alimentación. La actividad pecuaria se desarrolla en la mayoría de casos en forma paralela con la agricultura.

El ganado bovino juega un papel importante ya que dentro de esta actividad es la que genera más ingresos, puesto que su importancia radica en la comercialización dentro y fuera del municipio.

#### **1.1.5.2. Actividad comercial**

Esta actividad se conforma con una diversidad de negocios tales como: ferreterías, herrerías, abarroterías, carnicerías, panaderías, gasolineras, librerías, entre otros, que atienden las necesidades básicas de la población.

#### **1.1.6. Características socioculturales**

Comprenden los aspectos donde se desenvuelven los individuos y el tipo de cultura que tiene esta sociedad, entre ellos están:

##### **1.1.6.1. Población**

Según los datos sobre la población que se basan en el análisis del censo poblacional del 2002 del Instituto Nacional de Estadística, INE, Pachalum registró una cantidad de 7 037 habitantes. Con una proyección al 2017 y una tasa de crecimiento poblacional del 3 % cuenta con 11 036 habitantes.

##### **1.1.6.2. División política-administrativa**

Se refiere a la conformación de los centros poblados y la forma de administración de los mismos.

### **1.1.6.3. División política**

Según el Acuerdo Gubernativo número 377-86 se crea el municipio de Pachalum en el departamento de Quiché, el cual está integrado por 1 área urbana, 8 aldeas, 21 caseríos, 3 parajes y 4 fincas.

### **1.1.6.4. División administrativa**

Pachalum es un municipio autónomo del Gobierno establecido mediante el Acuerdo Gubernativo número 377-86 del 27 de junio de 1986, se administra con una municipalidad, la cual es dirigida por un Concejo Municipal que es presidido por un alcalde electo para un periodo de cuatro años.

### **1.1.6.5. Educación**

El equipamiento y servicios para la educación a nivel municipal en su mayoría, las escuelas públicas funcionan en forma simultánea los servicios de educación preprimaria y primaria, no obstante, según datos del Comité Nacional de Alfabetización, CONALFA del 2009 de acuerdo para la población proyectada para el mismo año, la tasa de analfabetismo de la población mayor a 15 años es del 13,51 %.

### **1.1.6.6. Salud**

Aunque la aldea Llano Grande no cuenta con servicios de salud, por la proximidad de la cabecera municipal. Por su parte, Pachalum se cuenta con el servicio de un centro de salud tipo B, también existen tres clínicas médicas particulares para consultas generales, un laboratorio dental y una clínica oftalmológica. Dentro de las instituciones que ayudan a cubrir emergencias y salud se encuentra una subestación de bomberos voluntarios.

### **1.1.6.7. Morbilidad y mortalidad**

Según el centro de salud de la cabecera municipal las causas prioritarias de la morbilidad a nivel municipal son: resfriado común, amigdalitis aguda, diarreas, infecciones de vías urinarias, gastritis. Las principales causas de mortalidad general son: infartos, senilidad, neumonía, cánceres, entre otras.

### **1.2. Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché**

Dentro de las necesidades de la aldea Llano Grande se encuentran:

- Agua potable: debido al crecimiento poblacional en lugares alejados de la aldea, falta por suplir de agua potable en algunos sectores.
- Drenaje pluvial y sanitario: por la incorporación de nuevas distribuciones de agua potable, se requeriría sistemas de drenajes para la evacuación de aguas residuales.
- Ampliación, apertura y mantenimiento de caminos: representa una necesidad a nivel de infraestructura vial en algunos tramos que comunican con los caseríos aledaños a Llano Grande.
- Áreas recreativas: aunque la aldea cuenta con un terreno para un estadio deportivo, se carece de una planificación del graderío y áreas de servicios.

De los proyectos antes mencionados el gobierno municipal está en planificación y ejecución de los mismos, no obstante, dentro de las necesidades de infraestructura de gran magnitud sobresalen priorizar proyectos que han surgido con la ayuda de entidades públicas, representantes del consejo comunitario de desarrollo, Cocodes.

### **1.2.1. Evaluación y priorización de las necesidades**

La municipalidad de Pachalum, representantes de Cocodes y habitantes de los sectores interesados de la aldea Llano Grande, dieron a conocer que el proyecto que carece de planificación ante la falta de recursos es la estructura para el graderío y áreas de servicios para el estadio de la aldea, por lo que a través del ejercicio profesional supervisado se realizará un diseño para dicha estructura.

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

### **2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación para la mujer en Pachalum, Quiché**

Comprende el diseño sismorresistente de la estructura de dos niveles con marcos dúctiles, que va desde el análisis hasta el diseño de elementos estructurales que estarán representados en planos constructivos.

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

El proyecto consiste en la planificación del diseño de un edificio de dos niveles, cuyas instalaciones se utilizarán para planear, organizar y desarrollar actividades de formación y capacitación técnica para la mujer; contará con servicios básicos de: agua potable, drenaje y energía eléctrica. Estará conformado por los siguientes ambientes en el primer nivel: sala de espera, oficina de administración, talleres de manualidades, de cocina, corte y confección y un jardín interior; y en el segundo nivel: talleres de belleza, computación, salón de usos múltiples, un dormitorio, biblioteca, archivo y servicios sanitarios en ambos niveles. Asimismo, contará con un módulo de gradas independiente del edificio.

Según AGIES NSE 1-10 el centro de capacitación se puede clasificar dentro de una categoría III como obra importante, para los requisitos de diseño sismorresistente.

La estructura se realizará por medio del sistema de marcos especiales resistentes a momento, según AGIES NSE 3-10, losas de concreto armado,

muros de cerramiento de mampostería reforzada, piso cerámico, ventanas de aluminio y puertas de metal.

### **2.1.2. Localización del proyecto**

El proyecto estará localizado al sur del casco urbano de Pachalum, en el caserío El Aguacate, salida a Saltán, Baja Verapaz.

### **2.1.3. Evaluación de calidad del suelo**

La forma precisa de evaluar un tipo de suelo es a través de ensayos de laboratorio, que determinan sus características físicas, propiedades mecánicas y reacciones ante cargas con la interacción de la estructura.

### **2.1.4. Estudio de suelos**

El esfuerzo cortante de un suelo se ha definido como la capacidad de carga última o máxima que el suelo puede soportar. Específicamente se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla por corte a lo largo de cualquier plano dentro de él.

En tanto el ensayo de compresión triaxial determina la relación esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo de corte de los suelos. El ensayo consiste en aplicar esfuerzos laterales y verticales a probetas cilíndricas de suelo y estudiar su comportamiento.

Este proyecto incluye el ensayo de compresión triaxial que determina la cohesión y su ángulo de fricción interna, componentes para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo.

Del ensayo realizado (ver anexo 1), se obtuvieron los siguientes resultados:

- Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado
- Descripción del suelo: limo arenoso color café claro
- Tipo de muestra: no alterada
- Profundidad de la extracción de la muestra: 1,2 metros
- Dimensiones de la probeta: 2,5" x 5,0"
- Ángulo de fricción interna: 29,42
- Cohesión (C): 0,00 ton/m<sup>2</sup>
- Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ ): 1,66 ton/m<sup>3</sup>

El método utilizado para el cálculo del valor soporte será la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, quien propone la siguiente ecuación:

$$q_o = 1,3 \cdot Cu \cdot N_c + \gamma_s \cdot D \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde

- $q_o$  = valor soporte del suelo  
 $Cu$  = cohesión del suelo en (ton/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_s$  = peso específico del suelo (ton/m<sup>3</sup>)  
 $D$  = desplante de cimentación (m)  
 $B$  = ancho de la zapata (m)  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de carga

Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'}$$
$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{29,42}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(29,42)} = 17,24$$

Factor de capacidad de carga debido a la cohesión:

$$N_c = \cot \theta \cdot (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot(29,42^\circ) \cdot (17,24 - 1) = 28,80$$

Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \theta$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (17,24 + 1) \cdot \tan(29,42^\circ) = 20,57$$

Capacidad soporte del suelo:

$$q_o = 1,3 \cdot (0,00 \cdot 28,8) + (1,66 \cdot 1,20 \cdot 17,24) + 0,4 \cdot (1,66 \cdot 1,5 \cdot 20,57)$$

$$q_o = 54,83 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte neto último  $q_u$ :

$$q_u = q_o - \gamma_s \cdot D$$

$$q_u = 54,83 \text{ ton/m}^2 - 1,66 \cdot (1,2\text{m}) = 52,84 \text{ ton/m}^2$$

Factor de seguridad (FS): en el diseño de cimentaciones hay más incertidumbres y aproximaciones en relación a otros elementos estructurales, debido a la complejidad del comportamiento del suelo, falta de control sobre los cambios ambientales después de la construcción, precisión para desarrollar un modelo matemático para la capacidad de carga, entre otros. Para ello, es necesario aplicar dentro del diseño un factor mínimo de seguridad igual a 3, siendo un valor adecuado para diseñar.

$$V_s = \frac{q_u}{FS}$$

$$V_s = \frac{52,84}{3} = 17,6 \text{ ton/m}^2$$

Según la Norma NSE 2.1 sección 5.10 es necesario tomar en cuenta la capacidad de carga admisible dentro de las consideraciones de seguridad estructural y recomienda el uso de los valores mostrados en la tabla I.

Tabla I. **Valores permisibles de capacidad de carga**

Tipo de material	Capacidad de carga, presión vertical del cimiento.	
	lb/pie <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
1. Basamento cristalino	12,000	58,549
2. Roca sedimentaria y foliada	4,000	19,516
3. Gravas arenosas y/o grava (GV y GP)	3,000	14,637
4. Arena, arena limosa, arena arcillosa, grava limosa y grava arcillosa (SW, SP, SM, SC, GM y GC)	2,000	9,758
5. Arcilla, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo arcilloso, limo y limo arenoso (CL, ML, MH y CH)	1,500	7,319

Fuente: *Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2.1. p. 21.*

El suelo en estudio comprende un limo arenoso correspondiente a un valor soporte de  $17\,600 \text{ kg/m}^2 > 7\,319 \text{ kg/m}^2$ , por lo que se considera adecuado por estar dentro del rango permisible.

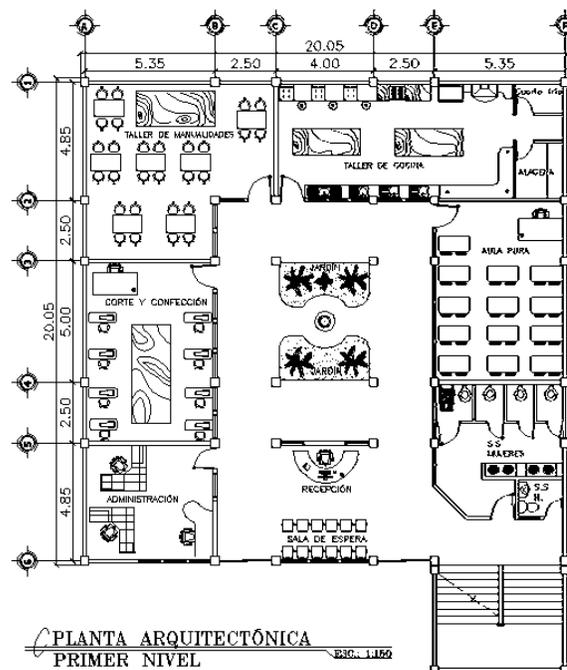
### 2.1.5. Requerimiento y distribución de áreas

Por las diferentes actividades a realizarse en el edificio, se diseñaron áreas con aspectos de: funcionalidad, accesibilidad, comodidad, iluminación y ventilación en los diferentes ambientes que lo conforman.

Las áreas con las características antes mencionadas del primer nivel son:

- Administración: 24,44 m<sup>2</sup>
- Taller corte y confección: 38,22 m<sup>2</sup>
- Taller de manualidades: 36,20 m<sup>2</sup>
- Taller de cocina: 55,00 m<sup>2</sup>
- Aula pura: 38,22 m<sup>2</sup>
- Servicios sanitarios: 27,52 m<sup>2</sup>

Figura 2. **Planta arquitectónica, primer nivel**



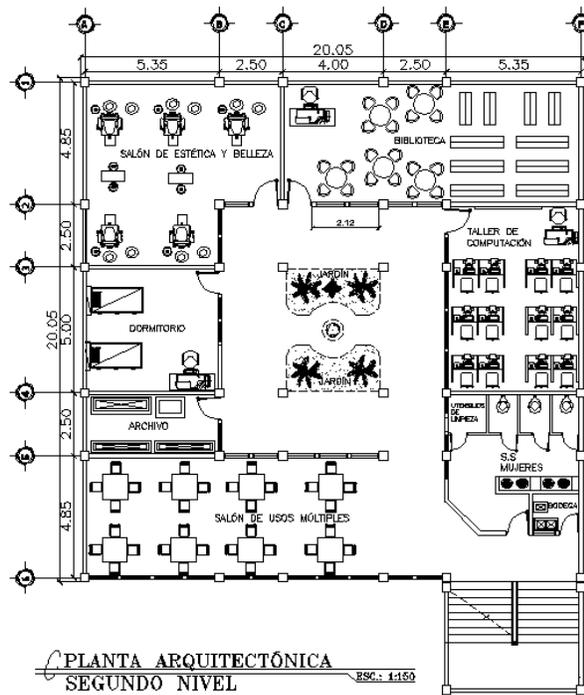
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Las áreas utilizadas para el segundo nivel son:

- Taller de belleza: 47,24 m<sup>2</sup>
- Biblioteca: 57,24 m<sup>2</sup>
- Dormitorio: 25,22 m<sup>2</sup>
- Archivo: 12,22 m<sup>2</sup>
- Salón de usos múltiples: 55,94 m<sup>2</sup>
- Taller de computación: 38,22 m<sup>2</sup>
- Servicios sanitarios: 24,21 m<sup>2</sup>

Asimismo, se consideraron otras dimensiones como de pasillos que deben permitir el paso de 3 personas con un ancho de 2,50 metros y longitud variable; en gradas, un ancho constante de 2,50 m.

Figura 3. **Planta arquitectónica, segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### **2.1.6. Alturas y cotas**

Para obtener un edificio con ambientes frescos y confortables se deben proveer puertas y ventanas que ofrezcan ventilación e iluminación natural. Por consiguiente, la altura del edificio dependerá de ésta comodidad y tendrá por cada nivel 3 metros de piso a cielo en todos los ambientes.

### **2.1.7. Análisis estructural**

La esencia del análisis estructural es la determinación del efecto de las cargas en cada miembro que se lleva a cabo calculando las acciones internas producidas por esas cargas, así como la determinación de las deformaciones en cada elemento que conforma la estructura.

### **2.1.8. Selección del sistema estructural**

Los sistemas estructurales son las diversas maneras de conducir las fuerzas actuantes sobre un cuerpo portante hacia su destino final, el suelo. La conducción de estas fuerzas a través del sistema empleado provoca efectos mecánicos que determinan, tanto la disposición conveniente de los elementos, como el material adecuado a emplear en su edificación.

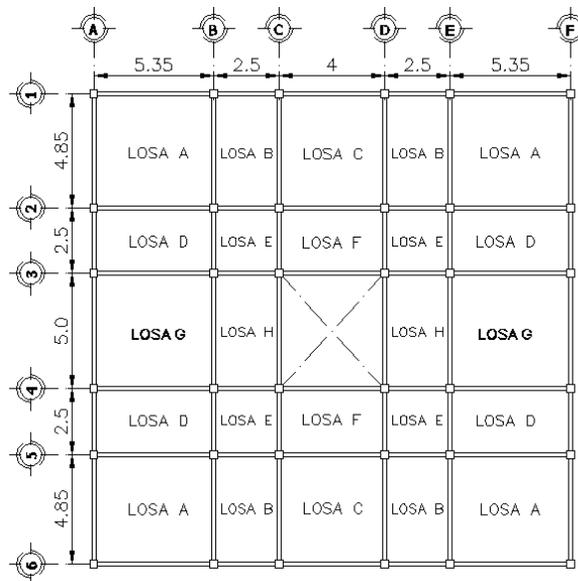
En tanto, por consideraciones de ocupación, accesibilidad de materiales, mano de obra, funcionalidad, resistencia y por la ubicación del proyecto ante una zona sísmica, se optó por utilizar un sistema de marcos especiales resistentes a momento, tomando en cuenta su gran ductilidad y capacidad para disipar energía.

### 2.1.9. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento involucra las dimensiones preliminares con criterios de estructuración ante un comportamiento sísmico a los elementos que conforman la edificación, es decir, a los elementos que serán utilizados para soportar las cargas.

- Predimensionamiento de losas

Figura 4. Identificación de losa crítica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Se tomará en primera instancia el hecho de saber en qué sentido trabajará la losa más crítica de la modulación de la estructura, es decir, la losa con mayor dimensión en área:

Relaciones y determinaciones:

$$\frac{a}{b} < 0,5 \quad \text{trabaja en un sentido}$$

$$\frac{a}{b} \geq 0,5 \quad \text{trabaja en dos sentidos}$$

Donde

$a$  = lado menor de la losa

$b$  = lado mayor de la losa

Tabla II. **Análisis de losas**

<b>Losa</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>Relación a/b</b>	<b>Análisis</b>
A	4,85	5,4	0,9	2 sentidos
B	2,5	4,9	0,5	2 sentidos
C	4	4,9	0,8	2 sentidos
D	2	5,4	0,4	1 sentido
E	2,5	2,5	1,0	2 sentidos
F	2,5	4	0,6	2 sentidos
G	5	5,4	0,9	2 sentidos

Fuente: elaboración propia.

Análisis de la losa más crítica

$$\frac{5}{5,35} = 0,9 > 0,5 \quad (\text{trabaja en dos sentidos})$$

Para su predimensionamiento se utilizará el criterio del perímetro de la losa dividido 180.

Determinación del espesor de la losa crítica:

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$t = \frac{2(5 \text{ m}) + 2(5,35 \text{ m})}{180} = 0,115$$

Se propone utilizar un espesor de losa de 12 cm.

- Predimensionamiento de vigas

Los aspectos en consideración para los criterios del predimensionamiento de una viga son: cargas que soportará y longitud que tendrá que cubrir. También es necesario considerar cómo las dimensiones de la viga interactúan con los demás elementos del sistema estructural.

El predimensionamiento de la sección de una viga se puede determinar con los siguientes criterios:

- Por cada metro lineal de longitud de la viga, la altura de la viga aumenta 8 cm., es decir, considerar el 8 % de la luz libre de la viga.
- El método ACI 318S-11, capítulo 9, tabla 9.5 (a), da diferentes situaciones para predimensionamiento, en este caso se tomó cuando una viga es continua en ambos extremos, ver tabla III.

Tabla III. **Alturas o espesores mínimos en vigas**

	Espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos Continuos	En Voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: *Reglamento para construcciones de concreto reforzado ACI 318-11*. p. 130.

Por otra parte, la base de la viga equivale a  $\frac{1}{2}$  de la altura o bien a las especificaciones del código ACI 318S-11, sección 21.5.1.3, que indica que el ancho del elemento sometido a flexión en pórticos especiales resistentes a momento: la base  $b$  no debe ser menor que el más pequeño de  $0,3h$  y  $25$  cm.

Predimensionamiento de la viga crítica con ambos criterios:

- Altura preliminar de la viga

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

Donde

$$h = 5 \text{ m} * 8 \% = 0,4 \text{ m}$$

$$h = \frac{5 \text{ m}}{21} = 0,24 \text{ m}$$

- Base preliminar de la viga

- $b = \frac{0,4\text{m}}{2} = 0,2 \text{ m}$

- $b = 0,3 * 0,4\text{m} = 0,12 \text{ m}$

- $b = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$

Se utilizará una sección de viga de 0,25 m x 0,4 m.

#### Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de la sección de una columna se puede realizar con los siguientes parámetros establecidos por el código ACI 318S-11:

- Sección 21.6.1.1 La dimensión menor de la sección transversal de un elemento sometido a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm.
- Sección 21.6.1.2 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la perpendicular no debe ser menor que 0,4.
- Sección 21.6.3.1 El área del refuerzo longitudinal en columnas  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0,01A_g$  ni mayor que  $0,06A_g$ , para zonas sísmicas.

Predimensionamiento de la columna crítica de acuerdo a los apartados anteriores:

Sección propuesta: 0,35 m x 0,35 m.

Verificaciones:

- Lado menor: 0,35 m
- $\frac{0,35}{0,35} = 1 > 0,4$
- Para establecer un porcentaje de área del refuerzo sobre el área gruesa de la columna, se procede a la integración de cargas muerta y viva y utilizar la ecuación de la carga axial pura:

Tabla IV. Integración de cargas muertas

<b>Carga muerta</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>lb/pie<sup>2</sup></b>
Losa tradicional	288	59
Muros	100	20
Sobrecarga	75	15
Acabados	50	10
$\Sigma$	513	105

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. Integración de cargas vivas

<b>Carga viva</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>lb/pie<sup>2</sup></b>
Azotea	100	20
Oficinas	400	82
Pasillos	400	82

Fuente: Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10. p. 6.

Datos

Área tributaria en columna:  $3,68 * 3,92 = 14,42 \text{ m}^2$

- Azotea

$$Cm = W_{losa} + W_{vigas} + W_{sc}$$

$$Cm = (288 \text{ kg/m}^2 * 14,42 \text{ m}^2) + (7,6 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 0,25 \text{ m}) +$$

$$(14,42 \text{ m}^2 * 75 \text{ kg/m}^2) = 5\,235,22 \text{ kg}$$

$$Cv = 14,42 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2 = 1\,442 \text{ kg}$$

- Entrepiso

$$Cm = C_{losa} + C_{vigas} + C_{Sc} + C_{acabados}$$

$$Cm = (0,12m * 14,42m^2 * 2\,400\,kg/m^3) + (0,4m * 0,25m * 7,6m * 2\,400\,kg/m^3) + (14,42m^2 * 75\,kg/m^2) + (14,42m^2 * 50\,kg/m^2)$$

$$= 7\,779,46\,kg$$

$$Cv = 14,42m^2 * 400\,kg/m^2 = 5\,768\,kg$$

- Cargas totales mayoradas

$$Pu = 1,4 Cm + 1,7 Cv$$

- Azotea

$$Pu = 1,4(5\,235,22\,kg) + 1,7(1\,442\,kg) = 9\,780,71\,kg$$

- Entrepiso

$$Pu = 1,4(7\,779,46\,kg) + 1,7(5\,768\,kg) = 20\,696,84\,kg$$

Suma de cargas mayoradas de azotea más entrepiso:

$$\Sigma Pu = 9\,780,71\,kg + 20\,696,84\,kg = 30\,477,55\,kg$$

Con el peso que soporta la columna se determinará la sección según ACI 318S-11, sección 10.3.6.2.

$$Pu = 0,80 \cdot \Phi (0,85 \cdot f'c (Ag - Ast) + fy \cdot Ast)$$

Donde

$$\Phi = 0,70$$

$$f'c = 210\,kg/cm^2$$

$$fy = 2\,810\,kg/cm^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación de carga axial pura:

$$30\,477,55\text{ kg} = 0,8 * 0,70 * (0,85 * 210\text{ kg/cm}^2(Ag - 0,01Ag) + \\ 2\,810\text{ kg/cm}^2 * 0,01Ag)$$

$$30\,477,55 = 0,56 * (176,72Ag + 28,1Ag)$$

$$Ag = 265,72\text{ cm}^2$$

Con la propuesta de columna de sección  $35\text{ cm} \times 35\text{ cm} = 1\,225\text{ cm}^2 > 265,72\text{ cm}^2$ , queda establecida con los parámetros de dimensiones adecuadas para el diseño correspondiente.

#### **2.1.10. Cargas aplicadas a marcos dúctiles según AGIES**

Las cargas corresponden a la idealización de fuerzas o efectos equivalentes como resultado del efecto de la gravedad que actúan sobre la estructura, las cuales provocan reacciones internas dentro del sistema estructural para resistirlas. Dependiendo de qué manera las cargas sean aplicadas, tienden a deformar la estructura y sus componentes.

Para su estudio las cargas se clasifican de acuerdo a la dirección de su aplicación en la estructura: cargas verticales y horizontales.

##### **2.1.10.1. Cargas verticales**

También llamadas cargas por gravedad comprenden: carga viva y muerta. Cargas muertas: son el resultado del peso de la estructura y todo tipo de cargas unidas de forma permanente a la misma.

El cálculo de la carga muerta es simple, basta con determinar los volúmenes de los distintos elementos de la edificación y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales que lo conforman. En su mayoría las cargas muertas se representan uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas o elementos de la edificación.

Cargas vivas: resultan del uso y la ocupación que se espera tener en la edificación y pueden ser móviles y su magnitud puede variar en el tiempo. Para su cálculo se deben considerar las cargas vivas mínimas especificadas en códigos basadas en estimaciones probabilísticas. En la mayoría de los casos se representan por cargas uniformemente distribuidas en áreas de losas.

- Integración de cargas verticales para el marco 2 del nivel 2.
  - Cargas vivas utilizadas, según tabla V.

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

En pasillos y gradas de acceso =  $400 \text{ kg/m}^2$

En oficinas =  $400 \text{ kg/m}^2$

- Cargas muertas, según tabla IV.

Concreto =  $2\,400 \text{ kg/m}^3$

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

Sobrecarga =  $75 \text{ kg/m}^2$

Acabados =  $50 \text{ kg/m}^2$

Dimensiones en elementos prediseñados

$$t_{losa} = 0,12 \text{ m}$$

$$b_{viga} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_{viga} = 0,40 \text{ m}$$

$$CM = W_{losas} + W_{vigas} + W_{sc}$$

$$CM = \frac{A_t \cdot t_{losa} \cdot \gamma_c}{L_{viga}} + (A_v \cdot \gamma_c) + \frac{A_t \cdot W_{sc}}{L_{viga}}$$

$$CV = \frac{A_t \cdot CV_{techo}}{L_{viga}}$$

$$\text{Ejes A-B } (A_t = 12,1 \text{ m}^2 ; L_{viga} = 5,35 \text{ m})$$

$$CM = \frac{12,1 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3}{5,35 \text{ m}} + (0,4 \text{ m} - 0,12 \text{ m})(0,25 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) \\ + \frac{12,1 \text{ m}^2 * 75 \text{ kg/m}^2}{5,35 \text{ m}} = 988,99 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{12,1 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2}{5,35 \text{ m}} = 226,17 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ejes B-C } (A_t = 3,12 \text{ m}^2 ; L_{viga} = 2,5 \text{ m})$$

$$CM = \frac{3,12 \text{ m}^2 * 0,12 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3}{2,5 \text{ m}} + (0,4 \text{ m} - 0,12 \text{ m})(0,25 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) \\ + \frac{3,12 \text{ m}^2 * 75 \text{ kg/m}^2}{2,5 \text{ m}} = 621,02 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{3,12 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2}{2,5 \text{ m}} = 124,80 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ejes C-D } (A_t = 7,44 \text{ m}^2 ; L_{viga} = 4 \text{ m})$$

$$CM = \frac{7,44 \text{ m}^2 * 0,12\text{m} * 2400\text{kg/m}^3}{4 \text{ m}} + (0,4\text{m} - 0,12\text{m})(0,25\text{m} * 2400\text{kg/m}^3) + \frac{7,44\text{m}^2 * 75 \text{ kg/m}^2}{4 \text{ m}} = 843,18 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{7,44 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2}{4 \text{ m}} = 186,0 \text{ kg/m}$$

Por su simetría en ejes:

Ejes D-E = Ejes B-C

$$CM = 621,02 \text{ kg/m}$$

$$CV = 124,80 \text{ kg/m}$$

Ejes E-F = Ejes A-B

$$CM = 989,99 \text{ kg/m}$$

$$CV = 226,17 \text{ kg/m}$$

Integración de cargas verticales para el marco 2 del nivel 1.

$$CM = W_{losas} + W_{vigas} + W_{muros} + W_{ac} + W_{sc}$$

$$CM = \left( \frac{A_t * t_{losa} * \gamma_c}{L_{viga}} \right) + (A_{viga} * \gamma_c) + \left( \frac{A_{muros} * W_{muro}}{L_{viga}} \right) + \left( \frac{A_t * W_{ac}}{L_{viga}} \right) + \left( \frac{A_t * W_{sc}}{L_{viga}} \right)$$

$$CV = \frac{A_t * CV_{pasillo/oficina}}{L_{viga}}$$

Ejes A-B ( $A_t = 12,1 \text{ m}^2$ ;  $A_{muros} = 14 \text{ m}^2$ ;  $L_{viga} = 5,35 \text{ m}$ )

$$\begin{aligned}
 CM &= \frac{12,1m^2 * 0,12m * 2\,400\,kg/m^3}{5,35\,m} + (0,4m - 0,12m) * 0,25m * 2\,400kg/m^3 \\
 &+ \frac{14m^2 * 100\,kg/m^2}{5,35\,m} + \frac{12,1m^2 * 50\,kg/m^2}{5,35\,m} + \frac{12,1m^2 * 75\,kg/m^2}{5,35m} \\
 &= 1\,363,76\,kg/m
 \end{aligned}$$

$$CV = \frac{12,1\,m^2 * 400\,kg/m^2}{5,35\,m} = 904,67\,kg/m$$

Ejes B-C ( $A_t = 3,12\,m^2$ ;  $A_{muros} = 6\,m^2$ ;  $L_{viga} = 2,5\,m$ )

$$\begin{aligned}
 CM &= \frac{3,12m^2 * 0,12m * 2\,400kg/m^3}{2,5\,m} + (0,4m - 0,12m) * 0,25m * 2\,400kg/m^3 \\
 &+ \frac{6m^2 * 100\,kg/m^2}{2,5\,m} + \frac{3,12m^2 * 50kg/m^2}{2,5\,m} + \frac{3,12m^2 * 75\,kg/m^2}{2,5\,m} \\
 &= 923,42\,kg/m
 \end{aligned}$$

$$CV = \frac{3,12\,m^2 * 400\,kg/m^2}{2,5\,m} = 499,20\,kg/m$$

Ejes C-D ( $A_t = 7,44\,m^2$ ;  $A_{muros} = 12\,m^2$ ;  $L_{viga} = 4\,m$ )

$$\begin{aligned}
 CM &= \frac{7,44\,m^2 * 0,12m * 2\,400\,kg/m^3}{4\,m} + (0,4m - 0,12m) * 0,25m * 2\,400\,kg/m^3 \\
 &+ \frac{12m^2 * 100\,kg/m^2}{4\,m} + \frac{7,44m^2 * 50\,kg/m^2}{4\,m} + \frac{7,44m^2 * 75\,kg/m^2}{4\,m} \\
 &= 1\,236,18\,kg/m
 \end{aligned}$$

$$CV = \frac{7,44\,m^2 * 400\,kg/m^2}{4\,m} = 744,00\,kg/m$$

Por simetría en ejes:

Ejes D-E = Ejes B-C

$$CM = 923,42 \text{ kg/m}$$

$$CV = 499,20 \text{ kg/m}$$

Ejes E-F = Ejes A-B

$$CM = 1\,363,76 \text{ kg/m}$$

$$CV = 904,67 \text{ kg/m}$$

#### **2.1.10.2. Cargas horizontales**

También llamadas cargas ambientales y son producidas por el viento, lluvia, nieve o sismo; por su naturaleza son cargas dinámicas. Para el presente estudio solo se analizarán cargas sísmicas por las condiciones del lugar, ya que se carece de actividades climatológicas extremas.

Los sismos producen cargas horizontales sobre una estructura a través de su interacción con el suelo y las características de su respuesta. Estas cargas resultan de la distorsión de la estructura a causa del movimiento del suelo y la resistencia lateral de la estructura.

Según Norma AGIES NSE 3-10 sección 1.10.3, el peso sísmico dependerá del peso de la estructura, el cual incluirá un 100 % de la carga muerta más un 25 % de la carga viva.

- Cálculo del peso sísmico de la estructura para cargas horizontales
  - Cargas muertas del segundo nivel

$$W_{losas} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 0,12m * 2400kg/m^3 = 106\ 009,92kg$$

$$W_{vigas} = [(19,7m * 6) + (19,7m * 6)] * (0,4m - 0,12m) * 0,25m * 2400kg/m^3 = 39\ 715,20kg$$

$$W_{columnas} = 36 * 1,5m * 0,35m * 0,35m * 2400kg/m^3 = 15\ 876\ kg$$

$$W_{muros} = 140\ ml * 1,5m * 100\ kg/m^2 = 21\ 000\ kg$$

$$W_{sobrecarga} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 75\ kg/m^2 = 27\ 606,75kg$$

$$W_{acabados} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 50\ kg/m^2 = 18\ 404,50kg$$

$$W_{total\ CM} = 228\ 612,37\ kg$$

- Carga viva del segundo nivel

$$W_{viva} = 25\ \% * [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 100kg/m^2 = 9\ 202,25\ kg$$

$$W_{total\ 2N} = 228\ 612,37\ kg + 9\ 202,25\ kg = 237\ 814,62\ kg$$

- Peso sísmico del primer nivel

- Carga muerta

$$W_{losas} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 0,12m * 2400kg/m^3 = 106\ 009,92kg.$$

$$W_{vigas} = [(19,7m * 6) - (19,7m * 6)] * (0,4m - 0,12m) * 0,25m * 2400kg/m^3 = 39\ 715kg.$$

$$W_{columnas} = 36 * 4,5m * 0,30m * 0,30m * 2400kg/m^3 = 47\ 628\ kg$$

$$W_{muros} = 140\ ml * 4,5m * 100\ kg/m^2 = 63\ 000\ kg$$

$$W_{sobrecarga} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 75\ kg/m^2 = 27\ 606,75kg$$

$$W_{acabados} = [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 50 \text{ kg/m}^2 = 18\ 404,50 \text{ kg}$$

$$W_{total\ CM} = 302\ 364,37 \text{ kg}$$

- Carga viva

$$W_{viva} = 25\ \% * [(19,85m * 19,85m) - (4,85m * 4,85m)] * 400 \text{ kg/m}^2 = 36\ 809,0 \text{ kg}$$

$$W_{total\ 1N} = 2989\ 728,37 \text{ kg} + 36\ 809,0 \text{ kg} = 339\ 173,38 \text{ kg}$$

Tabla VI. **Resumen integración de cargas primer nivel**

<b>Elemento</b>	<b>Peso (kg)</b>
<b>Carga muerta</b>	
Losas	106 010
Vigas	39 715
Columnas	47 628
Muros	63 000
Sobrecarga	27 607
Acabados	18 405
<b>Carga viva</b>	
Entrepiso	36 809
<b>Total</b>	<b>339 173</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Resumen integración de cargas segundo nivel**

Elemento	Peso (kg)
Carga muerta	
Losas	106 010
Vigas	39 715
Columnas	15 876
Muros	21 000
Sobrecarga	27 607
Acabados	18 405
Carga viva	
Azotea	9 202
Total	237 815

Fuente: elaboración propia.

Peso sísmico del edificio

$$W_{sismico} = W_{total\ 2N} + W_{total\ 1N}$$

$$W_{sismico} = 237\ 814,62\ kg + 339\ 173,38\ kg = 576\ 988,00\ kg$$

Cálculo del corte basal por el método de la carga sísmica estática equivalente según AGIES NSE 3-10.

Datos de la ubicación y condiciones del edificio:

- Ubicación de obra: Pachalum, Quiché.
- Clase de obra, según AGIES NSE 1-10, sección 3.1.5: obra importante
- Parámetros iniciales, según mapa de sismicidad de AGIES NSE 3-10 (ver anexo 3):
  - Índice de sismicidad  $I_0 = 4$
  - Ordenada espectral  $S_{cr} = 1,5\ g$
  - Ordenada espectral  $S_{1r} = 0,55\ g$
- Clase de sitio: suelo suave, según tabla 4-4 de AGIES NSE 2-10, (ver tabla VIII)

Tabla VIII. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de Sitio		V <sub>ps</sub> todo el perfil	N <sub>p</sub> todo el perfil	N <sub>nc</sub> sector no-cohesivo	S <sub>uc</sub> sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad IP>20; humedad w ≥ 40% y Suc < 25 kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: *Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10*. p. 21.

- Tipo de sistema estructural: sistema de marcos (E1)
- Factor de escala de sismo, ver tabla IX: sismo severo, 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años.

Tabla IX. **Nivel mínimo de protección sísmica**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica

Fuente: *Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10*. p. 11.

- Factor de determinación de los niveles de diseño  $K_d$ : 0,8
- Periodo de vibración empírico ( $T_a$ ):

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

Donde

$T_a$  = periodo fundamental de vibración empírico (en segundos)

$$K_T = 0,047$$

$x = 0,90$  (para sistema estructural E1, según fe de erratas, ver anexo 4)

$h_n = 6 m$  (altura total del edificio)

$$T_a = 0,047 * 6^{0,90} = 0,24 s$$

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales

$$S_{CS} = S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$$

$$S_{1S} = S_{1r} \cdot F_v \cdot N_v$$

Tabla X. **Coefficientes de sitio Fa, Fv**

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

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

Fuente: Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10. p. 15.

Tabla XI. **Factor Na para periodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

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

Fuente: Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10, p. 24.

Tabla XII. **Factor  $N_v$  para periodos largos de vibración**

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

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

Fuente: *Norma de seguridad estructural, AGIES NSE 2-10*. p. 25.

Donde

$S_{CS}$  = ordenada espectral ajustada al sismo extremo

$S_{1S}$  = ordenada espectral con periodo de vibración de 1s

$S_{cr}$  = 1,5g (ordenada espectral de periodo corto)

$S_{1r}$  = 0,55g (ordenada espectral de periodo de 1s)

$F_a$  = 1,0 (coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos)

$F_v$  = 1,5 (coeficiente de sitio para periodos de vibración largos)

$N_a$  = 1,12 (proximidad de amenaza para periodos de vibración cortos)

$N_v$  = 1,2 (proximidad de amenaza para periodos de vibración largos)

$$S_{CS} = 1,5g * 1,0 * 1,12 = 1,68g$$

$$S_{1S} = 0,55g * 1,5 * 1,2 = 0,99g$$

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Donde

$S_{cd}$  = ordenada espectral de diseño ajustada al sismo extremo

$S_{1d}$  = ordenada espectral con periodo de vibración de 1s

$K_d$  = 0,8 (Factor de determinación de los niveles de diseño)

$$S_{cd} = 0,8 * 1,68g = 1,3g$$

$$S_{1d} = 0,8 * 0,99g = 0,79g$$

- Periodo de transición

El periodo  $T_s$  (en s) que separa los periodos cortos de los largos es:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}} \quad (\text{ver fe de erratas en anexo 4})$$

$$T_s = \frac{0,79g}{1,3g} = 0,61 s$$

Comparación de periodo de vibración empírico ( $T_a$ ) con periodo de transición

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$

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

Como:  $T \leq T_s$

$$0,24 < 0,61 \quad \text{utilizar } S_{cd}$$

$$S_a(T) = S_{cd} = 1,3g$$

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia

El coeficiente sísmico ( $C_s$ ) en cada dirección de análisis se establecerá de la siguiente manera:

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

Donde

$C_s$  = coeficiente sísmico

$S_a(T)$  = demanda sísmica de diseño

R = factor genérico de reducción de respuesta sísmica

$$C_s = \frac{1,3}{8} = 0,16$$

- Valores mínimos de  $C_s$

$$C_s \geq 0,044 \cdot S_{cd}$$

$$0,16 \geq 0,044 \cdot 1,3$$

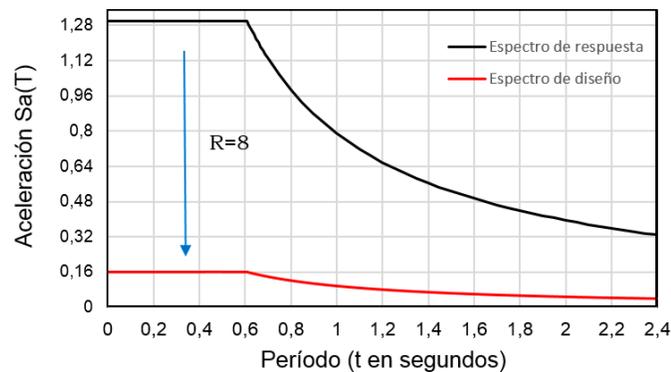
$$0,16 \geq 0,057 \text{ (cumple)}$$

$$C_s \geq \frac{0,5S_{1r}}{R}$$

$$0,16 \geq (0,5 \cdot 0,55) / 8$$

$$0,16 \geq 0,03 \text{ (cumple)}$$

Figura 5. Espectro de pseudo aceleración



Fuente: elaboración propia.

- Cortante basal al límite de cedencia

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base de la estructura o simplemente cortante basal estático a cedencia ( $V_B$ ):

$$V_B = C_s \cdot W_S$$

Donde

$W_S$  = peso sísmico de la edificación

$C_S$  = coeficiente sísmico de diseño

$$V_B = 0,16 * 576\,988,00 \text{ kg} = 92\,318,08 \text{ kg}$$

- Fuerzas por nivel

La distribución vertical de las fuerzas sísmicas se realizará según AGIES NSE 3-10, sección 2.2. El cortante basal de cedencia ( $V_B$ ) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo con:

$$F_x = C_{vx} V_B$$

Donde

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum (W_i h_i)}$$

$F_x$  = cortante de cedencia en el nivel  $x$  de la edificación

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

$k = 1$  para  $T \leq 0,5$  s (según AGIES NSE 2-10, sección 2.2)

De la ecuación anterior se puede resumir las fuerzas por nivel en la siguiente tabla:

Tabla XIII. **Fuerzas por nivel**

Nivel	$W_i$ (en kg)	$h_x$ (en m)	$W_i \cdot h_x$	$C_{vx}$	$F_x$ (en kg)
2	237 815	6	1 426 888	0,59	54 468
1	339 173	3	1 017 520	0,41	37 850
		$\Sigma$	2 444 408	$\Sigma$	92 318,080

Fuente: elaboración propia.

- Fuerzas por marco

De acuerdo a la Norma NSE 3-10, sección 2.3, la distribución de cargas sísmicas dependerá de la simetría estructural.

Para el presente estudio se considera que el centro de masa coincide con el centro geométrico del edificio, debido a la simetría que se tiene en los marcos de ambos sentidos, ver figura 6.

- Centro de masa

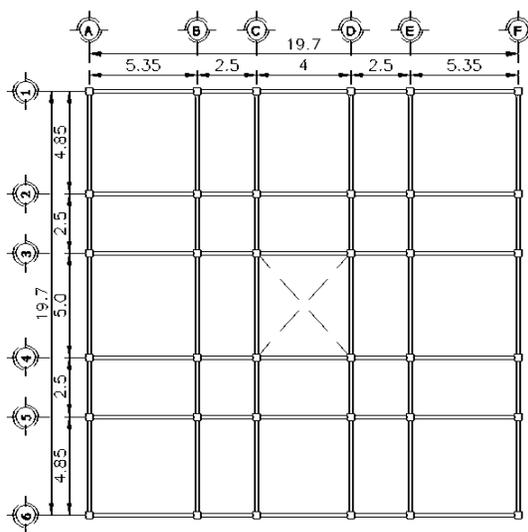
$$CM_{x,y} = \frac{L}{2}$$

Donde

L = longitud del lado en estudio.

$$CM_x = \frac{19,7 \text{ m}}{2} = 9,85 \text{ m} \qquad CM_y = \frac{19,7 \text{ m}}{2} = 9,85 \text{ m}$$

Figura 6. **Planta típica simétrica en ambos sentidos**



Fuente: elaboración propia.

- Centro de rigidez

Es el centro geométrico de las rigideces de los elementos que definen la conformación estructural de columnas. Es importante tratar que el centro de masa coincida con el centro de rigidez para evitar efectos de torsión en la estructura.

Para el cálculo del centro de rigidez es necesario considerar el valor de las rigideces de columna de cada marco por nivel. La flexibilidad es la deformación total debido a una fuerza, mientras que la rigidez es el recíproco de la flexibilidad.

- Se consideran niveles en voladizo a los últimos niveles de un edificio; para su efecto, la rigidez se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

Donde

F = fuerza actuante en el nivel

H = altura de columna a analizar

I = momento de inercia de la sección del elemento

A = sección transversal del elemento

G = módulo de rigidez

E<sub>c</sub> = módulo de elasticidad del concreto

Momento de inercia de la sección del elemento:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} * 35cm * (35cm)^3 = 125\ 052,08\ cm^4$$

Módulo de elasticidad del concreto:

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

$$E_c = 15\,100 \cdot \sqrt{210} = 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rigidez:

$$G = 0,4 \cdot E$$

$$G = 0,4 \cdot 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2 = 87\,527,92 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$K = \frac{1}{\frac{54\,467,67 \cdot 300^3}{3 \cdot 218\,819,79 \cdot 125\,052,08} + \frac{1,2 \cdot 54\,467,67 \cdot 300}{1\,225 \cdot 87\,527,92}} = 0,055$$

- Se consideran niveles doblemente empotrados a los primeros niveles o niveles intermedios de un edificio; para tal efecto, la rigidez se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{1}{\frac{Fh^3}{12E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

$$K = \frac{1}{\frac{37\,850,41 \cdot 300^3}{12 \cdot 218\,819,79 \cdot 125\,052,08} + \frac{1,2 \cdot 37\,850,41 \cdot 300}{1\,225 \cdot 87\,527,92}} = 0,309$$

- Cálculo de las coordenadas del centro de rigidez:

Para calcular el centro de rigidez en cada sentido se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$CR_X = \frac{\Sigma K \cdot L_x}{\Sigma K}; \quad CR_Y = \frac{\Sigma K \cdot L_y}{\Sigma K}$$

Tabla XIV. **Cálculo del centro de rigidez del eje X, segundo nivel**

Marco	Núm. col	Kc	Km	L (m)	Km·L	
A	6	0.055	0.33	0.00	0.00	
B	6	0.055	0.33	5.35	1.77	
C	6	0.055	0.33	7.85	2.60	
D	6	0.055	0.33	11.85	3.93	
E	6	0.055	0.33	14.35	4.76	
F	6	0.055	0.33	19.70	6.53	
			Σ	1.99	Σ	19.59

Fuente: elaboración propia.

$$CR_X = \frac{19,59}{1,99} = 9,85$$

Tabla XV. **Cálculo del centro de rigidez del eje Y, segundo nivel**

Marco	Núm. col	Kc	Km	L	Km·L
1	6	0.055	0.33	0.00	0.00
2	6	0.055	0.33	4.85	1.61
3	6	0.055	0.33	7.35	2.44
4	6	0.055	0.33	12.35	4.09
5	6	0.055	0.33	14.85	4.92
6	6	0.055	0.33	19.70	6.53
			1.99		19.59

Fuente: elaboración propia.

$$CR_X = \frac{19,59}{1,99} = 9,85$$

- Excentricidad

También llamada excentricidad directa o torsional, se define como la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez. La presencia de la excentricidad en un edificio hace que el centro de masa gire alrededor de un eje que pasa a través del centro de la rigidez, como resultado de esta torsión, las columnas están sometidas a fuerzas laterales adicionales que deben tenerse en cuenta en el análisis estructural.

Una estructura que continúa siendo elástica durante un sismo, los efectos de torsión pueden causar desplazamientos y fuerzas adicionales significativas en los planos que resisten la carga lateral.

La excentricidad se determina con la siguiente ecuación:

$$e_x = CR_x - CM_x$$

Excentricidad directa en eje x, segundo nivel.

$$e_x = 9,85 \text{ m} - 9,85 \text{ m} = 0,00 \text{ m}$$

- Excentricidad accidental

De acuerdo a la sección 2.3.2 de AGIES NSE 3-10, cuando los diafragmas son rígidos se debe considerar una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente, que se calcula como el 5 % de la dimensión perpendicular a la acción del sismo, es decir:

$$e_{acc} = 5\% \cdot b$$

Donde

b= lado de perpendicular a la acción del sismo

Excentricidad accidental, segundo nivel:

$$e_{acc,x} = 0,05 * 19,7 = 0,985 \text{ m}$$

$$e_{acc,y} = 0,05 * 19,7 = 0,985 \text{ m}$$

- Excentricidad de diseño

Excentricidad que toma en cuenta la excentricidad directa y la accidental para cada dirección perpendicular de análisis x,y. Para su estudio se realiza el cálculo en dos sentidos, por la probabilidad de existir momento torsional en uno de los dos sentidos, de los cuales, para su análisis se tomará el que tenga la condición crítica. Para su cálculo se determina con la siguiente ecuación:

$$e_{diseño\ x,y} = |CR_X - CM_X| \pm 0,05 \cdot b$$

Excentricidad de diseño, segundo nivel:

$$e_{diseño\ 1x} = 0,00 + 0,05 * 19,7 = 0,985 \text{ m}$$

$$e_{diseño\ 1y} = 0,00 - 0,05 * 19,7 = -0,985 \text{ m}$$

- Fuerza del marco por torsión

Para el cálculo de la fuerza por torsión, se utilizará el método de Rosenblueth-Esteva, que propone lo siguiente:

- Con las rigideces de los elementos de cada nivel, se calcula la posición del centro de rigidez de cada nivel.
- La fuerza cortante total que debe ser soportada por cada uno de los elementos resistentes de cada nivel será igual al valor más crítico de las fuerzas calculadas como:

$$V_{total} = V_s \pm V_t$$

Donde  $V_S$  y  $V_t$  se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$V_S = \frac{K_m \cdot F_n}{K_m}$$

$$V_t = \frac{e_{d(x,y)} \cdot F_n \cdot (K_m \cdot d_i)}{\Sigma(K_m \cdot d_i^2)}$$

Donde

$V_{total}$  = fuerza cortante total en el marco

$V_S$  = fuerza cortante por sismo en el marco

$V_t$  = fuerza cortante por torsión en el marco

$e_{d(x,y)}$  = excentricidad de diseño en la dirección x, y

$d_i$  = distancia entre el centro de rigidez y el eje de cada marco considerado

Tabla XVI. **Excentricidades de diseño**

Eje	$e_{diseño}$	Nivel 1	Nivel 2
X	$e_{1x}$	0,985	0,985
	$e_{2x}$	-0,985	-0,985
Y	$e_{1y}$	0,985	0,985
	$e_{2y}$	-0,985	-0,985

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Fuerzas por marco del segundo nivel eje X**  
**F=54 467,67 kg**

Marco	$K_m$	di	$K_m \cdot F$	$K_m \cdot d_i^2$	Vs (kg)	Vt (kg)	Vtotal (kg)
A	0,332	-9,85	18 058,24	32,17	9 077,95	-2 139,12	6 938,82
						2 139,12	11 217,07
B	0,332	-4,50	18 058,24	6,71	9 077,95	-977,26	8 100,68
						977,26	10 055,21
C	0,332	-2,50	18 058,24	2,07	9 077,95	-542,92	8 535,02
						542,92	9 620,87
D	0,332	2,50	18 058,24	2,07	9 077,95	542,92	9 620,87
						-542,92	8 535,02
E	0,332	4,50	18 058,24	6,71	9 077,95	977,26	10 055,21
						-977,26	8 100,68
F	0,332	9,85	18 058,24	32,17	9 077,95	2 139,12	11 217,07
						-2 139,12	6 938,82
$\Sigma$	1,99	$\Sigma$	108 349,41	81,91			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. **Fuerzas por marco del segundo nivel eje Y**  
**F=54 467,67 kg**

Marco	$K_m$	di	$K_m \cdot F$	$K_m \cdot d_i^2$	Vs (kg)	Vt (kg)	Vtotal (kg)
1	0,332	-9,85	18 058,24	32,17	9 077,95	-2 059,91	7 018,04
						2 059,91	11 137,85
2	0,332	-5,00	18 058,24	8,29	9 077,95	-1 045,64	8 032,31
						1 045,64	10 123,58
3	0,332	-2,50	18 058,24	2,07	9 077,95	-522,82	8 555,13
						522,82	9 600,76
4	0,332	2,50	18 058,24	2,07	9 077,95	522,82	9 600,76
						-522,82	8 555,13
5	0,332	5,00	18 058,24	8,29	9 077,95	1 045,64	10 123,58
						-1 045,64	8 032,31
6	0,332	9,85	18 058,24	32,17	9 077,95	2 059,91	11 137,85
						-2 059,91	7 018,04
$\Sigma$	1,99	$\Sigma$	108 349,41	85,06			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Fuerzas por marco del primer nivel eje X**  
**F=37 850,41**

Marco	$K_m$	$d_i$	$K_m \cdot F$	$K_m \cdot d_i^2$	$V_s$ (kg)	$V_t$ (kg)	$V_{total}$ (kg)
A	1,852	-9,85	70 107,59	179,71	6 308,40	-1 486,51	4 821,89
						1 486,51	7 794,91
B	1,852	-4,50	70 107,59	37,51	6 308,40	-679,11	5 629,29
						679,11	6 987,52
C	1,852	-2,50	70 107,59	11,58	6 308,40	-377,29	5 931,12
						377,29	6 685,69
D	1,852	2,50	70 107,59	11,58	6 308,40	377,29	6 685,69
						-377,29	5 931,12
E	1,852	4,50	70 107,59	37,51	6 308,40	679,11	6 987,52
						-679,11	5 629,29
F	1,852	9,85	70 107,59	179,71	6 308,40	1 486,51	7 794,91
						-1 486,51	4 821,89
$\Sigma$	11,11	$\Sigma$	420 645,57	457,58			

Fuente: elaboración propia.

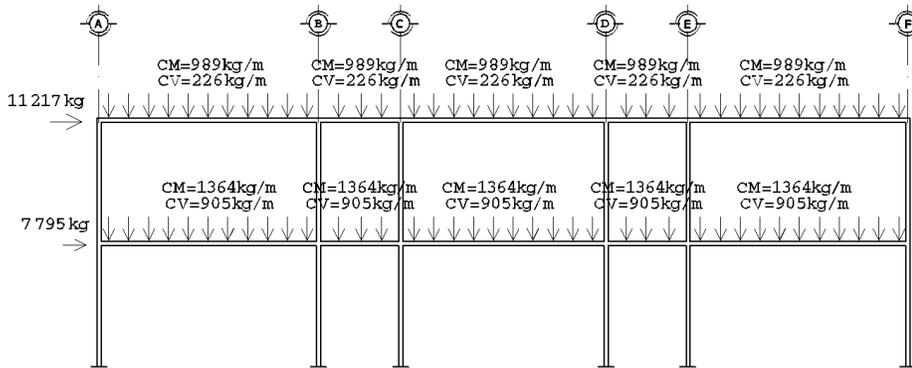
Tabla XX. **Fuerzas por marco del primer nivel eje Y**  
**F=37 850,41**

Marco	$K_m$	$d_i$	$K_m \cdot F$	$K_m \cdot d_i^2$	$V_s$ (kg)	$V_t$ (kg)	$V_{total}$ (kg)
1	1,852	-9,85	70 107,59	179,71	6 308,40	-1 431,46	4 876,94
						1 431,46	7 739,86
2	1,852	-5,00	70 107,59	46,31	6 308,40	-726,63	5 581,77
						726,63	7 035,03
3	1,852	-2,50	70 107,59	11,58	6 308,40	-363,31	5 945,09
						363,31	6 671,72
4	1,852	2,50	70 107,59	11,58	6 308,40	363,31	6 671,72
						-363,31	5 945,09
5	1,852	5,00	70 107,59	46,31	6 308,40	726,63	7 035,03
						-726,63	5 581,77
6	1,852	9,85	70 107,59	179,71	6 308,40	1 431,46	7 739,86
						-1 431,46	4 876,94
$\Sigma$	11,11	$\Sigma$	420 645,57	475,18			

Fuente: elaboración propia.

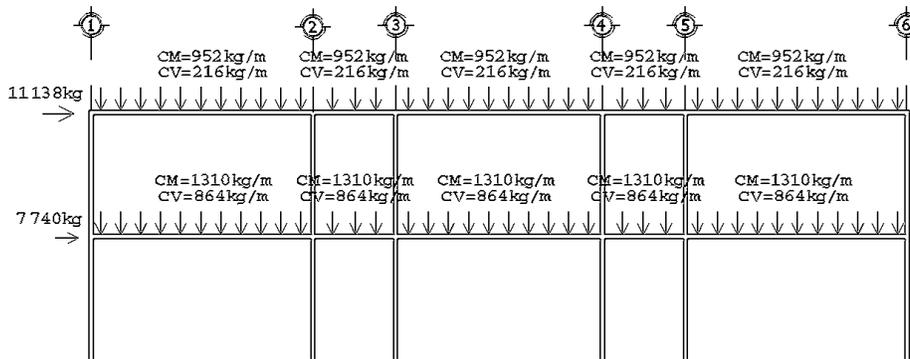
De los cálculos anteriores se obtienen los valores más críticos de  $V_{total}$ , los cuales se ajustarán a un marco por eje para el análisis estructural.

Figura 7. **Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco 2, eje X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 8. **Cargas muerta, viva y sismo aplicadas al marco B, eje Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.10.3. Análisis de marcos dúctiles por medio del método de rigideces y comparación por medio de SAP2000.

- Discretización: elementos y nudos

Para efectuar el análisis, la estructura se supone como un sistema en el que su comportamiento puede expresarse con modelos matemáticos. La opción más sencilla de analizarlos es subdividir el sistema en elementos, para después volverlo a construir, ensamblando la contribución de cada elemento a través de sus nudos, y así predecir su comportamiento. Los posibles movimientos que sufre un nudo de un elemento discretizado son:

$\Delta_x$  = desplazamiento horizontal

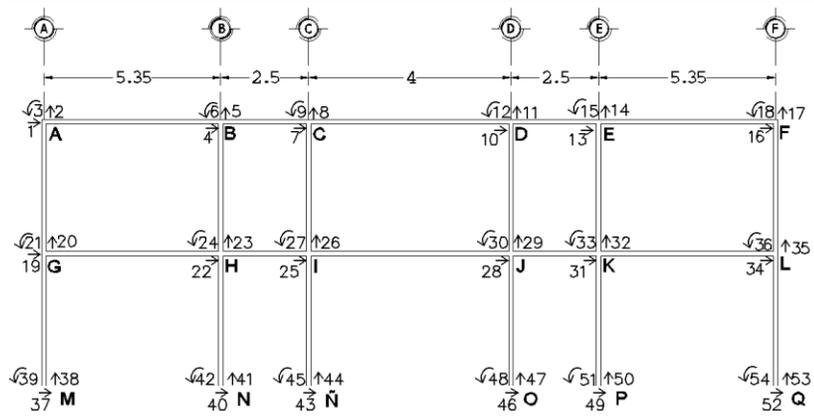
$\Delta_y$  = desplazamiento vertical

$\theta_z$  = la rotación con respecto al eje z

- Grados de libertad

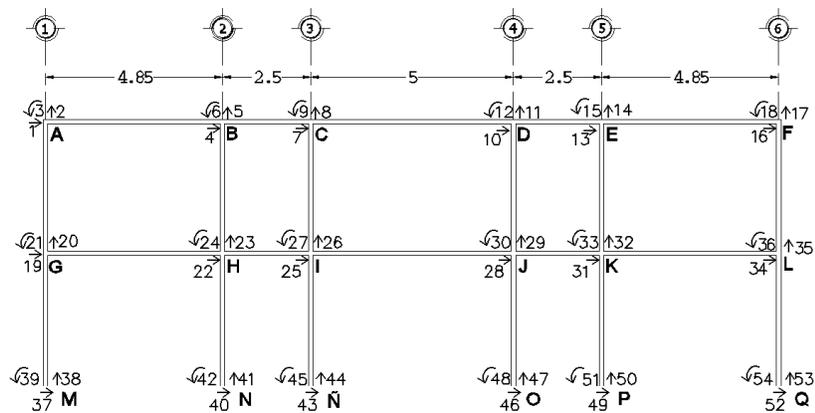
Es necesario conseguir que un sistema sea discreto para afirmar que se ha pasado del número infinito de grados de libertad (GDL) de los puntos de la estructura a un número finito; entendiéndose por GDL de un punto, el número de coordenadas que es preciso fijar para que su movimiento quede determinado.

Figura 9. **Identificación de nudos y grados de libertad, marco X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014

Figura 10. **Identificación de nudos y grados de libertad, marco Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014

De las figuras 9 y 10, queda establecido cada marco con 54 grados de libertad.

- Sistema de coordenadas: locales y globales

El sistema global hace referencia a todos los datos de la estructura, tales como la posición de los nudos, las cargas actuantes, desplazamientos y

reacciones de los apoyos, mientras que el sistema local hace referencia a las propiedades del elemento, como las dimensiones, momentos de inercia y fuerzas internas que se ven sometidos, asimismo, en este sistema se define la dimensión, sentido y dirección del elemento a analizar.

- Principios fundamentales

Para llevar a cabo el método de las rigideces, se fundamenta el análisis con los principios de equilibrio, compatibilidad y relaciones entre fuerzas y desplazamientos.

Equilibrio: para una estructura plana situada y cargada en el plano XY, existen tres ecuaciones de equilibrio.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Sigma M_z = 0$$

Compatibilidad: define cómo debe ajustarse a sí misma la estructura, es decir, cuáles son las relaciones entre las deformaciones del sistema.

La condición anterior es satisfecha indirectamente al fijar todos los desplazamientos correspondientes a los nudos de la estructura y determinar los desplazamientos desconocidos, lo que se mantendrán consistentes a través de todos el análisis.

Relaciones entre fuerzas y desplazamientos: están basadas en el comportamiento elástico de la estructura, expresado por la ley de Hooke, definiendo que los materiales tengan propiedades lineales y elásticas.

- Construcción de la matriz de rigidez

En un análisis matricial, se comienza por asignar los grados de libertad que participan en un elemento, para formular un conjunto de ecuaciones que describan totalmente la forma deformada de una estructura.

Figura 11. Análisis de una barra aislada para el método de las rigideces

	<p>Se parte del principio de una barra aislada, tomando las fuerzas axiales (1,4), de corte (2,5) y momento (3,6).</p>	
	$K_1 = \frac{AE}{L}$	$K_4 = -\frac{AE}{L}$
	$K_1 = -\frac{AE}{L}$	$K_4 = \frac{AE}{L}$
	$K_2 = -\frac{12EI}{L^3}$	$K_5 = \frac{12EI}{L^3}$
	$K_3 = -\frac{6EI}{L^2}$	$K_6 = \frac{6EI}{L^2}$
	$K_2 = \frac{12EI}{L^3}$	$K_5 = -\frac{12EI}{L^3}$
	$K_3 = \frac{6EI}{L^2}$	$K_6 = -\frac{6EI}{L^2}$
	$K_2 = \frac{6EI}{L^2}$	$K_5 = -\frac{6EI}{L^2}$
	$K_3 = \frac{2EI}{L}$	$K_6 = \frac{4EI}{L}$
	$K_2 = \frac{6EI}{L^2}$	$K_5 = -\frac{6EI}{L^2}$
	$K_3 = \frac{4EI}{L}$	$K_6 = \frac{2EI}{L}$

Fuente: URIBE ESCAMILLA, Jairo. *Análisis de Estructuras*. p. 464.

De lo anterior, la matriz de rigidez para cada elemento (viga y columna) del sistema estructural se representa como:

$$K_{viga} := \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$K_{columna} := \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & -\frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{4 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{2 EI}{L} \\ -\frac{12 EI}{L^3} & 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{12 EI}{L^3} & 0 & \frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{2 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

Cálculo de las matrices de rigidez en coordenadas globales de los elementos que componen el edificio. Por razones de cálculos extensos, se obtuvieron los resultados utilizando el software PTC Mathcad Prime 3.1, sin embargo, se detalla la manera en que fueron calculados los mismos:

- Columnas

Debido a que todas las columnas, tanto del primer nivel como del segundo, poseen las mismas características geométricas, la matriz de rigidez será la misma para todas.

$$L = 3 \text{ m}$$

$$A = 0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m} = 0,123 \text{ m}^2$$

$$E_c = 2,188 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I_{col} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} * 0,35 * 0,35^3 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{columna} := \begin{bmatrix} 1216172 & 0 & -1824258 & -1216172 & 0 & -1824258 \\ 0 & 89351414 & 0 & 0 & -89351414 & -0 \\ -1824258 & 0 & 3648516 & 1824258 & 0 & 1824258 \\ -1216172 & 0 & 1824258 & 1216172 & 0 & 1824258 \\ 0 & -89351414 & 0 & 0 & 89351414 & 0 \\ -1824258 & 0 & 1824258 & 1824258 & 0 & 3648516 \end{bmatrix}$$

- Viga 1

$$L = 5,35 \text{ m}$$

$$A_s = 0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m} = 0,10 \text{ m}^2$$

$$E_c = 2,188 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,4^3 = 1,33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{viga1} := \begin{bmatrix} 40900895 & 0 & 0 & -40900895 & 0 & 0 \\ 0 & 228636 & 611602 & 0 & -228636 & 611602 \\ 0 & 611602 & 2181381 & 0 & -611602 & 1090690 \\ -40900895.1 & 0 & 0 & 40900895 & 0 & 0 \\ 0 & -228636 & -611602 & 0 & 228636 & -611602 \\ 0 & 611602 & 1090690 & 0 & -611602 & 2181381 \end{bmatrix}$$

- Viga 2

$$L = 2,5 \text{ m}$$

$$A_s = 0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m} = 0,10 \text{ m}^2$$

$$E_c = 2,188 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,4^3 = 1,33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{viga2} := \begin{bmatrix} 87527915 & 0 & 0 & -87527915 & 0 & 0 \\ 0 & 2240715 & 2800893 & 0 & -2240715 & 2800893 \\ 0 & 2800893 & 4668155 & 0 & -2800893 & 2334078 \\ -87527915 & 0 & 0 & 87527915 & 0 & 0 \\ 0 & -2240715 & -2800893 & 0 & 2240715 & -2800893 \\ 0 & 2800893 & 2334078 & 0 & -2800893 & 4668155 \end{bmatrix}$$

- Viga 3

$$L = 4 \text{ m}$$

$$A = 0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m} = 0,10 \text{ m}^2$$

$$E_c = 2,188 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,4^3 = 1,33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{viga3} := \begin{bmatrix} 54704947 & 0 & 0 & -54704947 & 0 & 0 \\ 0 & 547049 & 1094098 & 0 & -547049 & 1094098 \\ 0 & 1094098 & 2917597 & 0 & -1094098 & 1458798 \\ -54704947 & 0 & 0.0 & 54704947 & 0 & 0 \\ 0 & -547049 & -1094098 & 0 & 547049 & -1094098 \\ 0 & 1094098 & 1458798 & 0 & -1094098 & 2917597 \end{bmatrix}$$

- Solución general por el método de las rigideces
  - Se inicia con el planteamiento de la ecuación matricial de rigidez

$$[F] = [K][\delta]$$

Donde

$F$  = matriz de fuerzas

$K$  = matriz de rigideces

$\delta$  = matriz de desplazamientos

- Se ordena matricialmente la ecuación anterior con la forma

$$\begin{bmatrix} F_a \\ F_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_a \\ \delta_b \end{bmatrix}$$

Donde

$F_a$  = vector de cargas aplicadas (conocidas)

$F_b$  = vector de reacciones en los apoyos (desconocidas)

$K$  = matriz general de rigidez

$\delta_a$  = vector de desplazamientos de los nudos libres (conocidos)

$\delta_b$  = vector de desplazamientos en los apoyos (generalmente  $\delta_b = 0$ )

- Se expande la ecuación matricial

$$[F_a] = [K_{aa}][\delta_a] + [K_{ab}][\delta_b] \quad (1)$$

$$[F_b] = [K_{ba}][\delta_a] + [K_{bb}][\delta_b] \quad (2)$$

- Se despeja  $[\delta_a]$  en la ecuación 1 y se sustituye en la ecuación 2

$$[\delta_a] = [K_{aa}]^{-1}[F_a] - [K_{aa}]^{-1}[K_{ab}][\delta_b] \quad (3)$$

$$[F_b] = [K_{ba}][K_{aa}]^{-1}[F_a] - [[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}] + [K_{bb}]][\delta_b] \quad (4)$$

- Las ecuaciones 3 y 4 representan la base de la solución matricial del marco plano por el método de las rigideces. De lo anterior, como la estructura se considera empotrada, el valor de los desplazamientos en los apoyos resulta  $[\delta_b] = [0]$ , por lo tanto, las ecuaciones 3 y 4 se reducen a:

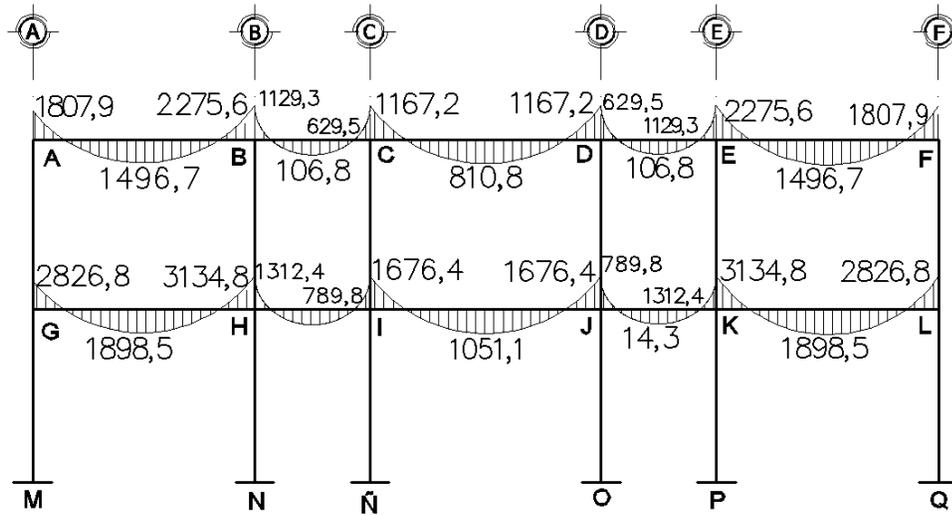
$$[\delta_a] = [K_{aa}]^{-1}[F_a]$$

$$[F_b] = [K_{ba}][K_{aa}]^{-1}[F_a]$$

- Una vez resolviendo el sistema de ecuaciones matriciales se conocen los desplazamientos, fuerzas internas axiales, cortantes y momentos flexionantes, correspondientes a cada elemento que compone la estructura.

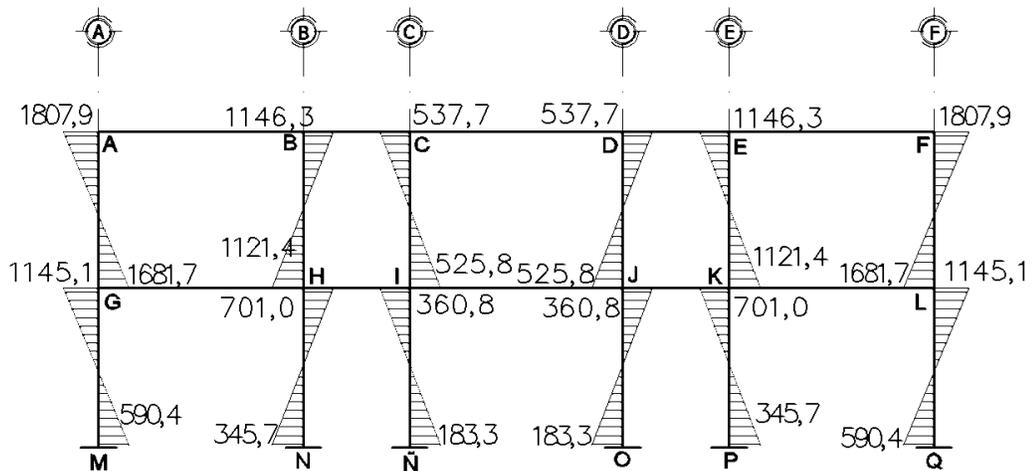
Por tratarse el método de rigideces de un sistema resuelto a base de ecuaciones matriciales, los resultados comparados al software SAP2000, muestran una diferencia del 0,0 %, resultados que se muestran en anexo 5.

Figura 12. **Momentos por carga muerta en vigas (kg-m), marco 2**



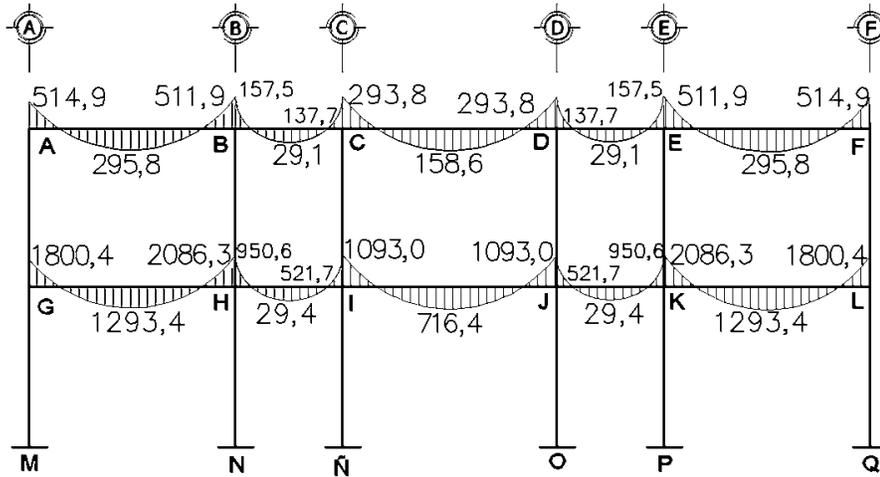
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 13. **Momentos por carga muerta en columnas (kg-m), marco 2**



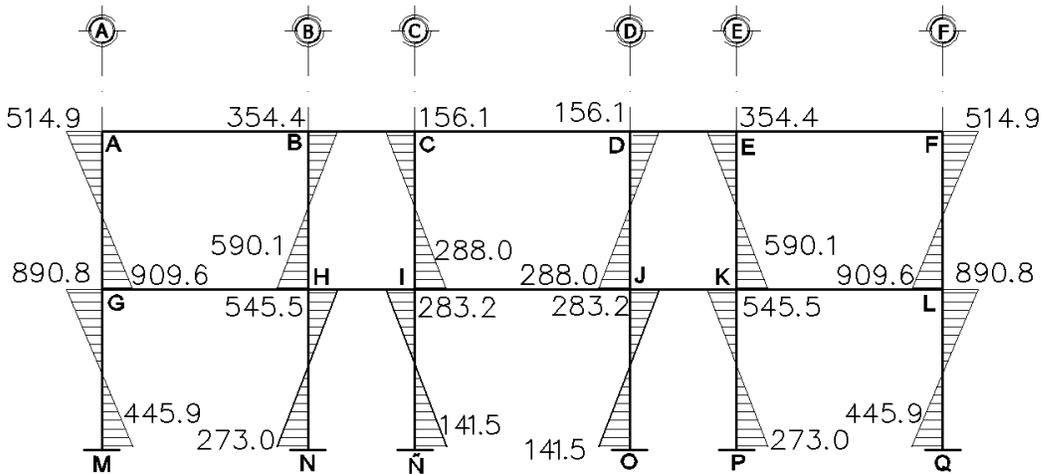
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 14. **Momentos por carga viva en vigas (kg-m), marco 2**



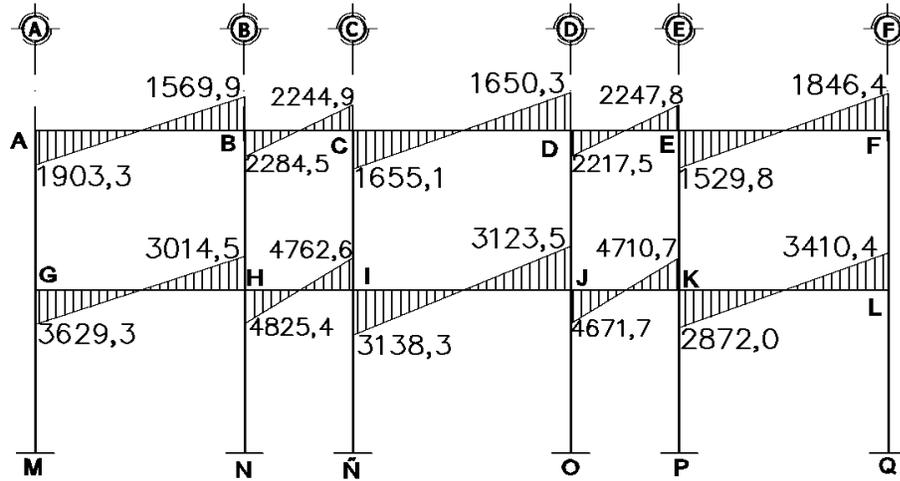
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 15. **Momentos por carga viva en columnas (kg-m), marco 2**



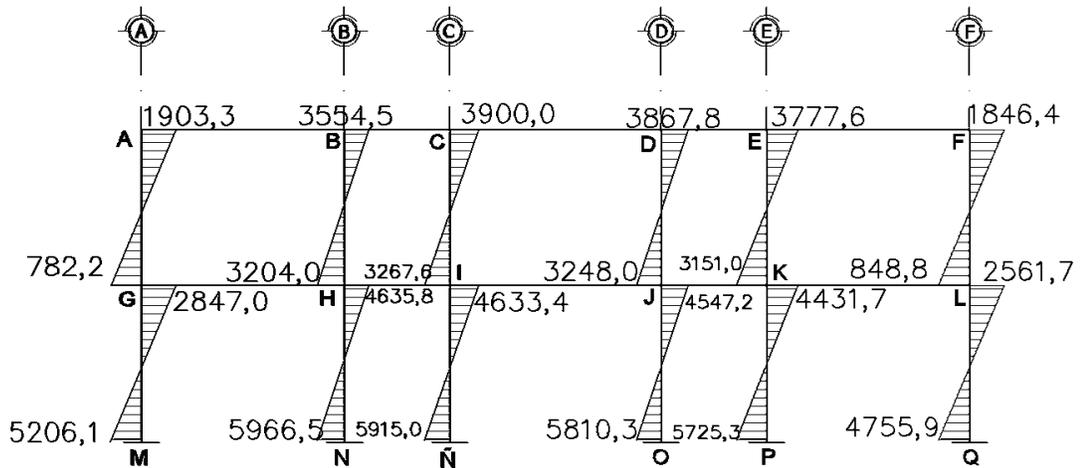
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 16. **Momentos por carga de sismo en vigas (kg-m), marco 2**



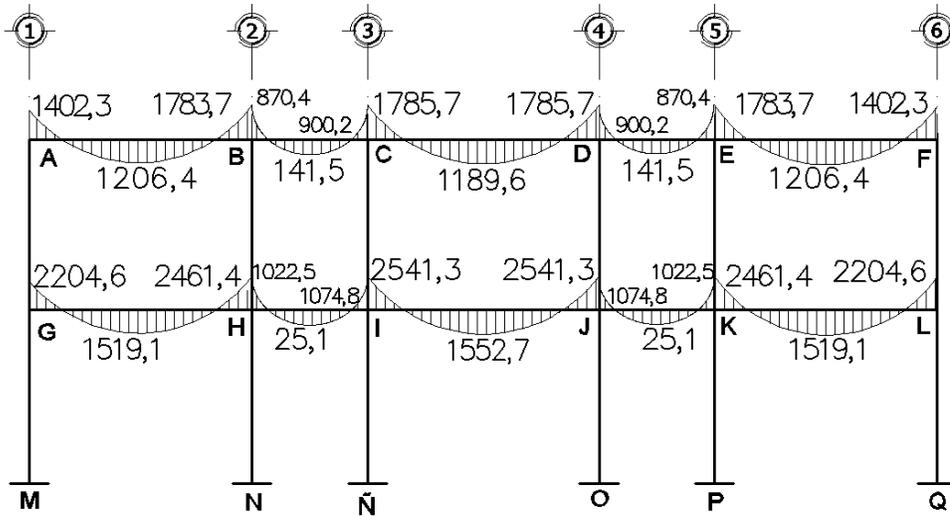
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 17. **Momentos por carga de sismo en columnas (kg-m), marco 2**



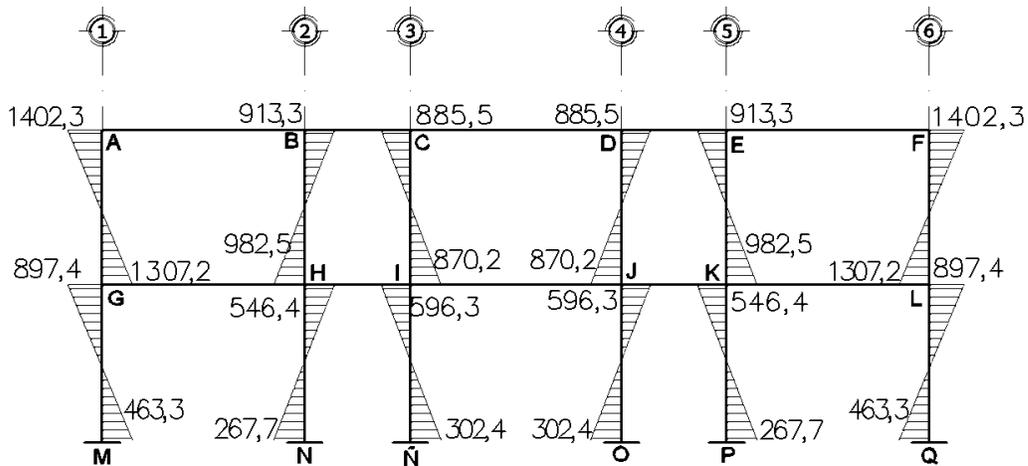
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 18. **Momentos por carga muerta en vigas (kg-m), marco B**



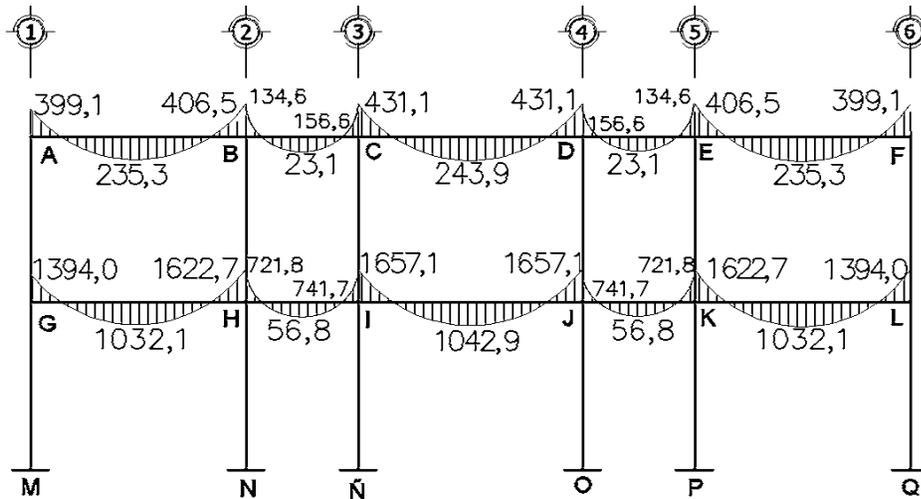
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 19. **Momentos por carga muerta en columnas (kg-m), marco B**



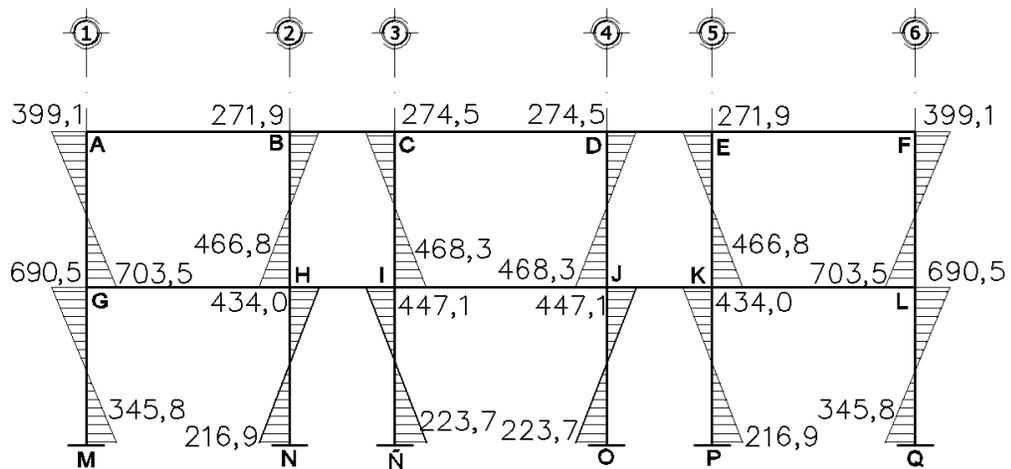
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 20. **Momentos por carga viva en vigas (kg-m), marco B**



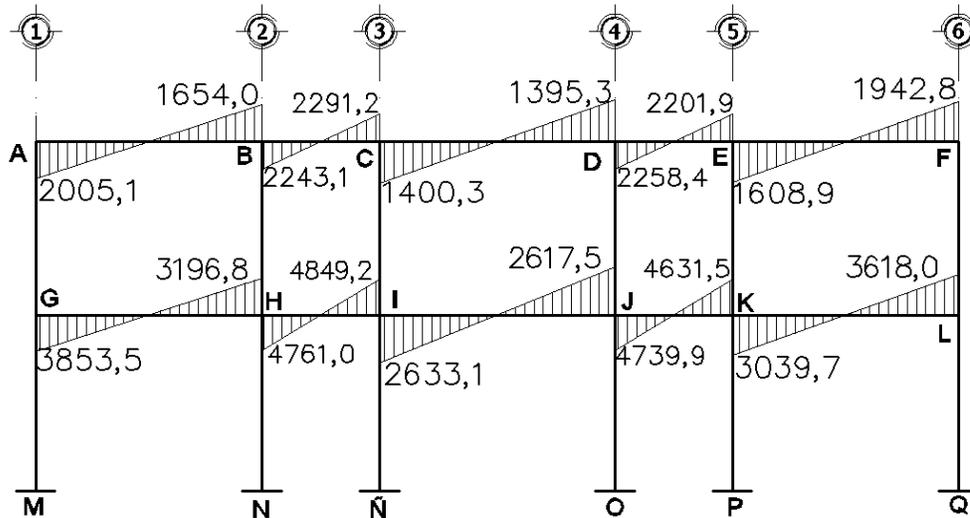
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 21. **Momentos por carga viva en columnas (kg-m), marco B**



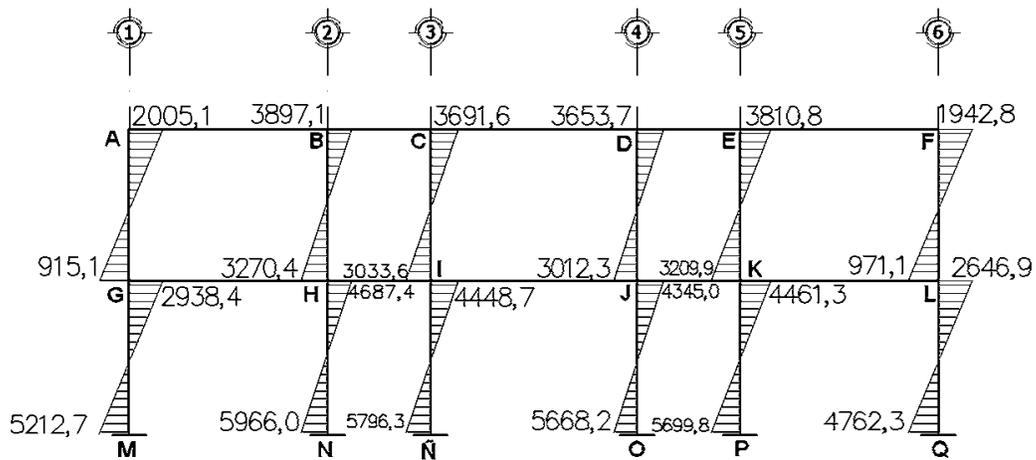
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 22. **Momentos por carga de sismo en vigas (kg-m), marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 23. **Momentos por carga de sismo en columnas (kg-m), marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

#### 2.1.10.4. Momentos y cortes últimos (envolventes)

La envolvente de momentos son ajustes para el análisis estructural de vigas y columnas que se aplican en los momentos que resultan de cada una de las diferentes condiciones de carga. Esta envolvente es la representación de los esfuerzos máximos resultantes de la combinación de carga muerta, viva y sismo.

Las combinaciones que se utilizaron son las propuestas por el ACI 318S-11, sección C 9.2:

$$M_u = 1,4C_M + 1,7C_V \quad (1)$$

$$M_u = 0,75 \cdot (1,4C_M + 1,7C_V) + 1,4S \quad (2)$$

$$M_u = 0,75 \cdot (1,4C_M + 1,7C_V) - 1,4S \quad (3)$$

$$M_u = 0,9C_M + 1,4S \quad (4)$$

$$M_u = 0,9C_M - 1,4S \quad (5)$$

- Cálculo de momentos últimos en viga A-B, marco 2

- Cargas del análisis estructural

$$C_M = 1\,807,9 \text{ kg-m}$$

$$C_V = 514,9 \text{ kg-m}$$

$$C_S = -1\,903,3 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de momentos últimos

$$M_u = 1,4(1\,807,9) + 1,7(514,9) = 3\,406,39 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,75 * (1,4 * 1\,807,9 + 1,7 * 514,9) + 1,4(-1\,903,3) = -109,83 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,75 * (1,4 * 1\,807,9 + 1,7 * 514,9) - 1,4(-1\,903,3) = 5\,219,4 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,9 * 1\,807,9 + 1,4 * (-1\,903,3) = -1\,037,51 \text{ kg-m}$$

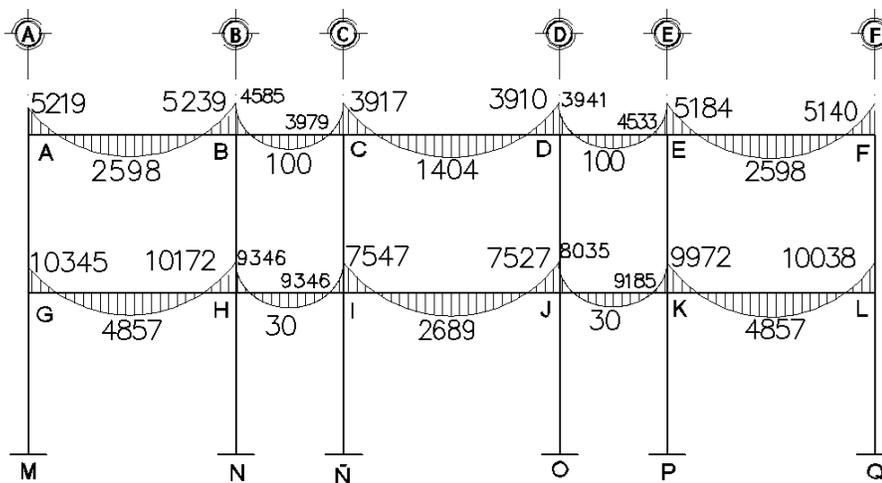
$$M_u = 0,9 * 1\,807,9 - 1,4 * (-1\,903,3) = 4\,291,73 \text{ kg-m}$$

De los resultados anteriores se utilizará,  $M_u = 5\,219,4\text{ kg-m}$ , que representa el valor de la envolvente de momento negativo del lado izquierdo de la viga A-B. De igual manera fueron calculados los momentos para los demás elementos estructurales.

- Diagrama de momentos últimos

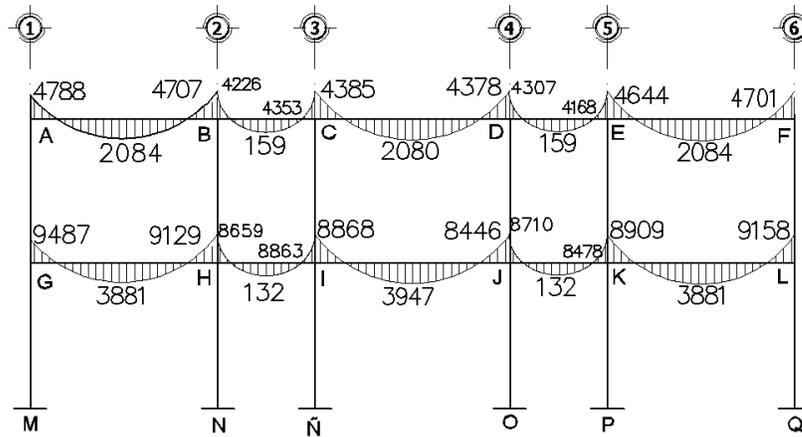
A continuación se muestran los diagramas de los resultados obtenidos de las envolventes de momentos.

Figura 24. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, marco 2**



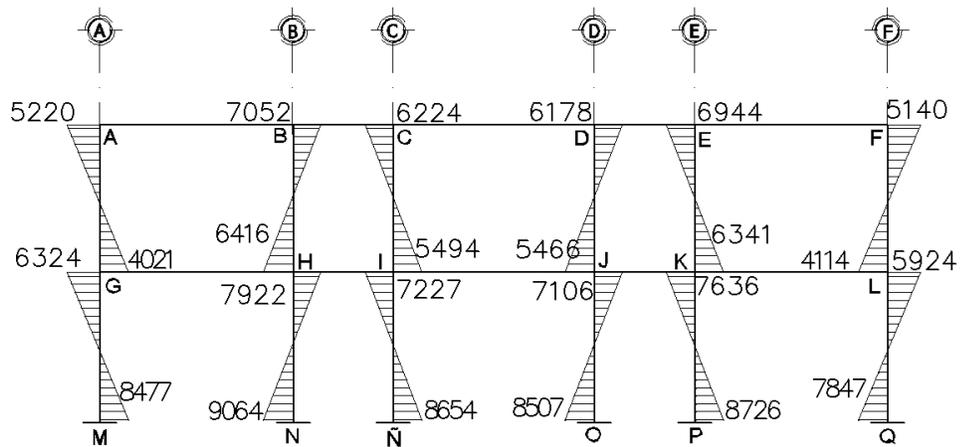
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 25. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, marco B**



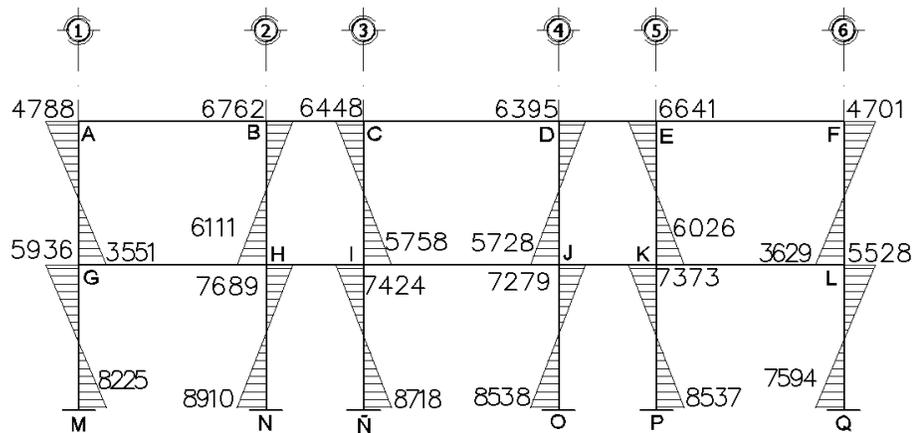
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 26. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

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



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Cortes últimos

Los esfuerzos cortantes en los elementos estructurales de los marcos en estudio, se obtienen con las siguientes ecuaciones:

- Cortes en vigas

$$V_{vigas} = 0,75 \cdot \left( \frac{1,4 \cdot (W_{CM} \cdot L)}{2} + \frac{1,7 \cdot (W_{CV} \cdot L)}{2} + \frac{1,87 \cdot (\Sigma M_S)}{L} \right)$$

- Cálculo del corte último en viga A-B, marco 2

- Cargas del análisis estructural

$$W_{CM} = 989,0 \text{ kg}$$

$$W_{CV} = 226,2 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{CS} = 3\,473,3 \text{ kg-m}$$

$$V_{vigas} = 0,75 * \left( \frac{1,4 * (989 * 5,35)}{2} + \frac{1,7 * (226,2 * 5,35)}{2} + \frac{1,87 * (3\ 473,3)}{5,35} \right)$$

$$= 4\ 486,9\ kg$$

De la misma manera fueron calculados los cortes últimos para las demás vigas.

- Cortes en columnas

$$V_{columnas} = \frac{\Sigma M_{col}}{L}$$

- Cálculo del corte último en columna A-G, marco 2

Del análisis estructural, se tiene

$$L = 3,0\ m$$

$$M_G = 1\ 903,3\ kg\cdot m$$

$$M_A = 782,2\ kg\cdot m$$

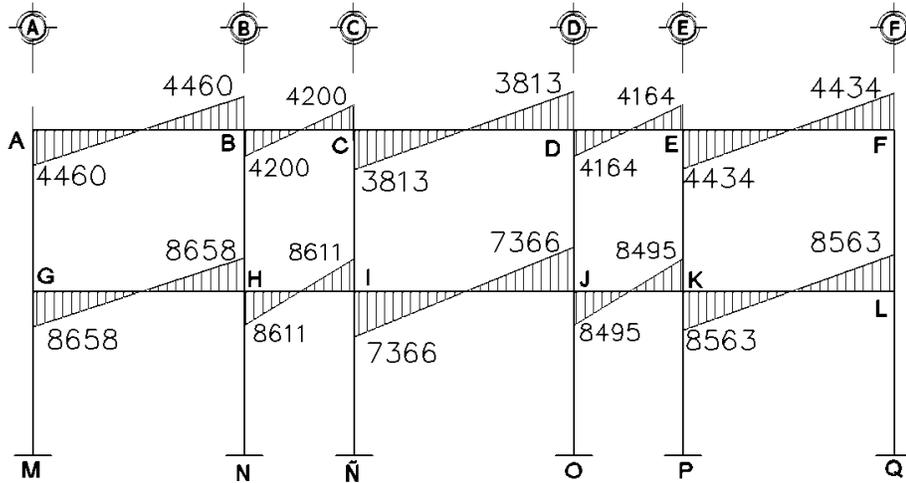
$$V_{columnas} = \frac{1\ 903,3\ kg\cdot m + 782,2\ kg\cdot m}{3,0\ m} = 895,2\ kg$$

De la misma manera fueron calculados los cortes últimos para las demás columnas.

- Diagrama de momentos últimos

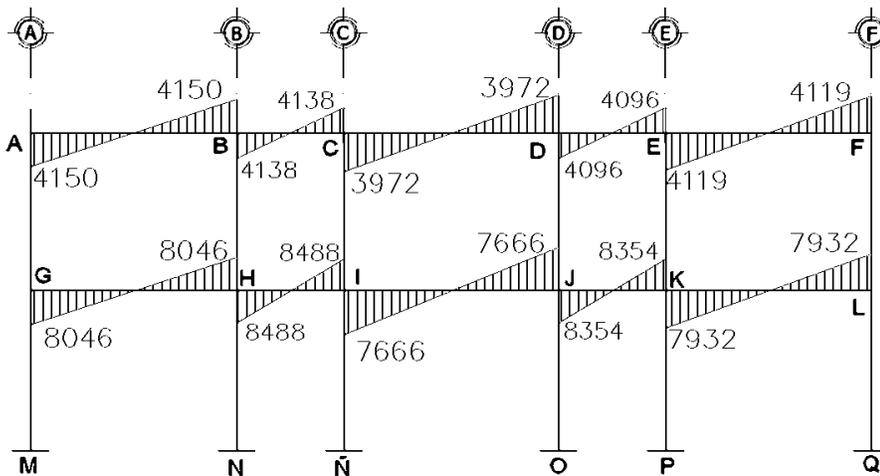
A continuación se muestran los diagramas de los resultados obtenidos de los cortes últimos.

Figura 28. Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco 2



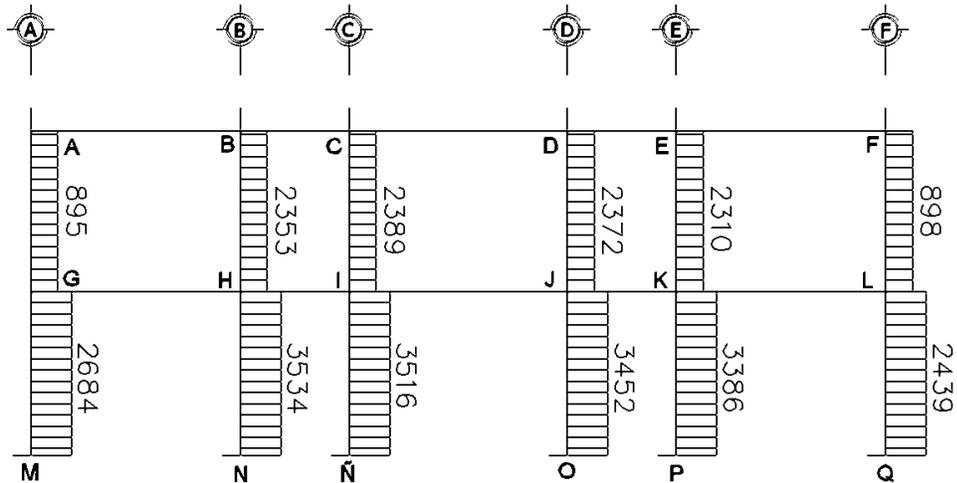
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 29. Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco B



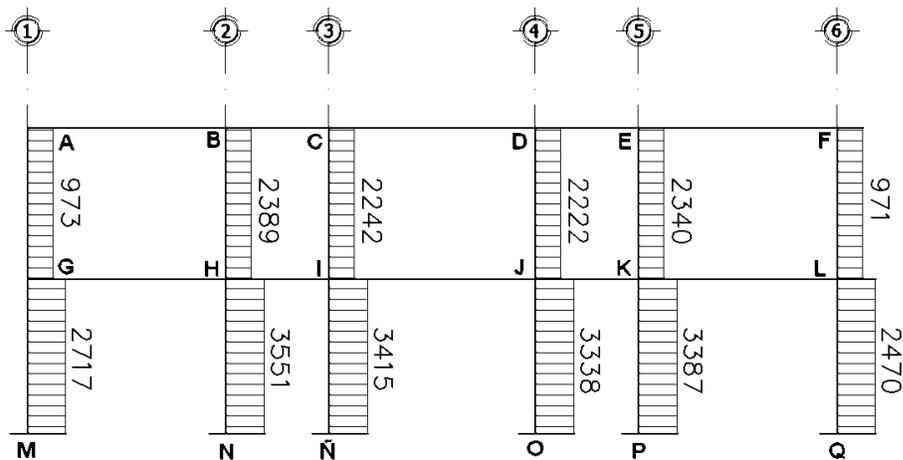
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 30. **Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 31. **Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.11. Diseño estructural

El diseño estructural tiene por objetivo determinar las características geométricas y propiedades de los materiales de los elementos que conforman la

estructura, para cumplir en forma segura y adecuada la función para la que fueron proyectadas.

En las recomendaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, está la configuración geométrica de elementos estructurales que indica que las cargas deben ser transferidas desde el punto de origen hasta el punto final de la resistencia, por lo que en el diseño estructural, el sistema debe proporcionar suficiente redundancia para soportar fuerzas sísmicas. En un sistema altamente redundante, uno o más componentes redundantes puede fallar y todavía dejar un sistema estructural que conserva su integridad y puede seguir oponiendo resistencia a las fuerzas laterales, aunque con menor eficacia.

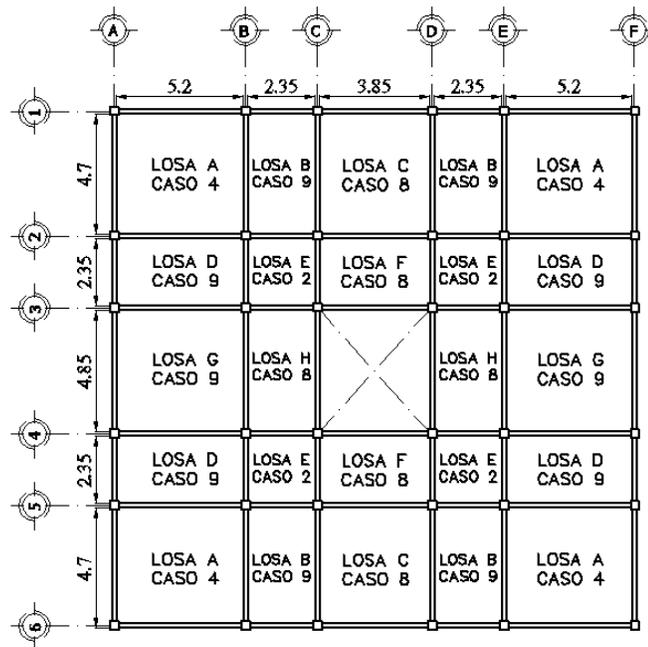
#### **2.1.11.1. Diseño de losas**

Las losas son elementos estructurales bidimensionales con una tercera dimensión pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Por lo general las cargas que actúan sobre las losas son perpendiculares al plano principal, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Para el diseño de losas se utilizó el método tres del código ACI en su edición de 1963, que es admitido actualmente, el cual se basa en coeficientes que sirven para encontrar los momentos actuantes en los extremos de las losas a diseñar.

En la figura 32 se observa la distribución de las losas y los casos que representa cada una.

Figura 32. Planta de identificación de losas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Determinación de cargas para el primer nivel
  - Cargas vivas, según AGIES NSE 2-10

En pasillos y gradas de acceso =  $400 \text{ kg/m}^2$

En oficinas =  $400 \text{ kg/m}^2$

- Cargas muertas

Concreto =  $2400 \text{ kg/m}^3$

Sobrecarga =  $75 \text{ kg/m}^2$

Acabados =  $50 \text{ kg/m}^2$

- Determinación de la carga última

$$C_M = CM_{losa} + CM_{sobrecarga} + CM_{acabados}$$

$$C_M = (0,12 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) + 75 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2$$

$$C_M = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$C_V = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$CU = 1,4 * 413 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 400 \text{ kg/m}^2 = 1258,2 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de los momentos actuantes

Para calcular los momentos de diseño se toma una franja unitaria de 1,0 m de ancho:

$$CU = 1258,2 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1258,2 \text{ kg/m}$$

$$CM_u = 578,2 \text{ kg/m}$$

$$CV_u = 680,0 \text{ kg/m}$$

- Determinación de momentos actuantes de losas en dos sentidos

Momentos negativos

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

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

Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+(CM_u)(a^2) + Ca^+(CV_u)(a^2)$$

$$Mb^+ = Cb^+(CM_u)(b^2) + Cb^+(CV_u)(b^2)$$

Donde

$M$  = momento actuante

$C$  = coeficiente (ver anexos 13, 14 y 15)

CMu = carga muerta última

CVu = carga viva última

*a* = lado corto de la losa

*b* = lado largo de la losa

- Análisis de la losa A

- Relación de lados

$$a = 4,7 \text{ m}$$

$$b = 5,2 \text{ m}$$

$$m = \frac{4,7 \text{ m}}{5,2 \text{ m}} = 0,9$$

Con una relación de 0,9 se debe considerar la losa en dos sentidos según las tablas del anexo 6, corresponde al caso 4 con los siguientes coeficientes:

Coeficientes para momentos negativos:

$$c_a = 0,06$$

$$c_b = 0,04$$

Momentos negativos:

$$M_a^- = 0,06 * 1\,258,2 \text{ kg/m} * (4,7 \text{ m})^2 = 1\,667,62 \text{ kg-m}$$

$$M_b^- = 0,04 * 1\,258,2 \text{ kg/m} * (5,2 \text{ m})^2 = 1\,360,87 \text{ kg-m}$$

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta:

$$c_a = 0,033$$

$$c_b = 0,022$$

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva:

$$c_a = 0,039$$

$$c_b = 0,026$$

Momentos positivos:

$$M_a^+ = 0,033 * 578,2 \text{ kg/m} * (4,7 \text{ m})^2 + 0,039 * 680 \text{ kg/m} * (4,7 \text{ m})^2 = 1\ 007,32 \text{ kg-m}$$

$$M_b^+ = 0,022 * 578,2 \text{ kg/m} * (5,2 \text{ m})^2 + 0,026 * 680 \text{ kg/m} * (5,2 \text{ m})^2 = 822,03 \text{ kg-m}$$

Para los momentos negativos, en bordes discontinuos serán iguales a un tercio del momento positivo  $1/3 M a^+$ .

Momento negativo para la losa A, lado corto.

$$\frac{1}{3} * 1\ 007,32 \text{ kg-m} = 335,77 \text{ kg-m}$$

En las tablas XXI y XXII se muestran los resultados del análisis de momentos positivos y negativos, para las losas del primer nivel y segundo nivel.

Tabla XXI. **Momentos positivos y negativos en losas del primer nivel (kg-m)**

Losa	a	b	m	Caso	Coeficientes por CU		Coeficientes por CM		Coeficientes por CV		M (a <sup>-</sup> )	M (b <sup>-</sup> )	M (a <sup>+</sup> )	M (b <sup>+</sup> )
					Ca <sup>-</sup>	Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Cb <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Cb <sup>+</sup>				
A	4,7	5,2	0,90	4	0,060	0,040	0,033	0,022	0,039	0,026	1667,62	1360,87	1007,32	822,03
B	2,35	4,7	0,50	9	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	611,46	83,38	372,94	85,63
C	3,85	4,7	0,82	9	0,075	0,017	0,029	0,010	0,042	0,017	1398,73	472,49	671,87	383,08
D	2,35	5,2	0,50	9	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	611,46	102,07	372,94	104,82
E	2,35	2,35	1,00	2	0,045	0,045	0,018	0,018	0,027	0,027	312,68	312,68	158,87	158,87
F	2,35	3,85	0,61	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	555,87	335,69	397,36	150,71
G	4,85	5,2	0,93	9	0,068	0,025	0,026	0,015	0,036	0,022	2012,53	850,54	929,45	639,04
H	2,35	4,85	0,50	8	0,089	0,010	0,056	0,004	0,076	0,005	618,41	295,96	464,22	134,38

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. Momentos positivos y negativos en losas del segundo nivel (kg-m)

Losas	a	b	m	Caso	Coeficientes por CU		Coeficientes por CM		Coeficientes por CV		M (a-)	M (b-)	M (a+)	M (b+)
					Ca-	Cb-	Ca+	Cb+	Ca+	Cb+				
A	4,7	5,2	0,90	4	0,060	0,040	0,033	0,022	0,039	0,026	991,66	809,25	567,95	463,48
B	2,35	4,7	0,50	9	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	363,61	49,58	184,24	40,57
C	3,85	4,7	0,82	9	0,075	0,017	0,029	0,010	0,042	0,017	831,76	280,97	354,37	191,56
D	2,35	5,2	0,50	9	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	363,61	60,69	184,24	49,66
E	2,35	2,35	1,00	2	0,045	0,045	0,018	0,018	0,027	0,027	185,94	185,94	82,82	82,82
F	2,35	3,85	0,61	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	330,55	199,62	214,29	82,67
G	4,85	5,2	0,93	9	0,068	0,025	0,026	0,015	0,036	0,022	1196,77	505,78	497,58	335,65
H	2,35	4,85	0,50	8	0,089	0,010	0,056	0,004	0,076	0,005	367,74	176,00	250,16	74,40

Fuente: elaboración propia.

- Balance de momentos

Este cálculo se debe realizar en el análisis cuando dos losas tienen un lado en común y tienen momentos diferentes, de acuerdo al siguiente criterio:

$$\text{Si } 0,8 \cdot M_{2 \text{ mayor}} \leq M_{1 \text{ menor}} \quad \text{balancear: } M_{bal} = \frac{M_{2 \text{ mayor}} + M_{1 \text{ menor}}}{2}$$

$$\text{Si } 0,8 \cdot M_{2 \text{ mayor}} \geq M_{1 \text{ menor}} \quad \text{balancear: proporcional a su rigidez}$$

- Cálculo del balance de momentos, proporcionalmente a su rigidez

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

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

$$M_{bal} = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1 \quad \text{o} \quad M_{bal} = M_2 - (M_2 - M_1) * D_2$$

Donde

$K_1, K_2$  = rigideces de las losas

$D_1, D_2 =$  factores de distribución

Balance de momentos para losa A y B del primer nivel:

$$M_1 = 6011,46 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1360,87 \text{ kg-m}$$

Condición:

$$0,8 * 1360,87 \text{ kg-m} = 1088,70 \text{ kg-m}$$

$$1088,70 \text{ kg-m} > 611,46 \text{ kg-m}$$

Longitudes:

$$L_1 = 2,35 \text{ m}$$

$$L_2 = 5,20 \text{ m}$$

Rigideces:

$$K_1 = \frac{1}{2,35} = 0,42$$

$$K_2 = \frac{1}{5,20} = 0,19$$

Factores de distribución:

$$D_1 = \frac{0,42}{0,42 + 0,19} = 0,69$$

$$D_2 = \frac{0,19}{0,42 + 0,19} = 0,31$$

Momentos balanceados:

$$M_{bal} = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1 \quad \text{o} \quad M_{bal} = M_2 - (M_2 - M_1) * D_2$$

$$M_{bal} = 611,46 \text{ kg-m} + (1360,87 \text{ kg-m} - 611,46 \text{ kg-m}) * 0,69 = 1128,55 \text{ kg-m}$$

$$M_{bal} = 1360,87 \text{ kg-m} - (1360,87 \text{ kg-m} - 611,46 \text{ kg-m}) * 0,31 = 1128,55 \text{ kg-m}$$

De la misma manera se calculó el balance entre losas de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla XXIII. **Balance de momentos de losas del primer nivel**

Borde entre losas	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	0.8M <sub>2</sub>	Tipo balance	M <sub>bal</sub> (kg-m)
A - B	611	1361	1089	Por rigidez	1127,61
B - C	611	1399	1119,0	Por rigidez	1100,33
A - D	611	1668	1334,1	Por rigidez	1315,57
B - E	83	313	250,1	Por rigidez	236,25
C - F	472	556	444,7	Por promedio	514,18
D - E	102	313	250,1	Por rigidez	247,12
D - G	611	2013	1610,0	Por rigidez	1555,24
E - H	313	296	236,8	Por promedio	304,32
E - F	313	336	268,6	Por promedio	324,19
G - H	618	851	680,4	Por rigidez	774,78

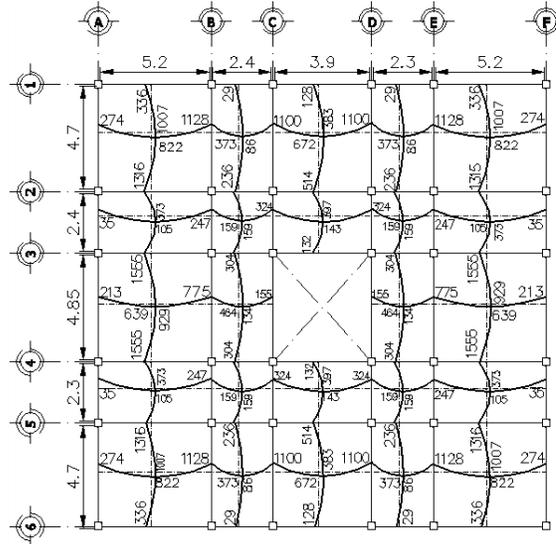
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Balance de momentos de losas del segundo nivel**

Borde entre losas	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	0.8M <sub>2</sub>	Tipo balance	M <sub>bal</sub> (kg-m)
A - B	364	809	647,4	Por rigidez	670,54
B - C	364	832	665,4	Por rigidez	654,32
A - D	364	992	793,3	Por rigidez	572,96
B - E	50	186	148,7	Por rigidez	140,49
C - F	281	331	264,4	Por promedio	311,76
D - E	61	186	148,7	Por rigidez	99,68
D - G	364	1197	957,4	Por rigidez	924,83
E - H	186	176	140,8	Por promedio	180,97
E - F	186	200	159,7	Por promedio	192,78
G - H	368	506	404,6	Por rigidez	460,73

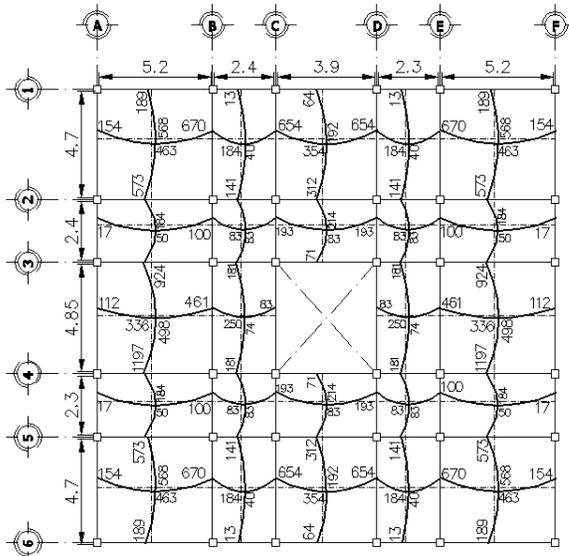
Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Momentos balanceados para losas del primer nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 34. **Momentos balanceados para losas del segundo nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño de acero de refuerzo

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{ancho unitario})$$

- Cálculo de peralte efectivo

$$d = t - rec - \emptyset/2$$

Donde

$d$  = peralte efectivo

$t$  = 12 cm

$rec = 2 \text{ cm}$  (recubrimiento, según ACI 318S-11, sección 7.7.1)

$\emptyset = 0,95 \text{ cm}$  (diámetro propuesto, núm. 3 de varilla longitudinal)

$$d = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - (0,95 \text{ cm}/2) = 9,5 \text{ cm}$$

- Cálculo del acero mínimo

Es necesario determinar el contenido mínimo de acero para evitar la falla por tensión, puesto que en estas condiciones el acero alcanza la resistencia  $fy$  de fluencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima.

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 10.5.1 el refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión se debe calcular a través de la siguiente ecuación:

$$As_{\min} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d$$

$$As_{\min} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{210}}{2810} * 100 \text{ cm} * 9,5 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Asimismo, el acero mínimo debe ser mayor a lo estipulado en el código ACI 318S-11 sección 21.5.2.1 como:

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

Donde

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{cuantía mínima})$$

$b$  = ancho unitario

$d$  = peralte efectivo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 9,5\text{cm} = 4,73 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido, con varillas núm. 3.

As		S
4,73 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,73 \text{ cm}^2} = 15 \text{ cm}$$

- Cálculo del espaciamiento máximo:

Según ACI-318-11 sección 13.3.2 el espaciamiento máximo de losas en dos direcciones, no debe ser mayor a dos veces el espesor de la losa.

$$S_{\max} \leq 2t$$

$$S_{\max} \leq 2 * 12\text{cm}$$

$$S_{\max} = 24 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento que resiste el  $A_{s_{\min}} = 4,73 \text{ cm}^2$ .

$$M_{As-\min} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_{As-\min} = 0,9 \cdot 4,73 \cdot 2810 \cdot \left( 9,5 - \frac{4,73 \cdot 2810}{1,7 \cdot 210 \cdot 100} \right)$$

$$M_{As-\min} = 109187,04 \text{ kg-cm}$$

$$M_{As-\min} = 1091,87 \text{ kg-m}$$

Debido a que el momento con área de acero mínimo no cubre todos los momentos calculados, se procederá a calcular el área requerida para los momentos mayores al  $M_{As-\min}$ .

Cálculo del área de acero requerido en losa G, ver figura 32, del segundo nivel con  $M_u = 1196,77 \text{ kg-cm}$ .

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210}{2810} \cdot \left[ (100 \cdot 9,5) - \sqrt{(100 \cdot 9,5)^2 - \frac{1196,77 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right]$$

$$A_s = 5,21 \text{ cm}^2$$

Dado que el área del acero mínimo no cubre el área de acero requerido, por criterio se realizará un armado de núm. 3 @ 15 cm + 1 bastón núm. 3 entre la tensión y bastón principal.

Tabla XXV. **Áreas requeridas y armado en losas del primer nivel**

Momento (kg-m)	Área de acero requerido (cm <sup>2</sup> )	Armado
1 127.61	4.89	núm. 3 @15 cm +1 bastón núm. 3 entre tensión y bastón
1 100.33	4.77	núm. 3 @15 cm +1 bastón núm. 3 entre tensión y bastón
1 315.57	5.75	núm. 3 @15 cm +1 bastón núm. 3 entre tensión y bastón
1 555.24	6.86	núm. 3 @15 cm +1 bastón núm. 3 entre tensión y bastón

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por corte

El corte actuante en la losa crítica debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón, a continuación se verifica si el espesor de losa es el adecuado:

- Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{act} = \frac{C_u \cdot L}{2}$$

Donde

$V_{act}$  = corte máximo actuante

$C_u$  = carga última unitaria

$L$  = longitud la losa

$$V_{act} = \frac{1\,258,2 \text{ kg/m} * 5,2 \text{ m}}{2} = 3\,271,32 \text{ kg}$$

- Cálculo de corte máximo resistente

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 11.2.1.1 para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la resistencia al cortante se calcula como:

$$V_C = 0,53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_R = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 9,5 = 6\ 201,95\ kg$$

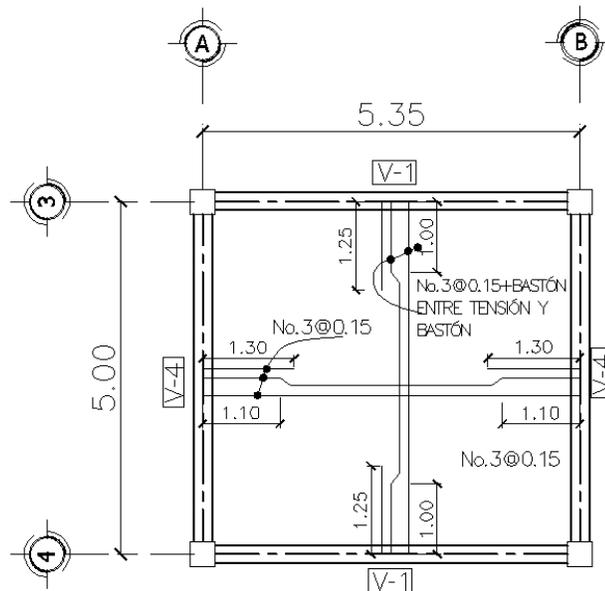
Chequeo

Cumple si:  $V_R > V_{act}$

6 201,95 kg > 3 271,32 kg

Como el corte resistente del concreto es mayor al corte actuante en la losa, se concluye que el espesor de la losa es el adecuado.

Figura 35. **Diseño losa crítica G**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.11.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que reciben cargas de las losas para ser transmitidas a las columnas sometidas a esfuerzos de flexión y corte.

- Diseño por flexión

Las suposiciones de diseño que se consideran en elementos a flexión de acuerdo al código ACI 318S-11 sección 10.2 son:

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria de compresión en la fibra extrema del elemento se supone igual a 0,003.
- No se debe considerar en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, la resistencia a la tensión en el concreto

Datos

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$rec = 3 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

- Cálculo del peralte efectivo de la viga

$$d = h - rec - \phi_t - \frac{\phi_t}{2}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} - \frac{1,59 \text{ cm}}{2} = 35,25 \text{ cm}$$

- Cálculo del acero mínimo

Según el código ACI 318S-11 sección 10.5.1 el área de acero mínimo se determina como:

$$A_{s_{mín}} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{210}}{2\ 810} * 25\text{cm} * 35,25\text{ cm} = 3,64\text{ cm}^2$$

Pero no menor a la ecuación:

$$A_{s_{mín}} = \rho_{mín} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{mín} = \frac{14}{2\ 810\text{kg/cm}^2} = 0,00498$$

$$0,00498 < 0,025 \quad (\text{cumple})$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14}{2\ 810\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 35,25\text{ cm} = 4,39\text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero máximo

Es necesario determinar el contenido máximo de acero para evitar la falla por compresión en el concreto, puesto que en estas condiciones el concreto puede alcanzar su capacidad máxima antes de que fluya el acero.

Para su cálculo, según el código ACI 318S-11 apéndice B.8.4.2, la cuantía máxima del refuerzo, debe ser  $\rho_{máx} = 0,5 \cdot \rho_{bal}$ , y se determina como:

$$A_{s_{máx}} = 0,5 \cdot \rho_{bal} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y} \right) \quad (\text{cuantía balanceada})$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{parámetro del bloque de esfuerzos en el concreto, ACI 10.2.7})$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2 810} * \left( \frac{6 120}{6 120 + 2 810} \right) = 0,037$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0,5 * 0,037 * 25cm * 35,25 cm = 16,30 cm^2$$

Por consiguiente el \u00e1rea de acero para las vigas debe estar entre los l\u00edmites de \u00e1reas:

$$4,39 cm^2 < As < 16,30 cm^2$$

- C\u00e1lculo del refuerzo longitudinal

C\u00e1lculo del \u00e1rea de acero requerido en viga tipo V-1, del eje 2 del primer nivel

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

$$As = \frac{0,85 * 210}{2 810} * \left[ (25 * 35,25) - \sqrt{(25 * 35,25)^2 - \frac{10 344,7 * 25}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$As = 13,15 cm^2$$

El resultado de \u00e1reas requeridas para los momentos de la viga V-1 son:

$$M^-_{izq} = 13,15 cm^2$$

$$M^-_{der} = 12,90 cm^2$$

$$M^+_{centro} = 5,74 cm^2$$

De los resultados obtenidos del \u00e1rea de acero requerido para cada momento actuante en cada tramo de viga, se distribuyen las varillas de acero de tal forma que el \u00e1rea de \u00e9stas, sea determinada de acuerdo al c\u00f3digo ACI 318S-11, acerca del refuerzo en elementos sometidos a flexi\u00f3n en marcos especiales resistentes a momento:

Refuerzo superior: momento negativo.

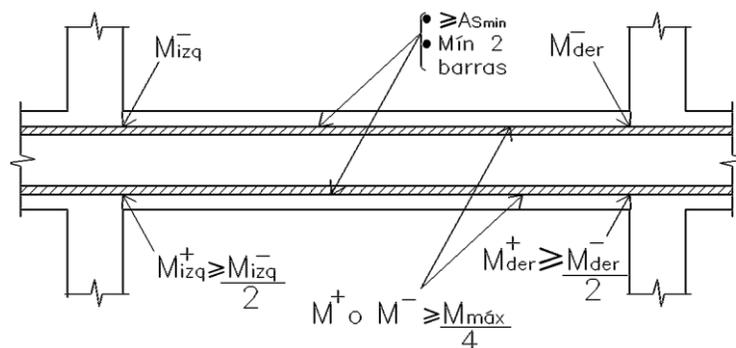
- Sección 21.5.2.1 no debe ser menor que el área obtenida en  $A_{s_{\min}}$ .
- Sección 21.5.2.2 la resistencia a momento negativo a lo largo del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en cualquiera de sus extremos.
- Según el área requerida por análisis.

Refuerzo inferior: momento positivo.

- Sección 21.5.2.1 no debe ser menor que el área obtenida en  $A_{s_{\min}}$ .
- Sección 21.5.2.2 la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.
- Sección 21.5.2.2 la resistencia a momento positivo a lo largo del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- Según el área requerida por análisis.

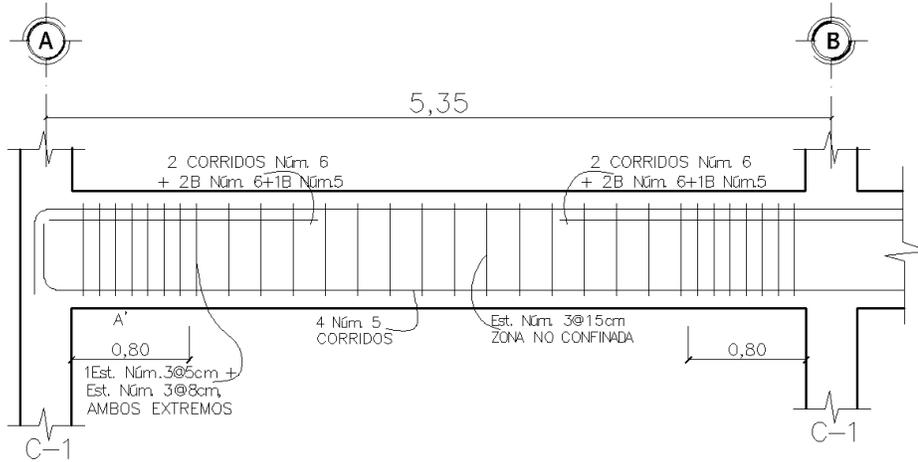
De los apartados anteriores, se detalla en la figura 36 las especificaciones.

Figura 36. **Requerimientos para el refuerzo a flexión en vigas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 37. Diseño viga tipo V-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

En las tablas XXVI y XXVII, se dan a conocer los resultados de áreas para cada tipo de viga con su respectivo armado.

Tabla XXVI. Armado de vigas en marco 2, primer nivel

	Eje A-B (1N)			Eje B-C (1N)		
	Viga V-1			Viga V-2		
	M <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sub>der</sub> (kg-m)	M <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sub>der</sub> (kg-m)
	10 344.66	4 856.65	10 171.76	9 345.58	29.94	8 162.23
AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.15	5.74	12.90	11.71	0.03	10.06
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.15	5.74	12.90	11.71	4.39	10.06
Refuerzo superior	2 corridos núm. 6 + bastones 2 núm. 6 + 1 núm. 5.	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + bastones 2 núm. 6 + 1 núm. 5.	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

Continuación de tabla XXVI.

	Eje C-D (1N)			Eje D-E (1N)		
	Viga V-2			Viga V-2		
	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)
	7 547.42	2 689.39	7 526.63	8 034.91	29.94	9 185.02
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.23	3.10	9.20	9.89	0.03	11.48
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.23	4.39	9.20	9.89	4.39	11.48
Refuerzo superior	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

	Eje E-F (1N)		
	Viga V-1		
	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)
	9 972.26	4 856.65	10 038.28
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	12.61	5.74	12.70
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	12.61	5.74	12.70
Refuerzo superior	4 núm. 6 + 1núm. 5	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + bastones 2 núm. 6 + 1núm. 5.
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Armado de vigas en marco B, primer nivel

	Eje 1-2 (1N)			Eje 2-3 (1N)		
	Viga V-3			Viga V-4		
	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)
	9 487.22	3 881.25	9 128.96	8 659.41	131.73	8 863.17
AS <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.91	4.54	11.40	10.74	0.15	11.03
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.91	4.54	11.40	10.74	4.39	11.03
Refuerzo superior	2 corridos núm. 6 + bastones 2 núm. 6 + 1 núm. 4	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + bastones 2 núm. 6 + 1 núm. 5	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

	Eje 3-4 (1N)			Eje 4-5 (1N)		
	Viga V-4			Viga V-4		
	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)
	8 467.53	3 946.76	8 445.63	8 710.09	131.73	8 478.16
AS <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.48	4.62	10.45	10.82	0.15	10.49
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.48	4.62	10.45	10.82	4.39	10.49
Refuerzo superior	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

	Eje 5-6 (1N)		
	Viga V-3		
	M <sub>izq</sub> <sup>-</sup> (kg-m)	M <sub>centro</sub> <sup>+</sup> (kg-m)	M <sub>der</sub> <sup>-</sup> (kg-m)
	8 908.94	3 881.25	9 157.53
AS <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.09	4.54	11.44
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.09	4.54	11.44
Refuerzo superior	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6	2 corridos núm. 6	2 corridos núm. 6 + 2 bastones núm. 6
Refuerzo inferior	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5	4 corridos núm. 5

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Armado de vigas en marco 2, segundo nivel

	Eje A-B (2N)			Eje B-C (2N)		
	Viga V-5			Viga V-6		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	5 219.54	2 598.16	5 239.91	4 584.97	100.02	3 979.36
AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.20	2.99	6.22	5.40	0.11	4.66
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.20	4.39	6.22	5.40	4.39	4.66
Refuerzo superior	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

	Eje C-D (2N)			Eje D-E (2N)		
	Viga V-7			Viga V-6		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	3 917.27	1 404.64	3 910.53	3 941.08	100.02	4 533.60
AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.58	1.60	4.57	4.61	0.11	5.34
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.58	4.39	4.57	4.61	4.39	5.34
Refuerzo superior	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

	Eje E-F (2N)		
	Viga V-5		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	5 183.68	2 598.16	5 139.84
AS <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39
AS <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30
AS <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.15	2.99	6.10
AS <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.15	4.39	6.10
Refuerzo superior	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4	4 corridos núm. 4	4 corridos núm. 4 + 1 bastón núm. 4
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Armado de vigas en marco B, segundo nivel

	Eje 1-2 (2N)			Eje 2-3 (2N)		
	Viga V-8			Viga V-8		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	4 788.38	2 083.95	4 706.82	4 225.88	158.75	4 352.67
As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.66	2.39	5.56	4.96	0.18	5.12
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.66	4.39	5.56	4.96	4.39	5.12
Refuerzo superior	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

	Eje 3-4 (2N)			Eje 4-5 (2N)		
	Viga V-8			Viga V-8		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	4 385.13	2 080.08	2 080.08	4 306.70	158.75	4 168.15
As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30	16.30
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.16	2.38	2.38	5.06	0.18	4.89
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.16	4.39	4.39	5.06	4.39	4.89
Refuerzo superior	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

	Eje 5-6 (2N)		
	Viga V-8		
	M <sup>-</sup> <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sup>-</sup> <sub>der</sub> (kg-m)
	4 643.76	2 083.95	4 701.13
As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.39	4.39	4.39
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.30	16.30	16.30
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.48	2.39	5.55
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.48	4.39	5.55
Refuerzo superior	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5
Refuerzo inferior	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos	2 núm. 5 + 1 núm. 3 corridos

Fuente: elaboración propia.

- Longitud de desarrollo

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 21.7.5.1 para barras de núm. 3 a núm. 10, la longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$ , para una barra con gancho estándar de 90° en concreto peso normal debe ser el mayor valor entre:

Condición	Cálculo
$8d_b$	$8 * 1,9 = 15,2 \text{ cm}$
15 cm	15 cm
$\ell_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{17,2 \cdot \sqrt{f'_c}}$	$\ell_{dh} = \frac{2810 * 1,9}{17,2 \cdot \sqrt{210}} = 21,42 \text{ cm}$

Según el código ACI 318S-11 sección 7.1.2 indica que el doblado de 90° tendrá una extensión de  $12d_b$  y en el extremo libre de la barra debe estar colocado dentro del núcleo confinado de la columna.

Extremo del gancho núm. 6

$$12 * 1,90 \text{ cm} = 22,8 \text{ cm}$$

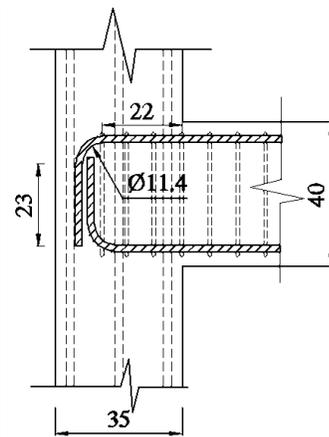
Por último, de acuerdo a la tabla 7.2, del código ACI 318S-11 en su sección 7.2.1, indica el diámetro mínimo de doblado, medido en la cara interior de la barra, para barras núm. 3 a núm. 8, será de  $6d_b$ , es decir:

Diámetro mínimo de doblado barra núm. 6:

$$6 * 1,90 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm}$$

De lo anterior queda establecida una longitud de desarrollo de las varillas núm. 6 de 22 cm, con una longitud de gancho a 90° de 23 cm y un diámetro de doblado de 11,4 cm, como se muestra en la figura 38.

Figura 38. Longitud de desarrollo, de gancho y diámetro de doblez



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño por corte

El refuerzo transversal cumple las funciones de fijar la posición del refuerzo longitudinal y proporcionar resistencia a tensión en el núcleo de la viga, evitando una falla frágil por cortante. De esta manera, un confinamiento adecuado de estribos incrementa la ductilidad de las secciones de concreto y restringe el pandeo de las barras longitudinales en compresión.

Según el código ACI 318S-11, sección 11.2.1.1 para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la resistencia al cortante se calcula como:

$$V_c = 0,53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 25 * 35,25 = 5\,753,12 \text{ kg}$$

- Corte actuante (último) en la viga tipo V-5, marco 2, segundo nivel

$$V_u = 4\,459,7 \text{ kg}$$

Condiciones:

Si  $V_c > V_u$ , la viga necesita estribos solo por armado.

Si  $V_c < V_u$ , es necesario diseñar estribos por corte.

Comparación:

$$V_c = 5\,753,12\text{ kg} > V_u = 4\,459,7\text{ kg}$$

La viga V-5 necesita estribos por armado, sin embargo, el código ACI 318S-11 indica los requisitos mínimos para la resistencia al cortante en la zona confinada, los cuales son:

- Sección 7.10.5.1 usar varillas núm. 3 para el confinamiento con estribos transversales.
- Sección 21.5.3.1 disponer de estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento ( $2h$ ), medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento.
- Sección 21.5.3.2 el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm del rostro del elemento de apoyo.
- Sección 21.5.3.2 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

Condición	Cálculo
$d/4$	$35,25\text{ cm}/4 = 8,8\text{ cm}$
6 veces el diámetro de las barras longitudinales.	$6 * 1,59\text{ cm} = 9,54\text{ cm}$
15 cm	15 cm

- Zona de confinamiento

$$\text{Confinamiento} = 2 * 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

- Armado en zona no confinada
  - Sección 21.5.3.4 cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos, espaciados a no más de  $d/2$ .

$$d/2 \quad \rightarrow \quad \frac{35,25 \text{ cm}}{2} = 17,62 \text{ cm}$$

Armado final: el primer estribo núm. 3 @ 0,05 m + Est. núm. 3 @ 8 cm en zona confinada en ambos extremos,  $L = 80 \text{ cm}$ , y el resto Est. núm. 3 @ 15 cm en zona no confinada.

- Diseño por corte en viga tipo V-1, marco 2, primer nivel
  - Cálculo de la resistencia del concreto

$$V_c = 0,53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 35,25 = 5\,753,12 \text{ kg}$$

- Corte actuante (último) en la viga tipo V-1

$$V_u = 8\,657,6 \text{ kg}$$

Condiciones:

Si  $V_c > V_u$ , colocar estribos según requisitos del código ACI.

Si  $V_c < V_u$ , es necesario diseñar estribos por corte.

Comparación:

$$V_C = 5\,753,12\text{ kg} < V_u = 8\,657,6\text{ kg}$$

La viga V-1 necesita estribos por diseño y compararlos con los requisitos mínimos del código ACI 318S-11.

Se realizará el diseño de acuerdo a los cortes plásticos, diseño sísmico que especifica el código ACI 318S-11, sección 21.5.4.1 en elementos sometidos a corte en marcos especiales resistentes a momento.

- Corte por cargas de servicio

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Donde

$V_g$  = corte gravitacional

$W_u$  = carga gravitacional mayorada

$l_n$  = longitud efectiva

- Cálculo de la carga gravitacional mayorada, según ACI 318S-11, R21.5.4.1.

$$W_u = 1,2C_M + 1,0C_V$$

$$W_u = 1,2 * 1363,8\text{ kg} + 1,0 * 904,7\text{ kg/m}$$

$$W_u = 2\,541,18\text{ kg/m}$$

- Cálculo del corte gravitacional

$$V_g = \frac{2\,541,18\text{ kg/m} * 5,2\text{ m}}{2}$$

$$V_g = 6\,607,07\text{ kg}$$

- Corte plástico

Representa la fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , y se determina a partir de las fuerzas estáticas (gravitacionales) en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo y se debe suponer que en los nudos actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,  $M_{pr}$ . El corte plástico se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_e = V_E + V_g$$

Donde

$V_E$  = corte inducido por el sismo

$V_g$  = corte gravitacional

- Corte inducido por el sismo

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

Donde

$M_{pr1}$  = momento probable en flexión negativa

$M_{pr2}$  = momento probable en flexión positiva

$l_n$  = longitud efectiva de la viga

- Cálculo del momento probable 1

$$M_{pr1} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde

$f_y$  = resistencia del acero

$As_1$  = área de acero en flexión negativa (4 núm. 6+1 núm. 5)

$d$  = peralte efectivo de la viga

$a$  = altura del bloque de esfuerzos en el concreto

$$a = \frac{1,25 \cdot As_1 \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = \frac{1,25 * 13,38cm^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm}} = 10,53 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * 13,38 \text{ cm}^2 * \left( 35,25\text{cm} - \frac{10,53\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 14\,092,12 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del momento probable 2

$$M_{pr2} = 1,25 \cdot fy \cdot As_2 \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{1,25 * 7,92cm^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 25\text{cm}} = 6,23 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * 7,92cm^2 * \left( 35,25\text{cm} - \frac{6,23\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 8\,939,64 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del corte inducido por el sismo

$$V_E = \frac{14\,092,12 \text{ kg-m} + 8\,939,64 \text{ kg-m}}{5,20 \text{ m}} = 4\,429,18 \text{ kg}$$

- Cálculo del corte plástico

$$V_e = V_E + V_g$$

$$V_e = 4\,429,18 \text{ kg} + 6\,607,07 \text{ kg} = 11\,036,25 \text{ kg}$$

Sin embargo, de acuerdo al ACI 318S-11, sección 21.5.4.2,  $V_c$  debe tomarse igual a cero cuando la fuerza de corte inducida por el sismo sea mayor o igual que la mitad del corte gravitacional requerido en esa zona:

$$\text{Si } V_E \geq \frac{V_g}{2} \text{ entonces } V_c = 0$$

$$4\,429,18 \text{ kg} \geq \frac{6\,607,07 \text{ kg}}{2}$$

$$4\,429,18 \text{ kg} \geq 3\,303,53 \text{ kg}$$

Conclusión:  $V_c$  debe tomarse igual a cero y diseñar los estribos conforme  $\phi V_s \geq V_e$ , de acuerdo con el código ACI 318S-11 sección 11.4.7.2:

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Donde

$S$  = espaciamiento en zona confinada

$A_v$  = área de acero de refuerzo por corte

$f_y$  = resistencia del refuerzo por corte

$d$  = peralte efectivo de la viga

$V_s$  = corte proporcionado por el acero ( $V_e/\phi$ )

$\phi = 0,75$  (factor de reducción de resistencia, ACI 9.3.2.3)

Se propone utilizar estribos núm. 3, con área de dos ramas igual a  $1,43 \text{ cm}^2$ .

$$S = \frac{0,75 * 1,43 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg/cm}^2 * 35,25 \text{ cm}}{11\,036,25 \text{ kg}}$$

$$S = 9,62 \text{ cm}$$

Sin embargo, según ACI 318S-11, sección 21.5.3.2, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

Condición	Cálculo
d/4	35,25 cm/4 = 8,81cm
6 veces el diámetro de las barras longitudinales principales.	6 * 1,59 cm = 9,54 cm
15 cm	15 cm
$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$	9,62 cm

Zona de confinamiento:

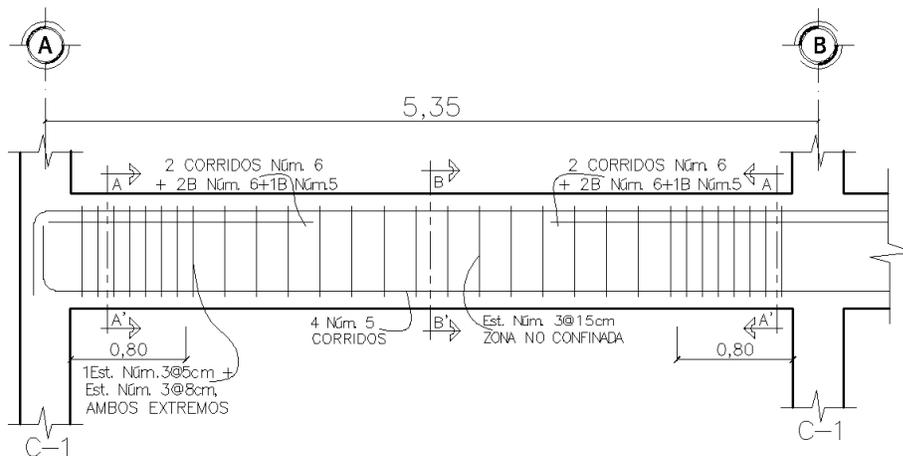
$$l_c = 2 * 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

Armado en zona no confinada:

$$d/2 \rightarrow \frac{35,25 \text{ cm}}{2} = 17,62 \text{ cm}$$

Armado final: el primer estribo núm. 3 @ 5 cm + Est. núm. 3 @ 8 cm en zona confinada en ambos extremos,  $l_c = 80 \text{ cm}$ , y resto Est. núm. 3 @ 15 cm en zona no confinada.

Figura 39. **Diseño viga tipo V-1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Ganchos estándar en estribos

Según ACI 318S-11 sección 7.1.3 los ganchos en estribos tendrán un dobléz de  $135^\circ$  más una extensión de  $6d_b$  en el extremo libre de la barra y un diámetro interior de doblado de  $4d_b$ , es decir:

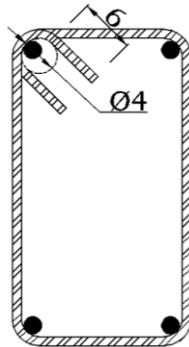
Extremo del gancho en estribo núm. 3

$$6 * 0,95 \text{ cm} = 5,7 \text{ cm} \approx 6 \text{ cm}$$

Diámetro de doblado en estribo núm. 3:

$$4 * 0,95 \text{ cm} = 3,8 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

Figura 40. **Detalle de estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.11.3. **Diseño de columnas**

Dentro de los requisitos para el diseño de columnas comprende una exigencia de dimensión mínima, que tiene como objetivo asegurar un tamaño mínimo del núcleo confinado que pueda mantener una capacidad significativa de la carga axial, aún en condiciones de falla por el recubrimiento.

Por otra parte, están los requisitos para el refuerzo longitudinal, teniendo en cuenta los límites para la cuantía, ya que el límite inferior tiene como propósito

evitar que el acero fluya para cargas inferiores de la resistencia a la fluencia a causa del flujo plástico del concreto, que provoca una transferencia de esfuerzos entre el concreto y el acero; y el límite superior evita el congestionamiento del refuerzo en la columna y en su intersección con las vigas.

Para el diseño de columnas se deben considerar 3 aspectos:

- Efectos de esbeltez
- Refuerzo longitudinal
- Refuerzo transversal

De los aspectos antes mencionados a continuación se especifican en diferentes secciones del código ACI 318S-11:

- Sección 7.10.5.1 todas las barras longitudinales menores a la barra núm. 10 deben estar confinadas por medio de estribos transversales no menor a la barra núm. 3.
- Sección 10.9.2 el número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares.
- Sección 21.6.1.1 la dimensión menor de la sección transversal, no debe ser menor de 30 cm.
- Sección 21.6.1.2 la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.
- Sección 21.6.3.1 El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor que 0,01  $A_g$  ni mayor que 0,06  $A_g$ , para zonas sísmicas.

Diseño de la columna crítica del primer nivel (H-N).

Sección de columna = 0,35 x 0,35 m

Sección de viga = 0,25 x 0,4 m

Longitud de columna = 3 m

$M_x = 7\,921,68 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = 7\,689,4 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$V_x = 3\,534,1 \text{ kg}$

$V_y = 3\,551,1 \text{ kg}$

- Cálculo de la carga axial

$$C_M = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{V1N} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{V2N} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga última} = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$Cu_{2N} = (1,4 * 413 \text{ kg/cm}^2) + (1,7 * 100 \text{ kg/m}^2) = 748,2 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu_{1N} = (1,4 * 413 \text{ kg/cm}^2) + (1,7 * 400 \text{ kg/m}^2) = 1\,258,2 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu = 2\,006,4 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del factor de carga última

$$Fcu = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

$$Fcu = \frac{2\,006,4 \text{ kg/m}^2}{826 \text{ kg/m}^2 + 500 \text{ kg/m}^2} = 1,51$$

- Cálculo de la carga axial

$$P_U = (A_T \cdot C_U) + (2 \cdot P_{pviga} \cdot Fcu)$$

Donde

$A_T$  = área tributaria para la columna

$Pp_{viga}$  = peso propio de las vigas que soporta la columna

$Fcu$  = factor de carga última

$$P_U = (15m^2 * 2\,006,4kg/m^2) + (0,25m * 0,40m * 2 * 7,6m * 2\,400kg/m^2 * 1,51)$$

$$P_U = 35\,604,48\,kg$$

- Efectos de esbeltez en columnas

Según el código ACI 318S-11, sección 10.10.1, se permiten ignorar los efectos de esbeltez solo si:

$$\frac{k \cdot l_U}{r} \leq 22$$

Si cumple la condición anterior, se considera una columna corta y se puede diseñar sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez; en caso contrario, se considera una columna esbelta y deberá diseñarse con una magnificación de momentos actuantes. La razón es que conforme va aumentando su esbeltez, los esfuerzos de flexión también aumentan, por lo que pueden ocurrir fallas por pandeo.

La esbeltez se calcula con la ecuación:

$$E = \frac{k \cdot l_U}{r}$$

Donde

$k$  = coeficiente de rigidez de la columna

$l_U$  = longitud efectiva

$r$  =  $0,3\,h$  (radio de giro según ACI 318S-11, sección 10.10.1.2)

El factor k de longitud efectiva es el número por el que debe multiplicarse la longitud no soportada de la columna para obtener su longitud efectiva. Cuanto menor sea la longitud efectiva de una columna en particular, menor será el peligro de pandeo y mayor su capacidad de carga.

Cálculo del factor que mide el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ):

$$\Psi_A = \frac{\Sigma K_{columnas}}{\Sigma K_{vigas}}$$

Donde las rigideces ( $K$ ) están dadas por la relación de momentos de inercia sobre la longitud del elemento, descritos por el ACI 318S-11, sección 10.10.4.1 como:

$$K_{COL} = \frac{I_{col}}{L_{col}} = \frac{0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}}{L_{col}}$$

$$K_{VIGA} = \frac{I_{viga}}{L_{viga}} = \frac{0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}}{L_{viga}}$$

$$K_{col\_2N} = \frac{0,7 * \frac{0,35m * 0,35m^3}{12}}{2,6 m} = 3,367 \times 10^{-4} m^4$$

$$K_{col\_1N} = \frac{0,7 * \frac{0,35m * 0,35m^3}{12}}{2,6 m} = 3,367 \times 10^{-4} m^4$$

$$K_{viga\_izq} = \frac{0,35 * \frac{0,25m * 0,4m^3}{12}}{5,0m} = 9,333 \times 10^{-5} m^4$$

$$K_{viga\_der} = \frac{0,35 * \frac{0,25m * 0,4m^3}{12}}{2,15m} = 2,170 \times 10^{-4} m^4$$

$$\Psi_A = \frac{3,367 \times 10^{-4} m^4 + 3,367 \times 10^{-4} m^4}{9,333 \times 10^{-5} m^4 + 2,170 \times 10^{-4} m^4} = 2,17$$

Extremo inferior por estar empotrado  $\Psi_B = 0$

$$\Psi_{prom} = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$
$$\Psi_{prom} = \frac{2,17 + 0}{2} = 1,08$$

- Cálculo del factor de longitud efectiva (k)

Se puede obtener mediante las ecuaciones de *Furlong*, las cuales se calculan mediante los siguientes rangos:

$$k = \frac{20 - \Psi_{prom}}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi_{prom}} \quad \text{para } \Psi_{prom} \leq 2$$
$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \Psi_{prom}} \quad \text{para } \Psi_{prom} \geq 2$$

$$k = \frac{20 - 1,08}{20} \cdot \sqrt{1 + 1,08} = 1,36$$

- Cálculo de la esbeltez

$$l_U = 3 \text{ m} - 0,4 \text{ m} = 2,6 \text{ m}$$

$$E_X = \frac{1,36 * 2,6 \text{ m}}{0,3 * 0,3 \text{ m}} = 39,3 \quad (E > 22, \text{ considerar efectos de esbeltez})$$

$$E_Y = \frac{1,36 * 2,6 \text{ m}}{0,3 * 0,3 \text{ m}} = 39,3 \quad (E > 22, \text{ considerar efectos de esbeltez})$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en el Y, se deben magnificar los momentos actuantes en la columna.

- Magnificación de momentos

Se realizará mediante el procedimiento descrito en el código ACI 318S-11, sección 10.10.5, que toma el concepto de magnificador de momento para considerar los efectos de la esbeltez. Por la simplicidad de diseño y simetría del sistema, los momentos calculados a través de un análisis ordinario de primer orden son multiplicados por un magnificador de momentos, que está en función de la fuerza axial mayorada  $P_u$ , y de la carga crítica de pandeo  $P_c$  de la columna.

- Cálculo del factor de flujo plástico del concreto

De acuerdo al código ACI 318S-11, sección 10.10.6.2, el factor de flujo plástico es la relación entre la carga axial mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, propiedad mediante el cual el material se deforma continuamente en el tiempo cuando está sometido a esfuerzo constante, y se determina a través de la siguiente ecuación:

$$\beta_d = \frac{1,4 \cdot C_M}{1,4 \cdot C_M + 1,7 \cdot C_V}$$
$$\beta_d = \frac{1,4 * 413 \text{ kg/cm}^2}{1,4 * 413 \text{ kg/cm}^2 + 1,7 * 400 \text{ kg/cm}^2} = 0,46$$

- Cálculo de la rigidez  $EI$  del material

Según el código ACI 318S-11, sección 10.10.6.1, el cálculo  $EI$  aproxima razonablemente las variaciones en la rigidez debidas al agrietamiento, flujo plástico y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del concreto, y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{(1 + \beta_d)}$$

Donde

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$I_g$  = momento de inercia de la columna

$\beta_d$  = factor de flujo plástico del concreto

$$EI = \frac{0,4 * \left( 15\ 100 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * \frac{35\text{cm} * (35\text{cm})^3}{12} \right)}{1 + 0,46} = 749,70 \text{ ton-m}^2$$

- Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler

En forma generalizada dentro del comportamiento de columnas esbeltas, la carga crítica de Euler establece que el elemento en estudio fallará por pandeo para una carga crítica igual a:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_U)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 749,70 \text{ ton-m}^2}{(1,36 * 2,6 \text{ m})^2} = 591,78 \text{ ton}$$

- Cálculo del magnificador del momento  $\delta_s$

Según el código ACI 318S-11, sección 10.10.6, cuando se consideran efectos de esbeltez, debe calcularse un factor, el cual amplificará los momentos a través de la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{0,75 \cdot P_{cr}}}$$

Donde

$\delta_s$  = magnificador de momento

$P_U$  = carga axial mayorada en un piso

$P_{cr}$  = carga crítica de Euler

$$\delta_{S_x} = \frac{1}{1 - \frac{35,6 \text{ ton}}{0,75 * 591,78 \text{ ton}}} = 1,09 \quad \delta_{S_y} = \frac{1}{1 - \frac{35,6 \text{ ton}}{0,75 * 591,78 \text{ ton}}} = 1,09$$

- Cálculo de magnificación de momentos de diseño

$$M_C = \delta_S \cdot M_U$$

$$M_{C_x} = 1,09 * 7\,921,68 \text{ kg-m} = 8\,634,63 \text{ kg-m}$$

$$M_{C_y} = 1,09 * 7\,689,4 \text{ kg-m} = 8\,381,45 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero longitudinal por el método de Bresler

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, calculando los valores máximos de la carga de compresión que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ . El procedimiento se describe a continuación:

- Cálculo de límites de acero

Según ACI 318S-11, en su sección 21.6.3.1, el área de acero en una columna debe estar dentro de los límites:  $1 \% A_g < A_s < 6 \% A_g$  en zona sísmica.

$$A_{s_{\min}} = 0,01 * 35\text{cm} * 35\text{cm} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,06 * 35\text{cm} * 35\text{cm} = 73,5\text{cm}^2$$

Se propone un armado con un área del  $2,58 \% \cdot A_g$ , de  $31,67 \text{ cm}^2$ , compuesto de 4 núm. 8 + 4 núm. 6.

- Cálculo de las excentricidades

$$e_x = \frac{M_{C_x}}{P_U} \quad e_y = \frac{M_{C_y}}{P_U}$$

$$e_x = \frac{8\,634,63 \text{ kg-m}}{35\,604,48 \text{ kg}} = 0,243 \text{ m} \quad e_y = \frac{8\,381,45 \text{ kg-m}}{35\,604,48 \text{ kg}} = 0,235$$

- Relación entre altura del núcleo y base de la columna  $\gamma$ .

$$\gamma = \frac{h_{\text{núcleo}}}{h_{\text{columna}}} \quad \gamma_x = \gamma_y = \frac{35 - 6}{35} = 0,83$$

- Cálculo de la curva  $\rho_\mu$

$$\rho_\mu = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot A_g}$$

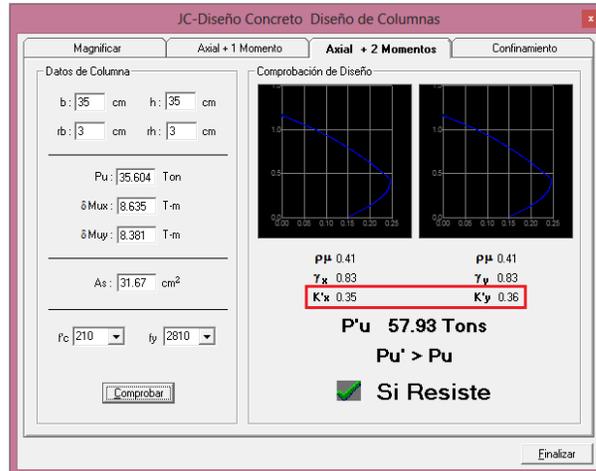
$$\rho_\mu = \frac{31,67 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0,41$$

- Cálculo del valor de las diagonales en el diagrama de interacción:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,24 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,69 \quad \frac{e_y}{h_x} = \frac{0,23 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,67$$

Los resultados de los coeficientes  $k'_x$  y  $k'_y$ , que se muestran en la figura 41 son calculados a través del programa JC-Diseño Concreto, con 0,35 y 0,36, respectivamente.

Figura 41. Diagrama de interacción de columna biaxial



Fuente: elaboración propia, empleando JC-Diseño concreto.

- Cálculo de la resistencia a carga axial

Para obtener el valor de la resistencia a carga axial  $\phi P$ , se procede con el método de la carga recíproca de Bresler, según sección R10.3.6 del comentario del ACI 318S-11 está dado por:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Donde

$P_{ni}$  = carga axial para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes

$P_{nx}$  = carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X

$P_{ny}$  = carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y

$P_o$  = Resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad cero

Resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X:

$$P_{nx} = k'x \cdot f'c \cdot b \cdot h$$

$$P_{nx} = 0,35 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 35\text{cm} \cdot 35\text{cm} = 90\,037,5 \text{ kg}$$

Resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y:

$$P_{ny} = k'y \cdot f'c \cdot b \cdot h$$

$$P_{ny} = 0,36 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 35\text{cm} * 35\text{cm} = 92\ 610,0 \text{ kg}$$

Resistencia nominal a cargas axiales con excentricidad cero

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

$$\phi P_o = 0,70 * [0,85 * 210 * (1\ 225 - 31,67) + (31,67 * 2\ 810)]$$

$$\phi P_o = 211\ 401,47 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{90\ 037,5 \text{ kg}} + \frac{1}{92\ 610,0 \text{ kg}} - \frac{1}{211\ 401,47 \text{ kg}}$$

$$P_{ni} = 58\ 227,16 \text{ kg}$$

Condiciones:

$$\text{Si } P_{ni} > \frac{P_U}{0,7} \quad (\text{el \u00e1rea de acero es adecuado})$$

$$\text{Si } P_{ni} < \frac{P_U}{0,7} \quad (\text{aumentar el \u00e1rea de acero o secci\u00f3n de columna})$$

$$\frac{P_U}{0,7} = \frac{35\ 604,48 \text{ kg}}{0,7} = 50\ 863,54 \text{ kg}$$

$$58\ 227,16 \text{ kg} > 50\ 863,54 \text{ kg}$$

De acuerdo al resultado anterior la condici\u00f3n es favorable para el acero longitudinal propuesto. Se utilizar\u00e1 4 n\u00fam. 8 + 4 n\u00fam. 6 con un porcentaje del 2,58 %A<sub>g</sub>.

- Refuerzo transversal

Los estribos son los elementos encargados de proveer a las columnas suficiente ductilidad.

La ductilidad en los elementos de concreto reforzado se define como la capacidad para soportar grandes deformaciones elásticas sin ninguna disminución en su resistencia al colapso.

Para el diseño del refuerzo transversal, según ACI 318S-11, sección 21.6.4.1, debe suministrarse una longitud de confinamiento,  $l_o$ , medida desde ambos extremos. La longitud de confinamiento, debe ser el mayor de:

Condición	Cálculo
Altura del elemento	35 cm
1/6 de la luz libre del elemento	260 cm/6 = 43 cm
45 cm	45 cm

- Área mínima de refuerzo transversal por corte

El área total mínima de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento,  $A_{sh}$ , debe ser el mayor de:

Condición	Cálculo
$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$	$A_{sh} = 0,3 * \frac{8,0 * 31 * 210}{2\ 810} \cdot \left( \frac{35^2}{31^2} - 1 \right) = 1,53\ cm^2$
$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$	$A_{sh} = 0,09 * \frac{8,0 * 31 * 210}{2\ 810} = 1,67\ cm^2$

De acuerdo a los resultados anteriores, el área no debe ser menor a 1,67 cm<sup>2</sup>, por consiguiente, se propone utilizar tres ramas de varillas núm. 3, con un total de 2,14 cm<sup>2</sup>, es decir, un estribo más un eslabón.

- Cálculo de la cuantía volumétrica

Según ACI 318S-11, sección 21.6.4.4, en la zona de confinamiento, debe proporcionarse área de refuerzo transversal, por lo que es necesario calcular la cuantía volumétrica.

La cuantía volumétrica se define como la relación entre el volumen del acero del refuerzo transversal y el volumen del núcleo del concreto, de acuerdo a la sección 10.9.3 del ACI 318S-11, se debe utilizar el mayor de las siguientes ecuaciones:

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0,12 \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde

$\rho_s$  = cuantía volumétrica

$A_g$  = área total de la sección de la columna

$A_{ch}$  = área del núcleo de la columna

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{35cm * 35cm}{31cm * 31cm} - 1 \right) * \left( \frac{210 kg/m^2}{2810 kg/m^2} \right) = 0,00924$$

$$\rho_s = 0,12 * \left( \frac{210 kg/m^2}{2810 kg/m^2} \right) = 0,00897$$

De los dos valores anteriores, se utilizará  $\rho_s = 0,00924$ .

Por consiguiente, según el código ACI 318S-11, sección 21.6.4.3, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento debe ser el menor de:

Condición	Cálculo
¼ de la dimensión mínima del elemento.	$\frac{35 \text{ cm}}{4} = 8,75 \text{ cm}$
$6d_b$ (diámetro de la barra de refuerzo longitudinal)	$6 * 2,22 \text{ cm} = 13,32 \text{ cm}$
$S_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right)$ ( $S_o \leq 15 \text{ cm}$ )	$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 31}{3}\right) = 11,33 \text{ cm}$
$S = \frac{Av}{\rho_s \cdot l_n}$	$S = \frac{3 * 0,71 \text{ cm}^2}{0,00924 * 27 \text{ cm}} = 8,53 \text{ cm}$

De los incisos anteriores, la separación a utilizar en la zona confinada por criterio constructivo será de 8 cm.

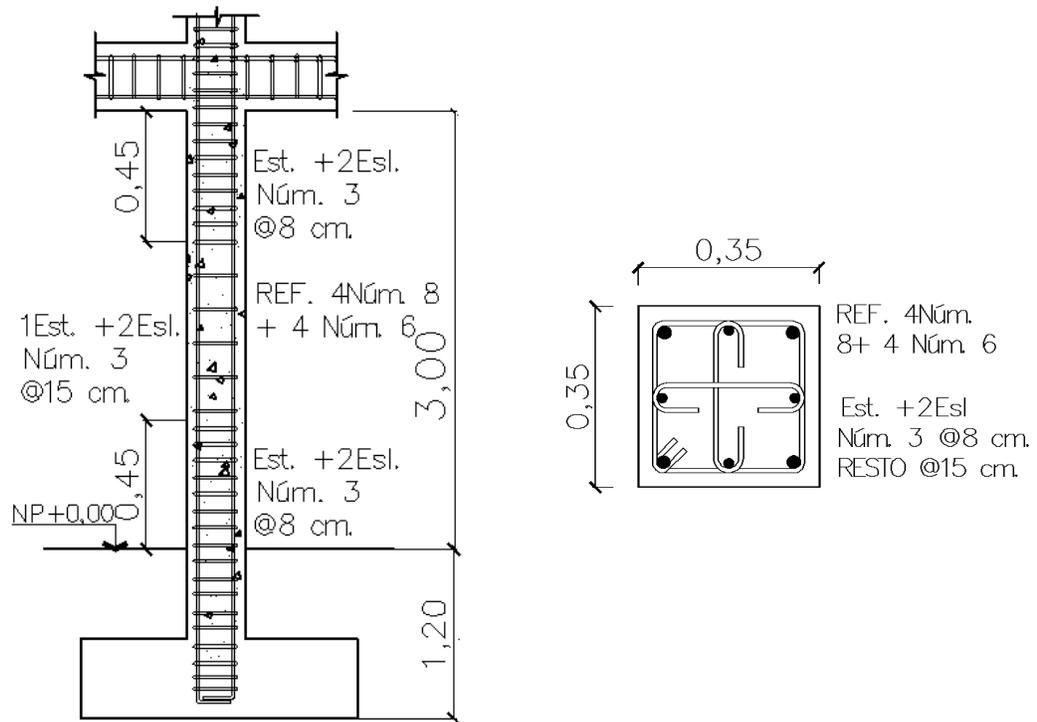
- Refuerzo transversal en zona no confinada

Según el ACI 318S-11 sección 21.6.4.5 el resto de estribos de la columna, zona no confinada, se requieren estribos cerrados con ganchos sísmicos, con un espaciamiento del menor a:

Condición	Cálculo
$6d_b$ (diámetro de la barra longitudinal)	$6 * 2,54 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm}$
15 cm	15 cm

Armado final: Est. + Esl. núm. 3 @ 8,0 cm en zona confinada en ambos extremos,  $l = 45 \text{ cm}$ , y resto Est. + Esl. núm. 3 @ 15 cm en zona no confinada.

Figura 42. Armado típico de columna C-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

#### 2.1.11.4. Diseño de cimientos

La cimentación es aquella parte de la estructura que acumula las cargas de piso para ser transmitidas con seguridad al suelo.

Por la configuración geométrica de la ubicación de las columnas, se procede a realizar dos tipos de zapatas: aisladas y combinadas. La zapata aislada como aquella que se usa para soportar la carga de una columna; y define como zapata combinada a la que está destinada a soportar la carga de dos o más columnas.

- Diseño de zapata aislada concéntrica Z-1

Datos:

$$M_x = 4\,256,38 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 17\,600 \text{ kg/m}^2$$

$$M_y = 4\,157,46 \text{ kg-m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_f = 1,20 \text{ m}$$

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

$$Fcu = 1,51$$

$$\gamma_s = 1\,660 \text{ kg/m}^3$$

- Cálculo de la carga axial:

$$P_U = (A_T \cdot C_U) + (2 \cdot Pp_{viga} \cdot Fcu)$$

Donde

$A_T$  = área tributaria para la columna

$Pp_{viga}$  = peso propio de las vigas que soporta la columna

$Fcu$  = factor de carga última

$$P_U = (6,5\text{m}^2 * 2\,006,4 \text{ kg/m}^2) + (0,25\text{m} * 0,40\text{m} * 2 * 5,1\text{m} * 2\,400 \text{ kg/m}^2 * 1,51)$$

$$P_U = 16\,738,08 \text{ kg}$$

- Cálculo de las cargas de trabajo

Según el código ACI 318S-11 sección 15.2.2, para el área base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo. Esto significa que se debe desmayorar la carga última  $P_U$ , obtenida del análisis estructural, dividiéndola por el factor de cargas de servicio  $Fcu$ .

$$P_t = \frac{P_U}{Fcu}$$

$$P_t = \frac{16\,738,08 \text{ kg}}{1,51} = 11\,084,82 \text{ kg}$$

- Cálculo de los momentos de trabajo

$$M'_{tx} = \frac{M_x}{Fcu} \quad \rightarrow \quad M_{tx} = \frac{4\,256,38 \text{ kg-m}}{1,51} = 2\,818,80 \text{ kg-m}$$

$$M'_{ty} = \frac{M_y}{Fcu} \quad \rightarrow \quad M_{ty} = \frac{4\,157,46 \text{ kg-m}}{1,51} = 2\,753,28 \text{ kg-m}$$

- Estimación preliminar del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P't}{V_s}$$

Donde

$A_z$  = área de la zapata

$P't$  = carga de trabajo o de servicio

$V_s$  = valor soporte del suelo

$$A_z = \frac{1,5 * 11\,084,82 \text{ kg}}{17\,600 \text{ kg/m}^2} = 0,94 \text{ m}^2$$

Aunque del predimensionamiento anterior se requiere un área de 0,94 m<sup>2</sup>, se propone una zapata cuadrada con  $L_z = B_z = 1,70 \text{ m}$ , con un área de 2,89 m<sup>2</sup>.

- Consideraciones del espesor, h, de la zapata.

La propuesta de la altura y peralte efectivo de la zapata se realiza de acuerdo al código ACI 318S-11, en sus secciones:

- Sección 15.7 la altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior (peralte efectivo) no debe ser menor de 15 cm para zapatas apoyadas sobre el suelo.
- Sección 7.7.1 el recubrimiento mínimo del refuerzo debe ser de 7,5 cm.

Por lo anterior, se propone un espesor de zapata de 30 cm.

- Cálculo de la presión sobre el suelo:

La presión del suelo se determina cuando  $q_{m\acute{a}x}$  sea menor que el valor soporte del suelo para que no existan asentamientos en el cimiento y cuando  $q_{m\acute{i}n}$  sea mayor que cero, para que no haya esfuerzos de tensión en el suelo, a través de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

Donde

$q$  = presión sobre el suelo

$P$  = carga total sobre el suelo

$A_z$  = área de la zapata

$M_{tx,ty}$  = momento de trabajo en sentidos X y Y

$S_{x,y}$  = módulo de sección en sentidos X y Y

- Cálculo del módulo de sección:

$$S_X = S_Y = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

$$S_X = S_Y = \frac{1}{6} * 1,70 \text{ m} * (1,70 \text{ m})^2 = 0,819 \text{ m}^3$$

- Cálculo de la carga total que soporta el suelo

$$P = P_t + P_{col} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_{col} = 0,35\text{m} * 0,35\text{m} * (4,2 + 3)\text{m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 2\,116,8 \text{ kg}$$

$$P_{suelo} = 2,89 \text{ m}^2 * 1,20 \text{ m} * 1\,660 \text{ kg/m}^3 = 5\,756,88 \text{ kg}$$

$$P_{zapata} = 2,89 \text{ m}^2 * 0,30 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 2\,080,8 \text{ kg}$$

$$P = 11\,084,82 + 2\,116,8 + 5\,756,88 + 2\,080,8 = 21\,039,3 \text{ kg}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{21\,039,3 \text{ kg}}{2,89 \text{ m}^2} + \frac{2\,818,8 \text{ kg-m}}{0,819 \text{ m}^3} + \frac{2\,753,28 \text{ kg-m}}{0,819 \text{ m}^3} = 14\,083,55 \text{ kg/m}^2$$

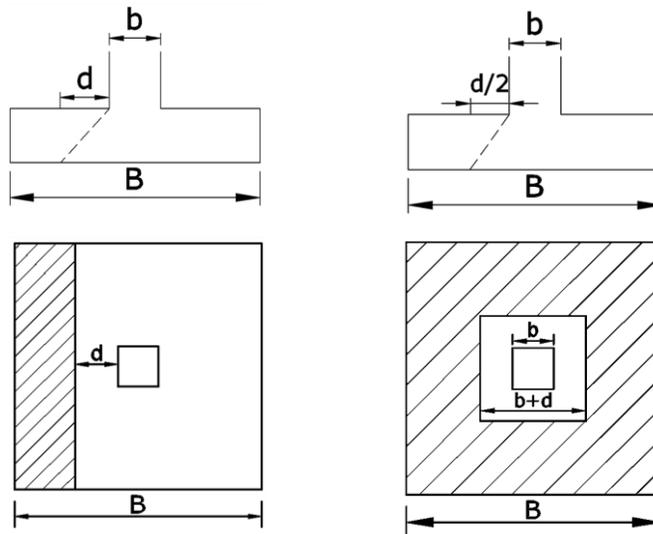
$$q_{\text{mín}} = \frac{21\,039,3 \text{ kg}}{2,89 \text{ m}^2} - \frac{2\,818,8 \text{ kg-m}}{0,819 \text{ m}^3} - \frac{2\,753,28 \text{ kg-m}}{0,819 \text{ m}^3} = 476,52 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo a los resultados anteriores, las dimensiones propuestas son adecuadas, ya que  $q_{\text{máx}} = 14\,083,55 \text{ kg/m}^2 < V_s = 17\,600 \text{ kg/m}^2$  y  $q_{\text{mín}} = 476,52 \text{ kg/m}^2 > 0$

- Fuerzas cortantes

En el análisis de zapatas superficiales deben considerarse dos condiciones debidas al esfuerzo cortante independientes de su forma; la primera es debida al corte simple o en un sentido, la cual se toma a lo largo de la sección, y es igual a la presión de diseño, multiplicada por el área sombreada (ver figura 43). La segunda condición, es la del cortante por punzonamiento o en dos sentidos. El código ACI 318S-11 sección 11.11.1.2 detalla que la sección crítica para cortante en zapatas en dos direcciones sometidas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona de la carga como se muestra en la figura 43. Asimismo, supone una sección pseudocrítica localizada a una distancia  $d/2$ , a partir de la periferia de la carga concentrada.

**Figura 43. Determinación del corte simple y corte por punzonamiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Chequeo por corte simple

- Cálculo de la presión última de diseño

$$q_{diseño} = q_{máx} * Fcu$$

$$q_{diseño} = 14\ 083,55\ kg/m^2 * 1,51 = 21\ 266,16\ kg/m^2$$

- Cálculo de la presión uniforme distribuida de diseño

$$q_{dis} = q_{diseño} * B_z$$

$$q_{dis} = 21\ 266,16\ kg/m^2 * 1,70m = 36\ 152,47\ kg/m$$

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = espesor - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 30cm - 7,5cm - \frac{1,59\ cm}{2} = 21,7\ cm$$

- Cálculo del corte actuante

$$V_{act} = q_{diseño} \cdot \left( \frac{B_{zapata} - b_{columna}}{2} - d \right) \cdot L_z$$

$$V_{act} = 21\,266,16 \text{ kg/m}^2 \left( \frac{1,7m - 0,35m}{2} - 0,217m \right) \cdot 1,7m = 16\,557,83 \text{ kg}$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B_z \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 170 \cdot 21,7 = 24\,083,14 \text{ kg}$$

Condición:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$24\,083,14 \text{ kg} > 16\,557,83 \text{ kg}$$

- Chequeo por corte por punzonamiento

- Cálculo del cortante actuante

$$V_{act} = q_{diseño} \cdot A_{ashurada}$$

$$A_{ashurada} = (1,7m)^2 - (0,35m + 0,217m)^2 = 2,57m^2$$

$$V_{act} = 21\,266,16 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,57m^2 = 54\,654,03 \text{ kg}$$

- Cálculo del perímetro de punzonamiento

$$b_o = 2(b + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(35cm + 21,7cm) + 2(35cm + 21,7cm) = 226,8 \text{ cm}$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot \sqrt{210} \cdot 226,8 \cdot 21,7 = 60\,622,15 \text{ kg}$$

Chequeo:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$60\,622,15 \text{ kg} > 54\,796,18 \text{ kg}$$

De los cálculos anteriores por comprobaciones tanto de corte simple como corte punzonante, se concluye que el espesor de 30 cm es adecuado.

- Diseño del refuerzo por flexión

Para conocer el refuerzo por flexión se debe considerar la zapata como una losa en voladizo, y el momento flexionante en una zapata cuadrada es el mismo respecto a ambos ejes, debido a la simetría. El momento se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Mu = \frac{q_{dis} \cdot L^2}{2}$$

$$L = \frac{1,7m}{2} - \frac{0,35m}{2} = 0,68m$$

$$Mu = \frac{36\,152,47 \text{ kg/m} \cdot (0,68m)^2}{2} = 8\,358,45 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

$$As_{min} = \frac{14}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 21,7 \text{ cm} = 10,81 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero requerido

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * 210}{2 * 810} \cdot \left[ (100 * 21,7) - \sqrt{(100 * 21,7)^2 - \frac{8 * 358,45 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s_{req}} = 16,18 \text{ cm}^2$$

De los resultados anteriores, se diseñará con el  $A_{s_{req}}$ , por ser mayor que el acero mínimo.

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
16,18 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
1,98 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{1,98 \text{ m}^2 * 100 \text{ cm}}{16,18 \text{ cm}^2} = 12,24 \text{ cm}$$

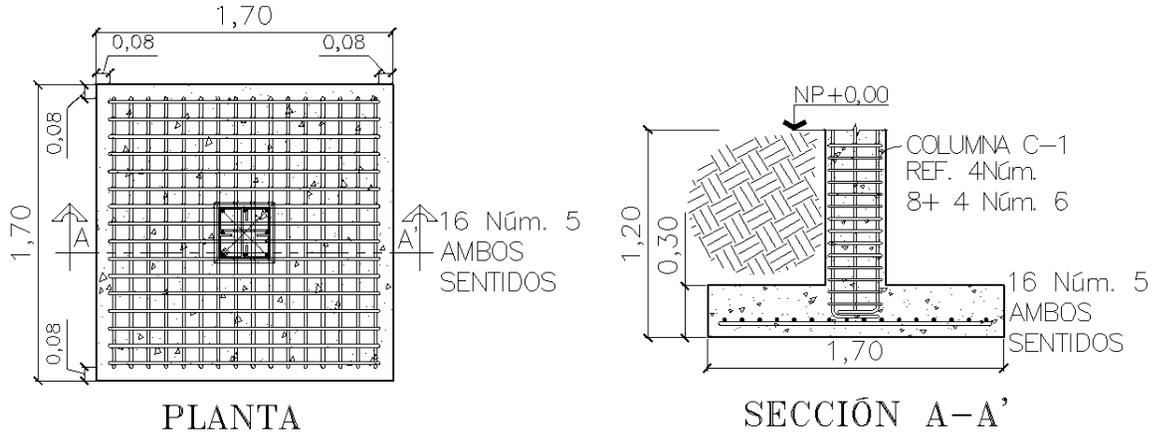
Por criterios constructivos, se colocarán barras núm. 5 @ 10 cm, en ambos sentidos.

- Detalle sísmico en cimentaciones

De acuerdo al ACI 318S-11 sección 21.12.2.1 el refuerzo longitudinal de las columnas que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos deben extenderse dentro de la zapata y debe estar totalmente desarrollado por tensión en la interfaz.

Asimismo, según ACI 318S-11 sección 21.12.2.2 las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, debe tener sus ganchos de 90° orientados hacia el centro de la columna.

Figura 44. Detalle de armado de zapata tipo Z-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño de zapata aislada excéntrica Z-2

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la relación de momento y carga es mayor a  $L/6$ . Por lo anterior, es necesario suponer que la presión del suelo se extenderá sobre una distancia de  $3a$ , por la razón de que el centroide de un triángulo está ubicado a un tercio de su base.

Dentro del diseño del centro de capacitación para la mujer, comprende éste tipo de zapatas las que se ubican en el lindero del edificio, en las esquinas del eje A.

$$M_x = 4\,256,38 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 4\,157,46 \text{ kg-m}$$

$$D_f = 0,85 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1,51$$

$$P_U = 16\,738,08 \text{ kg}$$

$$V_s = 17\,600 \text{ kg/m}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = 1\,660 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

- Cálculo de las cargas de trabajo

$$P_t = \frac{16\,738,08\text{ kg}}{1,51} = 11\,084,82\text{ kg}$$

- Cálculo de los momentos de trabajo

$$M_{tx} = \frac{4\,256,38\text{ kg} \cdot \text{m}}{1,51} = 2\,818,80\text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = \frac{4\,157,46\text{ kg} \cdot \text{m}}{1,51} = 2\,753,28\text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P'_t}{V_s}$$

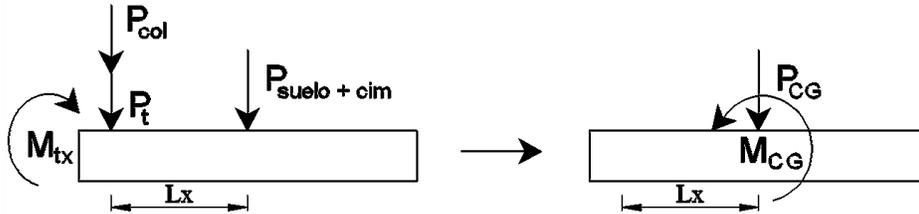
$$A_z = \frac{1,5 * 11\,084,82\text{ kg}}{21\,500\text{ kg/m}^2} = 0,77\text{ m}^2$$

Se diseñará una zapata con dimensiones de 1,7 m x 1,7 m, con un área de 2,89 m<sup>2</sup>, y un espesor preliminar de  $t = 35\text{ cm}$ .

- Cálculo de la presión sobre el suelo
  - Cálculo de la carga total en el centro geométrico de la zapata:

$$P_{CG} = P_t + P_{col} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

Figura 45. Cargas actuantes sobre la zapata excéntrica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$P_{col} = 0,35m * 0,35m * (4,2 + 3)m * 2\,400kg/m^3 = 2\,116,8 \text{ kg}$$

$$P_{suelo} = 2,89 \text{ m}^2 * 0,85 \text{ m} * 1\,660 \text{ kg/m}^3 = 4\,077,79 \text{ kg}$$

$$P_{cimiento} = 2,89 \text{ m}^2 * 0,35 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 2\,427,6 \text{ kg}$$

$$P_{CG} = 11\,084,82 + 2\,116,8 + 4\,077,79 + 2\,427,6 = 19\,707,01 \text{ kg}$$

- Brazo de momento

$$L_x = \frac{B_z - b_c}{2}$$

$$L_x = \frac{1,70m - 0,35m}{2} = 0,68m$$

- Cálculo del momento en el centro geométrico de la zapata

$$M_{CG} = -M_{tx} + P't \cdot L_x + P_{col} \cdot L_x$$

$$M_{CG} = -2\,818,80 + (11\,084,82 * 0,68) + (2\,116,8 * 0,68)$$

$$M_{CG} = 6\,158,30 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de las excentricidades

$$e = \frac{M_{CG}}{P_{CG}}$$

$$e = \frac{6\,158,30\text{ kg}\cdot\text{m}}{19\,707,01\text{ kg}} = 0,31\text{ m}$$

Si la excentricidad no está dentro del sexto de la zapata, se obtiene un valor negativo para la presión  $q$ , a lo largo de uno de los bordes de la zapata, el cual no debe ser mayor que la presión admisible.

Condición:

$$\text{Si } e > \frac{L}{6} \text{ entonces } a = \frac{L}{2} - e$$

Donde

$$L = 1,70\text{ m}$$

$$e = 0,31\text{ m}$$

Cálculo:

$$\frac{1,70\text{m}}{6} = 0,28\text{m}$$

$$\text{Como } 0,31\text{m} > 0,28\text{ m} \text{ entonces } a = \frac{1,70\text{m}}{2} - 0,31 = 0,54\text{ m}$$

Por lo anterior, la presión máxima puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$q_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot P_{CG}}{3 \cdot a \cdot B_z}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{2 * 19\,707,01\text{ kg}}{3 * 0,54\text{m} * 1,70\text{m}} = 14\,311,55\text{ kg/m}^2$$

Las dimensiones propuestas de la zapata son adecuadas, ya que  $q_{m\acute{a}x} = 14\,311,55\text{ kg/m}^2 < V_s = 17\,600\text{ kg/m}^2$ , sin embargo, se complementara la comprobación con los chequeos de esfuerzos cortantes.

- o Cálculo de la presión última de diseño

$$q_{dise\tilde{n}o} = q_{m\acute{a}x} \cdot F_{cu}$$

$$q_{dise\tilde{n}o} = 14\,311,55\text{ kg/m}^2 \cdot 1,51 = 21\,610,44\text{ kg/m}^2$$

- o Presión uniforme distribuida de diseño

$$q_{dis} = q_{dise\tilde{n}o} \cdot B_z$$

$$q_{dis} = 21\,610,44\text{ kg/m}^2 \cdot 1,70\text{ m} = 36\,737,75\text{ kg/m}$$

- o Presión última del suelo y cemento

$$q_{s+c} = F_{cu} \cdot (D_f \cdot \gamma_s + t \cdot \gamma_c)$$

$$q_{s+c} = 1,51 \cdot (0,85 \cdot 1\,660 + 0,35 \cdot 2\,400) = 3\,399,01\text{ kg/m}^2$$

- o Presión uniforme distribuida del suelo y cemento

$$q_{d_{s+c}} = F_{cu} \cdot B_z \cdot (D_f \cdot \gamma_s + t \cdot \gamma_c)$$

$$q_{d_{s+c}} = 1,51 \cdot 1,70 \cdot (0,85 \cdot 1\,660 + 0,35 \cdot 2\,400) = 5\,778,32\text{ kg/m}$$

- o Cálculo de la ecuación de carga en función de la carga uniforme de diseño

$$q(x) = \frac{q_{dise\tilde{n}o}}{3 \cdot a} \cdot x$$

$$q(x) = \frac{36\,737,75\text{ kg/m}}{1,62\text{ m}} \cdot x = 22\,677,62x\text{ [kg/m}^2\text{]}$$

- Chequeo por corte simple o en una dirección

- Peralte efectivo

$$d = 35\text{cm} - 7,5\text{cm} - \frac{1,59\text{ cm}}{2} = 26,7\text{ cm}$$

- Sección crítica del corte simple o en un sentido

$$x_1 = 3a - (b_c + d)$$

$$x_1 = 1,62\text{m} - (0,35\text{m} + 0,27\text{m}) = 1\text{ m}$$

- Cálculo de la ecuación de corte en función de la posición de carga de diseño.

$$V = \Sigma F_V$$

$$V(x) = q_{d_{s+c}} \cdot (L_z - 3a) + q_{d_{s+c}} \cdot x - 1/2 \cdot q(x)^2$$

$$V(x) = 5\,778,32 \cdot (1,7 - 1,62) + 5\,778,32 x - 1/2 \cdot 22\,677,62 x^2$$

$$V(x) = 462,26 + 5\,778,32x - 11\,338,81x^2$$

De la función anterior,  $V(x)$ , se deriva para obtener la distancia en donde ocurre el momento máximo.

$$\frac{dV(x)}{dx} = 5\,778,32 - 22\,677,62x = 0$$

$$x_2 = 0,25\text{ m}$$

- Cálculo del corte simple (actuante) dado en  $x_1$

$$V(x_1 = 1) = 462,26 + 5\,778,32(1) - 11\,338,81(1)^2 = 5\,098,23\text{ kg} \downarrow$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 170 \cdot 26,7 = 29\,632,25 \text{ kg}$$

Condición:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$29\,632,25 \text{ kg} > 5\,098,23 \text{ kg}$$

- Chequeo por corte por punzonamiento o en dos sentidos
  - Sección crítica del corte por punzonamiento o en dos sentidos

$$A_o = (b_c + d/2) \cdot (b_c + d)$$

$$A_o = (0,35 + 0,27/2) \cdot (0,35 + 0,27)$$

$$A_o = 0,3 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la presión del suelo más cimiento

$$q_{s+c} = 1,51 \cdot (0,85 \cdot 1\,660 + 0,35 \cdot 2\,400) = 3\,399,01 \text{ kg/m}^2$$

$$16\,738,08 \text{ kg}$$

- Cálculo del corte actuante

$$V_{act} = P_U + q_{s+c} \cdot A_o - q_{diseño} \cdot A_o$$

$$V_{act} = 16\,738,08 + 3\,399,01(0,3) - 21\,610,44(0,3) = 11\,274,65 \text{ kg}$$

- Cálculo del perímetro de punzonamiento

$$b_o = 2 \cdot (b_c + d/2) + (b_c + d)$$

$$b_o = 2(35\text{cm} + 26,7\text{cm}/2) + 2(35\text{cm} + 26,7\text{cm}) = 158,4 \text{ cm}$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot 158,4 \cdot 26,7 = 55\,220,57 \text{ kg}$$

Chequeo:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$55\,220,57 \text{ kg} > 11\,274,65 \text{ kg}$$

Por comprobaciones tanto de corte simple como corte punzonante, se concluye que el espesor de 35 cm es el adecuado.

- Diseño del refuerzo por flexión

- En el sentido X

Para hallar el momento actuante en el punto más crítico en el rostro de la columna, es necesario hacer una suma de momentos a través de la siguiente ecuación:

$$Mu_x = \frac{q(x) \cdot (3a - b_c)^2}{3} - \frac{q_{d+s+c} \cdot (L_z - b_c)^2}{2}$$

Donde

$$x = 3a - b_c = 1,27m$$

$$q(x = 1,27) = 22\,677,62(1,27) = 28\,800,58 \text{ kg/m}$$

$$Mu_x = \frac{28\,800,58 \cdot (1,62 - 0,35)^2}{3} - \frac{5\,778,32 \cdot (1,7 - 0,35)^2}{2}$$

$$M = 10\,218,66 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 26,7 \text{ cm} = 13,30 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero requerido

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * 210}{2810} * \left[ (100 * 26,7) - \sqrt{(100 * 26,7)^2 - \frac{10218,66 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_{s_{req}} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Por consiguiente, se diseñará con el  $A_{s_{req}}$ , por ser mayor que el acero mínimo.

- Cálculo del espaciamiento requerido:

As		S
15,88 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
1,98 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{15,88 \text{ cm}^2} = 12,5 \text{ cm}$$

Por criterios de diseño, se colocarán barras núm. 5 @ 12 cm.

- En el sentido Y

El momento a rostro de la columna en el sentido Y, se calcula con la siguiente ecuación:

$$Mu_y = \frac{q_{dis} \cdot \left(\frac{L_z - b_c}{2}\right)^2}{2} - \frac{q_{d\ s+c} \cdot \left(\frac{L_z - b_c}{2}\right)^2}{2}$$

$$Mu_y = \frac{36\ 737,75 \cdot \left(\frac{1,7 - 0,35}{2}\right)^2}{2} - \frac{5\ 778,32 \cdot \left(\frac{1,7 - 0,35}{2}\right)^2}{2} = 7\ 052,97\text{kg-m}$$

- Cálculo del acero requerido

$$As = \frac{0,85 \cdot 210}{2\ 810} * \left[ (100 * 26,7) - \sqrt{(100 * 26,7)^2 - \frac{7\ 052,97 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$As = 10,79\ \text{cm}^2$$

De los resultados anteriores, se diseñará con el  $As_{\text{mín}} = 13,30\text{cm}^2$ , por ser mayor que el acero requerido en el sentido Y.

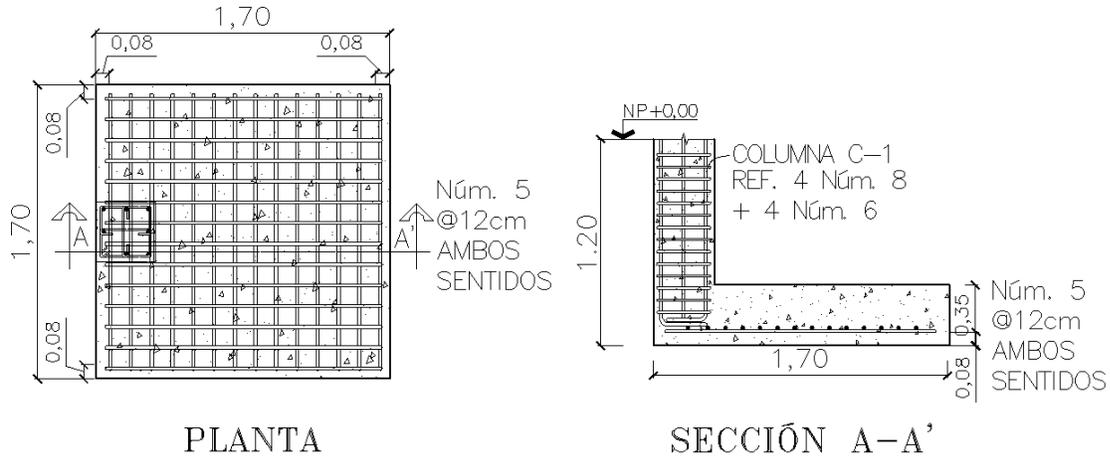
- Cálculo del espaciamiento requerido

As	S
13,30 cm <sup>2</sup>	→ 100 cm
1,98 cm <sup>2</sup>	→ ¿S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{1,98\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{13,30\ \text{cm}^2} = 14,89\ \text{cm}$$

Por criterios de diseño, se realizará el mismo armado en ambos sentidos con varillas núm. 5 @ 12 cm.

Figura 46. Detalle de armado zapata Z-2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño de zapata combinada Z-3

Las zapatas combinadas pueden usarse cuando las columnas están muy cercanas entre sí. De igual manera, resulta efectivo usar una zapata combinada por cuestiones de economía, cuando por diseño, dos zapatas aisladas resultan relativamente grandes y próximas entre sí.

A continuación se detallará el análisis y diseño de una zapata combinada del marco 2, entre los ejes B y C.

**Columna H-N**

$$P_{1u} = 35\,604,48 \text{ kg}$$

$$M_{1x} = 9\,064,20 \text{ kg-m}$$

$$M_{1y} = 8\,910,10 \text{ kg-m}$$

**Columna I-Ñ**

$$P_{2u} = 26\,613,6 \text{ kg}$$

$$M_{1x} = -8\,654,0 \text{ kg-m}$$

$$M_{2y} = 8\,910,10 \text{ kg-m}$$

Datos generales:

$$\begin{array}{ll} F_{cu} = 1,51 & D_f = 1,20m \\ V_s = 17\,600 \text{ kg/m}^2 & f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_s = 1\,660 \text{ kg/m}^3 & f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

- Cálculo de las cargas de trabajo

$$Pt = \frac{P_U}{F_{cu}}$$

$$Pt_1 = \frac{35\,604,48 \text{ kg}}{1,51} = 23\,579,12 \text{ kg} \quad Pt_2 = \frac{26\,613,6 \text{ kg}}{1,51} = 17\,624,9 \text{ kg}$$

$$Pt = Pt_1 + Pt_2$$

$$Pt = 23\,579,12 \text{ kg} + 17\,624,9 \text{ kg} = 41\,204,02 \text{ kg}$$

- Cálculo de los momentos de trabajo

$$M_{1tx} = \frac{M_{1x}}{F_{cu}} \quad \rightarrow \quad M_{1tx} = \frac{9\,064,20 \text{ kg-m}}{1,51} = 6\,002,78 \text{ kg-m}$$

$$M_{2tx} = \frac{M_{2x}}{F_{cu}} \quad \rightarrow \quad M_{2tx} = \frac{-8\,654,0 \text{ kg-m}}{1,51} = -5\,731,12 \text{ kg-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} \quad \rightarrow \quad M_{ty} = \frac{8\,910,10 \text{ kg-m}}{1,51} = 5\,900,73 \text{ kg-m}$$

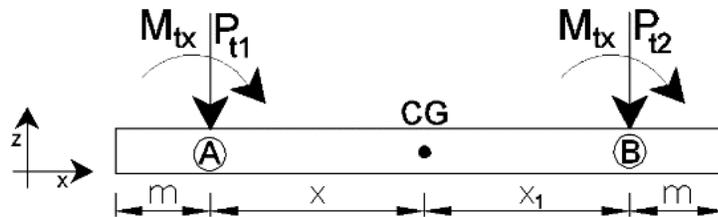
- Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 \cdot Pt}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,5 * 41\,204,02 \text{ kg}}{17\,600 \text{ kg/m}^2} = 3,51 \text{ m}^2$$

- Cálculo del centro de gravedad

Figura 47. Centro de gravedad en zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$\Sigma M_A = 0$$

$$Pt_2 \cdot 2,5 - Pt \cdot x + M_{1tx} + M_{2tx} = 0$$

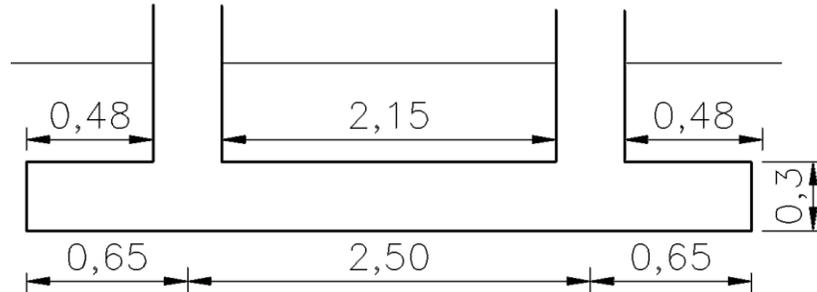
$$x = \frac{19\,304,90 \cdot 2,5 - 6\,002,78 + 5\,731,12}{41\,204,02 \text{ kg}} = 1,16\text{m}$$

Se asume una longitud de voladizo en ambos extremos de la zapata de  $m = 0,65\text{m}$ , con una longitud total de  $L_z = 2(m + x)$ .

$$L_z = 2(0,65\text{m} + 1,12\text{m}) = 3,54\text{m}$$

Sin embargo, es de considerar que existe una distancia de 2,5 m entre ejes de las dos columnas, por lo que la longitud de diseño preliminar corresponderá a  $L_z = 3,80 \text{ m}$ , con una base de  $B_z = 1,45 \text{ m}$ , con un área total de  $A_z = 5,51 \text{ m}^2$ . Se propone un espesor de zapata de 30 cm.

Figura 48. Dimensiones de zapata combinada Z-3



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Cálculo de la presión sobre el suelo

La presión del suelo se determina cuando  $q_{máx}$  sea menor que el valor soporte del suelo para que no existan asentamientos en el cimiento y cuando  $q_{mín}$  sea mayor que cero para que no existan esfuerzos de tensión en el suelo, a través de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

$$S = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 3,80 \text{ m} * (1,45 \text{ m})^2 = 1,33 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{1}{6} * 1,20 \text{ m} * (3,80 \text{ m})^2 = 3,49 \text{ m}^3$$

- Cálculo de la carga total que soporta el suelo

$$P = P_t + P_{cols} + P_{suelo} + P_{zapata}$$

$$P_{cols} = 2 * 0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * (4,2 + 3) \text{ m} * 2400 \text{ kg/cm}^2 = 4233,6 \text{ kg}$$

$$P_{suelo} = 5,51 \text{ m}^2 * 0,90 \text{ m} * 1\,660 \text{ kg/m}^3 = 8\,231,94 \text{ kg}$$

$$P_{cimiento} = 5,51 \text{ m}^2 * 0,3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/cm}^2 = 3\,967,2 \text{ kg}$$

$$P = 41\,204,02 + 4\,233,6 + 8\,231,94 + 3\,967,2 = 57\,636,76 \text{ kg}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{57\,636,76 \text{ kg}}{5,51 \text{ m}^2} + \frac{5\,731,12 \text{ kg-m}}{1,33 \text{ m}^3} + \frac{5\,900,73 \text{ kg-m}}{3,49 \text{ m}^3} = 16\,460,26 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{57\,636,76 \text{ kg}}{5,51 \text{ m}^2} - \frac{5\,731,12 \text{ kg-m}}{1,33 \text{ m}^3} - \frac{5\,900,73 \text{ kg-m}}{3,49 \text{ m}^3} = 4\,460,53 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo a los resultados anteriores las dimensiones propuestas son adecuadas, ya que  $q_{m\acute{a}x} = 16\,460,26 \text{ kg/m}^2 < V_s = 17\,600 \text{ kg/m}^2$  y  $q_{m\acute{i}n} = 4\,460,53 \text{ kg/m}^2 > 0$ .

- Presiones \u00faltimas uniformes de dise\u00f1o

$$q_{d-m\acute{a}x} = q_{dis-m\acute{a}x} \cdot B_z$$

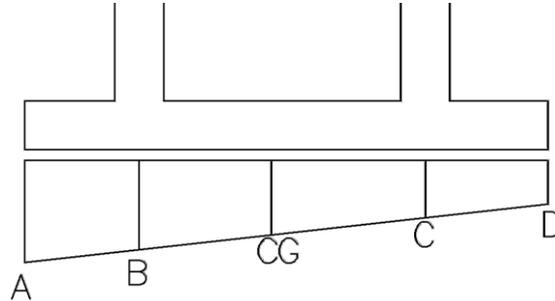
$$q_{d-m\acute{a}x} = 16\,460,26 \text{ kg/m}^2 * 1,45\text{m} = 23\,867,38 \text{ kg/m}$$

$$q_{d-m\acute{i}n} = 4\,460,53 \text{ kg/m}^2 * 1,45\text{m} = 6\,467,77 \text{ kg/m}$$

- Determinaci\u00f3n de los cortantes

Se determina una ecuaci\u00f3n de recta pendiente para hallar las presiones \u00faltimas de dise\u00f1o en puntos espec\u00edficos, ver figura 49, para hallar los cortantes. Asimismo, se asume que las cargas de las columnas actuan en sus ejes.

Figura 49. Puntos para determinar los cortantes



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$m = \frac{23\,867,38 \text{ kg/m} - 6\,467,77 \text{ kg/m}}{3,8\text{m}} = 4\,578,84 \text{ kg/m}^2$$

La ecuación de la variación de recta pendiente de las presiones últimas de diseño es:

$$q_d(x) = 4\,578,84 \cdot x + 6\,467,77$$

$$q_d(A) = 4\,578,84 (3,8) + 6\,467,77 = 23\,867,36 \text{ kg/m}$$

$$q_d(B) = 4\,578,84 (3,15) + 6\,467,77 = 20\,891,12 \text{ kg/m}$$

$$q_d(CG) = 4\,578,84 (1,34) + 6\,467,77 = 12\,603,41 \text{ kg/m}$$

$$q_d(C) = 4\,578,84 (0,65) + 6\,467,77 = 9\,444,02 \text{ kg/m}$$

$$q_d(D) = 4\,578,84 (0,0) + 6\,467,77 = 6\,467,77 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de los cortantes en los puntos críticos

$$V_C = \frac{(9\,444,02 + 6\,467,77) \cdot 0,65^2}{2} - 17\,624,9 = -12\,453,57 \text{ kg}$$

$$V_{CG} = 2\,289,42x^2 + 6\,467,77 - 12\,453,57 = 0 \quad x = 1,62\text{m}$$

$$V_B = -12\,453,57 + 2\,289,42(2,5)^2 + 6\,467,77 - 23\,579,12 = -15\,256,04 \text{ kg}$$

- Determinando momentos

$$M_C = \frac{6\,467,77 * 0,65^2}{2} + \frac{(2\,976,25) * 0,65^2}{3} = 1\,785,47 \text{ kg-m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{9\,444,02 * 1,62^2}{2} + \frac{3\,159,39 * 1,62^2}{3} = 15\,156,28 \text{ kg-m}$$

$$M_B = \frac{20\,891,12 * 0,65^2}{2} + \frac{(2\,886,24) * 0,65^2}{3} = 4\,819,73 \text{ kg-m}$$

- Chequeo por corte simple

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = 30\text{cm} - 7,5\text{cm} - \frac{1,59 \text{ cm}}{2} = 21,7 \text{ cm}$$

- Cálculo del corte actuante

$$V_{act} = 15\,256,04 \text{ kg}$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 145 * 21,7 = 32\,168,77 \text{ kg}$$

Condición:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$32\,168,77 \text{ kg} > 15\,256,04 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante por punzonamiento

$$V_{act} = Pu - q_{dise\tilde{n}o} \cdot A_{punz}$$

$$A_{punz} = (0,35\text{m} + 0,217\text{m})^2 = 0,32\text{m}^2$$

$$V_{act} = 35\,604,48\text{kg} - 16\,460,26\text{ kg/m}^2 * 0,32\text{m}^2 = 30\,337,20\text{ kg}$$

- Cálculo del perímetro punzonante

$$b_o = 4(b + d)$$

$$b_o = 4(35\text{cm} + 21,7\text{cm}) = 226,8\text{ cm}$$

$$V_R = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_R = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 226,8 * 21,7 = 64\,259,48\text{ kg}$$

Chequeo:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$64\,259,48\text{ kg} > 25\,404,99\text{ kg}$$

Para las comprobaciones de espesor de la zapata por esfuerzos cortantes, tanto de corte simple como corte punzonante, se concluye que el espesor de 30 cm, es adecuado.

- Diseño del refuerzo por flexión
  - Cálculo del área de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{2\,810\text{kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 21,7\text{cm} = 10,81\text{cm}^2$$

- Cálculo del acero requerido en sección longitudinal

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * 210}{2\,810} \cdot \left[ (100 * 21,7) - \sqrt{(100 * 21,7)^2 - \frac{15\,156,28 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s = 31,13\text{ cm}^2$$

De los resultados anteriores, se diseñará con el  $A_{sreq}$ , por ser mayor que el acero mínimo.

- Cálculo del espaciamiento requerido

$A_s$		$S$
$31,13 \text{ cm}^2$	→	$100 \text{ cm}$
$2,85 \text{ cm}^2$	→	$\dot{=} S_{req}?$

$$S_{req} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{31,13 \text{ cm}^2} = 9,15 \text{ cm}$$

Por criterios de diseño se colocarán barras núm. 6 @ 9 cm.

- Diseño del acero en sección transversal
  - Cálculo del momento requerido en la sección transversal

$$M_u = \frac{q_{dis} \cdot L^2}{2}$$

$$L = \frac{1,45 \text{ m} - 0,35 \text{ m}}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{16\,460,26 \text{ kg/m}^2 * (0,55 \text{ m})^2}{2} = 2\,489,61 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero requerido en sección transversal

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2\,810} \cdot \left[ (100 * 21,7) - \sqrt{(100 * 21,7)^2 - \frac{2\,489,61 * 100}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s = 4,61 \text{ cm}^2$$

Se diseñará con el  $A_{s_{\min}} = 10,81 \text{ cm}^2$  por ser mayor que el acero requerido.

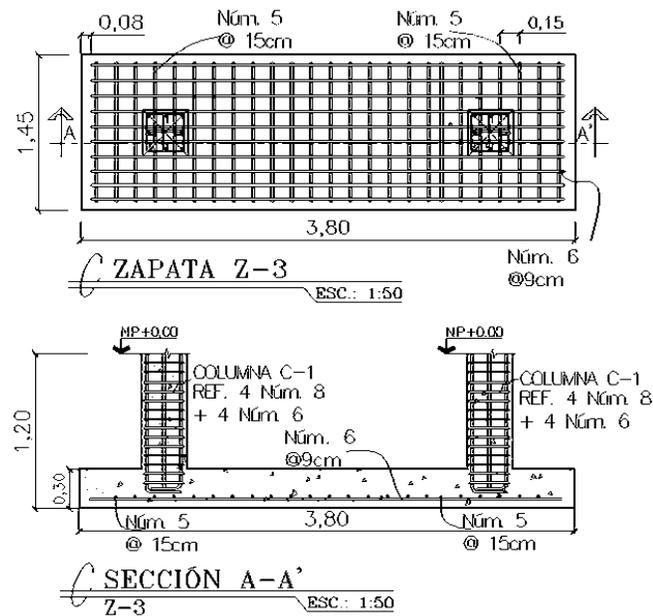
- Cálculo del espaciamiento requerido

$A_s$		$S$
$10,81 \text{ cm}^2$	→	100 cm
$1,98 \text{ cm}^2$	→	¿ $S_{req}$ ?

$$S = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{10,81 \text{ cm}^2} = 18,31 \text{ cm}$$

Por criterios de diseño, se colocarán barras núm. 5 @ 15 cm.

Figura 50. **Detalle del armado de zapata Z-3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.11.5. Diseño de solera hidrófuga-cimiento

La función principal de la solera hidrófuga en muros tabiques es evitar el ingreso de la humedad por capilaridad hacia el interior de los ambientes que conforman el edificio, asimismo, cumple la función de transmitir las cargas de peso propio de los muros hacia el suelo. Para el diseño de la solera hidrófuga, se propone las recomendaciones dadas por las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas, FHA, que indican lo siguiente:

Sección 503.1 Cimientos para paredes: utilizar un cimiento corrido formando cuadros que cierren los ambientes que delimiten, con la peculiaridad de utilizar una sección trapezoidal con las siguientes características:

Ancho de corona = ancho de muro + 1 cm

Ancho =  $0,15\text{ m} + 0,01 = 0,16\text{ m}$

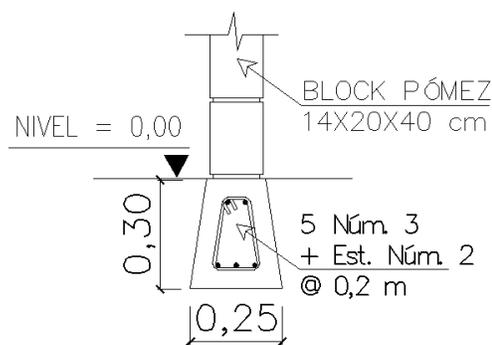
Ancho de base = 25 cm

Peralte = 30 cm

Refuerzo superior = 2 núm. 3

Refuerzo inferior = 3 núm. 3 + Estribos núm. 2 cm

Figura 51. Detalle solera hidrófuga-cimiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.1.11.6. Diseño de gradas

La tipología estructural de las gradas es muy variada, sin embargo, las más empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en losas o placas de concreto armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas.

Para el sistema de gradas, deben determinarse la cantidad de escalones en función de la diferencia de un nivel a otro, la huella y contrahuella serán diseñadas de acuerdo a los parámetros de comodidad y confiabilidad en el recorrido:

$c$  = contrahuella

$$c \leq 20 \text{ cm}$$

$H$  = huella

$$H > c$$

Propuesta:

$$c = 17 \text{ cm}$$

$$H = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Número mínimo de escaleras} = \frac{h}{c} = \frac{3 \text{ m}}{0,17 \text{ m}} \approx 18 \text{ escalones}$$

$$\text{Número de huellas} = \text{número de contrahuellas} - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ huellas}$$

Relaciones de comodidad:

Condición

Cálculo

$$2c + H \leq 64 \text{ cm}$$

$$2(17 \text{ cm}) + 29 \text{ cm} = 63 \text{ cm}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 68 \text{ cm}$$

$$17 \text{ cm} + 29 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$c \cdot H = 450 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$17 \text{ cm} * 29 \text{ cm} = 493 \text{ cm}^2$$

De las condiciones anteriores de comodidad, las gradas estarán conformadas por 18 contrahuellas y 17 huellas.

El conjunto de gradas se diseñará como una losa inclinada que trabaja en un sentido, en este caso para determinar el peralte se asume que la losa tiene un extremo continuo, por lo que con base en la figura 8 se toma  $t = L/24$  siendo L:

$$L = \sqrt{(2,45m)^2 + (1,45 m)^2} = 2,86 m$$

$$t = \frac{L}{24}$$

$$t = \frac{2,86 m}{24} = 0,12 m$$

Por lo anterior, se tomará un espesor de 12 cm.

- Integración de cargas

$$CM = W_{gradas} + W_{acabados}$$

$$W_{gradas} = \gamma_{concreto} \cdot \left( t + \frac{c}{2} \right)$$

$$W_{acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{gradas} = 2400 \text{ kg/m}^3 * \left( 0,12 m + \frac{0,17m}{2} \right) = 492 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 492 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2 = 542 \text{ kg/m}^2$$

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

- Carga mayorada

$$Cu = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV$$

$$Cu = 1,4 * 542 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 400 \text{ kg/m}^2 = 1438,8 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos

$$M^- = \frac{Cu \cdot L^2}{14} = \frac{1\,438,8 * 2,86^2}{14} = 840,63 \text{ kg-m}$$

$$M^+ = \frac{Cu \cdot L^2}{9} = \frac{1\,438,8 * 2,86^2}{9} = 1\,307,64 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero de refuerzo

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b_u = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{0,95 \text{ cm}}{2} = 9,0 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{14}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 9 \text{ cm} = 4,48 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área requerida

- Refuerzo superior

$$As_{req} = \frac{0,85 * 210}{2\,810} \cdot \left[ (100 * 9) - \sqrt{(100 * 9)^2 - \frac{840,63 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 3,82 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
3,82 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3,82 \text{ cm}^2} = 18,59 \text{ cm}$$

- Refuerzo inferior

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * 210}{2810} \cdot \left[ (100 * 9) - \sqrt{(100 * 9)^2 - \frac{1307,64 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 6,07 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
6,07 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{6,07 \text{ cm}^2} = 11,70 \text{ cm}$$

Por razones constructivas, tanto el armado superior como inferior se realizará con varillas núm. 3 @ 10 cm.

- Acero por temperatura

$$A_{s_t} = 0,002 \cdot b_u \cdot t$$

$$A_{s_t} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
2,4 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100\text{cm}}{2,4 \text{ cm}^2} = 29,58 \text{ cm}$$

El armado por temperatura será de varillas núm. 3 @ 25 cm.

### **2.1.12. Diseño de instalaciones**

El edificio contará con servicios básicos de agua potable, drenajes y energía eléctrica, los cuales deben ser capaces de suplir la demanda para su funcionamiento.

#### **2.1.12.1. Agua potable**

El sistema de agua potable consiste en un circuito cerrado, el cual consta de 3 componentes básicos: acometida de agua potable, red de distribución (circuitos y accesorios) y los artefactos sanitarios en edificación. Se describen a continuación los criterios básicos de diseño y los parámetros que debe cumplir cada uno de los componentes.

Diseño de red de agua potable: para el diseño se utilizará el método de Hunter, el cual consiste en asignar a cada aparato sanitario o grupo de aparatos sanitarios, un número de unidades de gasto o peso determinado experimentalmente.

- Determinación de los subramales

Para determinar el diámetro de los subramales, el cual depende del tipo de artefacto que se va a abastecer, se utilizará la tabla XXX, que es una estimación preliminar que puede variar por algún artefacto en particular.

Tabla XXX. **Diámetro de los subramales**

Tipo de aparato sanitario	Diámetro del sub-ramal (en pulg)		
	Presiones hasta 10 m	Presiones mayores de 10m	Diámetro mínimo
Lavamanos	1/2	1/2	1/2
Bidet	1/2	1/2	1/2
Tina	3/4 - 1/2	3/4	1/2
Ducha	3/4	1/2	1/2
Grifo de cocina	3/4	1/2	1/2
Inodoro con tanque	1/2	1/2	1/2
Inodoro con válvula	1 1/2 - 2	1	1 1/4
Urinario con tanque	1/2	1/2	1/2
Urinario con válvula	1 1/2 - 2	1	1

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 54.

De acuerdo a la tabla XXX, los diámetros propuestos a utilizar son:

Lavamanos Ø 1/2"

Inodoro con tanque Ø 1/2"

Grifo de cocina Ø 1/2"

- Cálculo de la línea principal

Se le asignará a cada uno de los aparatos sanitarios, unidades de gasto o Hunter (UH).

- Primer nivel

5 lavamanos por 1UH	→	5 UH
5 inodoros por 3UH	→	15 UH
4 Grifos de cocina por 3 UH	→	12 UH
Total		32 UH

- Segundo nivel

4 lavamanos por 1UH	→	4 UH
4 inodoros por 3UH	→	12 UH
Total		16 UH

Tabla XXXI. **Gastos probables utilizando el método de Hunter (lt/s)**

Núm.	Tanque	Válvula	Núm.	Tanque	Válvula
3	0,12	-	24	0,61	1,42
4	0,16	-	26	0,67	1,45
5	0,23	0,91	28	0,71	1,51
6	0,25	0,94	30	0,75	1,55
7	0,28	0,97	32	0,79	1,59
8	0,29	1,00	34	0,82	1,63
9	0,32	1,03	36	0,85	1,67
10	0,31	1,06	38	0,88	1,70
12	0,38	1,12	40	0,91	1,74
14	0,41	1,17	42	0,95	1,78
16	0,46	1,22	44	1,00	1,82
18	0,50	1,27	46	1,03	1,84
20	0,54	1,33	48	1,09	1,92
22	0,58	1,37	50	1,13	1,97

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 50.

De acuerdo a la tabla XXXI, el gasto probable es de 2,05 lt/s (1,35 lt/s para las unidades con válvula y 0,7 lt/s para las unidades con tanque).

Para el cálculo del diámetro de la línea principal se utilizará la ecuación de Hazen y Williams, a través de la siguiente expresión:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743,811 \cdot L \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot hf}}$$

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743,811 * 10 * 2,05^{1,85}}{150^{1,85} * 20}} = 0,75 \text{ pulg}$$

El diámetro a usar para la línea de distribución que alimenta los diferentes niveles será 3/4".

### 2.1.12.2. Drenajes

El drenaje de la edificación estará dispuesto en un sistema separativo, capaz de evacuar eficientemente las aguas negras y pluviales.

La instalación de drenaje está conformada por tubería PVC para la evacuación desde cada servicio, mientras que la tubería PVC para bajadas de agua pluvial estará conformada en una línea principal con una pendiente mínima de 1 %.

- Drenaje sanitario

Para la red de drenaje sanitario se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Evacuar rápidamente las aguas, alejándola de los aparatos sanitarios.
- Impedir el paso del aire, olores y organismos patógenos de las tuberías al interior de los edificios o viviendas.
- Los materiales de las tuberías deben resistir la acción corrosiva de las aguas que transportan.
- Determinación del diámetro para las derivaciones simples.

Utilizando la tabla XXXII se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, dependiendo la clase de instalación, en este caso es una instalación de primera clase:

Tabla XXXII. **Diámetro de las derivaciones simples para drenaje**

Tipo de mueble o aparato	Número de unidades mueble (um)	Diámetro (pulg)
Lavamanos	1	1 1/4
Inodoro con tanque	4	3
Ducha	2	1 1/4
Tina	3	1 1/4
Lavadero de cocina	3	1 1/4
Lavadero de ropa	3	1 1/4
Drenaje de piso	3	3

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 72.

De acuerdo con la tabla XXXII, se colocará un diámetro de tubería de 3 pulgadas para las derivaciones simples.

Tabla XXXIII. **Caudal base de los aparatos sanitarios**

Designación de los aparatos	Caudal base (lt/s)
Lavamanos	0,75
Lavadero	0,75
Ducha	0,50
Tina	1,50
Urinario	1,00
Inodoro no sifónico	1,50
Inodoro sifónico	2,00

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 73.

Se procede a calcular el número de unidades mueble (UM) por cada nivel, y se estima un caudal por nivel, quedando de la siguiente forma:

Primer nivel

5 lavamanos por 1 UM	→	5 UM x 0,75 lt/s	→	3,75 lt/s
5 inodoros por 4 UM	→	20 UM x 2 lt/s	→	40,00 lt/s
4 lavaderos por 3 UM	→	12 UM x 0,75 lt/s	→	9,00 lt/s
		Total		52,75 lt/s

Segundo nivel

4 lavamanos por 1 UM		4 UM x 0,75 lt/s	→	3,00 lt/s
4 inodoros por 4 UM		20 UM x 2 lt/s	→	40,00 lt/s
		Total		43,00 lt/s

De acuerdo a los resultados anteriores el diámetro de tubería para el colector será de 4 pulgadas, tanto del primer nivel como del segundo nivel.

- Drenaje pluvial

El objetivo del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de la precipitación pluvial, se dispondrán 9 bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro se calcula de la siguiente manera:

El caudal se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde

Q = caudal m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente de escorrentía del concreto (0,90)

$I$  = intensidad de lluvia (mm/h)

$A$  = área a drenar (en hectáreas)

Para el cálculo de la intensidad de lluvia en la ubicación del proyecto, Pachalum, Quiché, se utilizarán los parámetros de ajuste de la estación meteorológica más cercana que corresponde a San Jerónimo, con un periodo de retorno de 25 años y un tiempo de concentración de  $t = 5$  minutos. La intensidad de lluvia se calcula con la siguiente ecuación:

$$i = \frac{1273}{(t + 7)^{0,742}}$$

$$i = \frac{1273}{(5 + 7)^{0,742}} = 201,41 \text{ mm/h}$$

El área promedio ( $A$ ) a drenar por cada bajada será de  $40 \text{ m}^2$ , equivalente a  $0,0040$  hectáreas.

$$Q = \frac{0,90 * 201,41 * 0,0040}{360} = 0,002 \text{ m}^3/\text{s} = 2,0 \text{ lt/s}$$

Se procede a calcular el diámetro de la tubería por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

$$D = \left( \frac{691000 \cdot Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde

$D$  = diámetro interior del tubo, en cm.

$Q$  = caudal requerido en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$n$  = coeficiente de rugosidad ( $PVC = 0,009$ )

$S$  = pendiente

$$D = \left( \frac{691000 * 0,002 * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 6,10 \text{ cm}$$

De acuerdo al resultado anterior  $D = 6,10 \text{ cm} = 2,40''$ , se utilizará tubería PVC de 3".

### 2.1.12.1. Eléctricas

El diseño de la instalación eléctrica para el edificio está basado en el Manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA) de acuerdo a los lineamientos de la sección VII: edificios, apartamentos, centros comerciales y construcciones similares.

- Normas y códigos para instalación comercial:
  - Acometida

Es el conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica. La instalación de la acometida constará de los siguientes elementos:

- Poste de distribución
- Poste de acometida
- Cables de acometida
- Contador o medidor
- Caja *socket* para contador
- Medios de protección

De acuerdo con lo anterior se colocará un contador y un tablero principal con tierra física. Para conexión de electrodos a tierra, se debe colocar una varilla de cobre de una longitud mínima de 2,5 metros y  $\frac{1}{2}''$  de diámetro.

- Circuitos

Según la norma, los circuitos de iluminación y fuerza se protegerán con un flip on de 15 a 30 amperios, dependiendo de los elementos conectados al circuito. Para el cálculo se utilizó el método del total de potencia que consiste en la sumatoria de los watts y kilowatt de todos los elementos como lámparas, tomacorrientes y conexiones eléctricas necesarias para obtener la iluminación en cada ambiente.

- Primer nivel

Lámparas

59 lámparas de 40 watts de dos tubos en cada lámpara= $59 \times 2 \times 40 = 4\ 760$  watts

Bombillas

12 bombillas de 50 watts= $12 \times 50 = 600$  watts

Tomacorrientes

39 tomacorrientes de 300 watts cada uno= $39 \times 300 = 11\ 700$  watts

Potencia total= $4\ 760 + 600 + 11\ 700 = 16\ 780$  watts

Según lo especificado en la norma y teniendo una potencia de  $16\ 780$  watts, se colocará en el primer nivel 8 circuitos, 4 para iluminación y 4 para fuerza.

- Segundo nivel

Lámparas

62 lámparas de 40 watts de dos tubos en cada lámpara= $62 \times 2 \times 40 = 4\ 960$  watts

Bombillas

10 bombillas de 50 watts=500 watts

Tomacorrientes

46 tomacorrientes de 300 watts cada uno=13 800 watts

Potencia total=19 960 watts

Según lo especificado en la norma y teniendo una potencia de 16 780 watts, se colocará en el primer nivel 12 circuitos, 5 para iluminación y 7 para fuerza.

- Conductores

El calibre de los conductores debe satisfacer la necesidad requerida en cálculos, pero en ningún caso podrá ser menor a 12 AWG, el cual posee una capacidad para resistir 20 amperios.

Para determinar el calibre de la iluminación se debe determinar la corriente de los circuitos para cada nivel, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

10 lámparas de 2 tubos de 40 watts cada uno

$$P = 10 * 2 * 40 = 800 \text{ watts}$$

$$I_{iluminación} = \frac{P}{V} = \frac{800 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 6,67 \text{ A}$$

Considerando que la distancia promedio en la ubicación de las lámparas es de 3,0 m, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 % de caída de voltaje debe ser 12 AWG.

Para el cálculo del calibre de fuerza se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel, considerando el uso simultáneo de los tomacorrientes, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

8 tomacorrientes de 300 watts cada uno.

$$P = 10 * 300 \text{ watts} = 3\,000 \text{ watts}$$

$$I_{iluminación} = \frac{P}{V} = \frac{3\,000 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 25 \text{ A}$$

Tomando en consideración que la longitud promedio entre cada tomacorriente es de 4,0 metros, se determina que el calibre del conductor requerido por seguridad y para cargas nominales de 120 V con un 2 % de caída de voltaje es 12 AWG.

La corriente para iluminación es igual a 6,67 A y para fuerza igual a 25 A, de acuerdo a estos resultados se colocará un flipón de 15 amperios para cada circuito de iluminación y un flipón de 20 amperios por cada circuito de fuerza.

Se colocarán 4 flipón de 15 A para los circuitos de iluminación del primer nivel y 4 flipón de 20 A para los circuitos de fuerza en el primer nivel, en el segundo nivel para iluminación se utilizarán 5 flipón de 15 A, así como y 6 flipón de 20 A para los circuitos de fuerza respectivamente.

- Ductos y tuberías

Para los circuitos de iluminación se utilizará tubería plástica (poliducto) de diámetro  $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de iluminación y se utilizará tubo PVC eléctrico de diámetro  $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de fuerza.

### 2.1.13. Presupuesto del proyecto

El proyecto se elaboró con base en precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se cotizan en el municipio. En relación a la mano de obra, tanto calificada como no calificada, se utilizaron salarios manejados por la municipalidad en casos similares a este; en cuanto a costos indirectos se utilizó el 30 %.

Tabla XXXIV. Resumen presupuesto centro de capacitación

Núm.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL DEL RENLÓN
1	Trabajos preliminares				
1.1	Trazo y estaqueado	240	ml	Q 12,00	Q 2 880,00
1.2	Excavación	172,8	m <sup>3</sup>	Q 70,00	Q 12 096,00
2	Cimentación				
2.1	Zapata tipo Z-1	12	unidad	Q 2 236,08	Q 26 832,95
2.2	Zapata tipo Z-2	8	unidad	Q 2 274,94	Q 18 199,53
2.3	Zapata tipo Z-3	8	unidad	Q 3 599,01	Q 28 792,10
2.4	Zapata tipo Z-4	4	unidad	Q 1 950,53	Q 7 802,13
2.5	Solera hidrófuga	220	ml	Q 187,73	Q 41 301,22
3	Columnas				
3.1	Columna C-1	250	ml	Q 817,37	Q 204 342,64
3.2	Columna C-2	576	ml	Q 87,66	Q 50 491,30
3.3	Columna C-3	50	ml	Q 67,59	Q 3 379,52
3.4	Columna C-4	50	ml	Q 75,99	Q 3 799,52
4	Levantado de muros				
4.1	Levantado de muros	864	m <sup>2</sup>	Q 289,48	Q 250 110,57
4.2	Solera intermedia	210	ml	Q 85,50	Q 17 954,49

Continuación de tabla XXXIV.

5	Vigas				
5.1	Viga tipo V-1	33	ml	Q 630,95	Q 20 821,37
5.2	Viga tipo V-2	27	ml	Q 634,16	Q 17 122,45
5.3	Viga tipo V-3	16,5	ml	Q 637,29	Q 10 515,31
5.4	Viga tipo V-4	45	ml	Q 646,86	Q 29 108,72
5.5	Viga tipo V-5	33	ml	Q 636,08	Q 20 990,74
5.6	Viga tipo V-6	15	ml	Q 638,01	Q 9 570,19
5.7	Viga tipo V-7	15	ml	Q 634,01	Q 9 510,19
5.8	Viga tipo V-8	60	ml	Q 603,34	Q 36 200,12
6	Losa	370	m <sup>2</sup>	Q 542,21	Q 200 617,38
7	Módulo de gradas	45	m <sup>2</sup>	Q 529,52	Q 23 828,21
8	Instalaciones				
8.1	Instalaciones hidráulidas	1	Global	Q 7 365,59	Q 7 365,59
8.2	Instalaciones sanitarias	1	Global	Q 25 858,16	Q 25 858,16
8.3	Instalaciones eléctricas	1	Global	Q 33 944,59	Q 33 944,59
9	Acabados				
9.1	Repello más cernido	812	m <sup>2</sup>	Q 54,04	Q 43 882,16
9.2	Pintura	3	Cubeta	Q 400,00	Q 1 200,00
9.3	Piso cerámico	370	m <sup>2</sup>	Q 112,64	Q 41 675,58
9.4	Puertas de metal	1	Global	Q 20 584,75	Q 20 584,75
9.5	Ventanería de aluminio	1	Global	Q 27 117,04	Q 27 117,04
<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 1 247 894,56</b>

Total del proyecto en letras:	un millón doscientos cuarenta y siete mil ochocientos noventa y cuatro quetzales con cincuenta y seis centavos.
-------------------------------	---

Fuente: elaboración propia.

## **2.2. Diseño de la estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande.**

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño de la estructura para graderíos del estadio de la aldea Llano Grande, el cual tendrá una longitud total de 27,35 m. Debajo del graderío se contará con áreas de duchas, vestidores, una bodega, una oficina administrativa y sanitarios tanto para los jugadores como para los espectadores. Los servicios básicos que tendrá la edificación son: agua potable, drenaje y energía eléctrica.

De acuerdo a la Norma AGIES NSE 1-10, la estructura del graderío se puede clasificar dentro de una categoría III, como obra importante, ya que podría presentarse ocasiones en que el graderío albergue a más de 300 personas, (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2010).

La estructura se realizará por medio del sistema de marcos dúctiles (según AGIES NSE 3-10), losas de concreto armado y muros de mampostería reforzada.

### **2.2.2. Localización del proyecto**

El proyecto estará localizado en el campo de fútbol de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.

### **2.2.3. Levantamiento topográfico**

Comprende las actividades de mediciones necesarias para obtener las características geográficas del terreno.

#### **2.2.3.1. Altimetría**

Por las condiciones topográficas del terreno, se realizó la altimetría, utilizando el método de nivelación simple, el equipo utilizado fue un nivel de precisión marca *Sokkia*.

#### **2.2.3.2. Planimetría**

Se realizó el levantamiento planimétrico utilizando el método de conservación de azimut, el equipo utilizado fue estación total marca *Sokkia Set 630RK3*.

#### **2.2.4. Evaluación de calidad del suelo**

La forma precisa de evaluar un tipo de suelo es a través de ensayos de laboratorio, que determinan sus características físicas, propiedades mecánicas y reacciones ante cargas con la interacción de la estructura.

##### **2.2.4.1. Estudio de suelos**

Para la estructura del graderío, se realizó el ensayo de compresión triaxial, que determina la cohesión y ángulo de fricción interna, componentes para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo.

Del ensayo realizado, se obtuvieron los siguientes resultados, ver Anexo 2:

- Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado
- Descripción del suelo: arena limosa color café
- Tipo de muestra: no alterada
- Profundidad de la extracción de la muestra: 1,2 metros
- Dimensiones de la probeta: 2,5" x 5,0"
- Ángulo de fricción interna: 27,90°

- Cohesión (C): 0,00 ton/m<sup>2</sup>
- Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ ): 1,50 ton/m<sup>3</sup>

El método para el cálculo del valor soporte será el propuesto por Karl Terzaghi, cuya ecuación es la siguiente:

$$q_o = 1,3 \cdot Cu \cdot N_c + \gamma_s \cdot D \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma$$

- Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{27,9}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(27,9)} = 14,56$$

- Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

$$N_c = \cot(27,90^\circ) * (14,56 - 1) = 25,61$$

- Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

$$N_\gamma = 2 * (14,56 + 1) * \tan(27,90^\circ) = 16,48$$

- Capacidad soporte del suelo

$$q_o = 1,3 \cdot (0,00 * 25,61) + (1,50 * 1,20 * 14,56) + 0,4 * (1,50 * 1,80 * 16,48)$$

$$q_o = 44,01 \text{ ton/m}^2$$

- Valor soporte neto último  $q_u$ :

$$q_u = q_o - \gamma_s \cdot D$$

$$q_u = 44,01 \text{ ton/m}^2 - 1,50 * (1,2m) = 42,21 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad soporte de diseño usando un factor de seguridad  $F_s = 3,00$

$$V_s = \frac{42,21 \text{ ton/m}^2}{3} = 14,00 \text{ ton/m}^2$$

El suelo en estudio comprende una arena limosa correspondiente a un valor soporte de  $14\ 000\ \text{kg/m}^2 > 7\ 319\ \text{kg/m}^2$ , según tabla I, de este documento, por lo que se considera adecuado por estar dentro del rango permisible.

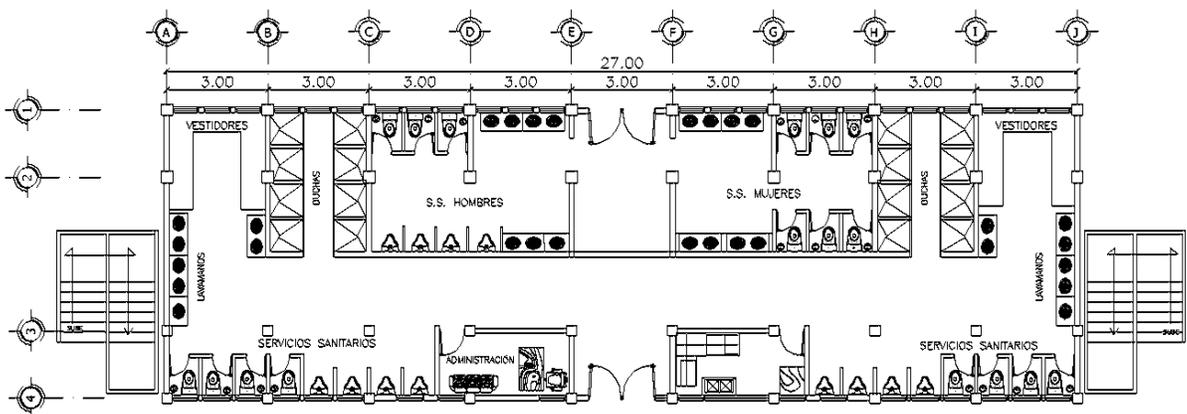
### 2.2.5. Requerimiento de áreas

Por las actividades a realizarse en la estructura de graderíos, se diseñaron áreas con aspectos de: funcionalidad, accesibilidad y comodidad, en los diferentes ambientes que lo conforman.

### 2.2.6. Distribución de ambientes

Los ambientes que se diseñaron para ubicarlos debajo del graderío son: oficina administrativa, bodega, servicios sanitarios, duchas y vestidores. Además, contará con un módulo de gradas independiente del graderío.

Figura 52. **Planta arquitectónica de áreas de servicios**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.7. Alturas y cotas

Para obtener un graderío con vistas hacia la cancha de fútbol y para aprovechar áreas debajo del graderío, se diseñó la parte frontal a una altura de 2,5, mientras que la altura de la parte posterior se diseñó a una altura de 4,5 m.

### 2.2.8. Análisis estructural

Para el cálculo del análisis estructural, se utilizará el método matricial de rigideces, método capaz de resolver marcos sin importar su complejidad geométrica.

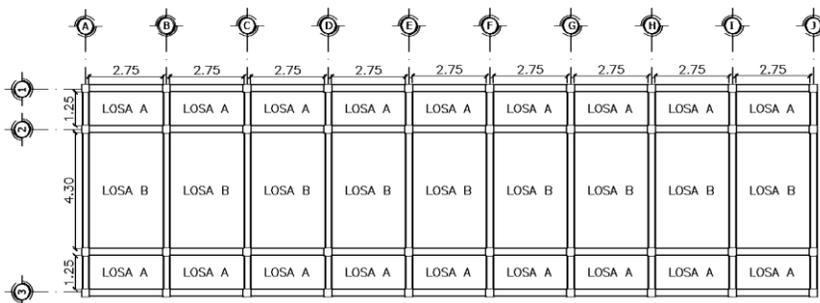
#### 2.2.8.1. Selección del sistema estructural

Por aspectos de funcionalidad, resistencia y ubicación del proyecto en una zona sísmica, se optó por utilizar un sistema de marcos especiales resistentes a momento, tomando en cuenta su gran ductilidad y capacidad de disipación de energía.

#### 2.2.8.2. Predimensionamiento estructural

Involucra las dimensiones preliminares con criterios de estructuración ante un comportamiento sísmico a los elementos que conforman la edificación.

Figura 53. Identificación y dimensionamiento de losas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Predimensionamiento de losas

Todas las losas para el graderío trabajarán en un sentido, por la razón de que estarán simplemente apoyadas entre vigas.

Relaciones y determinaciones:

$$\text{Si } \frac{a}{b} < 0,5 \quad \text{trabaja en un sentido}$$

Donde

$a$  = lado menor de la losa

$b$  = lado mayor de la losa

- Análisis de losa

De acuerdo al modelo arquitectónico de la figura 52, se analizará la losa A, que conforma el corredor con área de 1,15 m x 2,75 m, que se encuentra en el extremo de la estructura y según lo expuesto por el código ACI 318S-11, tabla 9.5a se tiene:

$$t_{losa} = \frac{L}{20}$$

Donde

$t_{losa}$  = espesor de losa

$L$  = luz libre

$$t_{losa} = \frac{2,75 \text{ m}}{20} = 0,138 \text{ m}$$

Se propone utilizar un espesor de 14 cm.

- Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de la sección de una viga se puede realizar con los criterios, descritos en la sección 2.1.9.

- Cálculo del peralte

$$L = 3,40 \text{ m}$$

Donde

$$h = 4,90 \text{ m} * 8 \% = 0,39 \text{ m}$$

$$h = \frac{4,90 \text{ m}}{21} = 0,23 \text{ m}$$

De los resultados anteriores es posible realizar un promedio de ambos valores, debido a que existe diferencia significativa.

$$h = \frac{0,39 \text{ m} + 0,23 \text{ m}}{2} = 0,31 \text{ cm}$$

Para el predimensionamiento se utilizará una altura de 0,35m.

- Cálculo de la base

$$b = \frac{0,35\text{m}}{2} = 0,18 \text{ m}$$

$$b = 0,3 * 0,35\text{m} = 0,10\text{m}$$

$$b = 250\text{mm} = 0,25 \text{ m}$$

Se utilizará una sección de viga de 0,25 m x 0,35 m.

- Predimensionamiento de columnas

Se realizará con los criterios enunciados en la sección 2.1.9.

Propuesta: 0,30 m x 0,30 m.

Verificaciones:

- Lado menor: 0,30 m
- $\frac{0,30}{0,30} = 1 > 0,4$

- Para establecer un porcentaje de área del refuerzo sobre el área gruesa de la columna se procede a utilizar la ecuación de la carga axial pura:

Datos

Área tributaria en columna:  $3,00 * 3,00 = 9,00 \text{ m}^2$

- Integración de cargas

Tabla XXXV. **Integración de cargas muertas**

<b>Carga muerta</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>lb/pie<sup>2</sup></b>
Losa tradicional	336	69
Sobrecarga	50	10
$\Sigma$	386	79

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Integración de cargas vivas**

<b>Carga viva</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>lb/pie<sup>2</sup></b>
Graderío	50	102

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 6.

- Carga muerta

$$C_m = C_{losa} + C_{vigas} + C_{Sc}$$

$$C_m = (0,14m * 9m^2 * 2400kg/m^3) + (0,25m * 0,35m * 6,0m * 2400kg/m^3) + (9m^2 * 50 kg/m^2) = 4734,0 kg$$

- Carga viva

$$C_v = 9m^2 * 500kg/m^2 = 4500,0 kg$$

- Cargas totales mayoradas

$$P_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

$$P_u = 1,4(4\,734,0 \text{ kg}) + 1,7(4\,500,0 \text{ kg}) = 14\,277,6 \text{ kg}$$

Con el peso que soporta la columna se determinará la sección de la misma, según ACI 318S-11, sección 10.3.6.2.

$$P_u = 0,80 \cdot \Phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

Donde

$\Phi = 0,70$  factor de reducción de resistencia

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Sustituyendo valores en la ecuación de carga axial pura:

$$14\,277,6 = 0,8 * 0,70 * (0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 (A_g - 0,01A_g) + 2\,810 \text{ kg/cm}^2 * 0,01A_g)$$

$$14\,277,6 = 0,56 * (176,72A_g + 28,1A_g)$$

$$A_g = 124,48 \text{ cm}^2$$

Como la propuesta de columna cuadrada de  $30\text{cm} * 30\text{cm} = 900\text{cm}^2 > 124,48\text{cm}^2$ , se utilizará una sección de columna cuadrada de  $0,30\text{m}$ .

### **2.2.8.3. Cargas aplicadas a marcos dúctiles según AGIES NSE 2-10**

Para su estudio las cargas se clasifican de acuerdo a la dirección de su aplicación en la estructura: cargas verticales y horizontales.

- Cargas verticales
  - Cargas muertas, ver tabla XXXV

$$\text{Concreto} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Sobrecarga} = 50 \text{ kg/m}^2$$

- Cargas vivas utilizadas, ver tabla XXXVI, según AGIES NSE 2-10

$$\text{En graderío, instalación deportiva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de cargas verticales en el sentido X

Por tratarse de losas que trabajarán en un sentido no existen áreas tributarias sobre las vigas en esta dirección, no obstante, se tomará dentro del cálculo, el peso propio de la viga y una sobrecarga de 50 kg/m<sup>2</sup>.

$$CM = W_{vigas} + W_{sc}$$

$$CM = (A_{viga} * \gamma_c) + W_{sc} * L_{viga}$$

$$CM = (0,25m * 0,35m * 2\,400 \text{ kg/m}^3) + (50 \text{ kg/m}^2 * 3,0m) = 360 \text{ kg/m}$$

- Integración de cargas verticales en el sentido Y (marco B)

- Dimensiones en elementos prediseñados

$$t_{losa} = 0,14 \text{ m}$$

$$b_{viga} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_{viga} = 0,35 \text{ m}$$

$$CM = W_{losa} + W_{vigas} + W_{gradas} + W_{sc}$$

$$CM = \frac{A_t * t_{losa} * \gamma_c}{L_{viga}} + (A_v * \gamma_c) + \frac{A_t * W_{sc}}{L_{viga}}$$

$$CV = \frac{A_t * CV_{graderío}}{L_{viga}}$$

Ejes 1-2 ( $A_t = 4,7 \text{ m}^2$ ;  $L_{viga} = 1,7 \text{ m}$ )

$$CM = \frac{4,7 \text{ m}^2 * 0,14 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3}{1,7 \text{ m}} + (0,25 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3) \\ + \frac{4,7 \text{ m}^2 * 50 \text{ kg/m}^2}{1,7 \text{ m}} = 1 \text{ 277,18 kg/m}$$

$$CV = \frac{4,7 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2}{1,70 \text{ m}} = 1 \text{ 382,35 kg/m}$$

Ejes 2-3 ( $A_t = 12,8 \text{ m}^2$ ;  $L_{viga} = 4,90 \text{ m}$ )

$$CM = \frac{12,8 \text{ m}^2 * 0,14 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3}{4,90 \text{ m}} + (0,25 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3) \\ + \frac{12,8 \text{ m}^2 * 50 \text{ kg/m}^2}{4,90 \text{ m}} + \frac{0,9 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 5 * 2 \text{ 400 kg/m}^3}{4,90 \text{ m}} \\ = 1 \text{ 438,73 kg/m}$$

$$CV = \frac{12,8 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2}{4,90 \text{ m}} = 1 \text{ 306,12 kg/m}$$

Ejes 3-4 ( $A_t = 4,7 \text{ m}^2$ ;  $L_{viga} = 1,7 \text{ m}$ )

$$CM = \frac{4,7 \text{ m}^2 * 0,14 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3}{1,7 \text{ m}} + (0,25 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3) \\ + \frac{4,7 \text{ m}^2 * 50 \text{ kg/m}^2}{1,7 \text{ m}} = 1 \text{ 277,18 kg/m}$$

$$CV = \frac{4,7 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2}{1,70 \text{ m}} = 1 \text{ 382,35 kg/m}$$

- **Cargas horizontales**

De acuerdo a la Norma AGIES NSE 3-10 sección 1.10.3 la carga sísmica dependerá del peso de la estructura, la cual incluirá un 100 % de la carga muerta más un 25 % de la carga viva.

- Cálculo del peso de la estructura para cargas horizontales

Dimensiones en elementos prediseñados

$$t_{losa} = 0,14 \text{ m}$$

$$b_{viga} = 0,25 \text{ m} \quad h_{viga} = 0,35 \text{ m}$$

$$b_{columna} = 0,30 \text{ m} \quad h_{columna} = 0,30 \text{ m}$$

- **Peso del graderío**

Carga muerta

$$W_{losas} = (200\text{m}^2 * 0,14\text{m} * 2\,400\text{kg}/\text{m}^3 = 67\,200,0\text{kg}$$

$$W_{vigas,x} = (0,25\text{m} * (0,35 - 0,14)\text{m} * 27,0\text{m} * 4 * 2\,400\text{kg}/\text{m}^3 = 13\,608,0 \text{ kg}$$

$$W_{vigas,y} = (0,25\text{m} * (0,35 - 0,14)\text{m} * 8,6\text{m} * 10 * 2\,400\text{kg}/\text{m}^3 = 10\,836,0 \text{ kg}$$

$$W_{gradas} = (0,5 * 0,9\text{m} * 0,4\text{m} * 27,0\text{m} * 5 * 2\,400\text{kg}/\text{m}^3 = 58\,968,0\text{kg}$$

$$W_{columnas} = (20 * 4,15\text{m} * (0,35)^2) + (20 * 2,15\text{m} * (0,30)^2) * 2\,400\text{kg}/\text{m}^3 = 33\,690,0 \text{ kg}$$

$$W_{sobrecarga} = 1\,200,0\text{m}^2 * 50 \text{ kg}/\text{m}^2 = 10\,000,0\text{kg}$$

$$W_{total\ CM} = 194\,302,0 \text{ kg}$$

- **Carga viva**

$$W_{viva} = 25 \% * (200,0\text{m}^2 * 500 \text{ kg}/\text{m}^2) = 25\,000,0 \text{ kg}$$

$$W_{TOTAL} = 194\,302,0 \text{ kg} + 25\,000,0 \text{ kg} = 219\,302 \text{ kg}$$

Cálculo del corte basal por el método de la carga sísmica estática equivalente según AGIES NSE 3-10.

Datos de la ubicación y condiciones del edificio:

- Ubicación de obra: Pachalum, Quiché.
- Clase de obra: importante, según AGIES NSE 1-10, sección 3.1.5.
- Parámetros iniciales, según mapa de sismicidad de AGIES NSE 3-10 (ver anexo 3):
  - Índice de sismicidad  $I_0 = 4$
  - Ordenada espectral  $S_{cr} = 1,5 \text{ g}$
  - Ordenada espectral  $S_{1r} = 0,55 \text{ g}$
- Clase de sitio: suelo suave, según tabla 4-4 de AGIES NSE 2-10, (ver tabla VIII).
- Tipo de sistema estructural: sistema de marcos (E1)
- Factor de escala de sismo, ver tabla IX: sismo severo, 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años.
- Factor de determinación de los niveles de diseño  $K_d$ : 0,8
- Periodo de vibración empírico ( $T_a$ ):

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

Donde

$T_a$  = periodo fundamental de vibración empírico (en segundos)

$$K_T = 0,047$$

$x = 0,90$  (para sistema estructural E1, según fe de erratas, ver anexo 4)

$h_n = 4,5 \text{ m}$  (altura total del graderío)

$$T_a = 0,047 * 4,50^{0,90} = 0,18 \text{ s}$$

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales (ver tablas X, XI y XII):

$$S_{CS} = 1,5g * 1,0 * 1,12 = 1,68g$$

$$S_{1S} = 0,55g * 1,5 * 1,2 = 0,99g$$

- Factor sismo: severo (5 % probabilidad de ser excedido en 50 años)
- Factor de determinación de los niveles de diseño  $K_d$ : 0,8
- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d * S_{CS} \qquad S_{1d} = K_d * S_{1S}$$

$$S_{cd} = 0,8 * 1,68g = 1,3g \qquad S_{1d} = 0,8 * 0,99g = 0,79g$$

- Periodo de transición

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}} \quad (\text{ver fe de erratas en anexo 4})$$

$$T_s = \frac{0,79g}{1,3g} = 0,61 s$$

Comparación de periodo de vibración empírico ( $T_a$ ) con periodo de transición

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

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

$$\text{Como: } T_a \leq T_s$$

Es decir:  $0,18 < 0,61$  utilizar  $S_{cd}$

$$S_a(T) = S_{cd} = 1,3g$$

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia

El coeficiente sísmico ( $C_s$ ) en cada dirección de análisis se establecerá de la siguiente manera:

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

$$C_s = \frac{1,3}{8} = 0,16$$

Valores mínimos de  $C_s$ , según AGIES NSE 3-10, sección 2.1.2.1

$$C_s \geq 0,044 \cdot S_{cd}$$

$$C_s \geq \frac{0,5S_{1r}}{R}$$

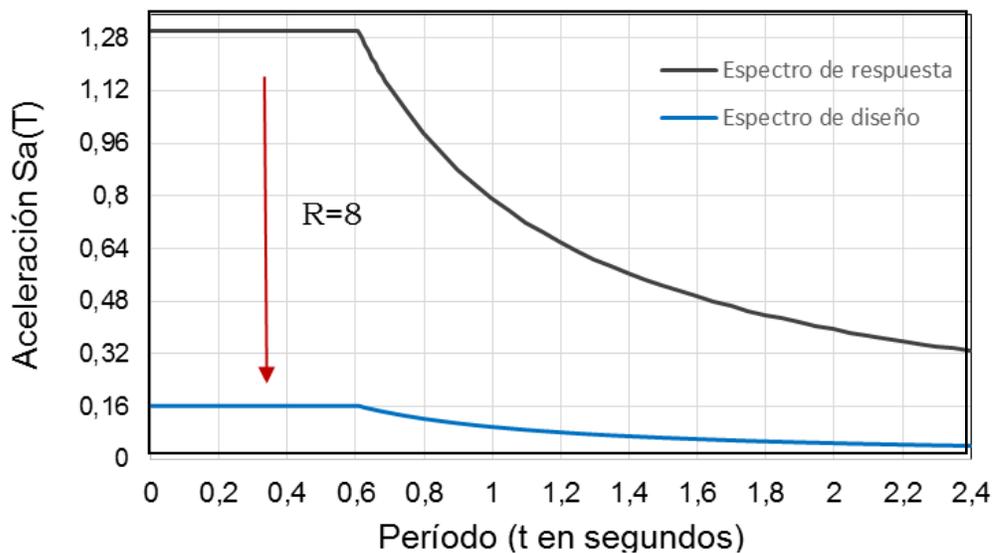
$$0,16 \geq 0,044 \cdot 1,3$$

$$0,16 \geq (0,5 \cdot 0,55) / 8$$

$$0,16 \geq 0,057 \quad (\text{cumple})$$

$$0,16 \geq 0,03 \quad (\text{cumple})$$

Figura 54. **Espectro sísmico pseudo aceleración**



Fuente: elaboración propia.

- Cortante basal al límite de cedencia, según AGIES NSE 3-10, sección 2.1.1.

$$V_B = C_s \cdot W_S$$

$$V_B = 0,16 \cdot 219\,302,0 \text{ kg} = 35\,088,32 \text{ kg}$$

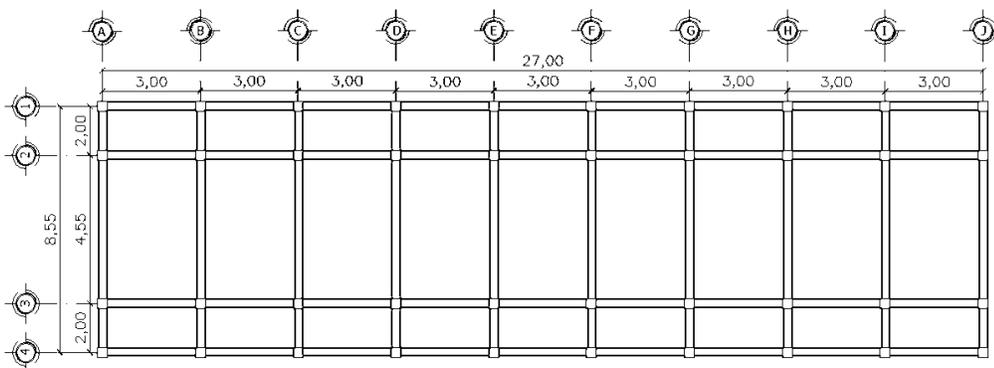
- Fuerzas por marco

Para la estructura del graderío se considerará que el centro de masa coincide con su centro geométrico, debido a la simetría que se tiene en los marcos de ambos ejes, por lo que se utilizará la siguiente ecuación:

- Centro de masa

$$CM_X = \frac{27\text{ m}}{2} = 13,50\text{ m} \quad CM_Y = \frac{8,55\text{ m}}{2} = 4,28\text{ m}$$

Figura 55. Planta simétrica en graderíos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Centro de rigidez

El graderío se considerará como una estructura de un nivel en voladizo y para su efecto la rigidez se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{1}{\frac{Fh^3}{3E_cI} + \frac{1,2Fh}{AG}}$$

$$I_1 = \frac{1}{12} * 30\text{cm} * (30\text{cm})^3 = 67\ 500\text{ cm}^4$$

$$I_1 = \frac{1}{12} * 35\text{cm} * (35\text{cm})^3 = 125\ 052,08\text{ cm}^4$$

- Módulo de elasticidad del concreto

$$E_C = 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2$$

- Módulo de rigidez

$$G = 0,4 * 218\,819,79 \text{ kg/cm}^2 = 87\,527,92 \text{ kg/cm}^2$$

- Rigidez para columnas con  $h = 450 \text{ cm}$

$$K = \frac{1}{\frac{35\,088,32 * 450^3}{3 * 218\,819,79 * 125\,052,08} + \frac{1,2 * 35\,088,32 * 450}{1\,225 * 87\,527,92}} = 0,02566$$

$$K = 0,02566$$

- Rigidez para columnas con  $h = 250 \text{ cm}$ .

$$K = \frac{1}{\frac{35\,088,32 * 250^3}{3 * 218\,819,79 * 67\,500} + \frac{1,2 * 35\,088,32 * 250}{900 * 87\,527,92}} = 0,08$$

$$K = 0,08$$

Tabla XXXVII. **Cálculo del centro de rigidez del eje X**

Marco	Kcol <sub>1</sub>	Kcol <sub>2</sub>	Kmarco	L (m)	Km*L
A	0,026	0,080	0,21	0,00	0,00
B	0,026	0,080	0,21	3,00	0,63
C	0,026	0,080	0,21	6,00	1,27
D	0,026	0,080	0,21	9,00	1,90
E	0,026	0,080	0,21	12,00	2,53
F	0,026	0,080	0,21	15,00	3,17
G	0,026	0,080	0,21	18,00	3,80
H	0,026	0,080	0,21	21,00	4,43
I	0,026	0,080	0,21	24,00	5,06
J	0,026	0,080	0,21	27,00	5,70
			Σ		Σ
			2,11		28,49

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{28,49}{2,11} = 13,50$$

Tabla XXXVIII. **Cálculo del centro de rigidez del eje Y**

Marco	#Columna	Kc	Km	L	Km*L
1	10	0,026	0,26	0,00	0,00
2	10	0,026	0,26	2,00	0,51
3	10	0,080	0,80	6,55	5,24
4	10	0,080	0,80	8,55	6,84
			Σ	Σ	12,58

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{12,58}{2,11} = 5,96$$

- Excentricidad

Para su cálculo se resuelve con la siguiente ecuación:

$$e = CR - CM$$

- Excentricidad directa en eje x

$$e_x = 13,50 \text{ m} - 13,50 \text{ m} = 0,00 \text{ m}$$

$$e_y = -5,96 \text{ m} + 4,28 \text{ m} = -1,68 \text{ m}$$

- Excentricidad accidental

$$e_{acc} = 5 \% \cdot b$$

$$e_{acc,x} = 0,05 \cdot 27 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$$

$$e_{acc,y} = 0,05 \cdot 8,55 = 0,43 \text{ m}$$

- Excentricidad de diseño

Este cálculo toma en cuenta la excentricidad directa y la accidental para cada dirección perpendicular de análisis x,y. Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$e_{diseño\ x,y} = |CR_X - CM_X| \pm 0,05 \cdot b$$

Sentido X

$$e_{diseño\ 1x} = 0,00 + 1,35 = 1,35\ m$$

$$e_{diseño\ 2x} = 0,00 - 1,35 = -1,35\ m$$

Sentido Y

$$e_{diseño\ 1y} = 1,68 + 0,43 = 2,11\ m$$

$$e_{diseño\ 2y} = 1,68 - 0,43 = 1,25\ m$$

- Fuerza del marco por torsión

Es la suma de la fuerza cortante por marco más el cortante por torsión:

$$V_{total} = V_S \pm V_t$$

Donde  $V_S$  y  $V_t$  se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$V_S = \frac{K_m \cdot F_n}{K_m}; \quad V_t = \frac{e_{d(x,y)} \cdot F_n \cdot (K_m \cdot d_i)}{\Sigma(K_m \cdot d_i^2)}$$

Tabla XXXIX. **Excentricidades de diseño**

Eje	$e_{diseño}$	
X	$e_{1x}$	1,350
	$e_{2x}$	-1,350
Y	$e_{1y}$	2,11
	$e_{2y}$	1,25

Fuente: elaboración propia

Tabla XL. **Fuerzas por marco sobre el eje X,**  
**F=35 088,32 kg**

Marco	$K_m$	$d_i$	$K_m * F$	$K_m * d_i^2$	$V_s$ (kg)	$V_t$ (kg)	$V_{total}$ (kg)
A	0,211	-13,50	7 404,81	38,46	3 508,83	-861,26	2 647,57
						861,26	4 370,09
B	0,211	-10,50	7 404,81	23,27	3 508,83	-669,87	2 838,96
						669,87	4 178,70
C	0,211	-7,50	7 404,81	11,87	3 508,83	-478,48	3 030,35
						478,48	3 987,31
D	0,211	-4,50	7 404,81	4,27	3 508,83	-287,09	3 221,75
						287,09	3 795,92
E	0,211	-1,50	7 404,81	0,47	3 508,83	-95,70	3 413,14
						95,70	3 604,53
F	0,211	1,50	7 404,81	0,47	3 508,83	95,70	3 604,53
						-95,70	3 413,14
G	0,211	4,50	7 404,81	4,27	3 508,83	287,09	3 795,92
						-287,09	3 221,75
H	0,211	7,50	7 404,81	11,87	3 508,83	478,48	3 987,31
						-478,48	3 030,35
I	0,211	10,50	7 404,81	23,27	3 508,83	669,87	4 178,70
						-669,87	2 838,96
J	0,211	13,50	7 404,81	38,46	3 508,83	861,26	4 370,09
						-861,26	2 647,57
$\Sigma$	2,11		$\Sigma$ 74 048,07	156,69			

Fuente: elaboración propia.

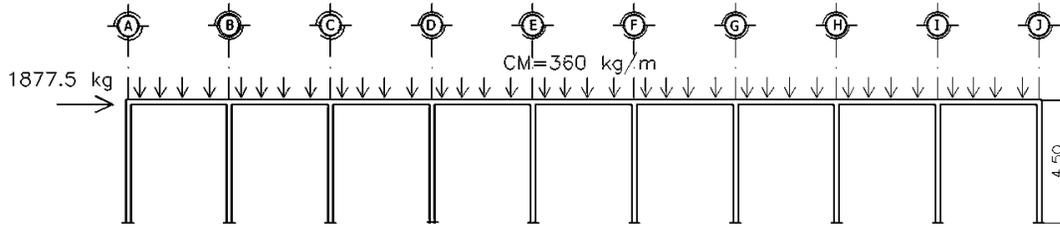
Tabla XLI. **Fuerzas por marco sobre el eje Y,**  
**F=35 088,32 kg**

Marco	$K_m$	$d_i$	$K_m * F$	$K_m * d_i^2$	$V_s$ (kg)	$V_t$ (kg)	$V_{total}$ (kg)
1	0,256	-5,96	8 967,99	9,08	4 249,56	-6 010,11	1 760,55
						-3 570,05	679,51
2	0,256	-3,96	8 967,99	4,01	4 249,56	-3 993,29	256,27
						-2 372,05	1 877,51
3	0,800	-0,59	28 056,04	0,28	13 294,60	-1 861,31	11 433,29
						-1 105,63	12 188,96
4	0,800	2,59	28 056,04	5,36	13 294,60	8 170,85	21 465,44
						4 853,55	18 148,15
$\Sigma$	2,11		$\Sigma$ 74 048,07	18,73			

Fuente: elaboración propia.

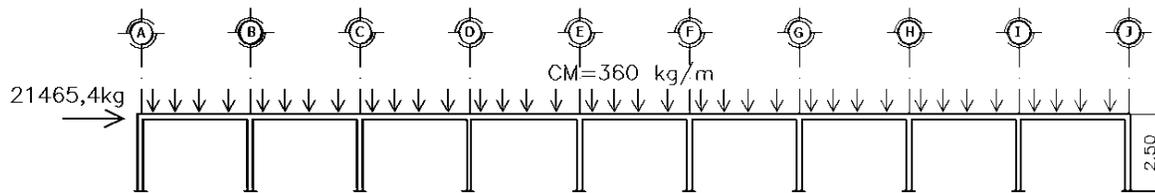
De los cálculos anteriores se tomarán los valores más críticos de  $V_{total}$ , de los cuales se analizarán dos marcos sobre el eje Y, debido a la diferencia de alturas en columnas y para un marco sobre el eje X.

Figura 56. **Cargas muerta y sismo aplicadas al marco 2, sentido X**



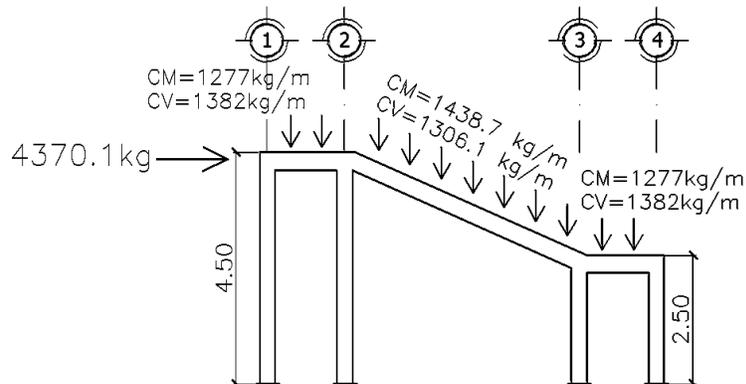
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 57. **Cargas muerta y sismo aplicadas al marco 3, sentido X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 58. **Cargas muerta, viva y sismo en marco B, sentido Y**



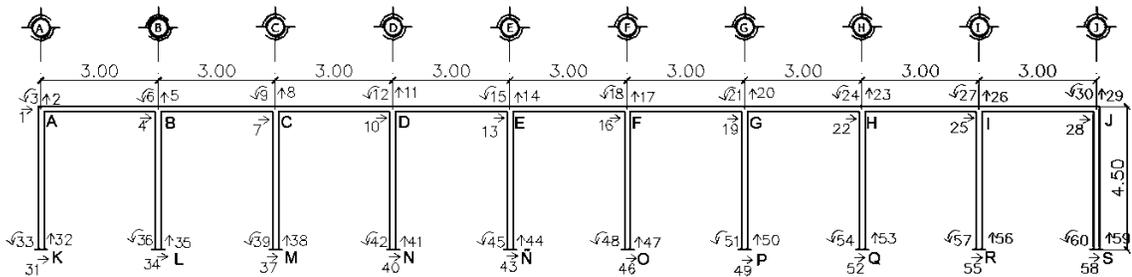
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.8.4. Análisis de marcos dúctiles por medio del método de rigideces y comparación por medio SAP2000

Se utilizará la misma metodología del análisis por rigideces descritas en la sección 2.1.10.3.

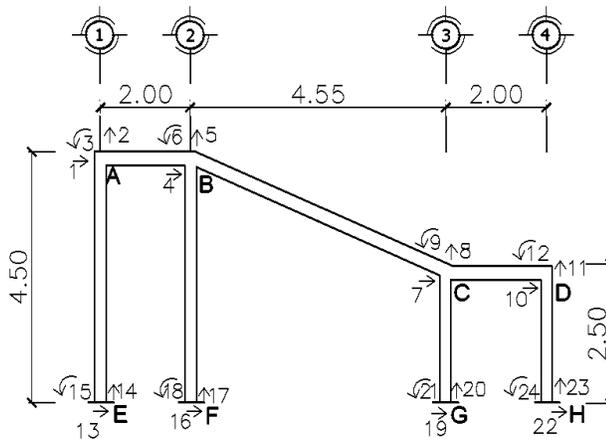
Grados de libertad

Figura 59. Identificación de nudos y grados de libertad, marco X



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 60. Identificación de nudos y grados de libertad, marco Y



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Construcción de la matriz de rigidez

La matriz de rigidez para cada elemento (viga y columna) del sistema estructural se representa como:

$$K_{viga} := \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} \\ \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$K_{columna} := \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & -\frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ \frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{4 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{2 EI}{L} \\ -\frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{12 EI}{L^3} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{2 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

Por otra parte, cuando en una estructura existe un elemento orientado arbitrariamente, se debe considerar el ángulo con respecto al eje X, para llevar el elemento de un sistema local a un sistema global. En consecuencia, es necesario orientar el elemento a través de una matriz de rotación, definida como:

$$R := \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & -\cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}(\alpha) & -\cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Definiendo la matriz anterior se debe rotar la matriz de rigidez del elemento inclinado, transformándolo a un sistema global, para ello se plantea la siguiente ecuación matricial:

$$K = R^T \cdot \bar{K} \cdot R$$

Donde

$K$  = matriz de rigidez en sistema global

$R^T$  = transpuesta de la matriz de rotación

$\bar{K}$  = matriz de rigidez en sistema local

$R$  = matriz de rotación

Una vez realizada la operación matricial anterior, la matriz de rigidez del elemento inclinado se calcula como:

$$K_{VIGA} = \begin{bmatrix} \left[ \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12 EI}{L^3} \mu^2 \right] & \left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6 EI}{L^2} \mu & -\left[ \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12 EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6 EI}{L^2} \mu \\ \left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12 EI}{L^3} \lambda^2 & \frac{6 EI}{L^2} \lambda & -\left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \left[ \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12 EI}{L^3} \lambda^2 \right] & \frac{6 EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6 EI}{L^2} \mu & \frac{6 EI}{L^2} \lambda & \frac{4 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} \mu & -\frac{6 EI}{L^2} \lambda & \frac{2 EI}{L} \\ -\left[ \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12 EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{6 EI}{L^2} \mu & \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12 EI}{L^3} \mu^2 & \left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{6 EI}{L^2} \mu \\ -\left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \left[ \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12 EI}{L^3} \lambda^2 \right] & -\frac{6 EI}{L^2} \lambda & -\left[ \frac{AE}{L} - \frac{12 EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12 EI}{L^3} \lambda^2 & -\frac{6 EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6 EI}{L^2} \mu & \frac{6 EI}{L^2} \lambda & \frac{2 EI}{L} & \frac{6 EI}{L^2} \mu & -\frac{6 EI}{L^2} \lambda & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

Teniendo definidas todas las matrices de rigidez que conformarán la estructura, se procede a realizar el cálculo en coordenadas globales. Por razones de cálculos complejos, se obtuvieron los resultados utilizando el software PTC Mathcad Prime 3.1:

Datos:

$$E_c = 2,188 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

- Columna  $L = 4,5 \text{ m}$

$$A = 0,35 \text{ m} * 0,35 \text{ m} = 0,12 \text{ m}^2$$

$$I_{C4.5} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} * 0,35 * 0,35^3 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{C_{4,5}} := \begin{bmatrix} 360347 & 0 & -810781 & -360347 & 0 & -810781 \\ 0 & 59567609 & 0 & 0 & -59567609 & 0 \\ -810781 & 0 & 2432344 & 810781 & 0 & 1216172 \\ -360347 & 0 & 810781 & 360347 & 0 & 810781 \\ 0 & -59567609 & 0 & 0 & 59567609 & 0 \\ -810781 & 0 & 1216172 & 810781 & 0 & 2432344 \end{bmatrix}$$

- Columna  $L = 2,5 \text{ m}$

$$A = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2$$

$$I_{C_{2,5}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} * 0,30 * 0,30^3 = 675 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$K_{C_{2,5}} := \begin{bmatrix} 1134362 & 0 & -1417952 & -1134362 & 0 & -1417952 \\ 0 & 78775124 & 0 & 0 & -78775124 & 0 \\ -1417952 & 0 & 2363254 & 1417952 & 0 & 1181627 \\ -1134362 & 0 & 1417952 & 1134362 & 0 & 1417952 \\ 0 & -78775124 & 0 & 0 & 78775124 & 0 \\ -1417952 & 0 & 1181627 & 1417952 & 0 & 2363254 \end{bmatrix}$$

- Viga  $L = 2,0 \text{ m}$

$$A = 0,25 \text{ m} * 0,35 \text{ m} = 0,0875 \text{ m}^2$$

$$I_{V_2} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,35^3 = 893 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$K_{V_2} := \begin{bmatrix} 95733658 & 0 & 0 & -95733658 & 0 & 0 \\ 0 & 2931843 & 2931843 & 0 & -2931843 & 2931843 \\ 0 & 2931843 & 3909124 & 0 & -2931843 & 1954562 \\ -95733658 & 0 & 0 & 95733658 & 0 & 0 \\ 0 & -2931843 & -2931843 & 0 & 2931843 & -2931843 \\ 0 & 2931843 & 1954562 & 0 & -2931843 & 3909124 \end{bmatrix}$$

- Viga  $L = 3 \text{ m}$

$$A = 0,25 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 0,075 \text{ m}^2$$

$$I_{V_3} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,30^3 = 3,38 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K_{V3} := \begin{bmatrix} 54704947 & 0 & 0 & -54704947 & 0 & 0 \\ 0 & 547049 & 820574 & 0 & -547049 & 820574 \\ 0 & 820574 & 1641148 & 0 & -820574 & 820574 \\ -54704947 & 0 & 0 & 54704947 & 0 & 0 \\ 0 & -547049 & -820574 & 0 & 547049 & -820574 \\ 0 & 820574 & 820574 & 0 & -820574 & 1641148 \end{bmatrix}$$

- Viga  $L = 4,9 \text{ m}$

$$A = 0,25 \text{ m} * 0,35 \text{ m} = 0,0875 \text{ m}^2$$

$$I_{V4,9} = \frac{1}{12} * 0,25 * 0,35^3 = 893 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$K_{V4,9} := \begin{bmatrix} 32468213 & 14386224 & -196906 & -32468213 & -14386224 & -196906 \\ 14386224 & 6609549 & 441707 & -14386224 & -6609549 & 441707 \\ -196906 & 441707 & 1587655 & 196906 & -441707 & 793828 \\ -32468213 & -14386224 & 196906 & 32468213 & 14386224 & 196906 \\ -14386224 & -6609549 & -441707 & 14386224 & 6609549 & -441707 \\ -196906 & 441707 & 793828 & 196906 & -441707 & 1587655 \end{bmatrix}$$

- Solución general por el método de las rigideces

Se inicia con el planteamiento de la ecuación matricial de rigidez:

$$[F] = [K][\delta]$$

Donde

$F$  = matriz de fuerzas

$K$  = matriz de rigideces

$\delta$  = matriz de desplazamientos

Se ordena matricialmente la ecuación anterior con la forma:

$$\begin{bmatrix} F_a \\ F_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_a \\ \delta_b \end{bmatrix}$$

Donde

$F_a$  = vector de cargas aplicadas (conocidas)

$F_b$  = vector de reacciones en los apoyos (desconocidas)

$K$  = matriz general de rigidez

$\delta_a$  = vector de desplazamientos de los nudos libres (conocidos)

$\delta_b$  = vector de desplazamientos en los apoyos (generalmente  $\delta_b = 0$ )

Se expande la ecuación matricial:

$$[F_a] = [K_{aa}][\delta_a] + [K_{ab}][\delta_b] \quad (1)$$

$$[F_b] = [K_{ba}][\delta_a] + [K_{bb}][\delta_b] \quad (2)$$

Se despeja  $[\delta_n]$  en la ecuación 1 y se sustituye en la ecuación 2.

$$[\delta_a] = [K_{aa}]^{-1}[F_a] - [K_{aa}]^{-1}[K_{ab}][\delta_b] \quad (3)$$

$$[F_b] = [K_{ba}][K_{aa}]^{-1}[F_a] - [[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}] + [K_{bb}]][\delta_b] \quad (4)$$

Las ecuaciones 3 y 4 representan la base de la solución matricial del marco plano por el método de las rigideces.

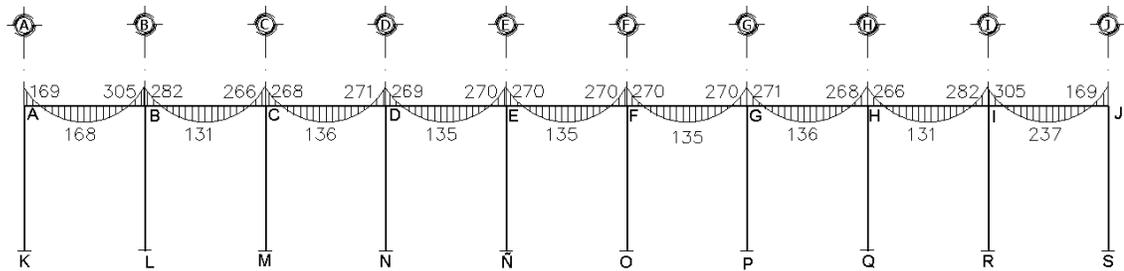
De lo anterior, como la estructura se considera empotrada, el valor de los desplazamientos en los apoyos resulta  $[\delta_b] = [0]$ , por lo tanto, las ecuaciones 3 y 4 se reducen a:

$$[\delta_a] = [K_{aa}]^{-1}[F_a]$$

$$[F_b] = [K_{ba}][K_{aa}]^{-1}[F_a]$$

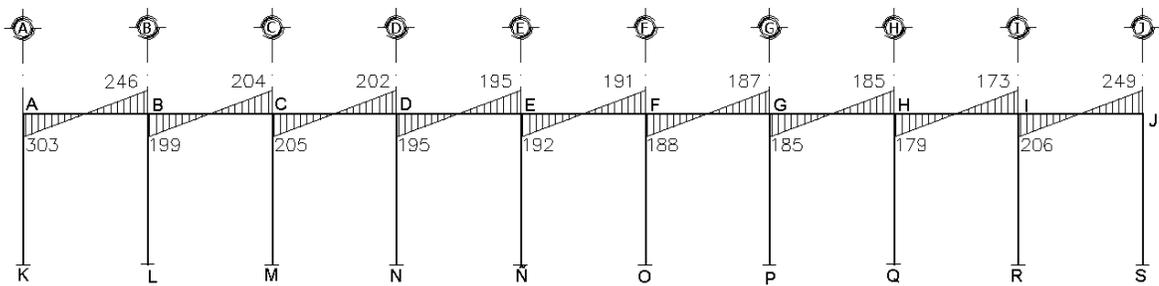
Una vez resolviendo el sistema de ecuaciones matriciales se conocen los desplazamientos, fuerzas internas axiales, cortantes y momentos flexionantes, correspondientes a cada elemento que compone la estructura.

Figura 61. **Momentos por carga muerta en vigas, marco 2**



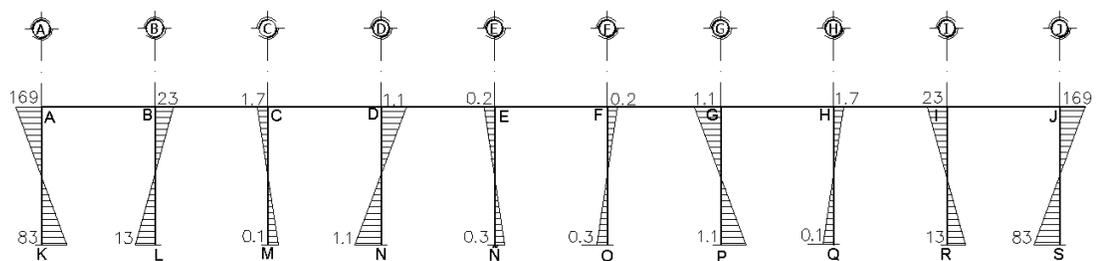
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 62. **Momentos por carga muerta en columnas, marco 2**



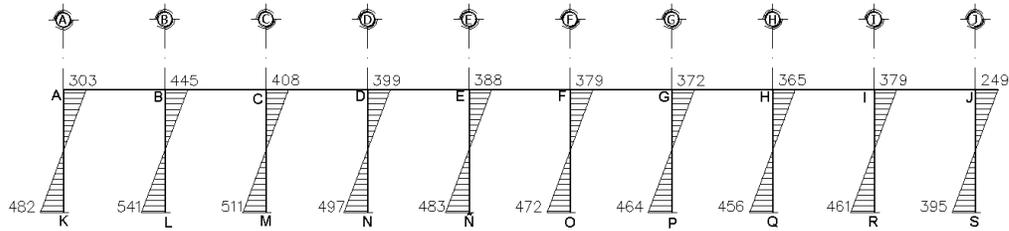
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 63. **Momentos por carga de sismo en vigas, marco 2**



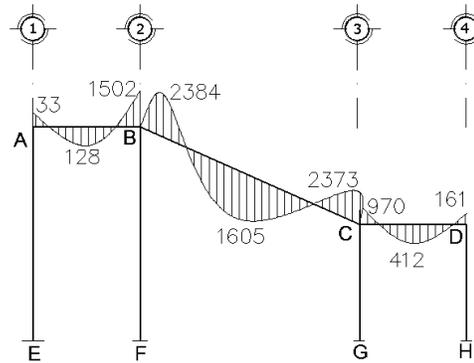
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 64. **Momentos por carga de sismo en columnas, marco 2**



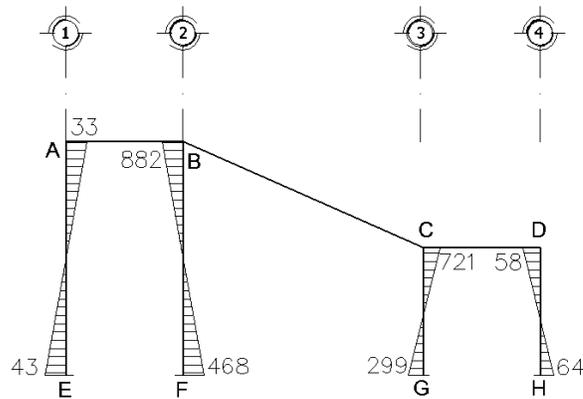
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 65. **Momentos por carga muerta en vigas, marco B**



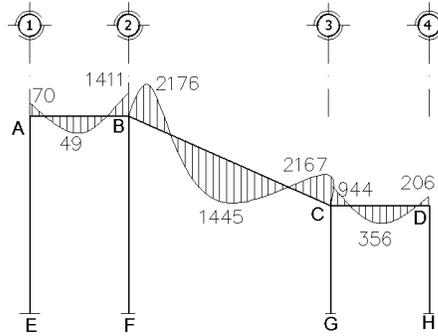
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 66. **Momentos por carga muertas en columnas, marco B**



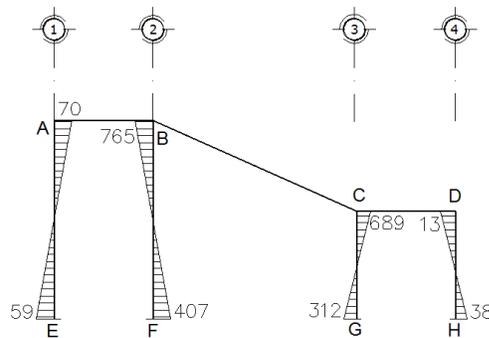
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 67. **Momentos por carga viva en vigas, marco B**



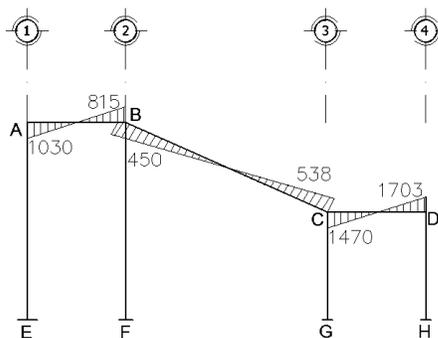
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 68. **Momentos por carga viva en columnas, marco B**



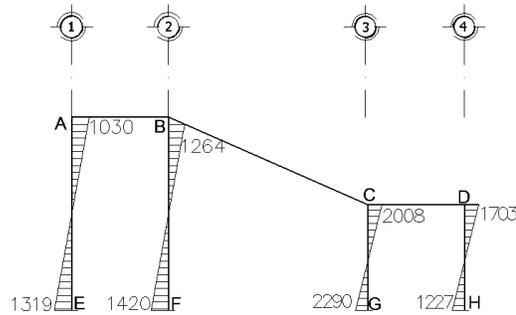
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 69. **Momentos por carga de sismo en vigas, marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 70. **Momentos por carga de sismo en columnas, marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.8.5. Momentos y cortes últimos

Las combinaciones que se utilizaron son las propuestas por el ACI 318S-11, sección C 9.2:

$$M_u = 1,4C_M + 1,7C_V \quad (1)$$

$$M_u = 0,75 \cdot (1,4C_M + 1,7C_V) + 1,4S \quad (2)$$

$$M_u = 0,75 \cdot (1,4C_M + 1,7C_V) - 1,4S \quad (3)$$

$$M_u = 0,9C_M + 1,4S \quad (4)$$

$$M_u = 0,9C_M - 1,4S \quad (5)$$

- Cálculo de momentos últimos en viga B-C, marco B.

Del análisis estructural se tiene:

$$C_M = 2\,384,0 \text{ kg-m}$$

$$C_V = 2\,175,6 \text{ kg-m}$$

$$C_S = -450,2 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1,4(2\,384,0) + 1,7(2\,175,6) = 7\,036,12 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,75 \cdot (1,4 \cdot 2\,384,0 + 1,7 \cdot 2\,175,6) + 1,4(-450,2) = 4\,649,81 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,75 * (1,4 * 2\,384,0 + 1,7 * 2\,175,6) - 1,4(-450,2) = 5\,907,37 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0,9 * 2\,384,0 + 1,4 * (-450,2) = 1\,515,32 \text{ kg-m}$$

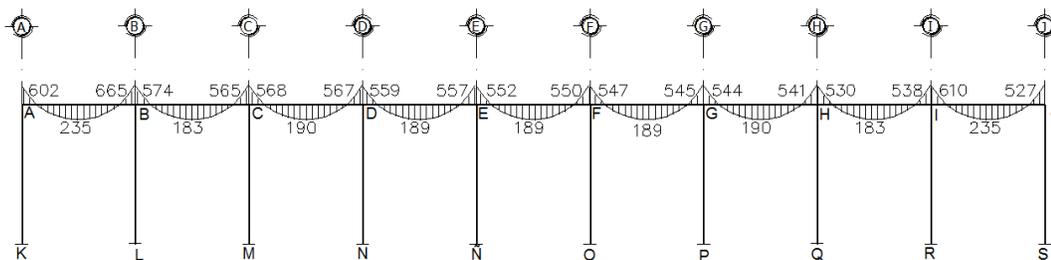
$$M_u = 0,9 * 2\,384,0 - 1,4 * (-450,2) = 2\,775,88 \text{ kg-m}$$

De los resultados anteriores se utilizará  $M_u = 7\,036,12 \text{ kg-m}$  que representa el valor de la envolvente de momento negativo del lado izquierdo de la viga A-B. De igual manera fueron calculados los momentos para los demás elementos estructurales.

- Diagrama de momentos últimos

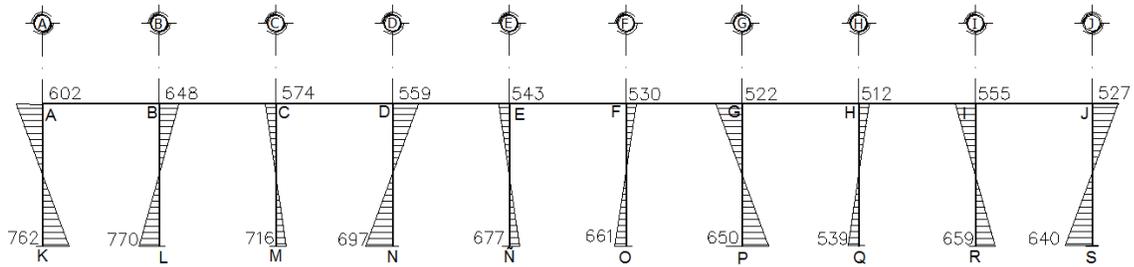
A continuación se muestran los diagramas de los resultados obtenidos de las envolventes de momentos.

Figura 71. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje X



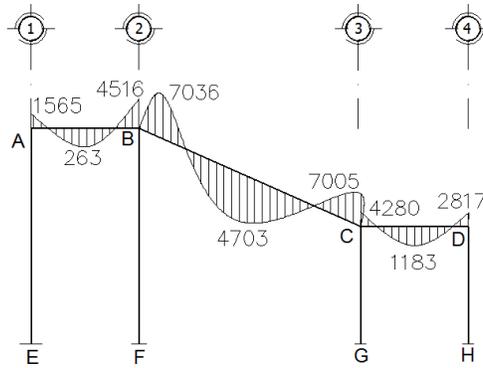
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 72. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para vigas, eje Y



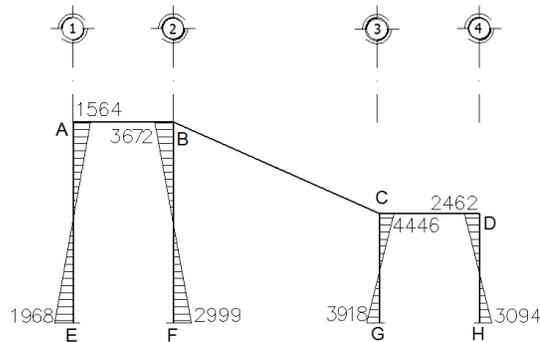
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 73. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje X



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 74. Diagrama de momentos últimos (kg-m) para columnas, eje Y



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Cortes últimos

Los esfuerzos cortantes en los elementos estructurales de los marcos en estudio, se obtienen con las siguientes ecuaciones:

- Cortes en vigas

$$V_{vigas} = 0,75 \cdot \left( \frac{1,4 \cdot (W_{CM} \cdot L)}{2} + \frac{1,7 \cdot (W_{CV} \cdot L)}{2} + \frac{1,87 \cdot (\Sigma M_S)}{L} \right)$$

Cálculo del corte último en viga A-B, marco B.

$$W_{CM} = 1\,227,2 \text{ kg}$$

$$W_{CV} = 1\,382,4 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{CS} = 1\,844,3 \text{ kg-m}$$

$$V_{vigas} = 0,75 * \left( \frac{1,4 * (1\,227,2 * 2)}{2} + \frac{1,7 * (1\,382,4 * 2)}{2} + \frac{1,87 * (1\,844,3)}{2} \right)$$

$$V_{vigas} = 4\,396,94 \text{ kg}$$

De la misma manera fueron calculados los cortes últimos para las demás vigas.

- Cortes en columnas

$$V_{columnas} = \frac{\Sigma M_{col}}{L}$$

Cálculo del corte último en columna B-F, marco 2.

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$M_B = 1\,264,8 \text{ kg-m}$$

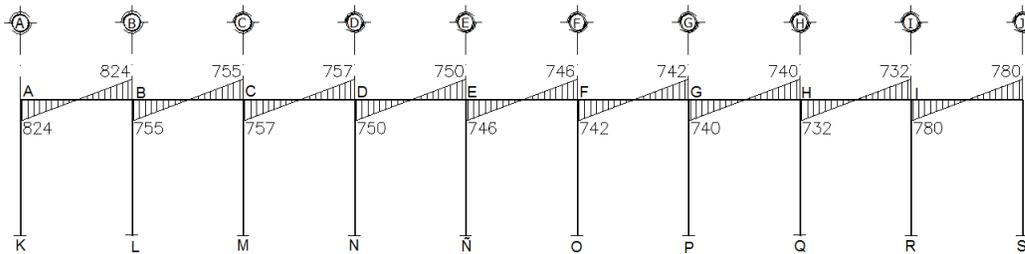
$$M_F = 1\,420,5 \text{ kg-m}$$

$$V_{columnas} = \frac{1\,264,8 \text{ kg-m} + 1\,420,5 \text{ kg-m}}{4,50 \text{ m}} = 596,73 \text{ kg}$$

- Diagrama de cortes últimos

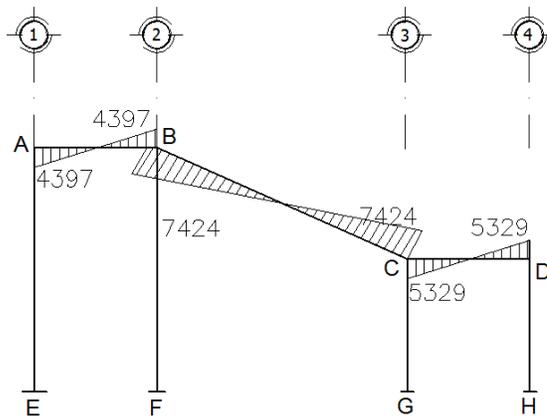
A continuación se muestran los diagramas de los resultados obtenidos de los cortes últimos.

Figura 75. **Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco 2**



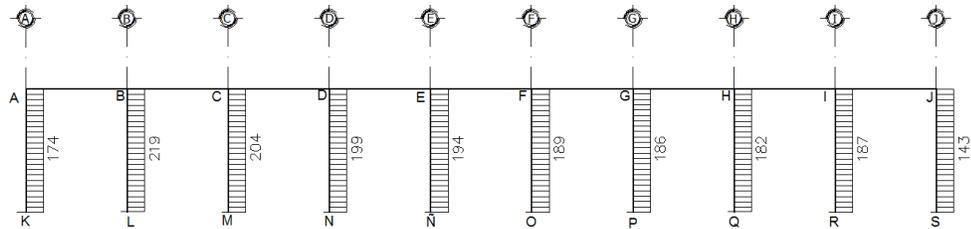
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 76. **Diagrama de cortes últimos (kg) para vigas, marco B**



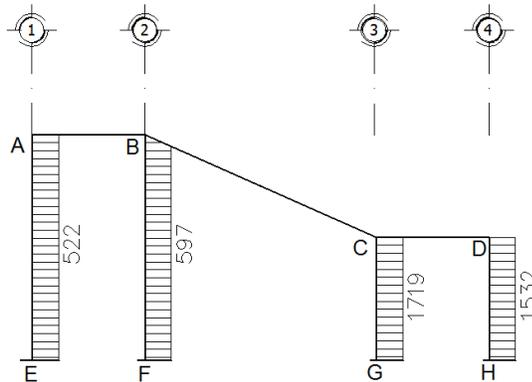
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 77. **Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 78. **Diagrama de cortes últimos (kg) para columnas, marco B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

## 2.2.9. Diseño estructural

Tiene por objetivo determinar las características geométricas y propiedades de los materiales de los elementos que conforman la estructura, para cumplir en forma segura y adecuada la función para la que fueron proyectadas.

### 2.2.9.1. Diseño de losas

- Determinación de cargas
  - Carga viva, según AGIES NSE 2-10

En graderío, instalación deportiva =  $500 \text{ kg/m}^2$

- Cargas muertas

Concreto =  $2\,400 \text{ kg/m}^3$

Sobrecarga =  $50 \text{ kg/m}^2$

- Determinación de la carga última

$$C_M = CM_{\text{losa}} + CM_{\text{sobrecarga}}$$

$$C_M = (0,14 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3) + 50 \text{ kg/m}^2$$

$$C_M = 386 \text{ kg/m}^2$$

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

$$CU = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$CU = 1,4 * 386 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1\,390,4 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de los momentos actuantes

Para calcular los momentos de diseño se toma una franja de 1,00 m de ancho:

$$CU = 1\,390,4 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1\,390,4 \text{ kg/m}$$

Determinación de momentos actuantes de losas en un sentido:

$a$  = lado corto de la losa

$b$  = lado largo de la losa

Relación de lados:

$$a = 0,90 \text{ m}$$

$$b = 2,75 \text{ m}$$

$$m = \frac{0,90 \text{ m}}{2,75 \text{ m}} = 0,33$$

Como la relación  $m = 0,33 < 0,5$  se concluye que la losa trabaja en un sentido.

Espesor de losa:

Por cuestiones de criterio estructural el espesor de la losa se va a determinar de acuerdo a la tabla 9.5(a) del código ACI 318S-11, para losa en una dirección considerada simplemente apoyada.

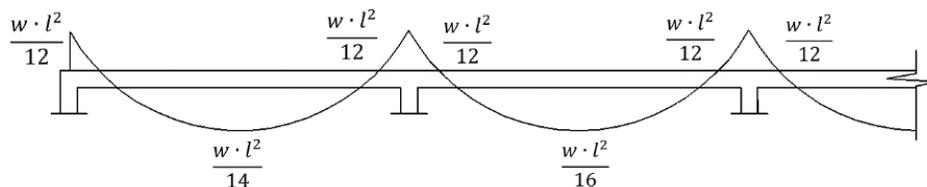
$$t_{losa} = \frac{L}{20} \qquad t_{losa} = \frac{2,75 \text{ m}}{20} \approx 0,14 \text{ m}$$

El código ACI 318S-11 sección 7.7.1 indica que el recubrimiento en losas es igual a 2cm, por consiguiente, el peralte efectivo se calcula como:

$$d = 0,14\text{m} - 0,02\text{m} - \frac{0,0095\text{m}}{2} = 0,115 \text{ m}$$

Para el cálculo de los momentos de diseño, se utilizarán los coeficientes de momento del código ACI 318S-11 sección 8.3.3 para lo cual se tomarán coeficientes de losas con luces que no exceden en 3 m.

Figura 79. **Momentos actuantes para losas en un sentido**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Los momentos negativos en la cara de todos los apoyos son:

$$M^{(-)} = \frac{w_u \cdot l_n^2}{12}$$

$$M^{(-)} = \frac{1\,390,4 \text{ kg/m} * (2,75\text{m})^2}{12} = 876,24 \text{ kg-m}$$

Para el momento positivo en vanos extremos será:

$$M^{(+)} = \frac{w_u \cdot l_n^2}{14}$$

$$M^{(+)} = \frac{1\,390,4 \text{ kg/m} * (2,75\text{m})^2}{14} = 751,06 \text{ kg-m}$$

Para el momento positivo en vanos interiores será:

$$M^{(+)} = \frac{w_u \cdot l_n^2}{16}$$

$$M^{(+)} = \frac{1\,390,4 \text{ kg/m} * (2,75\text{m})^2}{16} = 657,18 \text{ kg-m}$$

- Diseño de acero de refuerzo

Después de determinar el peralte efectivo  $d$  y los momentos flexionantes, se calcula el refuerzo necesario con las ecuaciones de flexión de vigas. Asimismo, el refuerzo obtenido se coloca en dirección paralela a las franjas.

Dentro de los requisitos del refuerzo en losas en una dirección de acuerdo al código ACI 318S-11, se enuncian:

- Sección 7.6.5 la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa, ni de 45 cm.

- Sección 7.12.1 en losas donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.
- Sección 7.12.2.2 el refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa, ni 45 cm.
  - Cálculo del acero mínimo

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 10.5.1 el refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, se debe calcular a través de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{210}}{2810} * 100\text{cm} * 11,5\text{cm} = 4,74 \text{ cm}^2$$

Sin embargo, según el código ACI 318S-11 sección 21.5.2.1 el área de acero mínimo, no debe ser menor a:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 11,5\text{cm} = 5,73 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido, con varillas núm. 3

As		S
5,73 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{5,73 \text{ cm}^2} = 12,4 \text{ cm}$$

- Cálculo del espaciamiento máximo

Según ACI-318-11 sección 13.3.2 el espaciamiento máximo no debe ser mayor a dos veces el espesor de la losa.

$$S_{m\acute{a}x} \leq 2t$$

$$S_{m\acute{a}x} \leq 2 * 14cm$$

$$S_{m\acute{a}x} = 28 cm$$

- Cálculo del momento que resiste el  $A_{s_{m\acute{i}n}} = 5,73 \text{ cm}^2$

$$M_{As-m\acute{i}n} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_{As-m\acute{i}n} = 0,9 * 5,73 * 2810 * \left( 11,5 - \frac{5,73 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right)$$

$$M_{As-m\acute{i}n} = 160112,69 \text{ kg-cm}$$

$$M_{As-m\acute{i}n} = 1601,12 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero por temperatura

$$A_{s_t} = 0,002 \cdot b_u \cdot d$$

$$A_{s_t} = 0,002 * 100cm * 11,5cm = 2,3 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido, con varillas núm. 3

As		S
2,3 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71cm^2 * 100cm}{2,30 cm^2} = 30,87 cm$$

Dado que momento con área del acero mínimo cubre todos los momentos, se concluye realizar un armado de núm. 3 @ 12 cm, mientras que en el sentido transversal se realizará un armado por temperatura con varillas núm. 3 @ 25 cm.

- Chequeo por corte

El corte actuante en la losa debe ser resistido únicamente por el concreto; en caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección.

- Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{act} = \frac{1\,390,4 \text{ kg/m} * 2,75 \text{ m}}{2} = 1\,911,8 \text{ kg}$$

- Cálculo de corte máximo resistente

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 11.2.1.1 para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la resistencia al cortante se calcula como:

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 11,5 = 7\,507,62 \text{ kg}$$

Chequeo

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$7\,507,62 \text{ kg} > 1\,911,8 \text{ kg}$$

Como el corte resistente del concreto es mayor al corte actuante en la losa, se concluye que el espesor de la losa es el adecuado.

### 2.2.9.2. Diseño de vigas

- Diseño por flexión

Se debe considerar los parámetros establecidos en la sección 2.1.11.2.

- Cálculo del peralte efectivo de la viga

$$d = 35 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} - \frac{1,59 \text{ cm}}{2} = 30,25 \text{ cm}$$

- Cálculo del acero mínimo

De acuerdo al código ACI 318S-11 el refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, se debe calcular a través de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{210}}{2810} * 25 \text{ cm} * 30,25 \text{ cm} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Y no debe ser menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 30,25 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero máximo

Para su cálculo según el código ACI 318S-11 en el apéndice B.8.4.2, la cuantía máxima del refuerzo, debe ser  $\rho_{máx} = 0,5 \cdot \rho_{bal}$  y se determina como:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2810} * \left( \frac{6120}{6120 + 2810} \right) = 0,037$$

$$A_{s_{máx}} = 0,5 * 0,037 * 25 \text{ cm} * 30,25 \text{ cm} = 13,99 \text{ cm}^2$$

Por consiguiente, el área de acero para las vigas debe estar entre los límites de áreas:

$$3,77 \text{ cm}^2 < A_s < 13,99 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del refuerzo longitudinal
  - Cálculo del área de acero requerido en viga B-C, del eje B.

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2810} \cdot \left[ (25 * 30,25) - \sqrt{(25 * 30,25)^2 - \frac{7036,02 * 25}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$A_s = 10,30 \text{ cm}^2$$

El resultado de áreas requeridas para los momentos de la viga B-C son:

$$M^-_{izq} = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$M^-_{der} = 10,25 \text{ cm}^2$$

$$M^+_{centro} = 6,60 \text{ cm}^2$$

De los resultados obtenidos del área de acero requerido para cada momento actuante en cada tramo de viga, se distribuyen las varillas de refuerzo como se detallan en las tablas XLII y XLIII.

Tabla XLII. Armado de vigas eje Y, marco B

	Eje 1-2			Eje 2-3		
	Viga V-1			Viga V-2		
	M <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sub>der</sub> (kg-m)	M <sub>izq</sub> (kg-m)	M <sup>+</sup> <sub>centro</sub> (kg-m)	M <sub>der</sub> (kg-m)
	1 564.51	263.06	4 515.60	7 036.02	4 703.32	7 005.22
A <sub>S<sub>min</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
A <sub>S<sub>máx</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	13.99	13.99	13.99	13.99	13.99	13.99
A <sub>S<sub>análisis</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	2.09	0.35	6.32	10.30	6.60	10.25
A <sub>S<sub>req</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	3.77	3.77	6.32	10.30	6.60	10.25
Refuerzo superior	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5 + bastones 1núm. 5 + 1 núm. 3	2 corridos núm. 5 + bastones 3 núm. 5 + 1 núm. 3	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5 + bastones 3núm. 5 + 1 núm. 3
Refuerzo inferior	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5	3 corridos núm. 5 + 1 bastón núm. 3	3 corridos núm. 5

Continuación de tabla XLII.

<b>Eje 3-4</b>			
<b>Viga V-3</b>			
	<b>M<sup>+</sup><sub>izq</sub> (kg-m)</b>	<b>M<sup>+</sup><sub>centro</sub> (kg-m)</b>	<b>M<sup>+</sup><sub>der</sub> (kg-m)</b>
	4 280.53	1 182.69	2 817.15
As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.77	3.77	3.77
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.99	13.99	13.99
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.97	1.57	3.84
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.97	3.77	3.84
Refuerzo superior	2 corridos núm. 5 + 1 bastón núm. 3	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5
Refuerzo inferior	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5	2 corridos núm. 5

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. **Armado de vigas eje X, marco 2**

<b>Vigas en marco de eje X</b>			
<b>Viga V-4</b>			
	<b>M<sup>+</sup><sub>izq</sub> (kg-m)</b>	<b>M<sup>+</sup><sub>centro</sub> (kg-m)</b>	<b>M<sup>+</sup><sub>der</sub> (kg-m)</b>
	567.82	189.83	189.83
As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.15	3.15	3.15
As <sub>máx</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.68	11.68	11.68
As <sub>análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.90	0.30	0.30
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.15	3.15	3.15
Refuerzo superior	3 corridos núm. 4	3 corridos núm. 4	3 corridos núm. 4
Refuerzo inferior	3 corridos núm. 4	3 corridos núm. 4	3 corridos núm. 4

Fuente: elaboración propia.

- Longitud de desarrollo

De acuerdo al código ACI 318S-11 sección 21.7.5.1 la longitud de desarrollo debe ser el mayor valor entre:

Condición	Cálculo
$8d_b$	$8 * 1,9 = 15,2 \text{ cm}$
15 cm	15 cm
$l_{ah} = \frac{f_y \cdot d_b}{17,2 \cdot \sqrt{f'_c}}$	$l_{ah} = \frac{2810 * 1,59}{17,2 \cdot \sqrt{210}} = 17,92 \text{ cm}$

Extremo del gancho núm. 5, según el código ACI 318S-11, sección 7.1.2.

$$12 * 1,59 \text{ cm} = 19,08 \text{ cm}$$

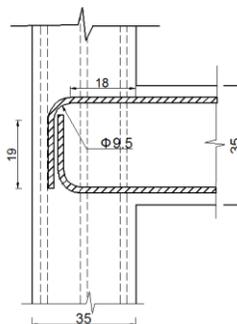
Por último, de acuerdo a la tabla 7.2, del código ACI 318S-11 en su sección 7.2.1 el diámetro mínimo de doblado medido en la cara interior de la barra para barras núm. 3 a núm. 8, será de  $6d_b$ , es decir:

Diámetro mínimo de doblado barra núm. 5:

$$6 * 1,59 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

Por lo anterior queda establecida una longitud de desarrollo de las varillas núm. 5 de 18 cm, con una longitud de gancho a  $90^\circ$  de 19 cm y un diámetro de doblado de 9,5 cm.

Figura 80. **Longitud de desarrollo, de gancho y diámetro de doblado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño por corte

Según el código ACI 318S-11 sección 11.2.1.1 para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la resistencia al cortante se calcula como:

$$V_c = 0,53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 25 * 30,25 = 4\,937,08 \text{ kg}$$

- Comparación del corte resistente con corte actuante de la viga
  - Corte actuante (último) en la viga V-2, marco B

$$V_u = 7\,423,8 \text{ kg}$$

Condiciones:

Si  $V_c > V_u$ , la viga necesita estribos solo por armado.

Si  $V_c < V_u$ , es necesario diseñar estribos por corte.

Comparación:

$$V_c = 4\,937,08 \text{ kg} < V_u = 7\,423,8 \text{ kg}$$

La viga B-C necesita estribos por diseño y compararlos con los requisitos mínimos del código ACI 318S-11.

Se realizará el diseño de acuerdo a los cortes plásticos; diseño sísmico que especifica el código ACI 318S-11, sección 21.5.4.1.

Cálculo de la carga gravitacional mayorada

$$W_u = 1,2 * 1\,438,7 \text{ kg/m} + 1,0 * 1\,306,1 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 3\,032,54 \text{ kg/m}$$

Cálculo del corte gravitacional

$$V_g = \frac{3\,032,54 \text{ kg/m} \cdot 4,9 \text{ m}}{2}$$

$$V_g = 7\,429,72 \text{ kg}$$

Corte plástico

$$V_e = V_E + V_g$$

Corte inducido por el sismo

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

Cálculo del momento probable 1

$$M_{pr1} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{1,25 \cdot A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{1,25 \cdot 10,61 \text{ cm}^2 \cdot 2\,810}{0,85 \cdot 210 \cdot 25 \text{ cm}} = 8,35 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 \cdot 2\,810 \cdot 10,61 \text{ cm}^2 \cdot \left(30,25 \text{ cm} - \frac{7,79 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 9\,717,53 \text{ kg-m}$$

Cálculo del momento probable 2

$$a = \frac{1,25 \cdot 5,94 \text{ cm}^2 \cdot 2\,810}{0,85 \cdot 210 \cdot 25 \text{ cm}} = 4,68 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 \cdot 2\,810 \cdot 5,94 \text{ cm}^2 \cdot \left(30,25 \text{ cm} - \frac{4,68 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 5\,823,21 \text{ kg-m}$$

Cálculo del corte inducido por el sismo

$$V_E = \frac{9\,717,53 \text{ kg-m} + 5\,823,21 \text{ kg-m}}{4,90 \text{ m}} = 3\,171,58 \text{ kg}$$

Cálculo del corte plástico

$$V_e = V_E + V_g$$

$$V_e = 3\,171,58 \text{ kg} + 7\,429,72 \text{ kg} = 10\,601,30 \text{ kg}$$

Sin embargo, de acuerdo con ACI 318S-11 sección 21.5.4.2  $V_c$  debe tomarse igual a cero cuando la fuerza de corte inducida por el sismo sea mayor o igual que la mitad de la máxima resistencia a corte requerida en esa zona:

Condición:

$$\text{Si } V_E \geq \frac{V_g}{2} \text{ entonces } V_c = 0$$

Cálculo:

$$3\,171,58 \text{ kg} \geq \frac{7\,429,72 \text{ kg}}{2}$$

$$3\,171,58 \text{ kg} \leq 3\,714,86$$

Conclusión: se debe considerar  $V_c$  y diseñar los estribos conforme  $\phi V_s \geq V_e$ , de acuerdo con el código ACI 318S-11, sección 11.4.7.2:

$$V_s = 10\,601,30 \text{ kg} - 4\,937,08 \text{ kg}$$

$$V_s = 5\,664,22 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Se propone utilizar estribos núm. 3, con área de dos ramas igual a 1,43 cm<sup>2</sup>.

$$S = \frac{0,75 * 1,43 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg/cm}^2 * 30,25 \text{ cm}}{5\,664,22 \text{ kg}}$$

$$S = 16,09 \text{ cm}$$

Sin embargo, según ACI 318S-11 sección 21.5.3.2 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

Condición	Cálculo
d/4	30,25 cm/4 = 7,56cm
6 veces el diámetro de las barras longitudinales.	6 * 1,59 cm = 9,54 cm
15 cm	15 cm
$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$	16,09 cm

Zona de confinamiento:

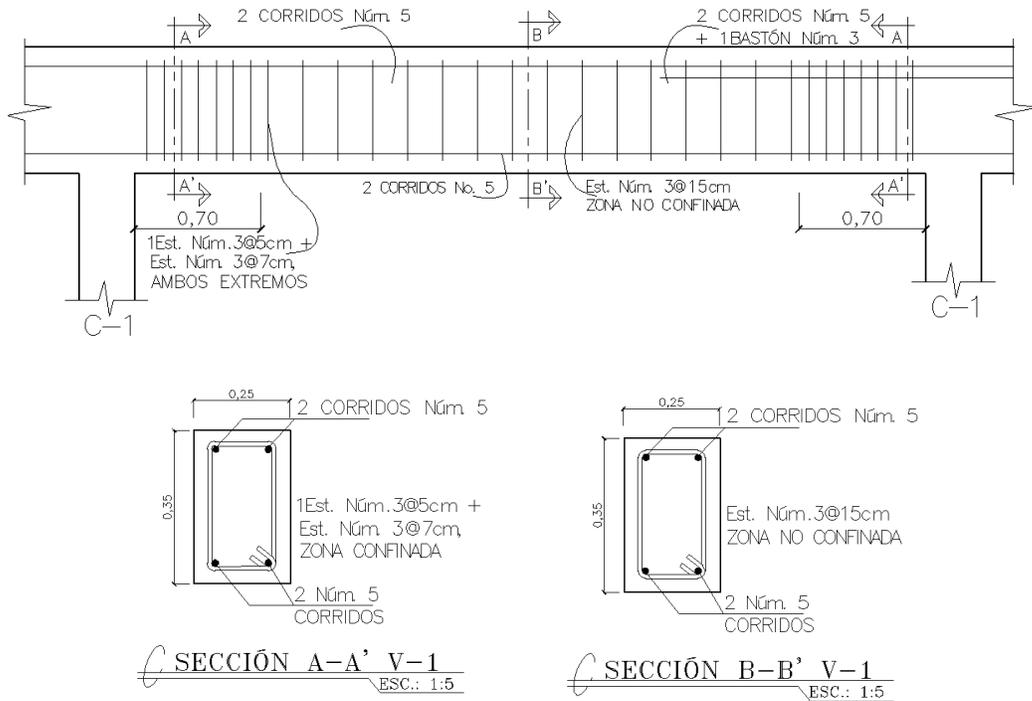
$$l_c = 2 * 35 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

Armado en zona no confinada

$$d/2 \quad \rightarrow \quad \frac{30,25 \text{ cm}}{2} = 15,12 \text{ cm}$$

Armado final: el primer estribo núm. 3 @ 5 cm + Est. núm. 3 @ 7cm en zona confinada en ambos extremos,  $l_c = 70 \text{ cm}$ , y resto Est. núm. 3 @ 15 cm en zona no confinada.

**Figura 81. Armado viga tipo V-1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.9.3. Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se deben considerar 3 aspectos:

- Efectos de esbeltez
- Diseño de refuerzo longitudinal
- Diseño de refuerzo transversal

Diseño de la columna crítica C-1

Sección de columna = 0,35 m x 0,35 m

Sección de viga = 0,25 x 0,35 m

Longitud de columna = 4,5 m

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

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

$$M_x = 647,60 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 3\,672,52 \text{ kg-m}$$

$$V_x = 219,0 \text{ kg}$$

$$V_y = 596,7 \text{ kg}$$

- Cálculo de la carga axial:

$$C_M = 386 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Carga última} = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$C_u = (1,4 * 386 \text{ kg/cm}^2) + (1,7 * 500 \text{ kg/m}^2)$$

$$C_u = 1\,390,4 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{C_u}{C_M + C_V}$$

$$F_{cu} = \frac{1\,390,4 \text{ kg/m}^2}{386 \text{ kg/m}^2 + 500 \text{ kg/m}^2} = 1,57$$

- Cálculo de la carga axial

$$P_U = (A_T \cdot C_U) + (P_{p\text{vig}a} \cdot F_{cu})$$

$$P_U = (9,0\text{m}^2 * 1\,390,4\text{kg/m}^2) + ((0,25\text{m} * 0,35\text{m} * 3,0\text{m}) + (0,25\text{m} * 0,3\text{m} * 3\text{m}) * 2400\text{kg/m}^2 * 1,57)$$

$$P_U = 14\,350,5 \text{ kg}$$

- Efectos de esbeltez en columnas

Según el código ACI 318S-11 sección 10.10.1 se permiten ignorar los efectos de esbeltez solo si:

$$\frac{k \cdot l_U}{r} \leq 22$$

Para el cálculo del factor que mide el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ), se determina como:

$$\Psi_A = \frac{\Sigma K_{columnas}}{\Sigma K_{vigas}}$$

Donde las rigideces ( $K$ ) están dados por la relación de momentos de inercia sobre la longitud del elemento, descritos por el ACI 318S-11 sección 10.10.4.1 como:

$$K_{columna} = \frac{I_{columna}}{L_{columna}} = \frac{0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}}{L_{columna}}$$

$$K_{viga} = \frac{I_{viga}}{L_{viga}} = \frac{0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}}{L_{viga}}$$

$$K_{columna} = \frac{0,7 * \frac{0,35m * (0,35m)^3}{12}}{4,20 m} = 2,08 \times 10^{-4} m^4$$

$$K_{viga} = \frac{0,35 * \frac{0,25m * (0,3m)^3}{12}}{2,70m} = 7,29 \times 10^{-5} m^4$$

$$\Psi_A = \frac{2,08 \times 10^{-4} m^4}{7,29 \times 10^{-5} m^4 + 7,29 \times 10^{-5} m^4} = 1,43$$

Extremo inferior por estar empotrado  $\Psi_B = 0$

$$\Psi_{prom} = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

$$\Psi_{prom} = \frac{1,43 + 0}{2} = 0,71$$

- Cálculo del factor de longitud efectiva (k)

El factor de longitud efectiva se puede obtener mediante las ecuaciones de Furlong, las cuales se calculan mediante los siguientes rangos:

$$k = \frac{20 - \Psi_{prom}}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi_{prom}} \quad \text{para } \Psi_{prom} \leq 2$$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \Psi_{prom}} \quad \text{para } \Psi_{prom} \geq 2$$

$$k = \frac{20 - 0,71}{20} \cdot \sqrt{1 + 0,71} = 1,26$$

- Cálculo de la esbeltez

$$E_x = \frac{1,26 * 4,20 \text{ m}}{0,3 * 0,35 \text{ m}} = 50,4 \quad (\text{E} > 22, \text{ considerar efectos de esbeltez})$$

$$E_y = \frac{1,13 * 4,15 \text{ m}}{0,3 * 0,35 \text{ m}} = 44,66 \quad (\text{E} > 22, \text{ considerar efectos de esbeltez})$$

Por los valores obtenidos de la esbeltez, tanto en el sentido X como en el sentido Y, se deben magnificar los momentos actuantes en la columna.

- Magnificación de momentos

Se realizará mediante el procedimiento descrito por el código ACI 318S-11, sección 10.10.5, el cual toma el concepto de magnificador de momento para considerar los efectos de la esbeltez.

- Factor de flujo plástico del concreto

De acuerdo al código ACI 318S-11, sección 10.10.6.2, para su cálculo, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_d = \frac{1,4 \cdot C_M}{1,4 \cdot C_M + 1,7 \cdot C_V}$$

$$\beta_d = \frac{1,4 * 386 \text{ kg/cm}^2}{1,4 * 386 \text{ kg/cm}^2 + 1,7 * 500 \text{ kg/cm}^2} = 0,39$$

- Cálculo de la rigidez EI del material

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{(1 + \beta_d)}$$

$$EI = \frac{0,4 * \left( 15\ 100 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * \frac{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^3}{12} \right)}{(1 + 0,39) * 1000 * 100^2} = 787,45 \text{ ton-m}^2$$

- Carga crítica de pandeo de Euler

En forma generalizada dentro del comportamiento de columnas esbeltas, la carga crítica de Euler establece que el elemento en estudio fallará por pandeo para una carga crítica igual a:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_U)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 787,45 \text{ ton-m}^2}{(1,26 * 4,20 \text{ m})^2} = 277,51 \text{ ton}$$

- Cálculo del magnificador del momento  $\delta_s$

Según el código ACI 318S-11 sección 10.10.6 cuando se consideran efectos de esbeltez, debe calcularse un factor, el cual amplificará los momentos a través de la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{0,75 \cdot P_{cr}}}$$

$$\delta_{s_x} = \frac{1}{1 - \frac{14,35 \text{ ton}}{0,75 \cdot 277,51 \text{ ton}}} = 1,07 \quad \delta_{s_y} = \frac{1}{1 - \frac{14,35 \text{ ton}}{0,75 \cdot 345,04 \text{ ton}}} = 1,06$$

- Cálculo de magnificación de momentos de diseño

$$M_c = \delta_s \cdot M_U$$

$$M_{c_x} = 1,07 \cdot 647,60 \text{ kg-m} = 692,93 \text{ kg-m}$$

$$M_{c_y} = 1,06 \cdot 3672,52 \text{ kg-m} = 3892,87 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero longitudinal por el método de Bresler

- Límites de acero

Según ACI 318S-11 en su sección 21.6.3.1 el área de acero en una columna debe estar dentro de los límites:  $1 \% A_g < A_s < 6 \% A_g$  en zona sísmica.

$$A_{s_{\min}} = 0,01 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,06 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = 73,5 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado con un área del  $1,06 \% A_g$ , de  $12,98 \text{ cm}^2$ , compuesto de 4 núm. 5 + 4 núm. 4.

- Cálculo de las excentricidades

$$e_x = \frac{M_{c_x}}{P_U}$$

$$e_y = \frac{M_{c_y}}{P_U}$$

$$e_x = \frac{692,93 \text{ kg-m}}{14\,350,5 \text{ kg}} = 0,05 \text{ m} \quad e_y = \frac{3\,892,87 \text{ kg-m}}{14\,350,5 \text{ kg}} = 0,27$$

- Relación entre altura del núcleo y base de la columna  $\gamma$

$$\gamma = \frac{h_{\text{núcleo}}}{h_{\text{columna}}}$$

$$\gamma_x = \gamma_y = \frac{35 - 6}{35} = 0,83$$

- Cálculo de la curva  $\rho_\mu$

$$\rho_\mu = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot A_g}$$

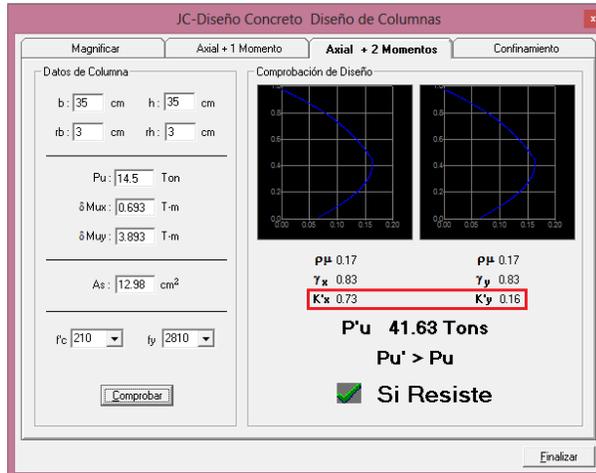
$$\rho_\mu = \frac{12,98 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 30\text{cm}} = 0,17$$

- Cálculo del valor de las diagonales en el diagrama de interacción

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,05 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,14 \quad \frac{e_y}{h_x} = \frac{0,27\text{m}}{0,35 \text{ m}} = 0,77$$

Los resultados de los coeficientes  $k'_x$  y  $k'_y$ , son calculados a través del programa JC-Diseño Concreto, con 0,73 y 0,16, respectivamente.

Figura 82. Diagrama de interacción



Fuente: elaboración propia, empleando JC-Diseño Concreto.

- Cálculo de la resistencia a carga axial

Para obtener el valor de la resistencia a carga axial  $\phi P$ , se procede con el método de la carga recíproca de Bresler, según sección R10.3.6 del comentario del ACI 318S-11 está dada por:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X.

$$P_{nx} = k'x \cdot f'c \cdot b \cdot h$$

$$P_{nx} = 0,73 \cdot 210kg/cm^2 \cdot 35cm \cdot 35cm = 187\,792,5\,kg$$

Resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y.

$$P_{ny} = k'y \cdot f'c \cdot b \cdot h$$

$$P_{ny} = 0,16 \cdot 210kg/cm^2 \cdot 35cm \cdot 35cm = 41\,160,0\,kg$$

Resistencia nominal a cargas axiales con excentricidad cero:

$$\phi P_o = \phi \cdot [0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot fy]$$

$$\phi P_o = 0,70 \cdot [0,85 \cdot 210 \cdot (1\,225 - 12,98) + (12,98 \cdot 2810)]$$

$$\phi P_o = 176\,973,56 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{187\,792,5 \text{ kg}} + \frac{1}{41\,160,0 \text{ kg}} - \frac{1}{176\,973,56}$$

$$P_{ni} = 41\,718,99 \text{ kg}$$

Condiciones:

$$\text{Si } P_{ni} > \frac{P_U}{0,7} \quad (\text{el \u00e1rea de acero cumple})$$

$$\text{Si } P_{ni} < \frac{P_U}{0,7} \quad (\text{aumentar: \u00e1rea de acero o secci\u00f3n de columna})$$

$$\frac{P_U}{0,7} = \frac{14\,350,5 \text{ kg}}{0,7} = 20\,500,71 \text{ kg}$$

$$41\,718,99 \text{ kg} > 20\,500,71 \text{ kg}$$

De acuerdo al resultado anterior, la condici\u00f3n es favorable para el acero longitudinal propuesto, por lo que utilizar\u00e1 4 n\u00fam. 5 + 4 n\u00fam. 4 con un porcentaje del 1,06 %A<sub>g</sub>.

- Refuerzo transversal

Para el dise\u00f1o del refuerzo transversal, seg\u00fan ACI 318S-11, secci\u00f3n 21.6.4.1, debe suministrarse una longitud de confinamiento,  $l_o$ , medida desde ambos extremos. La longitud de confinamiento, debe ser el mayor de:

Condición	Cálculo
Altura del elemento.	35 cm
1/6 de la luz libre del elemento.	420 cm/6 = 70 cm
45 cm	45 cm

- Área mínima de refuerzo transversal por corte

El área total mínima de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento,  $A_{sh}$ , según ACI 318S-11 sección 21.6.4.4 debe ser el mayor de:

Condición	Cálculo
$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$	$A_{sh} = 0,3 * \frac{8,0 * 31 * 210}{2\ 810} \cdot \left( \frac{35^2}{31^2} - 1 \right) = 1,53\ cm^2$
$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$	$A_{sh} = 0,09 * \frac{8,0 * 31 * 210}{2\ 810} = 1,67\ cm^2$

De acuerdo a los cálculos anteriores, el área no debe ser menor a 1,67 cm<sup>2</sup>, por consiguiente, se propone utilizar tres ramas de varillas núm. 3, con un total de 2,14 cm<sup>2</sup>, es decir, un estribo más un eslabón.

- Cálculo de la cuantía volumétrica.

Según ACI 318S-11 sección 21.6.4.4 en la zona de confinamiento debe proporcionarse área de refuerzo transversal, para lo cual, es necesario calcular la cuantía volumétrica.

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{35\text{cm} * 35\text{cm}}{31\text{cm} * 31\text{cm}} - 1 \right) * \left( \frac{210\ \text{kg/m}^2}{2\ 810\ \text{kg/m}^2} \right) = 0,0092$$

$$\rho_s = 0,12 * \left( \frac{210\ \text{kg/m}^2}{2\ 810\ \text{kg/m}^2} \right) = 0,0090$$

De los dos valores anteriores, se utilizará  $\rho_s = 0,0092$ .

En tanto, de acuerdo al código ACI 318S-11 sección 21.6.4.3 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento debe ser el menor de:

Condición	Cálculo
$\frac{1}{4}$ de la dimensión mínima del elemento.	$\frac{35 \text{ cm}}{4} = 8,75 \text{ cm}$
$6d_b$ (diámetro de la barra de refuerzo longitudinal)	$6 * 1,59 \text{ cm} = 9,54 \text{ cm}$
$S_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \quad (S_o \leq 15 \text{ cm})$	$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 27}{3}\right) = 12,66 \text{ cm}$
$S = \frac{Av}{\rho_s \cdot l_n}$	$S = \frac{3 * 0,71 \text{ cm}^2}{0,00924 * 27 \text{ cm}} = 8,54 \text{ cm}$

De las condiciones anteriores, espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento será de 8 cm.

- Armado en zona no confinada

Sección 21.6.4.5 el resto de estribos de la columna, zona no confinada, se requieren estribos cerrados con ganchos sísmicos, con un espaciamiento del menor a:

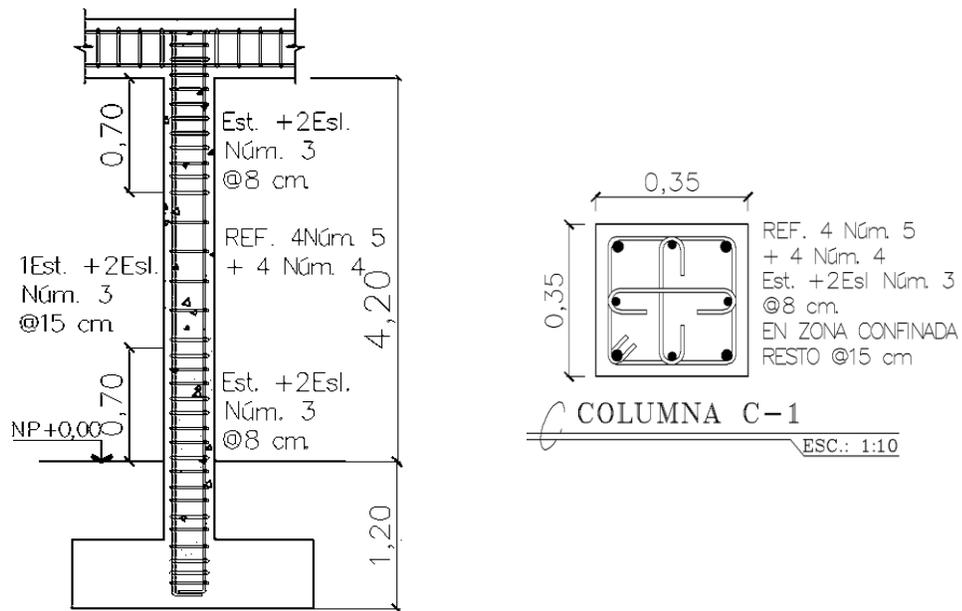
Condición	Cálculo
$6d_b$ (diámetro de la barra de refuerzo longitudinal)	$6 * 1,59 \text{ cm} = 9,54 \text{ cm}$
15 cm	15 cm

Sección 10.13.8.4 el espaciamiento vertical entre los estribos transversales, no debe ser mayor a:

Condición	Cálculo
$h/2$	$\frac{35\text{cm}}{2} = 17,5\text{ cm}$
$48d_{est}$ (diámetro de los estribos)	$48(0,95\text{cm}) = 45,6\text{cm}$
$16d_l$ (diámetro de la barra de refuerzo longitudinal)	$16(1,59\text{cm}) = 25,44\text{cm}$

Armado final: zona confinada: estribo + eslabón núm. 3 @ 8 cm,  $l = 70\text{ cm}$ ;  
 zona no confinada: estribo + eslabón núm. 3 @ 15 cm.

Figura 83. Armado columna C-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

#### 2.2.9.4. Diseño de cimientos

Por la configuración geométrica de la ubicación cercana entre columnas en el eje Y, se procede a diseñar zapatas combinadas.

Para este proyecto se detallará el análisis y diseño de una zapata combinada del marco B, entre los ejes 3 y 4.

Columna C-G

$$P_{1u} = 14\,350,5 \text{ kg}$$
$$M_{1x} = 5\,580,2 \text{ kg-m}$$
$$M_{1y} = 3\,918,1 \text{ kg-m}$$

Columna D-H

$$P_{2u} = 4\,989,90 \text{ kg}$$
$$M_{1x} = 5\,580,2 \text{ kg-m}$$
$$M_{2y} = -3\,093,5 \text{ kg-m}$$

Datos generales:

$$Fcu = 1,57$$
$$V_s = 14\,000,0 \text{ kg/m}^2$$
$$\gamma_s = 1\,500 \text{ kg/m}^3$$

$$D_f = 1,20 \text{ m}$$
$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$Pt = \frac{P_U}{Fcu}$$

$$Pt_1 = \frac{14\,350,5 \text{ kg}}{1,57} = 9\,140,44 \text{ kg} \quad Pt_2 = \frac{4\,989,90 \text{ kg}}{1,57} = 3\,178,28 \text{ kg}$$

$$Pt = Pt_1 + Pt_2$$

$$Pt = 9\,140,44 \text{ kg} + 3\,178,28 \text{ kg} = 12\,318,72 \text{ kg}$$

Cálculo de los momentos de trabajo:

$$M_x = \frac{M_{1x}}{Fcu} \quad \rightarrow \quad M_{tx} = \frac{5\,580,2 \text{ kg-m}}{1,57} = 4\,134,84 \text{ kg-m}$$

$$M_{1ty} = \frac{M_{1x}}{Fcu} \quad \rightarrow \quad M_{1ty} = \frac{3\,918,1 \text{ kg-m}}{1,57} = 2\,495,60 \text{ kg-m}$$

$$M_{2ty} = \frac{M_y}{Fcu} \quad \rightarrow \quad M_{2ty} = \frac{-3\,093,5 \text{ kg-m}}{1,57} = -1\,970,38 \text{ kg-m}$$

Cálculo del centro de gravedad:

$$\Sigma M_A = 0$$

$$Pt_2 \cdot 2,0 - Pt \cdot x + M_{1ty} + M_{2ty} = 0$$

$$x = \frac{3\,178,28 \text{ kg} \cdot 2,0 \text{ m} - 2\,495,60 \text{ kg-m} + 1\,970,38 \text{ kg-m}}{12\,318,72 \text{ kg}} = 0,47 \text{ m}$$

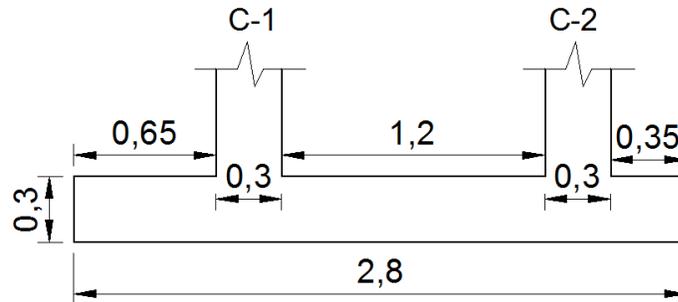
Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 \cdot Pt}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,5 \cdot 12\,318,72 \text{ kg}}{14\,000,0 \text{ kg/m}^2} = 1,32 \text{ m}^2$$

Aunque del predimensionamiento anterior se requiere un área de 1,32m<sup>2</sup>, por las condiciones geométricas y de cargas en las columnas, se propone una longitud total de 2,80m, con voladizos de diferente dimensión, con una base de 1,30m y un área de 3,64m<sup>2</sup>. Por otra parte, se propone un espesor de zapata de 30 cm. Las dimensiones se muestran en la figura 84.

Figura 84. Dimensiones de la zapata combinada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Cálculo de la presión sobre el suelo

La presión del suelo se determina cuando  $q_{m\acute{a}x}$  sea menor que el valor soporte del suelo para que no existan asentamientos en el cimiento y cuando  $q_{m\acute{i}n}$  sea mayor que cero para que no haya esfuerzos de tensión en el suelo, a través de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y}$$

$$S = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 1,30 \text{ m} * (3,25 \text{ m})^2 = 2,29 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{1}{6} * 3,25 \text{ m} * (1,30 \text{ m})^2 = 0,92 \text{ m}^3$$

- Cálculo de la carga total que soporta el suelo

$$P = P_t + P_{cols} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_{cols} = 2 * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 2,50 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 1\ 080,0 \text{ kg}$$

$$P_{suelo} = 4,22 \text{ m}^2 * 0,90 \text{ m} * 1\ 500 \text{ kg/m}^3 = 5\ 697,0 \text{ kg}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 4,22 \text{ m}^2 * 0,3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 3\,038,4 \text{ kg}$$

$$P = 12\,318,72 + 1\,080,0 + 5\,697,0 + 3\,038,4 = 20\,933,52 \text{ kg}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{22\,134,12 \text{ kg}}{4,22 \text{ m}^2} + \frac{4\,134,84 \text{ kg-m}}{2,29 \text{ m}^3} + \frac{2\,495,60 \text{ kg-m}}{0,92 \text{ m}^3} = 9\,763,27 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{22\,134,12 \text{ kg}}{4,22 \text{ m}^2} - \frac{4\,134,84 \text{ kg-m}}{2,29 \text{ m}^3} - \frac{2\,495,60 \text{ kg-m}}{0,92 \text{ m}^3} = 726,84 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo a los resultados anteriores, las dimensiones propuestas son adecuadas, ya que  $q_{\text{máx}} = 9\,763,27 \text{ kg/m}^2 < V_s = 14\,000,0 \text{ kg/m}^2$  y  $q_{\text{mín}} = 726,84 \text{ kg/m}^2 > 0$ .

- Presiones últimas uniformes de diseño

$$q_{d\text{-máx}} = q_{dis\text{-máx}} \cdot B_z$$

$$q_{d\text{-máx}} = 9\,763,27 \text{ kg/m}^2 * 1,30\text{m} = 12\,692,25 \text{ kg/m}$$

- Determinación de los cortantes

Se asume que las cargas de las columnas actúan en sus ejes, para determinar los cortantes en esos dos puntos específicos.

$$V = q_{d\text{-máx}} \cdot m - P$$

$$V_A = 12\,692,25 \text{ kg/m} * 0,75\text{m} - 14\,350,5 \text{ kg} = -4\,831,31 \text{ kg}$$

$$V_B = 12\,692,25 \text{ kg/m} * 0,5\text{m} - 4\,989,90 \text{ kg} = 1\,356,22 \text{ kg}$$

Momento máximo en  $V=0$

$$\frac{x}{4\,831,31} = \frac{2-x}{1\,356,22}$$

$$x = 1,56\text{m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q_{d-m\acute{a}x} \cdot l^2}{2} - P_1 x$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{12\,692,25 \cdot (0,75 + 1,56)^2}{2} - 14\,350,5 \cdot 1,56 = 11\,476,78 \text{ kg-m}$$

$$M_A = \frac{12\,692,25 \cdot 0,75^2}{2} = 3\,569,70 \text{ kg-m}$$

$$M_B = \frac{12\,692,25 \cdot 0,50^2}{2} = 1\,586,53 \text{ kg-m}$$

- Chequeo por corte simple
  - Cálculo del peralte efectivo:

$$d = \text{espesor} - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 30\text{cm} - 7,5\text{cm} - \frac{1,59 \text{ cm}}{2} = 21,7 \text{ cm}$$

- Corte actuante

$$V_{act} = 4\,831,31 \text{ kg}$$

- Cálculo del corte resistente

$$V_R = \emptyset \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 130 \cdot 21,7 = 18\,416,52 \text{ kg}$$

Condición:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$18\,416,52 \text{ kg} > 4\,831,31 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante por punzonamiento

$$V_{act} = Pu - q_{diseño} \cdot A_{punz}$$

$$A_{punz} = (0.30m + 0,217m)^2 = 0,27m^2$$

$$V_{act} = 14\,350,5\,kg - 12\,692,25\,kg/m^2 \cdot 0,27m^2 = 10\,923,59kg$$

- Cálculo del perímetro punzonante

$$b_o = 4(b + d)$$

$$b_o = 4(30cm + 21,7cm) = 206,8\,cm$$

$$V_R = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_R = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot 206,8 \cdot 21,7 = 58\,592,86\,kg$$

Chequeo:

$$\text{Cumple si: } V_R > V_{act}$$

$$58\,592,86\,kg > 10\,360,78\,kg$$

De los cálculos anteriores por comprobaciones tanto de corte simple como corte punzonante, se concluye que el espesor de 30 cm es el adecuado.

- Diseño del refuerzo por flexión
  - Cálculo del área de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{2\,810\,kg/cm^2} \cdot 130cm \cdot 21,7cm = 14,05cm^2$$

- Cálculo del acero requerido en sección longitudinal

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \cdot \left[ (130 \cdot 21,7) - \sqrt{(130 \cdot 21,7)^2 - \frac{11\,476,78 \cdot 130}{0,003825 \cdot 210}} \right]$$

$$A_{s_{req}} = 20,47 \text{ cm}^2$$

De los resultados anteriores, se diseñará con el  $A_{s_{req}}$ , por ser mayor que el acero mínimo.

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
20,47 cm <sup>2</sup>	→	130 cm
1,98 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 130 \text{ cm}}{20,47 \text{ cm}^2} = 12,57 \text{ cm}$$

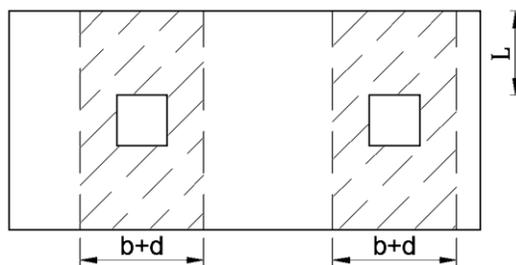
Por criterios de diseño, se colocarán barras núm. 5 @ 10 cm.

- Diseño del acero en sección transversal

$$q_{dis} = \frac{P}{B_z}$$

$$q_{dis} = \frac{14\ 350,5 \text{ kg}}{1,30 \text{ m}} = 11\ 038,85 \text{ kg/m}$$

Figura 85. Franja de refuerzo transversal B y longitud de momento L



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$B = 0,30 \text{ m} + 0,217 \text{ m} = 0,517 \text{ m}$$

$$L = \frac{B_z - b}{2}$$

$$L = \frac{1,3m - 0,30m}{2} = 0,50 m$$

- Cálculo del momento requerido en la sección transversal

$$Mu = \frac{q_{dis} \cdot L^2}{2}$$

$$Mu = \frac{11\,038,85 \text{ kg/m} \cdot (0,50m)^2}{2} = 1\,379,85 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero requerido en sección transversal

$$As_{req} = \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \cdot \left[ (51,7 \cdot 21,7) - \sqrt{(51,7 \cdot 21,7)^2 - \frac{1\,379,85 \cdot 51,7}{0,003825 \cdot 210}} \right]$$

$$As_{req} = 2,56 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero mínimo en sección transversal

$$As_{min} = \frac{14}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 51,7 \text{ cm} \cdot 21,7 \text{ cm} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Se diseñará con el  $As_{min} = 5,59 \text{ cm}^2$  por ser mayor que el acero requerido.

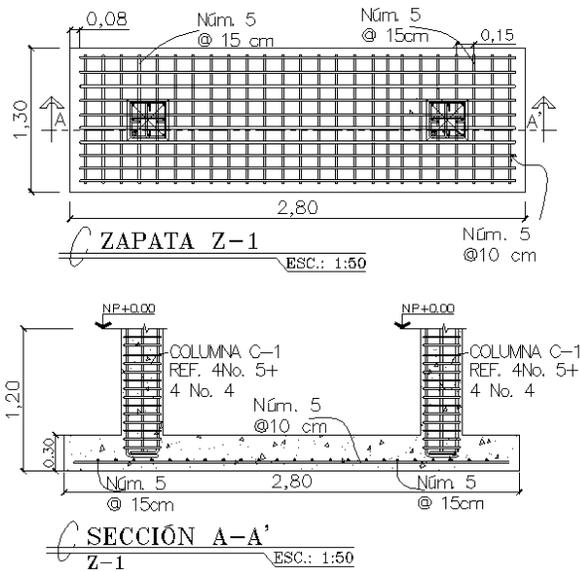
- Cálculo del espaciamiento requerido

As	S
5,59 cm <sup>2</sup>	→ 51,7 cm
1,98 cm <sup>2</sup>	→ ¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 \cdot 51,7 \text{ cm}}{5,59 \text{ cm}^2} = 18,31 \text{ cm}$$

Por criterios de diseño se colocarán barras núm. 5 @ 15 cm.

Figura 86. Armado final de zapata tipo Z-1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.9.5. Diseño de solera hidrófuga-cimiento

Para el diseño de la solera hidrófuga, se propone las recomendaciones dadas por las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas, FHA, que indican lo siguiente:

Sección 503.1 cimientos para paredes: utilizar un cimiento corrido formando cuadros que cierren los ambientes que delimiten, con la peculiaridad de utilizar una sección trapezoidal con las siguientes características:

Ancho de corona = ancho de muro + 1 cm

Ancho = 0,15 m + 0,01 = 0,16m

Ancho de base = 25 cm

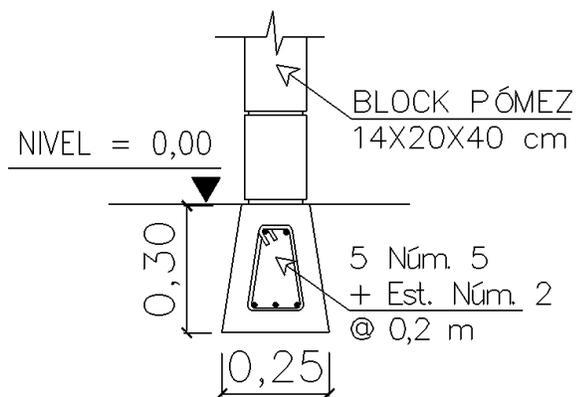
Peralte = 30 cm

Refuerzo superior = 2 núm. 3

Refuerzo inferior = 3 núm. 3 + Estribos núm. 20 *cm*

De lo anterior se muestran los detalles en la figura 87, que será colocada en todos los muros tabiques del edificio.

Figura 87. **Detalle solera hidrófuga-cimiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.9.6. Diseño de gradas

Para el sistema de gradas deben determinarse la cantidad de escalones en función de la diferencia de un nivel a otro, la huella y contrahuella serán diseñadas de acuerdo a los parámetros de comodidad y confiabilidad en el recorrido:

$c$  = contrahuella

$c \leq 20 \text{ cm}$

$H$  = huella

$H > c$

Predimensionamiento:

$c = 17 \text{ cm}$

$$\text{núm. mínimo de escaleras} = \frac{h}{c} = \frac{2,50 \text{ m}}{0,17 \text{ m}} \approx 15 \text{ escalones}$$

$$\text{núm. de huellas} = \text{núm. de contrahuellas} - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ huellas}$$

Relaciones de comodidad:

Condición	Cálculo
$2c + H \leq 64 \text{ cm}$	$2(17 \text{ cm}) + 29 \text{ cm} = 63 \text{ cm}$
$c + H = 45 \text{ a } 68 \text{ cm}$	$17 \text{ cm} + 29 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$
$c \cdot H = 450 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$	$17 \text{ cm} * 29 \text{ cm} = 493 \text{ cm}^2$

De las condiciones anteriores de comodidad, las gradas estarán conformadas por 15 contrahuellas y 14 huellas.

El conjunto de gradas se diseñará como una losa inclinada que trabaja en un sentido, en este caso para determinar el peralte se asume que la losa está simplemente apoyada. De acuerdo a la tabla III se tomará  $t = L/24$ ; siendo L igual a:

$$L = \sqrt{(1,55 \text{ m})^2 + (1,0 \text{ m})^2} = 1,84 \text{ m}$$

$$t = \frac{L}{24}$$

$$t = \frac{1,84 \text{ m}}{20} = 0,092 \text{ m}$$

Por criterio de diseño se tomará un espesor de 10 cm.

- Integración de cargas:

$$CM = W_{gradas} + W_{acabados}$$

$$W_{gradas} = \gamma_{concreto} \cdot \left( t + \frac{c}{2} \right)$$

$$W_{acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{gradas} = 2400 \text{ kg/m}^3 * \left( 0,10 \text{ m} + \frac{0,17 \text{ m}}{2} \right) = 444 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 444 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2 = 494 \text{ kg/m}^2$$

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

Carga mayorada:

$$Cu = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV$$

$$Cu = 1,4 * 494 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1541,6 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

$$M^- = \frac{Cu \cdot L^2}{14} = \frac{1541,6 * 1,87^2}{14} = 385,06 \text{ kg-m}$$

$$M^+ = \frac{Cu \cdot L^2}{9} = \frac{1541,6 * 1,87^2}{9} = 598,98 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del acero mínimo de refuerzo

$$As_{min} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 7,5 \text{ cm} = 3,74 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área requerida en refuerzo superior

$$As_{req} = \frac{0,85 * 210}{2810} \cdot \left[ (100 * 7,5) - \sqrt{(100 * 7,5)^2 - \frac{385,06 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 2,08 \text{ cm}^2$$

Como el acero mínimo es mayor al acero requerido, se realizará el armado con el acero mínimo.

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
3,74 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3,74 \text{ cm}^2} = 18,98 \text{ cm}$$

- Refuerzo inferior

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2810} \cdot \left[ (100 * 7,5) - \sqrt{(100 * 7,5)^2 - \frac{598,98 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 3,27 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
3,27 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3,27 \text{ cm}^2} = 21,71 \text{ cm}$$

Por criterios constructivos, tanto el armado superior como inferior serán con varillas núm. 3 @15 cm.

- Refuerzo transversal

Según ACI 318S-11 sección 7.12.2.1 se utilizará para el refuerzo transversal acero por contracción y temperatura, la siguiente expresión:

$$A_{s_t} = 0,002 \cdot b_u \cdot t$$

$$A_{s_t} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,0 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento requerido

As		S
2,0 cm <sup>2</sup>	→	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	→	¿ S <sub>req</sub> ?

$$S_{req} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2,0 \text{ cm}^2} = 35,5 \text{ cm}$$

Por criterio estructural, el armado por temperatura será con varillas núm. 3 @ 25 cm.

#### 2.2.10. Diseño del techo, según Norma AISC 360-05

El diseño del techo para graderíos consiste en marcos rígidos de estructura metálica, con una luz de 2 m y un voladizo de 4,8 m. Los marcos rígidos son estructuras que tienen elementos verticales o columnas y elementos horizontales o vigas; tienen continuidad entre sí para que trabajen como un único elemento compartiendo las deformaciones.

Un marco rígido resiste las cargas externas esencialmente en virtud de los momentos flexionantes que se desarrollan en los extremos.

- Cálculo y diseño para un marco

Para efectos de cálculo y diseño de los marcos de acero, se tomará un marco intermedio de la estructura y se analizará bajo tres condiciones: 1) aplicando la carga distribuida sobre el marco debido a la carga muerta y viva que actúa verticalmente; 2) la carga se aplicará únicamente en la parte lateral del techo simulando la acción del viento; y 3) se analizará el marco bajo la acción de una carga puntual horizontal en el extremo de la columna para suponer un sismo.

Datos generales:

Sección propuesta W8X10 = 14,88 kg/m

Luz del marco (L) = 2,0 m

Longitud de voladizo = 4,8 m

Espaciamiento entre marcos = 3,0 m

Lámina aluzinc, calibre 26 = 3,0 kg/m

Costanera, perfil C4x2 = 5,7 kg/m

○ Integración de cargas

Carga muerta: corresponde al peso lineal de la lámina, costanera, sobrecarga y el peso propio de la viga.

$$C_M = W_{lámina} + W_{viga} + W_{costaneras} + W_{sc}$$

$$C_M = 3,0 \text{ kg/m} + 14,88 \text{ kg/m} + 5,70 \text{ kg/m} + 100 \text{ kg/m} = 123,58 \text{ kg/m}$$

Carga viva: se tomará para la carga viva 50 kg/m<sup>2</sup> que representa el peso de instalador del techo.

$$C_V = 50 \text{ kg/m}^2 * 3\text{m} = 150 \text{ kg/m}$$

Carga de viento: según AGIES NSE 2-10 sección 5.11 Pachalum se encuentra en una zona con una velocidad básica del viento de 100 km/h.

$$C_{viento} = 0,0048 \cdot V^2; \text{ donde } V = \text{velocidad del viento en km/h}$$

$$C_{viento} = 0,004819 * (100 \text{ km/h})^2 = 48,2 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{viento} = 48,2 \text{ kg/m}^2 * 3\text{m} = 145 \text{ kg/m}$$

Carga de viento: se asumirá como la suma de la carga muerta más un 25 % de la carga viva.

$$C_{sismo} = 2,70 \text{ m} * (123,58 + 0,25(150 \text{ kg/m})) = 434,92 \text{ kg}$$

### 2.2.10.1. Análisis estructural de marcos dúctiles por medio de SAP2000.

El análisis se realizará por medio de *software* SAP2000, determinando los momentos flexionantes, cortantes y cargas axiales que actúan en cada elemento.

Combinaciones de carga: se utilizará el método de diseño por factores de carga y resistencia (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD por sus siglas en inglés), descritas en ASCE 7-05, sección 2.3.

- $1,4 \cdot M$
- $1,2 \cdot M + 1,6 \cdot V$
- $1,2 \cdot M + 1,6 \cdot V + 0,8 \cdot W$
- $1,2 \cdot M + 1,6 \cdot V - 0,8 \cdot W$
- $1,2 \cdot M + 1,0 \cdot V + 1,0 \cdot S$
- $1,2 \cdot M + 1,0 \cdot V - 1,0 \cdot S$

Tabla XLIV. Momentos últimos en vigas (en kg-m)

Viga / voladizo	Momento	$C_M$	$C_V$	$C_W$	$C_S$	$M_U$ (kg-m)
A - B	M (-) izq	386,8	378,0	1 623,9	588,3	2 676,3
	M(-) der	1 269,0	1 232,0	1 542,8	-490,0	4 728,2
B - C	M(-) izq	1 714,0	1 675,0	341,3	0,0	5 009,8
	M(-) der	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Momentos últimos en columnas (en kg-m)**

Columna	Momento	C <sub>M</sub>	C <sub>V</sub>	C <sub>W</sub>	C <sub>S</sub>	M <sub>U</sub> (kg-m)
A - D	M <sub>superior</sub>	-386,2	-377,4	1 624,0	588,3	-2 366,5
	M <sub>inferior</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
B - E	M <sub>superior</sub>	446,6	436,5	1 219,0	497,0	2 251,9
	M <sub>inferior</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Carga axial última en columnas (en kg)**

Columna	C <sub>M</sub>	C <sub>V</sub>	C <sub>W</sub>	C <sub>S</sub>	P <sub>U</sub> (kg)
A - D	703,5	687,6	1 688,3	509,3	3 295,0
B - E	1 866,0	1 706,2	1 688,3	519,3	6 319,7

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Carga axial última en vigas (en kg)**

Viga / voladizo	C <sub>M</sub>	C <sub>V</sub>	C <sub>W</sub>	C <sub>S</sub>	P <sub>U</sub> (kg)
A - B	351,0	342,9	933,9	62,8	1 717,0
B - C	150,4	147,1	681,0	0,0	960,6

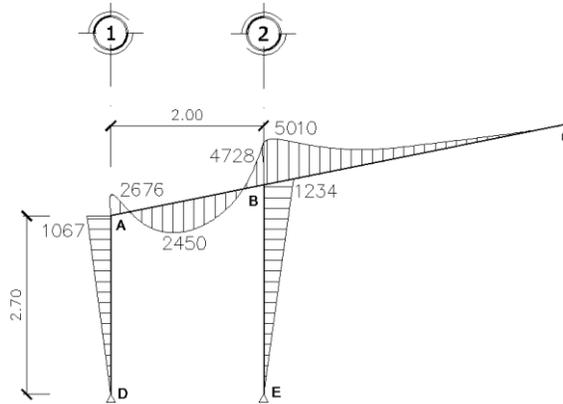
Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. **Carga axial última en columnas (en kg)**

Columna	C <sub>M</sub>	C <sub>V</sub>	C <sub>W</sub>	C <sub>S</sub>	P <sub>U</sub> (kg)
A - D	703,5	687,6	1 688,3	509,3	3 295,0
B - E	1 866,0	1 706,2	1 688,3	519,3	6 319,7

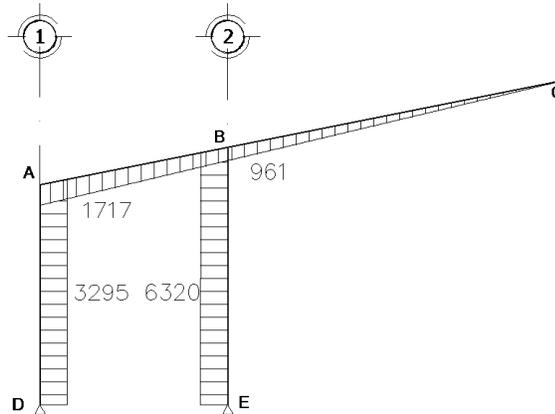
Fuente: elaboración propia.

Figura 88. **Diagrama de momentos últimos (kg-m) en vigas y columnas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 89. **Diagrama de cargas axiales (en kg) en vigas y columnas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

### 2.2.10.2. Diseño de columna

De acuerdo a las especificaciones del AISC 360-05 para elementos diseñados a compresión, debe comprobarse que la esbeltez  $KL/r$  no sea mayor que 200. Asimismo, el factor de la longitud efectiva,  $K$ , se asume 1 por la condición articulada en su base. Se propone un perfil W8x10. Las propiedades de la sección propuesta se muestran en la tabla XLIX.

Tabla XLIX. **Propiedades del perfil W8x10**

Área(plg <sup>2</sup> )	Altura (plg)	Ancho (plg)	R <sub>x-x</sub> (plg)	R <sub>y-y</sub> (plg)
2,96	7,89	3,94	3,22	0,84

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la esbeltez

$$\text{Esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

Donde

$K = 1$  (longitud efectiva)

$L = 3,12$  (longitud del elemento)

$r =$  radio de giro

$$\text{Esbeltez} = \frac{1 * 3,12m * 3,28pies * 12plg}{0,84 plg} = 146,19 < 200 \quad (\text{cumple})$$

- Carga crítica de pandeo

Se calcula mediante la ecuación E3-4 del AISC 360-05 como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Donde

$F_e =$  carga crítica de pandeo

$E = 29 \times 10^6$  lb/plg<sup>2</sup> módulo de elasticidad del acero

$KL/r =$  relación de esbeltez del elemento

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29 \times 10^6}{(146,19)^2} = 13\,392,52 \text{ lb/plg}^2$$

Tensión de pandeo por flexión,  $F_{cr}$  se determina con las siguientes condiciones:

$$\text{Si } F_e \geq 0,44F_y \rightarrow F_{cr} = (0,658^{F_y/F_e}) \cdot F_y$$

$$\text{Si } F_e \leq 0,44F_y \rightarrow F_{cr} = 0,877F_e$$

$$13\,392,52 \text{ lb/plg}^2 \leq 0,44(36\,000 \text{ lb/plg}^2)$$

$$13\,392,52 \text{ lb/plg}^2 \leq 15\,840,0 \text{ lb/plg}^2$$

Conclusión

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

$$F_{cr} = 0,877(13\,392,52 \text{ lb/plg}^2) = 11\,745,24 \text{ lb/plg}^2$$

Resistencia a la compresión

$$P_u = \phi F_{cr} \cdot A_g$$

$$P_u = 0,90 * 11\,745,24 \text{ lb/plg}^2 * 2,96 \text{ plg}^2$$

$$P_u = 31\,289,32 \text{ lb}$$

Cumple si  $P_u > A_u$

$$A_u = 6\,319,7 \text{ kg} * \frac{2,205 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 13\,934,94 \text{ lb}$$

$$P_u = 31\,289,32 \text{ lb} > A_u = 13\,934,94$$

La resistencia a la compresión,  $P_u$  es mayor a la carga axial del análisis estructural,  $A_u$ ; por lo que se concluye que la sección W8x10 es adecuada.

### 2.2.10.3. Diseño de vigas

Las vigas metálicas son elementos estructurales generalmente colocados en posición horizontal y que soportan una carga vertical, acción que permitirá flexionarse hacia abajo, mientras que la parte superior estará en compresión.

Los esfuerzos axiales provocan un esfuerzo de momento flector al actuar a una distancia de la fibra neutra de la viga. Para efectos de diseño, es necesario establecer la relación de esbeltez de la viga, con una sección propuesta W8x15, que se muestra a continuación:

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\text{Esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

Donde

$$K=1$$

$$L=1,50 \text{ m (distancia entre costaneras)}$$

$$\frac{1 * 1,50\text{m} * 3,28\text{pies} * 12\text{plg}}{0,84 \text{ plg}} = 70,28 < 200 \quad (\text{cumple})$$

Cálculo de esfuerzo axial (fa)

$$fa = \frac{P}{A}$$

Donde

$$P = \text{carga axial}$$

$$A = \text{área de la sección propuesta}$$

$$fa = \frac{1\,717,0 \text{ kg} * 2,205 \text{ lb}}{2,96 \text{ plg}^2} = 1\,279,05 \text{ lb/plg}$$

Cálculo de esfuerzo axial permisible (Fa)

$$Fa = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2Cc^2}\right] \cdot fy}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8Cc} - \frac{(KL/r)}{8Cc^3}}$$

Donde

$KL/r$  = relación de esbeltez

$f_y$  = resistencia a la fluencia del acero

$C_c$  = 126,1 relación de esbeltez para acero A36

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(70,28)^2}{2(126,1)^2}\right] * 36\,000}{\frac{5}{3} + \frac{3(70,28)}{8(126,1)} - \frac{(70,28)}{8(126,1)^3}} = 16\,212,29 \text{ lb/plg}^2$$

Se comprueba que se cumpla  $\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15$  de acuerdo a las especificaciones de AISC.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{1\,279,05 \text{ lb/plg}}{16\,212,29 \text{ lb/plg}^2} = 0,079 < 0,15 \quad (\text{cumple})$$

Cálculo del esfuerzo de flexión

$$f_b = \frac{M_{\text{máx}}}{S}$$

$$f_b = \frac{5\,009,8 \text{ lb-plg}}{0,84 \text{ plg}} = 5\,964,05 \text{ lb/plg}^2$$

Cálculo del esfuerzo de flexión permisible (Fb)

$$F_b = 0,66F_y$$

$$F_b = 0,66(36\,000 \text{ lb/plg}^2) = 23\,760,0 \text{ lb/plg}^2$$

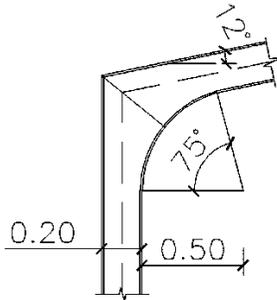
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$\frac{1\,279,05 \text{ lb/plg}}{16\,212,29 \text{ lb/plg}^2} + \frac{5\,964,05 \text{ lb/plg}^2}{23\,760,0 \text{ lb/plg}^2} = 0,33 < 1 \quad (\text{cumple})$$

- Predimensionamiento de la rodilla.

Por criterios de diseño y estética el radio para la rodilla sea 2,5 veces el peralte mayor de la sección viga-columna, por tal razón, para este diseño se propone que el radio  $r = 0,635$  m. Por medio de relaciones geométricas y considerando que el ángulo viga-columna para esta estructura será de  $12^\circ$ , se obtiene:

Figura 90. **Detalle de rodilla del marco**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

#### 2.2.10.4. **Cálculo de la separación de costaneras**

$$W = S \cdot (W_{CM} + W_{CV}) + W_{costanera}$$

Carga muerta:

$$W_{lámina} = 4,20 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{instalaciones} = 2 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{costanera} = 5,70 \text{ kg/m}$$

$$W = S_c \cdot (W_{CM} + W_{CV}) + W_{costanera}$$

$$W = S_c * (6,2 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) + 5,70 \text{ kg/m}$$

Se calcula el momento resistente en base a la geometría de las costaneras y la fórmula siguiente:

$$f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M}{S}$$

Donde

I = inercia de la sección

S = módulo de sección

c = distancia al eje neutro

M= momento resistente

- Cálculo momento resistente

$$M = S \cdot Fb$$

Donde

$$Fb = 0,6 \cdot fy$$

$$fy = 36\,000 \frac{lb}{plg^2} * \frac{1 plg^2}{(2,54 cm)^2} * \frac{1 kg}{2,205 lb} = 2\,530 kg/cm^2$$

$$Fb = 0,6 * 2\,530 kg/cm^2 = 1\,518,0 kg/cm^2$$

$$M = 9,06 cm^3 * 1\,518,0 kg/cm^2 = 13\,753,1 kg-cm$$

$$M = 137,53 kg-m$$

- Cálculo del momento máximo

$$M = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

Donde

L= 3 m (luz entre vigas)

$$M = \frac{W * (3 m)^2}{8}$$

Despejando W en la ecuación de momento máximo:

$$W = \frac{M}{1,125m^2}$$

$$W = 137,53 \text{ kg-m}/1,125m^2 = 122,25 \text{ kg/m}$$

Sustituyendo W en ecuación 1, se obtiene:

$$122,25 \text{ kg/m} = S_c * (6,2 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) + 5,70 \text{ kg/m}$$

$$S_c = \frac{122,25 \text{ kg/m} - 5,70 \text{ kg/m}}{6,2 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2} = 2,07 \text{ m}$$

No obstante, por criterio de diseño se tomará una separación de 1,5 m entre costaneras C4x2.

#### 2.2.10.5. Diseño de placa unión en rodilla

De acuerdo al análisis estructural, con  $P = 1\,717,0 \text{ kg}$ , el área de la placa corresponde a:

$$\text{Área} = \frac{P}{Fa}$$

Donde

P = carga axial

Fa = esfuerzo permisible

$$Fa = 0,75Fy$$

$$\text{Área} = \frac{1\,717,0 \text{ kg}}{0,75 * 2\,530 \text{ kg/cm}^2} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área} = 0,90 \text{ cm}^2 * \frac{(1 \text{ plg})^2}{(2,54 \text{ cm})^2} = 0,14 \text{ plg}^2$$

Sin embargo, se propone una placa de 10"x5"=50 plg<sup>2</sup>

- Cálculo del esfuerzo en la placa propuesta

$$P = 1\,717,0 \text{ kg} * \frac{2,05 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 3\,519,85 \text{ lb}$$

$$Fp = \frac{P}{A}$$

$$Fp = \frac{3\,519,85 \text{ lb}}{50 \text{ plg}^2} = 70,40 \text{ lb/plg}^2$$

Espesor, t, de la placa

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot Fp \cdot n^2}{Fa}}$$

Donde

Fp = esfuerzo en la placa

Fa = esfuerzo permisible

$$n = 1 \frac{1}{4}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 * (70,40 \text{ lb/plg}^2) * (1,25)^2}{0,75 * 36\,000 \text{ lb/plg}^2}} = 0,11 \text{ plg}$$

Del cálculo anterior, se propone utilizar una placa con espesor de 1/8"

## 2.2.11. Diseño de instalaciones

El graderío contará con servicios básicos de agua potable, drenaje y energía eléctrica, los cuales deben ser capaces de suplir la demanda para su funcionamiento.

### 2.2.11.1. Agua potable

El sistema de agua potable consiste en un circuito cerrado; el cual consta de 3 componentes básicos: acometida de agua potable, red de distribución (circuitos y accesorios) y los artefactos sanitarios en edificación.

Se describen a continuación los criterios básicos de diseño y los parámetros que debe cumplir cada uno de los componentes. Para el diseño de red de agua potable se utilizará el método de Hunter.

- Determinación de los subramales

Para determinar el diámetro de los subramales el cual depende del tipo de artefacto que se va a abastecer, se utilizará la tabla L, que es una estimación preliminar que puede variar por algún artefacto en particular.

Tabla L. **Diámetro de los subramales**

Tipo de aparato sanitario	Diámetro del sub-ramal (en pulg)		
	Presiones hasta 10 m	Presiones mayores de 10m	Diámetro mínimo
Lavamanos	1/2	1/2	1/2
Bidet	1/2	1/2	1/2
Tina	3/4 - 1/2	3/4	1/2
Ducha	3/4	1/2	1/2
Grifo de cocina	3/4	1/2	1/2
Inodoro con tanque	1/2	1/2	1/2
Inodoro con válvula	1 1/2 - 2	1	1 1/4
Urinario con tanque	1/2	1/2	1/2
Urinario con válvula	1 1/2 - 2	1	1

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 54.

De acuerdo a la tabla L, los diámetros propuestos a utilizar son:

Lavamanos Ø ½”

Inodoro con tanque Ø ½”

Urinario con tanque Ø ½”

- Cálculo de la línea principal

Se le asignará a cada uno de los aparatos sanitarios, unidades de gasto o unidades Hunter (UH).

- Accesorios

21 lavamanos por 1UH	→	21 UH
21 inodoros por 3UH	→	63 UH
20 urinarios por 3 UH	→	<u>60 UH</u>
Total		144 UH

Tabla LI. **Gastos probables utilizando el método de Hunter (lt/s)**

No.	Tanque	Válvula	No.	Tanque	Válvula
3	0,12	-	60	1,25	2,11
4	0,16	-	70	1,36	2,23
5	0,23	0,91	80	1,45	2,35
6	0,25	0,94	90	1,56	2,45
7	0,28	0,97	100	1,67	2,55
8	0,29	1,00	110	1,75	2,60
9	0,32	1,03	120	1,83	2,72
10	0,31	1,06	130	1,91	2,80
20	0,54	1,33	140	1,98	2,85
30	0,75	1,55	150	2,06	2,95
40	0,91	1,74	160	2,14	3,04
50	1,13	1,97	170	2,22	3,12

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 50.

De acuerdo a la tabla LI, el gasto probable es de 3,2 lt/s (1,35 lt/s para las unidades con válvula y 1,85 lt/s para las unidades con tanque).

Para el cálculo del diámetro de la línea principal se utilizará la ecuación de Hazen y Williams:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743,811 * 60 * 3,02^{1,85}}{150^{1,85} * 20}} = 0,75 \text{ pulg}$$

El diámetro a usar para la línea de distribución que alimenta los diferentes niveles será 3/4”.

### 2.2.11.2. Drenajes

La instalación de drenaje está conformada por tubería PVC para la evacuación desde cada servicio, mientras que la tubería PVC para bajadas de agua pluvial estará conformada en una pendiente del techo de 20 %.

- Drenaje sanitario

Utilizando la tabla XXXII se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, dependiendo la clase de instalación, se colocará un diámetro de tubería de 3 pulgadas para las derivaciones simples y se procede a calcular el número de unidades mueble (UM) por cada nivel, y se estima un caudal por nivel, quedando de la siguiente forma:

27 lavamanos por 1 UM	→	27 UM x 0,75 lt/s	→	20,25 lt/s
17 inodoros por 4 UM	→	68 UM x 2 lt/s	→	136,00 lt/s
12 urinarios por 4 UM	→	48 UM x 1 lt/s	→	48,00 lt/s
16 duchas por 3 UM	→	48 UM x 0,5 lt/s	→	24,00 lt/s
		Total		228,25 lt/s

De acuerdo a los resultados anteriores el diámetro de tubería para el colector será de 4 pulgadas.

- Drenaje pluvial

El objetivo del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de la precipitación pluvial, se dispondrán 9 bajadas de agua pluvial para drenar el techo del graderío y el diámetro a utilizar será de 3 pulgadas.

### **2.2.11.3. Eléctricas**

El diseño de la instalación eléctrica para los ambientes del graderío está basado en el Manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA), de acuerdo a los lineamientos de la sección VII: edificios, apartamentos, centros comerciales y construcciones similares.

- Circuitos

Los circuitos de iluminación y fuerza deben protegerse con un flipón de 15 a 30 amperios dependiendo de los elementos conectados al circuito. Para el cálculo se utilizó el método del total de potencia que consiste en la sumatoria de los watts y kilowatt de todos los elementos como lámparas, tomacorrientes y conexiones eléctricas necesarias para obtener la iluminación en cada ambiente.

- Lámparas

$$19 \text{ lámparas de } 80 \text{ w} = 1\,520 \text{ w}$$

- Tomacorrientes

$$16 \text{ tomacorrientes de } 120 \text{ w} = 1\,920 \text{ w}$$

$$\text{Potencia total} = 3\,440 \text{ w}$$

Se colocarán 8 circuitos, 4 para iluminación y 4 para fuerza.

- Conductores

El calibre de los conductores debe satisfacer la necesidad requerida en cálculos pero en ningún caso podrá ser menor a 12 AWG, el cual posee una capacidad para resistir 20 amperios.

- Ductos y tuberías

Para los circuitos de iluminación se utilizará tubería plástica (poliducto) de diámetro ¾” para los circuitos de iluminación y se utilizará tubo PVC eléctrico de diámetro ¾” para los circuitos de fuerza.

## 2.2.12. Presupuesto del proyecto

El proyecto se elaboró con base en precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se cotizan en el municipio. En relación a la mano de obra, tanto calificada como no calificada, se utilizaron salarios manejados por la municipalidad en casos similares a este; en cuanto a costos indirectos se utilizó el 30 %.

Tabla LII. Resumen presupuesto graderío

No.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL DEL RENLÓN
1	Trabajos preliminares				
1.1	Trazo y estaqueado	200	ml	Q 12,00	Q 2 400,00
1.2	Excavación	155	m <sup>3</sup>	Q 70,00	Q 10 850,00
2	Cimentación				
2.3	Zapata tipo Z-1	20	unidad	Q 3 356,75	Q 67 135,00
2.5	Solera hidrófuga	95	ml	Q 172,55	Q 16 392,25
3	Columnas				
3.1	Columna C-1	90	ml	Q 825,30	Q 74 277,00
3.2	Columna C-2	50	ml	Q 730,25	Q 36 512,50
3.3	Columna C-3	25	ml	Q 256,25	Q 6 406,25

Continuación de tabla LII.

5	Vigas				
5.1	Viga tipo V-1	55	ml	Q 655,90	Q 36 074,50
5.2	Viga tipo V-2	55	ml	Q 698,45	Q 38 414,75
5.3	Viga tipo V-3	40	ml	Q 648,30	Q 25 932,00
5.4	Viga tipo V-4	49	ml	Q 605,25	Q 29 657,25
6	Losa y graderío	285	m <sup>2</sup>	Q 784,15	Q 223 482,75
7	Módulo de gradas	30	m <sup>2</sup>	Q 510,75	Q 15 322,50
8	Techo estructura metálica	150	m <sup>2</sup>	Q 1 735,40	Q 260 310,00
9	Instalaciones				
9,1	Instalaciones hidráulidas	1	Global	Q 11 125,00	Q 11 125,00
9,2	Instalaciones sanitarias	1	Global	Q 22 418,60	Q 22 418,60
9,3	Instalaciones eléctricas	1	Global	Q 19 654,25	Q 19 654,25
10	Acabados				
10.1	Repello más cernido	525	m <sup>2</sup>	Q 45,00	Q 23 625,00
10.2	Pintura	3	cubeta	Q 400,00	Q 1 200,00
10.3	Piso de concreto	230	m <sup>2</sup>	Q 65,00	Q 14 950,00
10.4	Puertas de metal	1	Global	Q 13 140,60	Q 13 140,60
10.5	Ventanería de aluminio	1	Global	Q 7 256,25	Q 7 256,25
<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 1 021 358,03</b>

Total del proyecto en letras:	un millón veintiúnmil trescientos cincuenta y ocho quetzales con tres centavos.
-------------------------------	---

Fuente: elaboración propia.



## CONCLUSIONES

1. Se identificaron las necesidades de infraestructura de cultura y deporte como resultado de una investigación diagnóstica realizada en la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché, entre la que destacó el diseño de la estructura para graderíos.
2. Se realizó el análisis estructural de ambas estructuras con el método matricial de rigideces y al hacer una comparación con software SAP2000, se obtuvo una diferencia del 0 %, concluyendo que el método de rigideces es eficaz en cuanto a su precisión de resultados.
3. Se elaboró el presupuesto para ambos proyectos considerando aspectos de costos, tanto de materiales como de mano de obra de la localidad, Asimismo, se utilizó un costo indirecto de 30 %.
4. En base a normas y códigos utilizados en los cálculos obtenidos del diseño estructural se realizó un juego de planos para cada proyecto, como una herramienta indispensable para el proceso de construcción.



## RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Pachalum

1. Garantizar una supervisión técnica a través de un profesional de la Ingeniería Civil en la ejecución de los dos proyectos, para que se cumpla con las especificaciones técnicas contenidas en los planos.
2. Hacer constar que en los proyectos se han utilizado materiales certificados de buena calidad, para evitar problemas posteriores relativos al mal funcionamiento o deterioro de las estructuras.
3. Para ambos proyectos debe estar a cargo personal calificado y que sea nombrado por la municipalidad para que se encargue de aspectos de seguridad, salubridad y mantenimiento en general.
4. Actualizar los precios de los materiales y la mano de obra al momento de que el proyecto sea aprobado, por cuestiones de fluctuaciones en el mercado de la construcción.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Reglamento para construcciones de concreto*. código ACI 318-11 318S-11. 541 p.
2. American Institute of Steel Construction. *Specification for structural steel buildings*. ANSI/AISC 360-05. 518 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *NSE 1-10 Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala: AGIES, 2010. 28 p.
4. \_\_\_\_\_. *NSE 2-10 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala: AGIES, 2010. 72 p.
5. \_\_\_\_\_. *NSE 3-10 Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: AGIES, 2010. 50 p.
6. BRESLER, Boris. *Diseño de estructuras de acero*. 1a. ed. México: Centro Regional de Ayuda Técnica, 1970. 926 p.
7. ESCOBAR, Jorge. *Introducción a la tipología estructural*. 2da. ed. Guatemala: USAC, 1997. 180 p.

8. ESTEVA, Luis. *Earthquake engineering reseach and practice in México after the 1985 Earthquake*. Wakrakei: Inform of New Zeland National Society for Earthqueake Engineering, 1987. 50 p.
9. Federal Emergency Management Agency. *Recomended seismic provisions for new buildings and other structures*. Washington, D.C.: FEMA P-750, 2009. 406 p.
10. GARCÍA SICAL, Limna. *Elaboración de la monografía del municipio de Pachalum, Quiché*. Trabajo de graduación. Facultad de Humanidades, USAC: 2009. 91 p.
11. GONZÁLEZ CUEVAS, Óscar. *Análisis estructural*. México D. F.: Limusa, 2013. 803 p.
12. HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. 8a. ed. México: Pearson Educación. 2012. 720 p.
13. JUÁREZ BADILLO, Eulalio. *Mecánica de suelos*. México: Limusa, 2003. 629 p.
14. LAIBLE. Jeffrey. *Análisis estructural*. 1a. ed. México: McGraw-Hill, 1988. 910 p.
15. MELI PIRALLA, Roberto. *Diseño estructural*. México D. F.: Limusa, 2008. 587 p.
16. MELI PIRALLA, Roberto. *Diseño sísmico de edificios*. 2a. ed. México D. F.: Limusa, 2008. 309 p.

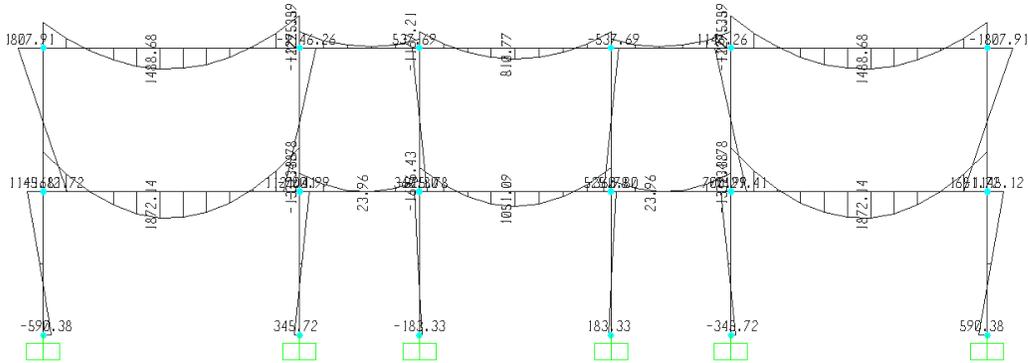
17. NAWY, Eduard. *Concreto reforzado: un enfoque básico*. México: Prentice-Hall Hispanoamericana. 1988. 755 p.
18. McCORMAC; Jack. *Diseño de estructuras de acero*. 5a. ed. México: Alfaomega, 2013. 737 p.
19. McCORMAC; Jack. *Diseño de concreto reforzado*. 8a. ed. México: Alfaomega, 2011. 724 p.
20. NEWMARK, Nathan. *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*. Illinois: Portland Cement Association, 1991. 318 p.
21. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a. ed. Bogotá: McGraw-Hill, 1999. 722 p.
22. OÑATE, Eugenio. *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos*. 1a. ed. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1992. 838 p.
23. PARK, R. & PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa, 1988. 796 p.
24. PAULAY, Thomas. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Unites States of America: John Wiley & Sons, Inc, 1992. 764 p.

25. RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 157 p.
26. ROMÁN SALGADO, *Torsión sísmica en edificios asimétricos, un nuevo enfoque práctico*. México D.F.: UNAM, 2012. 47 p.
27. ROMO PROAÑO, *Temas de hormigón armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito, 2015. 355 p.
28. SALAS, Óscar. *Ensayos triaxiales para suelos*. Costa Rica: Portal de Revistas Académicas, 2011. 35 p.
29. SIC GARCÍA, Angel Roberto. *Guía teórica y práctica del curso concreto armado 2*. Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1988. 326 p.
30. TALY, Naredra. *Design of reinforced masonry structures*. 2a. Ed. Unites States of America: McGraw-Hill, 2010. 753 p.
31. URIBE ESCAMILLA, Jairo. *Análisis de estructuras*. 2a. ed. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería, 2000. 814 p.

## APÉNDICES

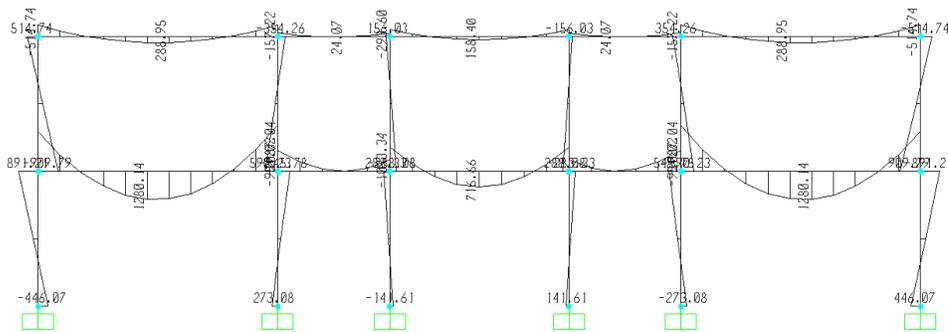
1. Momentos por carga muerta (kg-m) marco 2
2. Momentos por carga viva (kg-m) marco 2
3. Momentos por carga de sismo (kg-m) marco 2
4. Envolvente de momentos (kg-m) marco 2
5. Envolvente de momentos (kg-m) marco B
6. Envolvente de momentos (kg-m) marco 1
7. Envolvente de momentos (kg-m) marco B
8. Envolvente de momentos (kg-m) estructura metálica, marco B
9. Planos constructivos centro de capacitación para la mujer.
10. Planos constructivos estructura para graderíos y área de servicios para el estadio de la aldea Llano Grande, Pachalum, Quiché.

**Apéndice 1. Momentos por carga muerta (kg-m) marco 2**



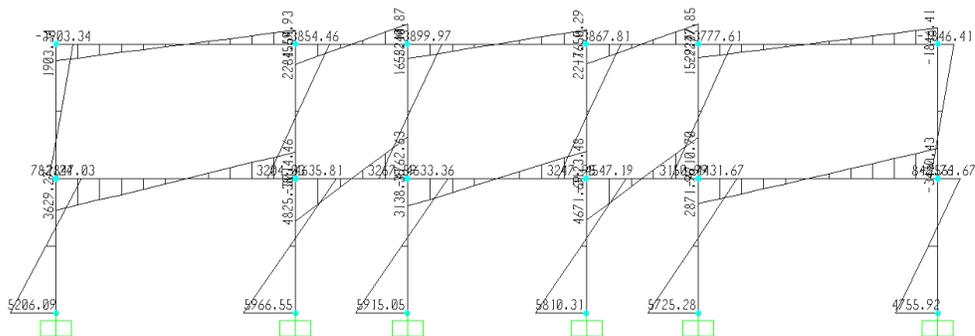
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

**Apéndice 2. Momentos por carga viva (kg-m) marco 2**



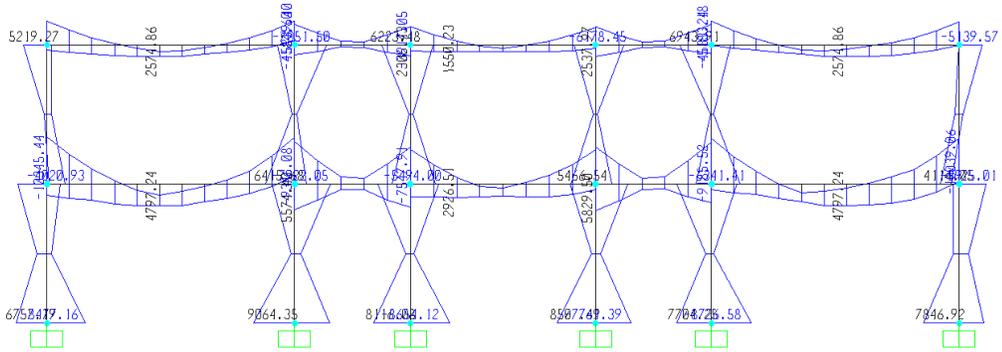
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

**Apéndice 3. Momentos por carga de sismo (kg-m) marco 2**



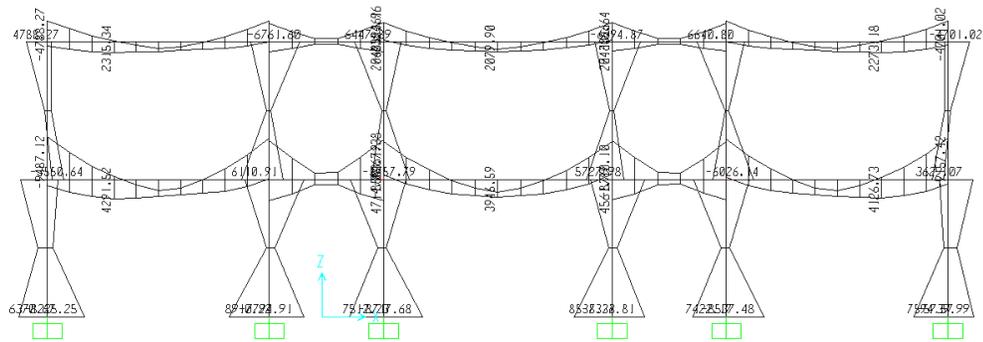
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

#### Apéndice 4. Envoltente de momentos (kg-m) marco 2



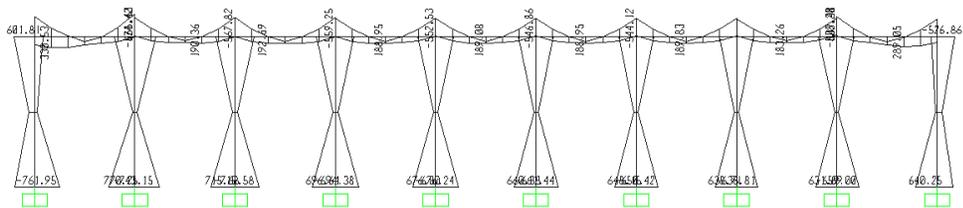
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

#### Apéndice 5. Envoltente de momentos (kg-m) marco B



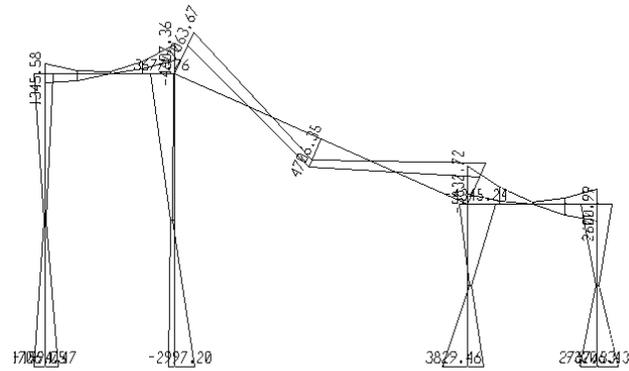
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

#### Apéndice 6. Envoltente de momentos (kg-m) marco 1



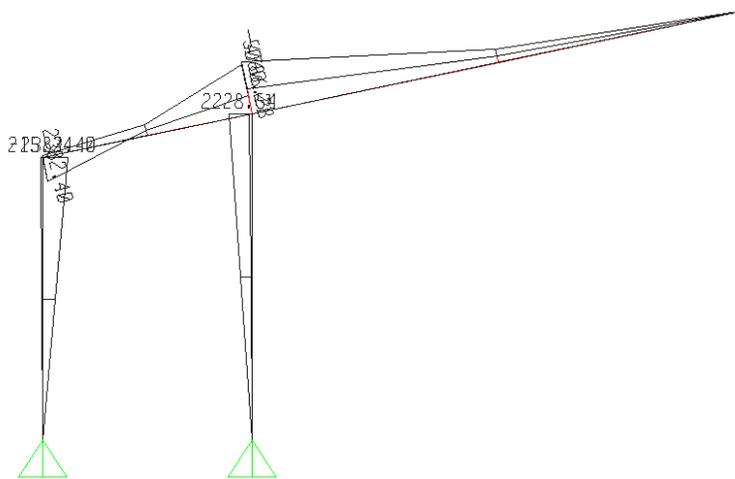
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

**Apéndice 7. Envolvente de momentos (kg-m) marco B**

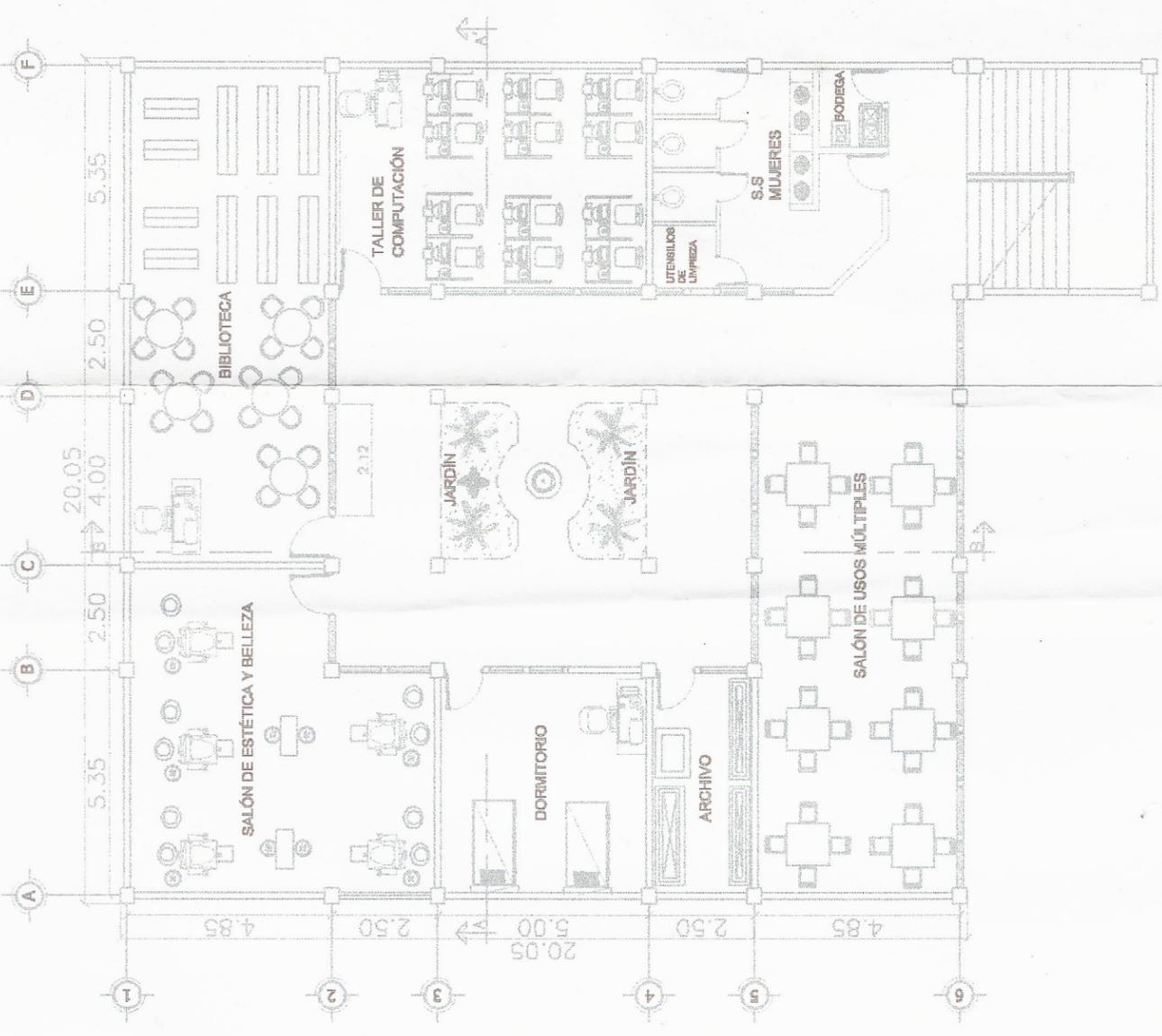


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.

**Apéndice 8. Envolvente de momentos (kg-m) estructura metálica, marco B**

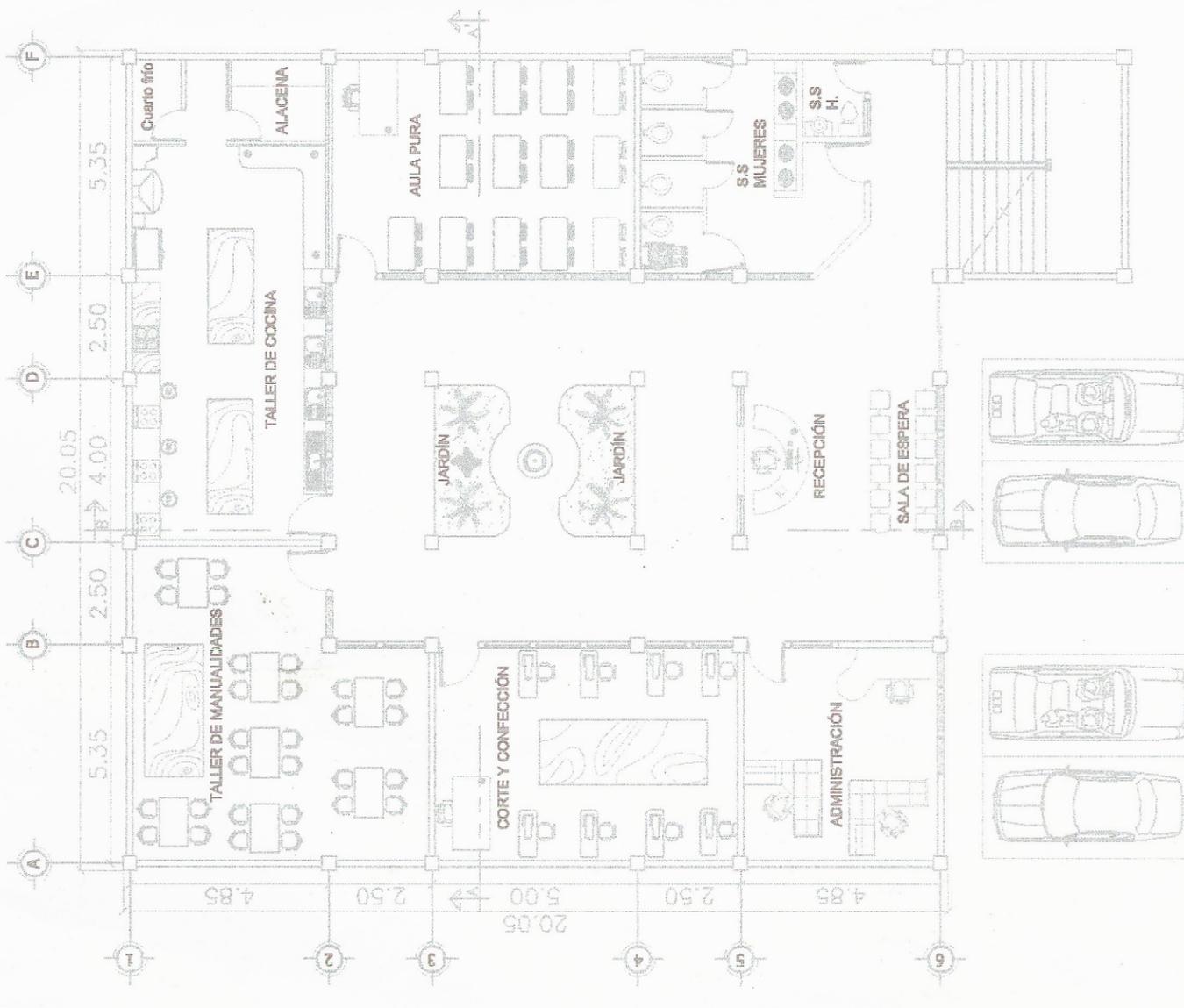


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000 V12.



PLANTA AMUEBLADA, SEGUNDO NIVEL

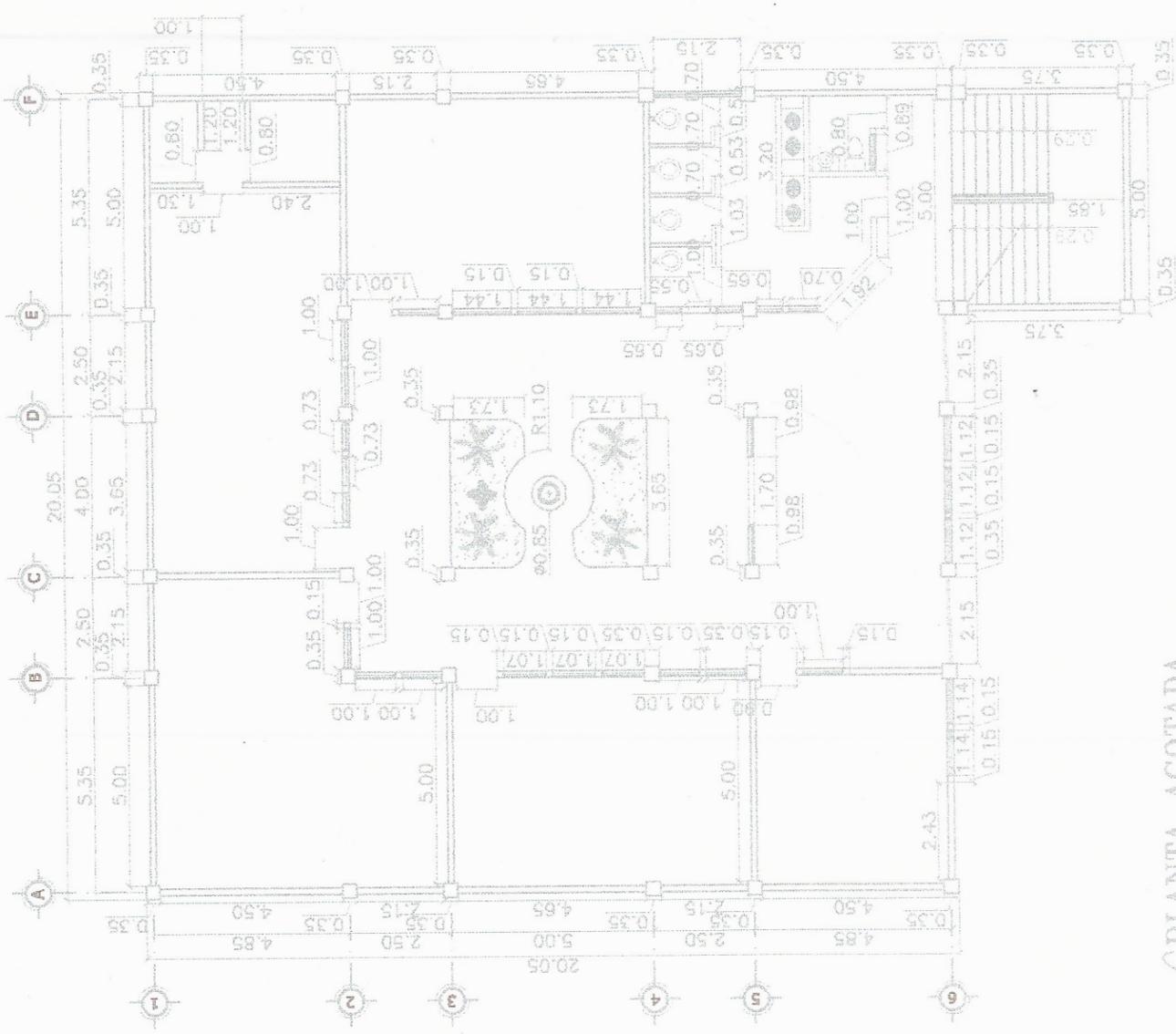
ESC. 1:125



PLANTA AMUEBLADA, PRIMER NIVEL

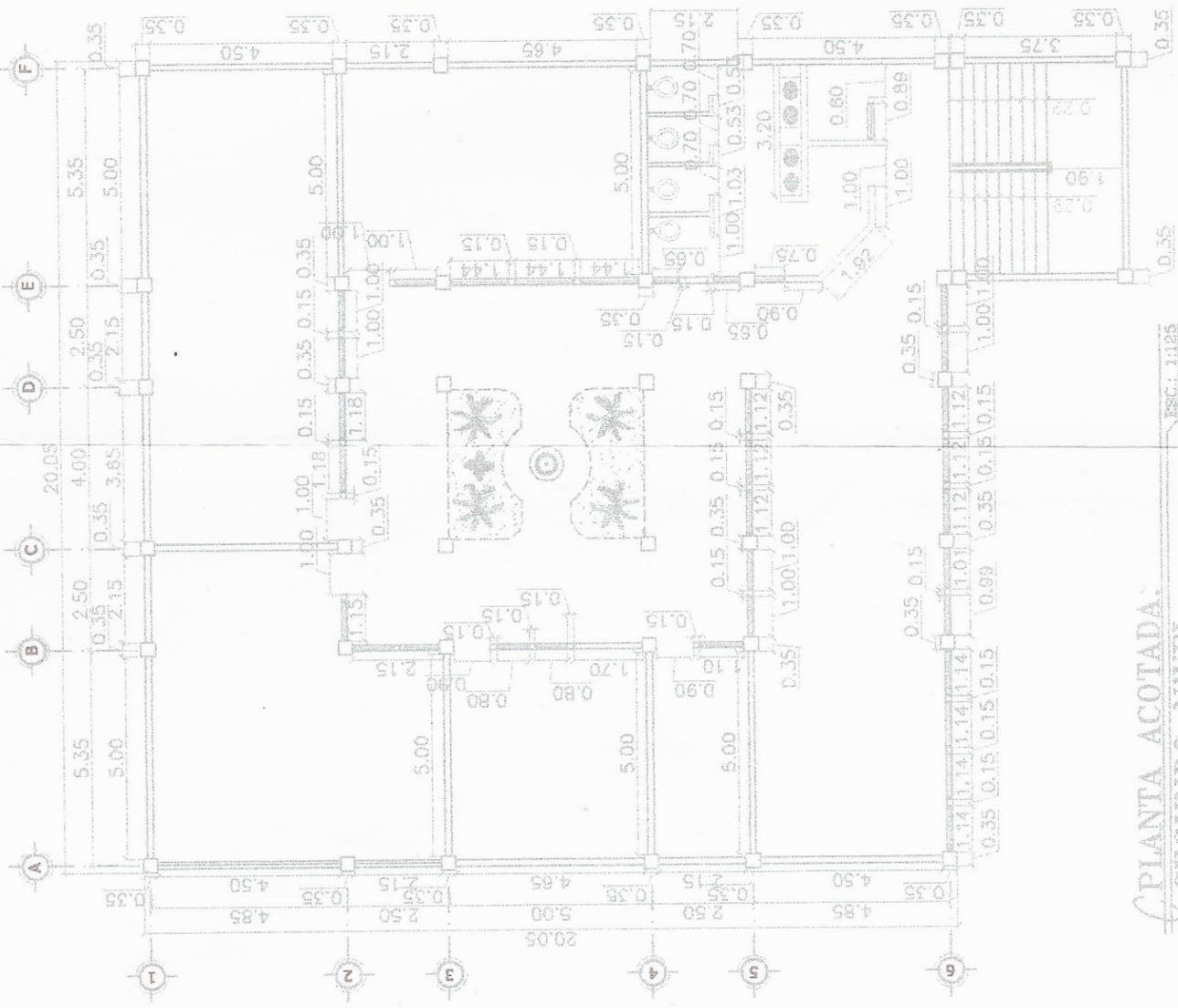
ESC. 1:125

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA MUJERES		PLANTA AMUEBLADA
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	ESCALA: INDICADA	FECHA: 19 DE MARZO DE 2013
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	DIBUJO: DARVIN ARANDHY	INGENIERO EN ARQUITECTURA INGENIERO EN ARQUITECTURA
ING. JUAN JOSÉ ARANDHY		19



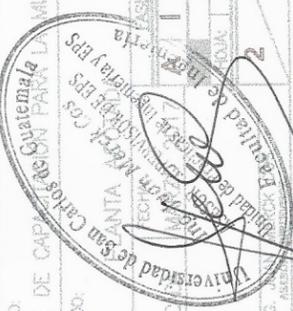
PLANTA ACOTADA,  
PRIMER NIVEL.

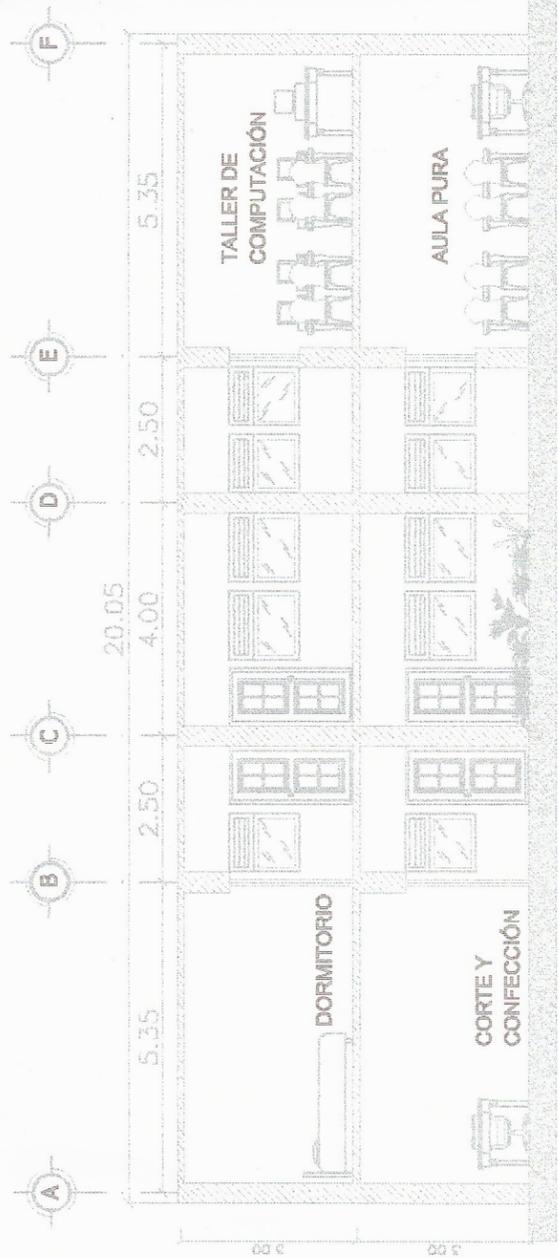
ESC. 1:125



PLANTA ACOTADA,  
SEGUNDO NIVEL.

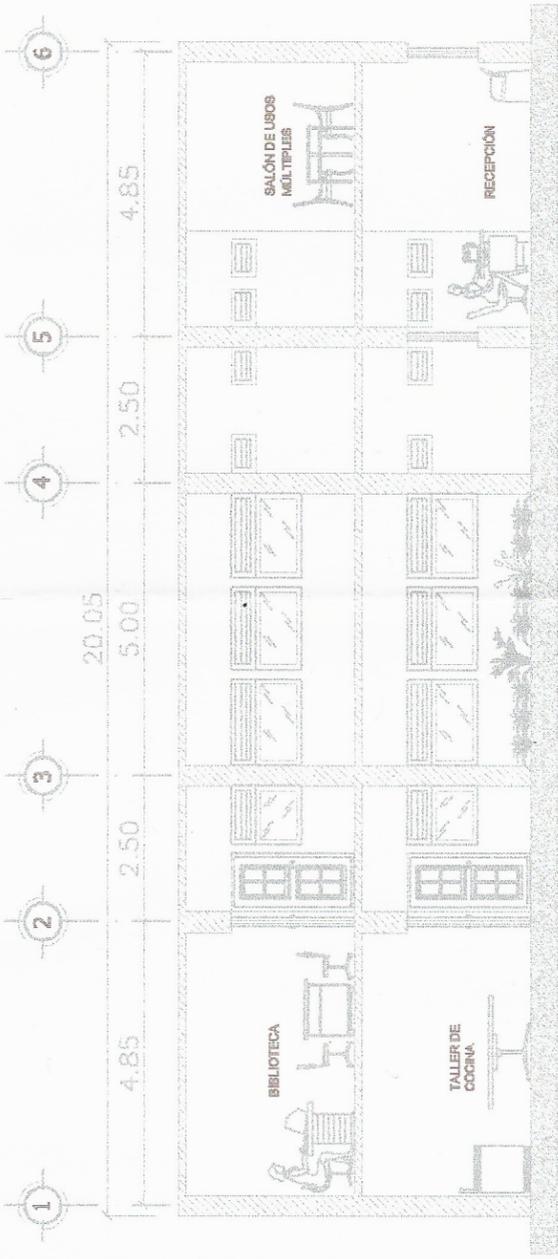
ESC. 1:125

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
	FACULTAD DE INGENIERIA	
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Facultad de Ingeniería y EPS Unidad de Ingeniería y EPS Ing. Darvin Arandhy
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER		
CONTENIDO:		ESCALA: 1:125
DISEÑO:	DARVIN ARANDHY	INDIC:
CÁLCULO:	DARVIN ARANDHY	FECHA:
DIBUJO:	DARVIN ARANDHY	NÚMERO:
	DARVIN ARANDHY	18



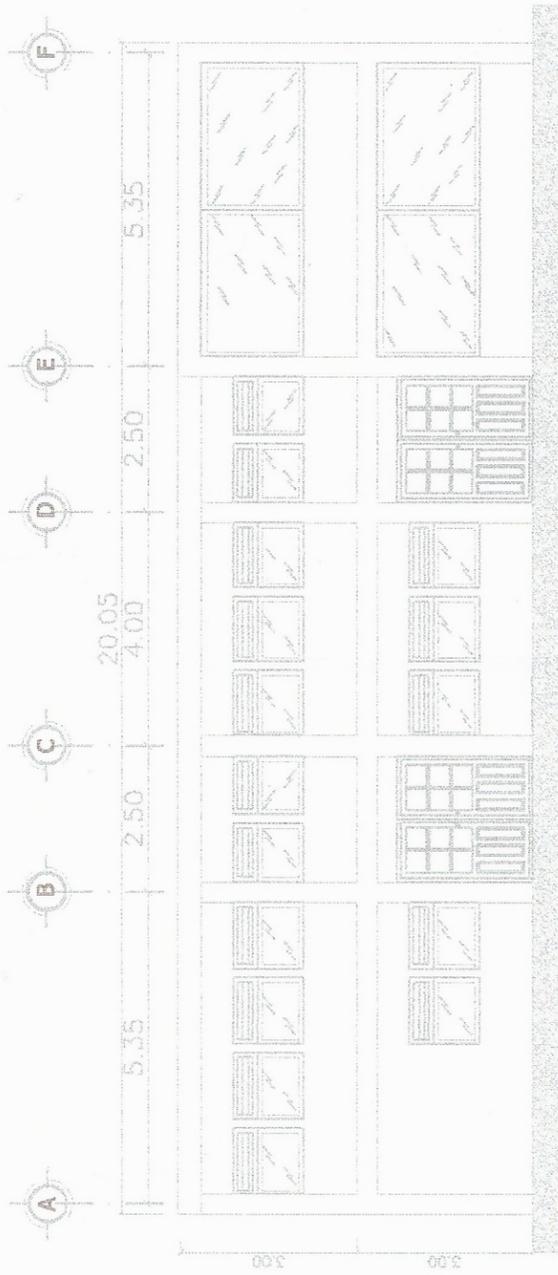
SECCIÓN A-A'

ESC.: 1:125



SECCIÓN B-B'

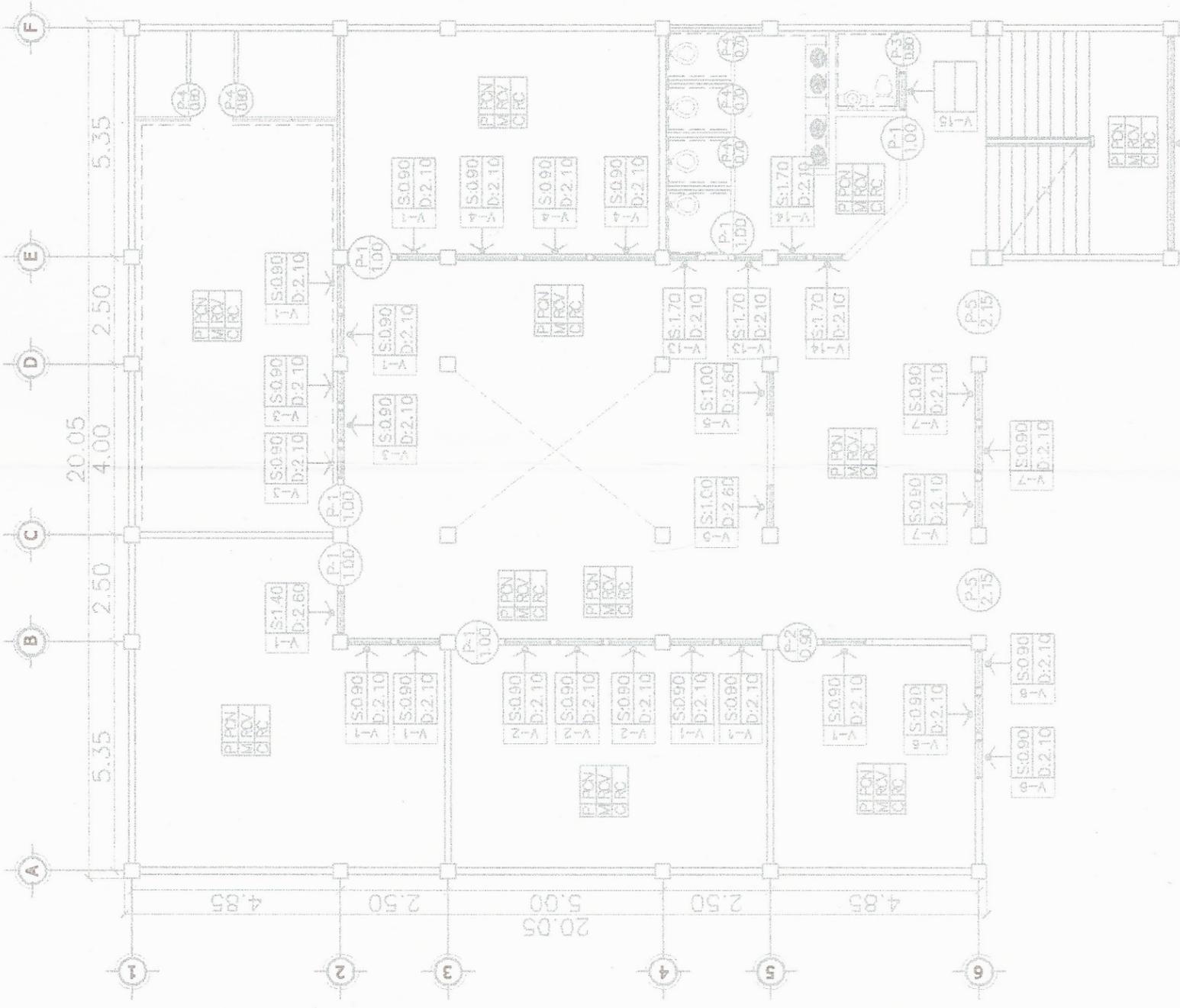
ESC.: 1:125



FACHADA PRINCIPAL

ESC.: 1:125

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER	CONTENIDO: SECCIONES Y ELEVACIONES	ESCALA: PLANTA: 1:125 INDICACIONES: 1:125
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	DEBIDO: DARVIN ARANDHY
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.		ESCALA: PLANTA: 1:125 INDICACIONES: 1:125
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.		ESCALA: PLANTA: 1:125 INDICACIONES: 1:125
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.		ESCALA: PLANTA: 1:125 INDICACIONES: 1:125



**PLANTA DE ACABADOS**  
PRIMER NIVEL

ESC.: 1:125

NOMENCLATURA DE ACABADOS	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
(P) (100)	TIPO DE PUERTA ANCHO DE FUERA
(S) (0.90)	TIPO DE VENTANA
(S) (0.90)	ALTURA DE SILLAR
(S) (0.90)	ALTURA DE DIFEL
ALJ	ÁREA DE GRAMA Y JARDIN
PON	PISO CERÁMICO NACIONAL
ROV	MURO REPELO + CERNIDO VERTICAL
RC	CIELO REPELO + CERNIDO REMOLINEADO
	AZULEJO PARA BANO A UNA ALTURA DE 1.20m
	AZULEJO EN COCINA



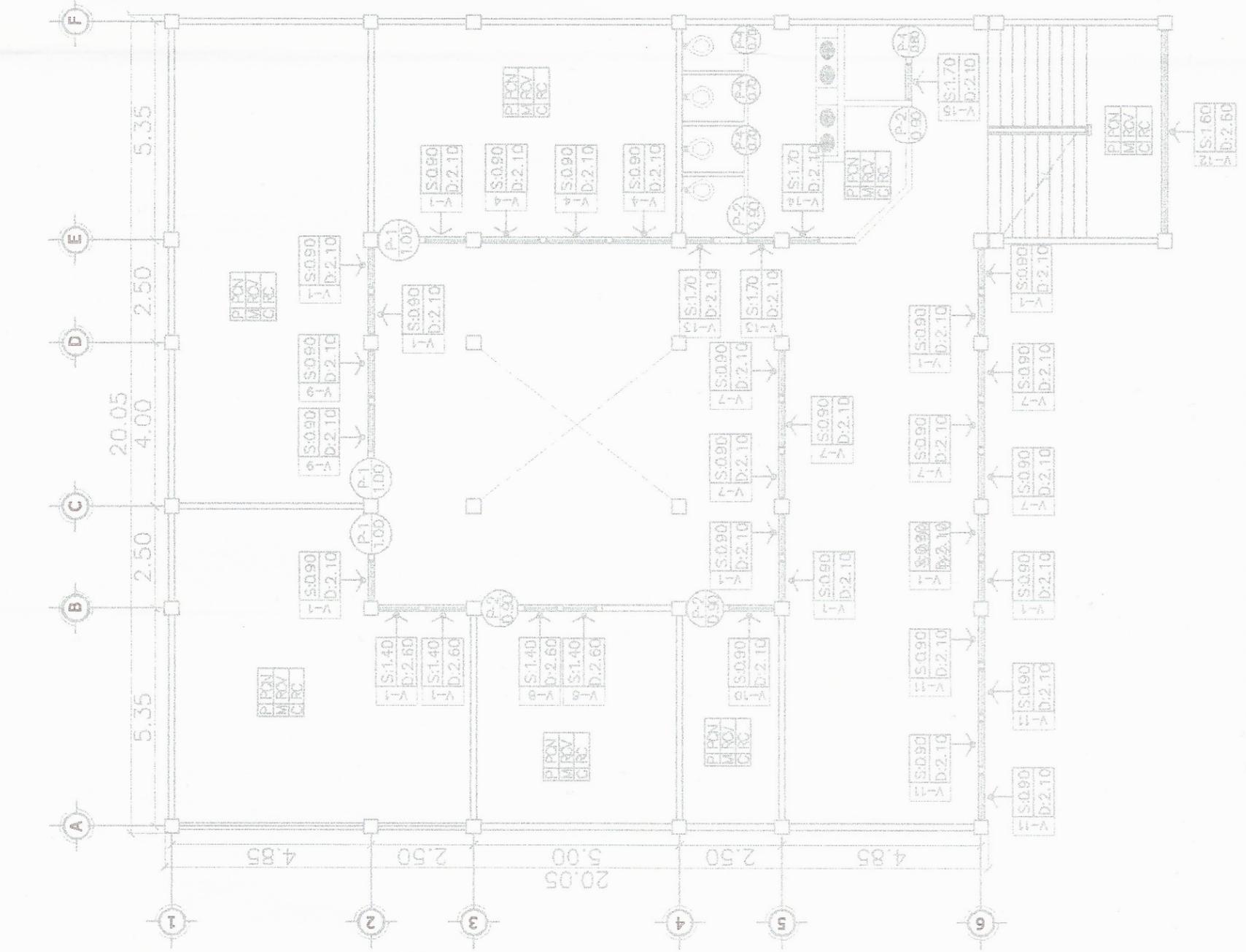
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE

PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO: PLANTA ACABADOS 1N

ESCALA:	INDICE:
DISÑO:	INDICE:
DARVIN ARANDHY	DARVIN ARANDHY
CÁLULO:	DARVIN ARANDHY
DELUO:	DARVIN ARANDHY

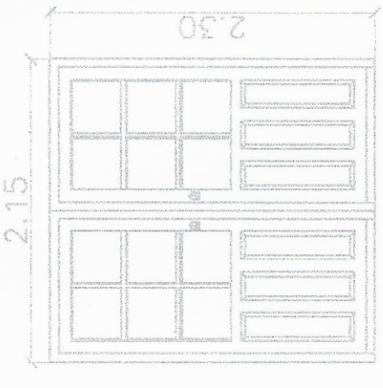
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE  
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO: PLANTA ACABADOS 1N

PLANILLA DE VENTANAS			
TIPO	SILLAR	INTEL	ALTO   ANCHO   CANTIDAD
V-1	0.90	2.10	1.20   1.00   22
V-2	0.90	2.10	1.20   1.07   3
V-3	0.90	2.10	1.20   0.73   3
V-4	0.90	2.10	1.20   1.44   6
V-5	0.90	2.10	1.60   1.00   2
V-6	0.90	2.10	1.00   1.00   3
V-7	0.90	2.10	1.00   1.12   9
V-8	0.90	2.10	1.20   0.80   3
V-9	0.90	2.10	1.20   1.18   2
V-10	0.90	2.10	1.20   1.10   1
V-11	0.90	2.10	1.20   1.14   4
V-12	0.90	2.10	1.20   5.00   2
V-13	2.10	2.10	0.60   0.65   4
V-14	2.10	2.10	0.60   0.75   3
V-15	2.10	2.10	0.60   0.89   2

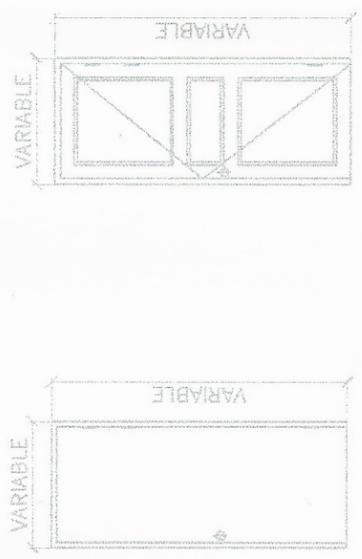


PLANTA DE ACABADOS  
SEGUNDO NIVEL  
ESC. 1:125

PLANILLA DE PUERTAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL   CANTIDAD
P-1	1.00	2.10	METAL   9
P-2	0.90	2.10	METAL   5
P-3	0.80	2.10	METAL   4
P-4	0.70	2.10	METAL   6
P-5	2.15	2.30	METAL   2



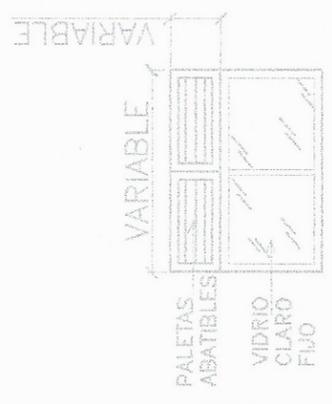
PUERTA TIPO P-5  
ESC. 1:50



PUERTA TIPO P1 A P3  
ESC. 1:50



VENTANA TIPO V14 Y V15  
ESC. 1:50

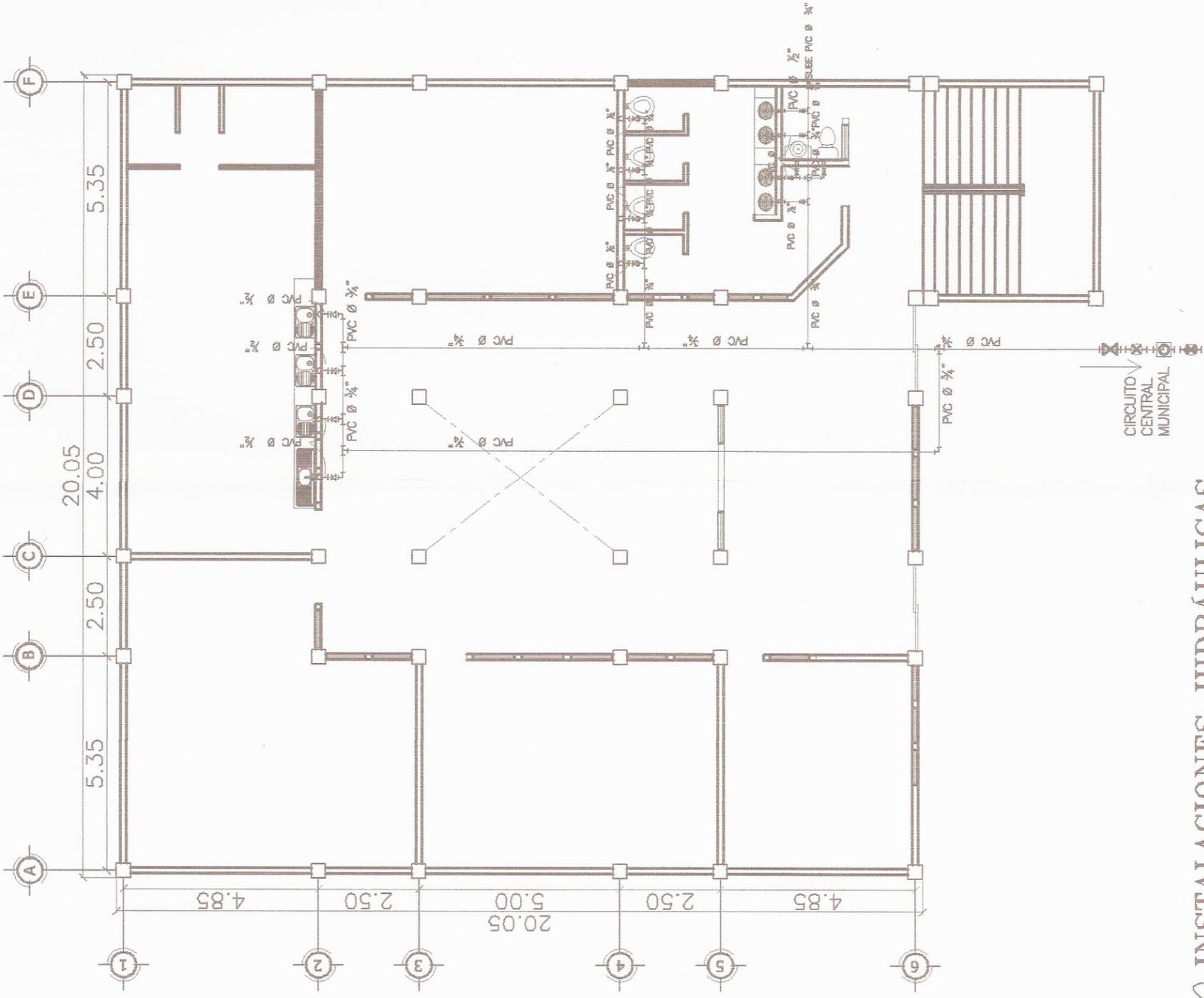


VENTANA TIPO V1 A V13  
ESC. 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

PLANTA DE ACABADOS  
ESCALA: INDICADA  
INDICADA  
ING. JUAN ARANDHY  
DISEÑO: DARVIN ARANDHY  
CALCULO: DARVIN ARANDHY  
DELLIDO: DARVIN ARANDHY

PLANTA DE ACABADOS  
ING. JUAN ARANDHY  
DISEÑO: DARVIN ARANDHY  
CALCULO: DARVIN ARANDHY  
DELLIDO: DARVIN ARANDHY



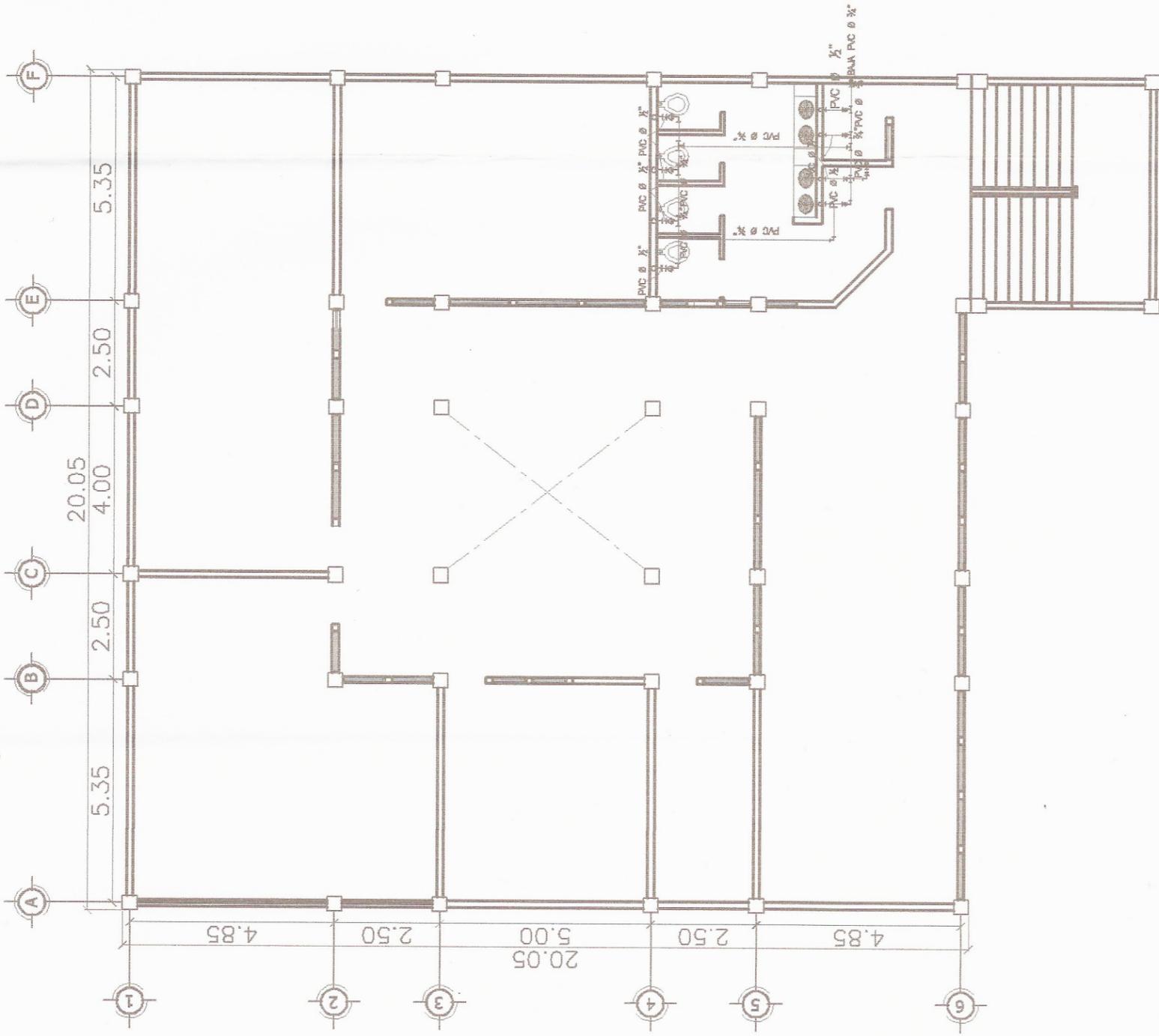
SIMBOLOGÍA INSTALACIONES HIDRÁULICAS	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA P.V.C.
—○—	CODO VERTICAL A 90° P.V.C.
—└—	CODO HORIZONTAL A 90° P.V.C.
—┬—	TEE HORIZONTAL P.V.C.
—┐—	REDUCIDOR P.V.C. DE 3/4" - 1/2"
—⊙—	CONTADOR
—⊗—	LLAVE DE PASO
—⊕—	LLAVE DE GLOBO
—⊖—	LLAVE DE CHEQUE

# INSTALACIONES HIDRÁULICAS

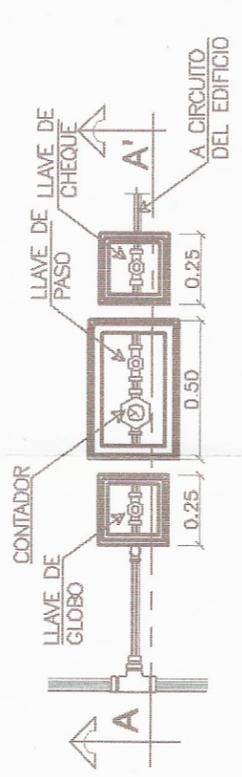
## PRIMER NIVEL

ESC.: 1:125

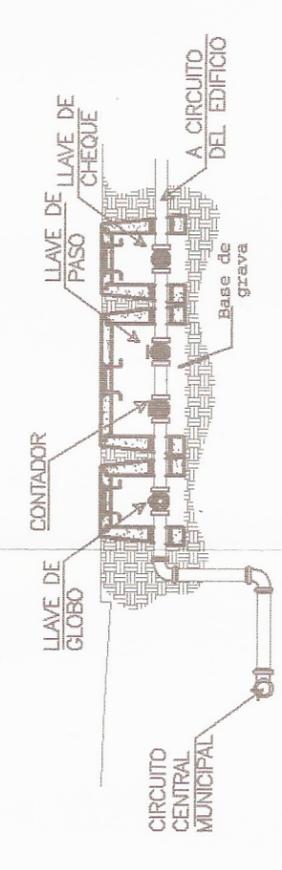
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER	
CONTENIDO: INSTALACIONES HIDRÁULICAS	
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	ESCALA: 1/2" = 1'-0"
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	FECHA: MARZO 2011
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	INDICADA: MARZO 2011
ING. DARVIN ARANDHY	



INSTALACIONES HIDRÁULICAS  
SEGUNDO NIVEL  
ESC.: 1:125



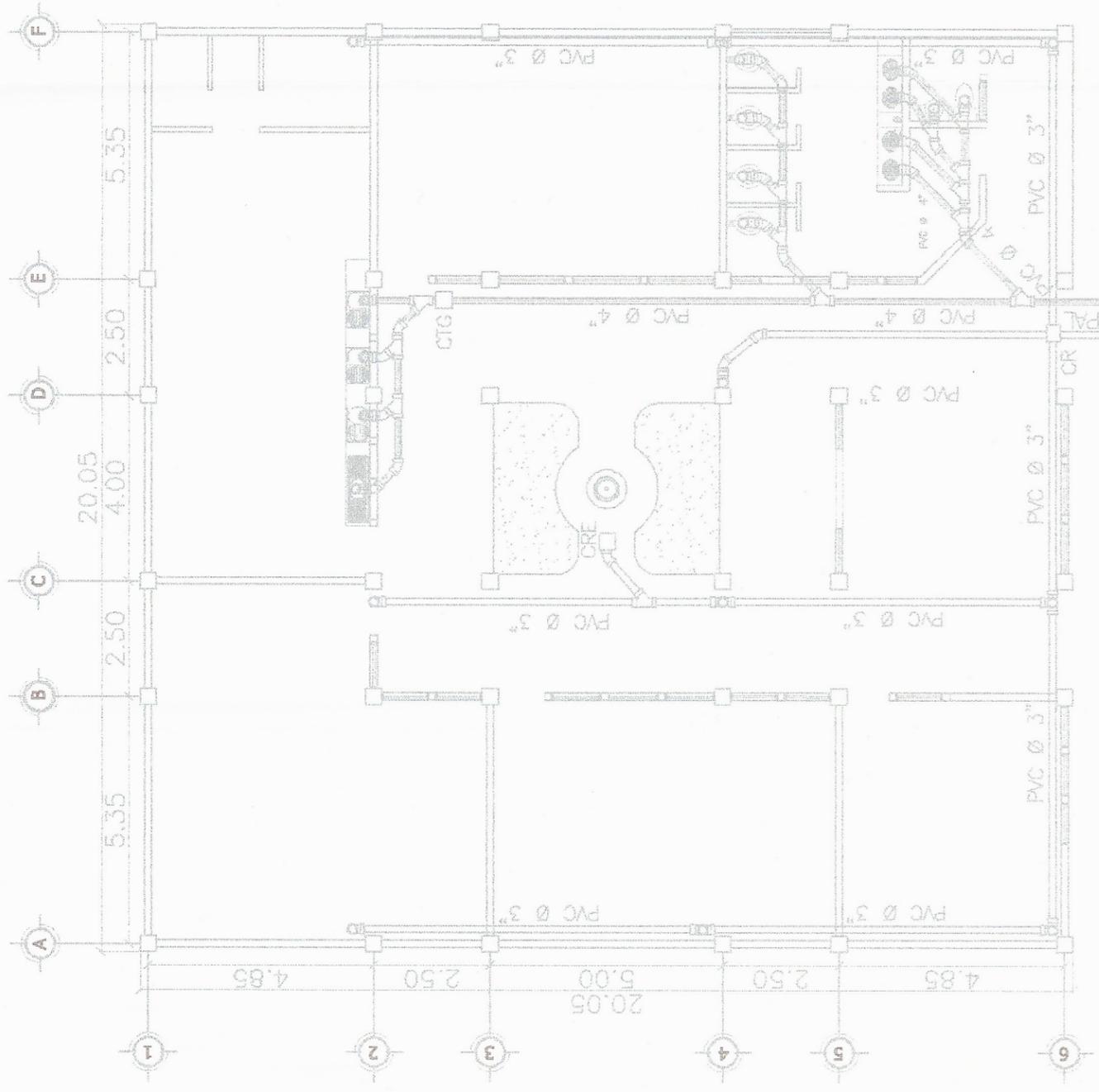
PLANTA  
ESC.: 1:25



SECCIÓN A-A'  
ESC.: 1:25

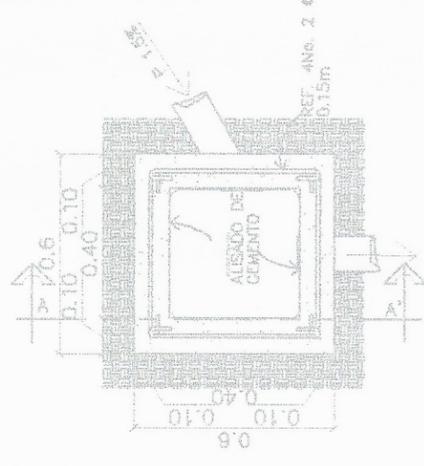
ACOMETIDA DOMICILIAR  
ESC.: 1:25

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
	PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER
	CONTENIDO: Instalaciones Hidráulicas 2N
	ESCALA: 1:25
	INDICADA: 18 MAR 2017
	FECHA: 18 MAR 2017
	DISEÑO: DARVIN ARANDHY
	CÁLULO: DARVIN ARANDHY
	DIBUJO: DARVIN ARANDHY
	ING. DANIEL TORRES

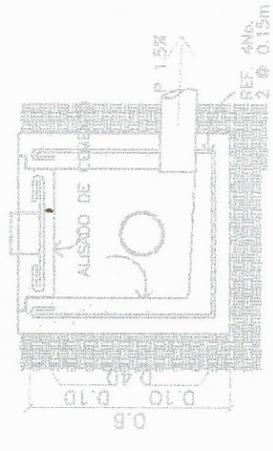


C INSTALACIONES DRENAJES SANITARIO Y PLUVIAL,  
PRIMER NIVEL  
ESC: 1:125

SIMBOLOGÍA INSTALACIONES SANITARIAS	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
CR	CAJA DE REGISTRO DE DRENAJE
CTG	CAJA TRAMPA DE GRASA
○	CAJA REPOSADERA
→	PENDIENTE DE TECHOS AGUA PLUVIAL
▬	TUBO DE DRENAJE AGUA PLUVIAL
▬	TUBO DE DRENAJE AGUAS NEGRAS
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
⊥	TEE PERFIL
⊥	TEE PLANTA
⊥	TEE ELEVACIÓN
Y	YEE
⌋	CODO 90° PERFIL
⌋	CODO 90° ELEVACIÓN
⌋	CODO 45° PERFIL
⌋	CODO 90° BAJA
⌋	REDUCTOR DE 3" A 2"



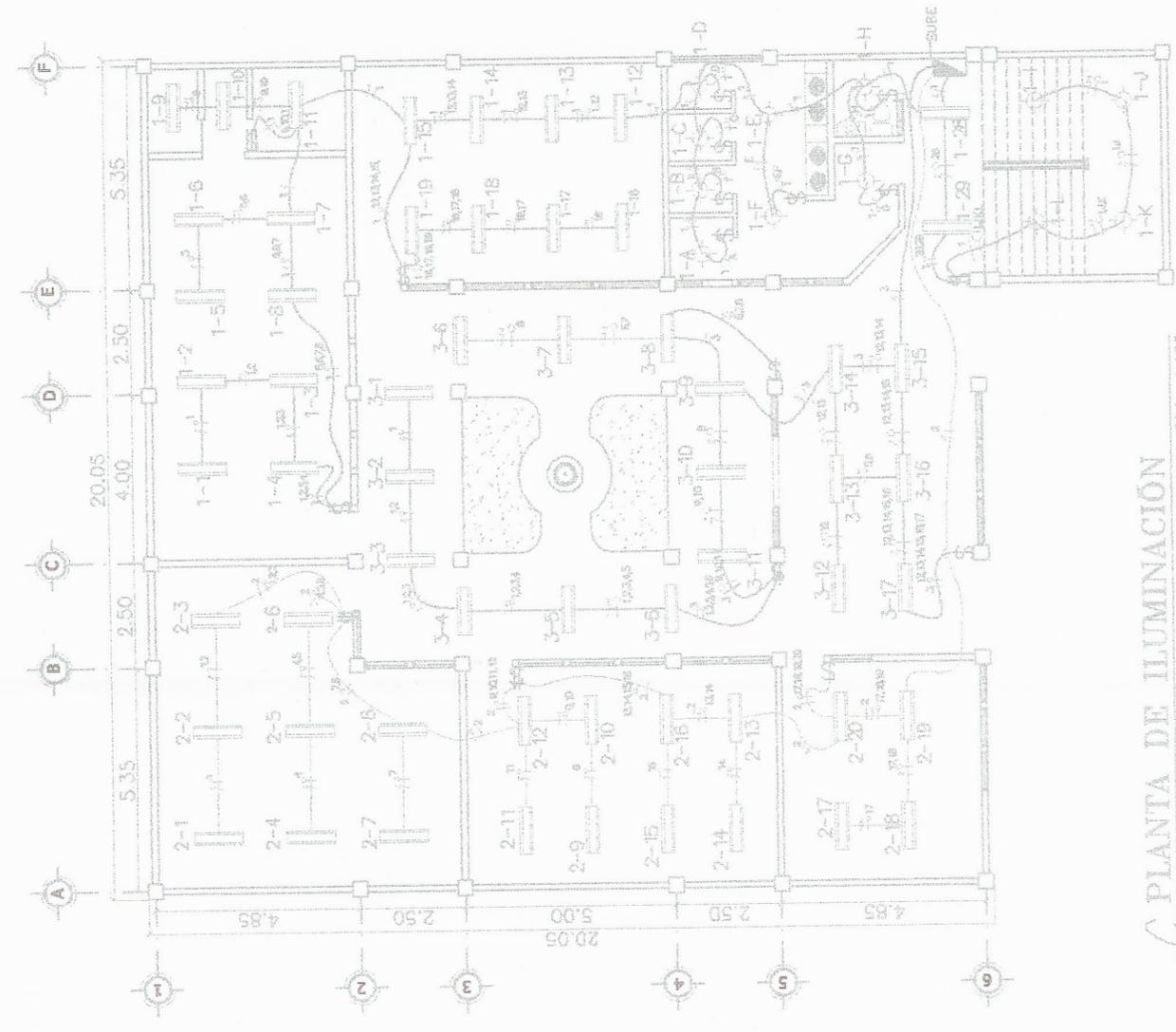
C CAJA DE REGISTRO PLANTA  
ESC: 1:20



C SECCIÓN A-A  
ESC: 1:20

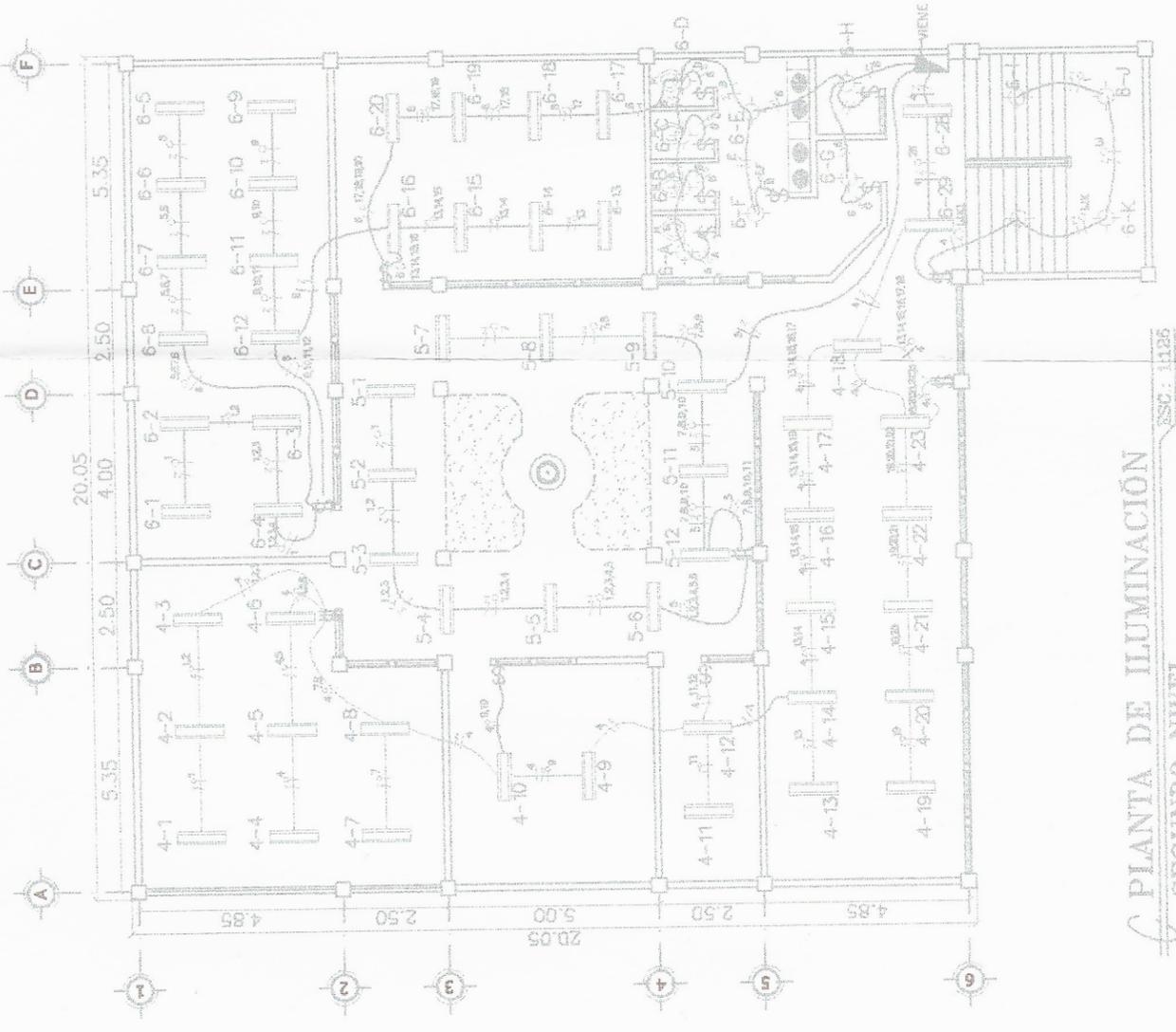
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
	PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER CONTENIDO: INSTALACIONES SANITARIAS
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	ESCALA: INSTALACIONES SANITARIAS: E
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	DE:
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	18





PLANTA DE ILUMINACIÓN  
PRIMER NIVEL

ESC.: 1:125



PLANTA DE ILUMINACIÓN  
SEGUNDO NIVEL

ESC.: 1:125

SIMBOLOGÍA ILUMINACIÓN

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
⊖	ILUMINACIÓN EN CIELO
⊕	ILUMINACIÓN EN CIELO TIPO PLATINERA
⊕	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 12 TH
⊕	LÍNEA VIVA CALIBRE 12 TH
⊕	LÍNEA DE RETORNO CALIBRE 12TW
⊕	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" D
⊕	INDICADO EMPOTRADO EN LOSA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
⊖	INTERRUPTOR SIMPLE I=1.20 S.M.P.T.
⊖	INTERRUPTOR DOBLE I=1.20 S.M.P.T.
⊖	INTERRUPTOR TRIPLE I=1.20 S.M.P.T.
⊖	TABLERO DE DISTRIBUCION I=1.70 S.M.P.T.
⊖	CORTADOR I=2.7 S.M.S.T.
⊖	TUBO PVC ELECTRICO #3/4" D INDICADO EMPOTRADO EN PISO

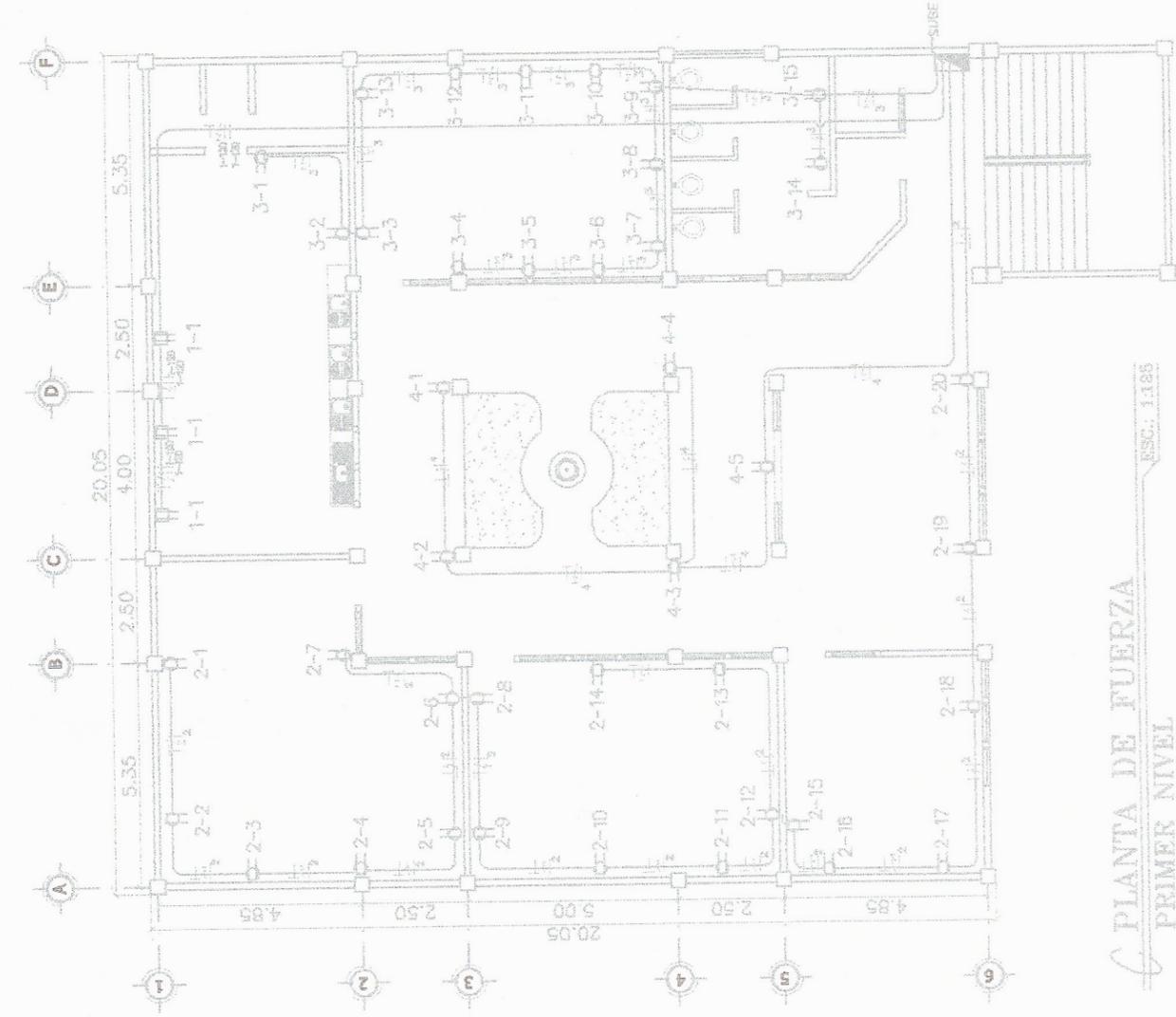
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

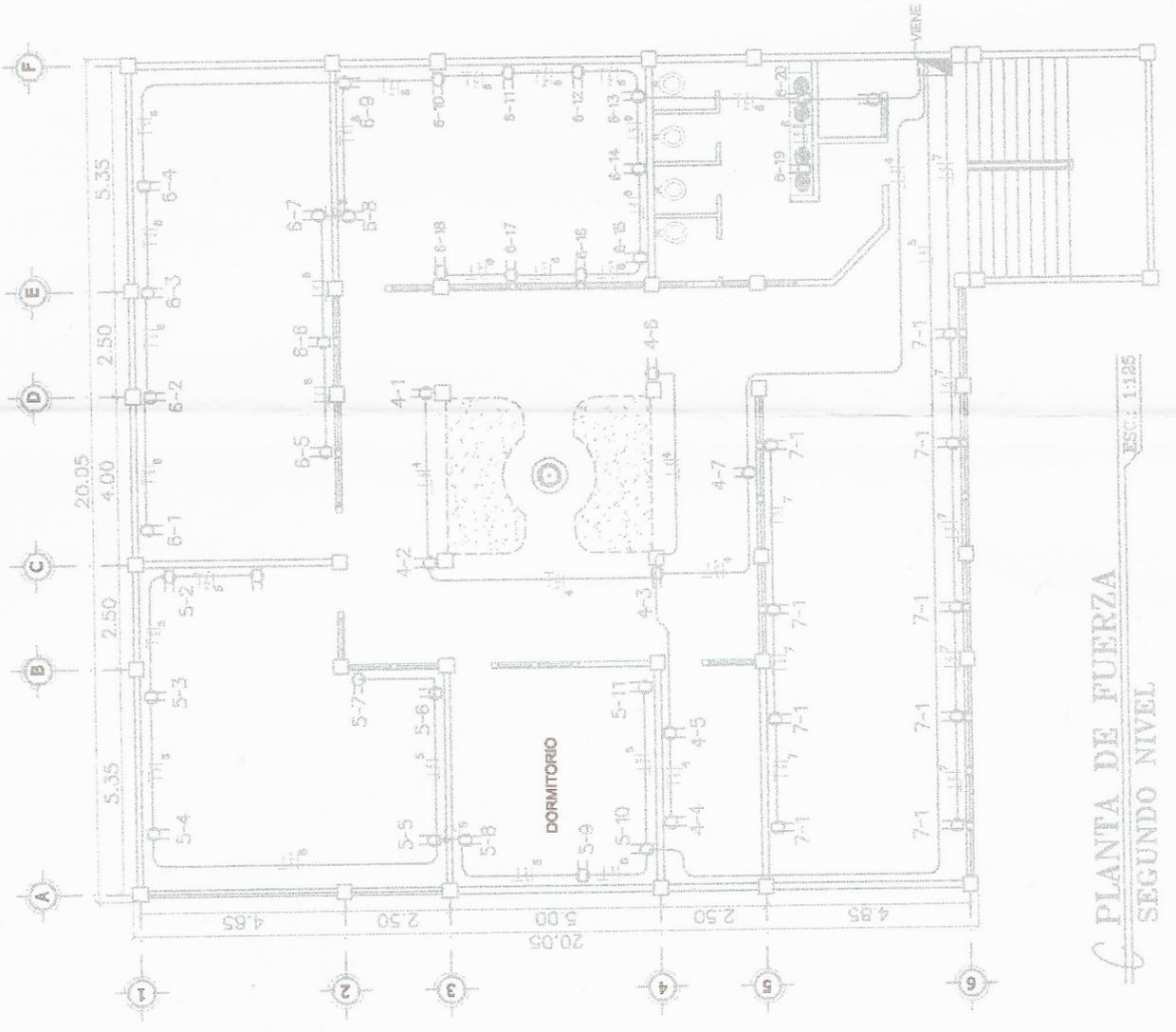
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.  
PROYECTO:  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:



PLANTA DE FUERZA  
PRIMER NIVEL

ESC.: 1:125



PLANTA DE FUERZA  
SEGUNDO NIVEL

ESC.: 1:125

SIMBOLOGIA DE FUERZA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
—	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 12 TW O INDICADO	⊖	TMACORRIENTE SIMPLE 240 V H=0.30 S.H.P.T.
—	LÍNEA VIVA CALIBRE 12 TW O INDICADO	⊕	TMACORRIENTE SIMPLE 120 V H=0.30 S.H.P.T.
—	LÍNEA DE TIERRA CALIBRE 12 TW O INDICADO	⊖	TMACORRIENTE DOBLE 120 V. H=0.30 S.H.P.T.
—	TUBO PVC ELECTRICO 3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA	⊖	TMACORRIENTE DOBLE 120 V. H=0.30 S.H.P.T.
—	TUBO PVC ELECTRICO 3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO	⊖	TABLERO DE DISTRIBUCION H=1.70 S.H.P.T.
—	TUBO PVC ELECTRICO 3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO	⊖	CONTADOR H=2.7 S.H.P.T.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.

PROYECTO  
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER  
CONTENIDO:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.

PLANTA DE FUERZA

ESCALA: 1:125

INDICE: 01

DISEÑO: DARVIN ARANDHY

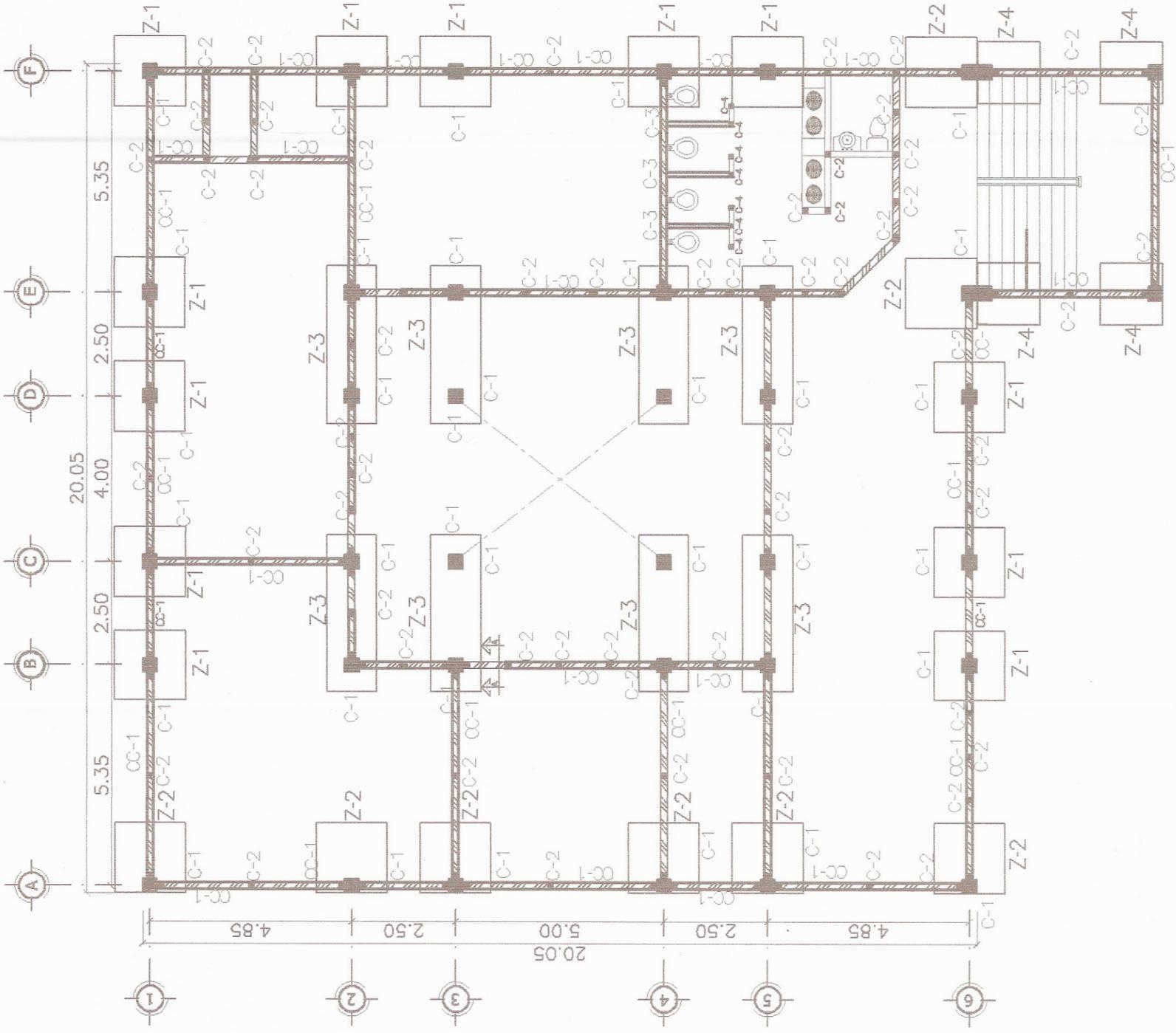
CALCULO: DARVIN ARANDHY

DIBUJO: DARVIN ARANDHY

ING. JUAN CARLOS ROSA  
FACULTAD DE INGENIERIA

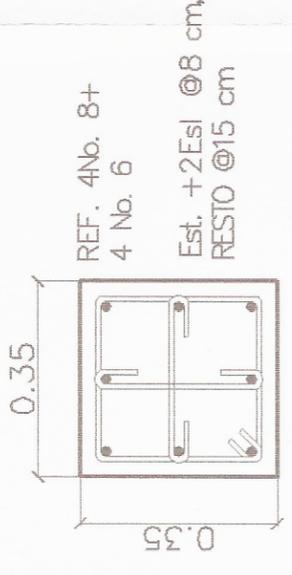
11 de Julio de 2011





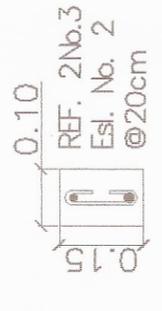
**C COLUMNAS Y CIMIENTOS**  
PRIMER NIVEL

ESC.: 1:125



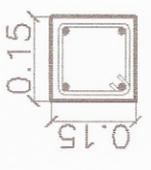
**C COLUMNA C-1**

ESC.: 1:10



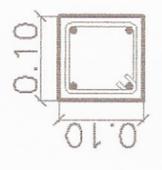
**C COLUMNA C-3**

ESC.: 1:10



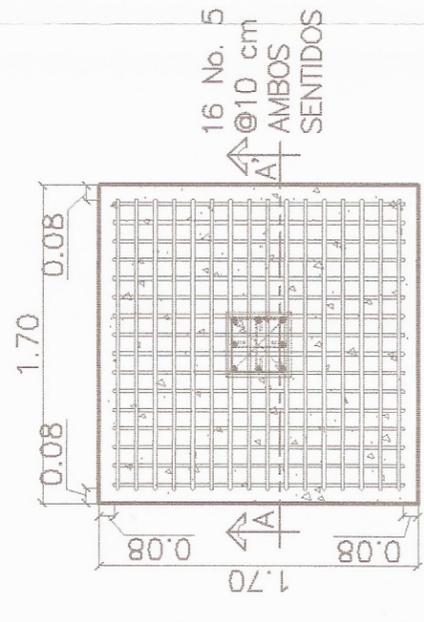
**C COLUMNA C-2**

ESC.: 1:10



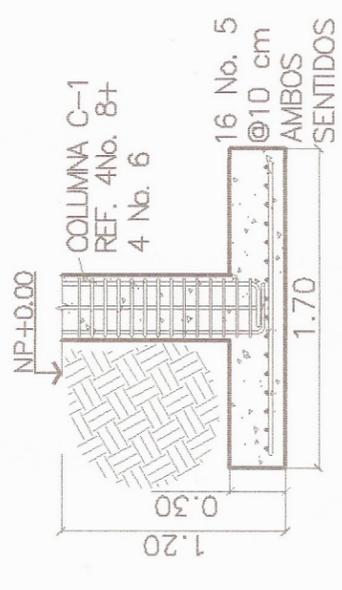
**C COLUMNA C-4**

ESC.: 1:5



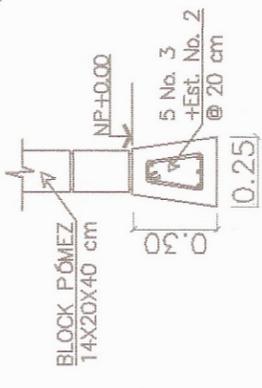
**C ZAPATA Z-1**

ESC.: 1:50



**C SECCIÓN A-A'**

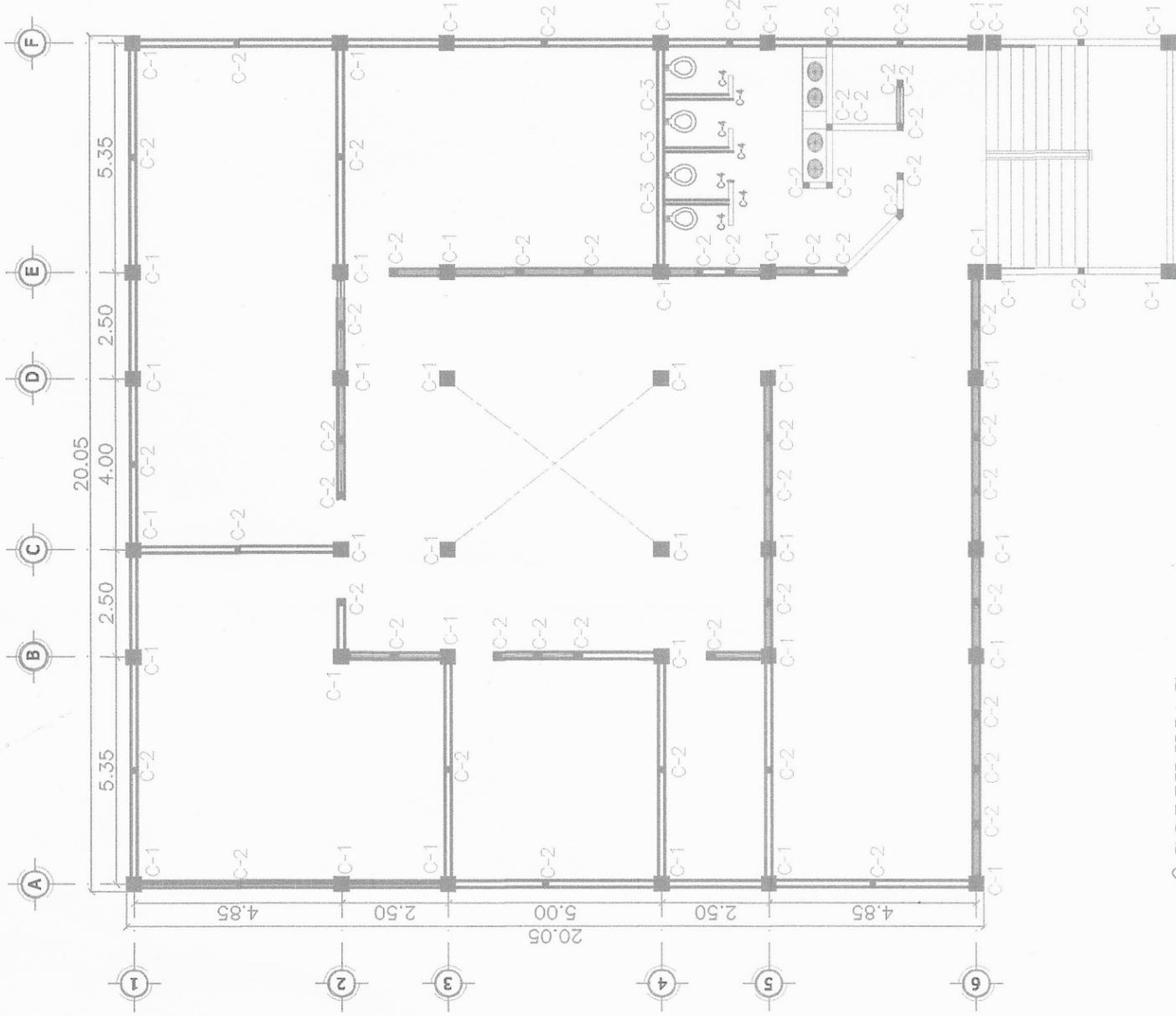
ESC.: 1:50



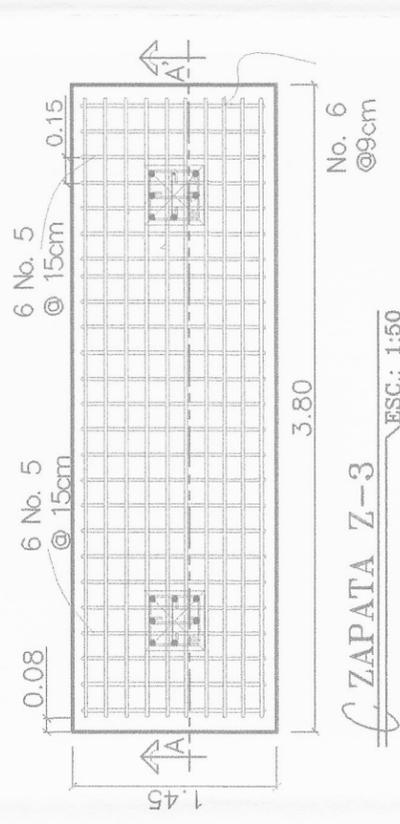
**C DETALLE CC-1**

ESC.: 1:50

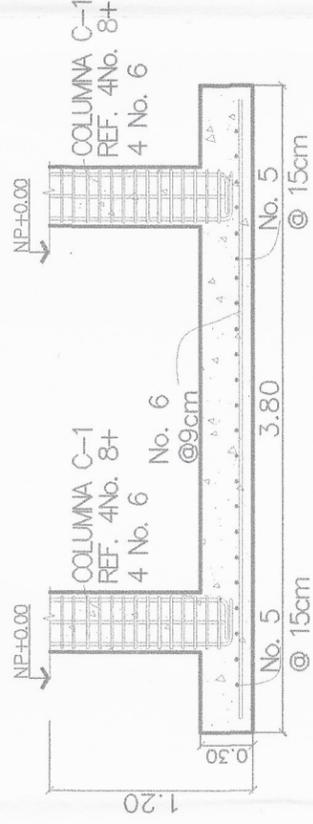
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.	
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER	
CONTENIDO: ZAPATAS Y COLUMNAS PRIMER NIVEL	
	FECHA: 15 de Marzo de 2017
ESCALA: 1:50	INDICADA: 1:50
	UNIDAD: 12
	ASISTENTE: 12
	ING. JUAN CARLOS BOGOS
	ASESOR: 12
	18



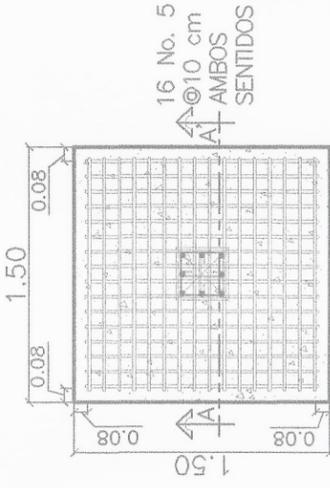
C COLUMNAS  
SEGUNDO NIVEL  
ESC.: 1:125



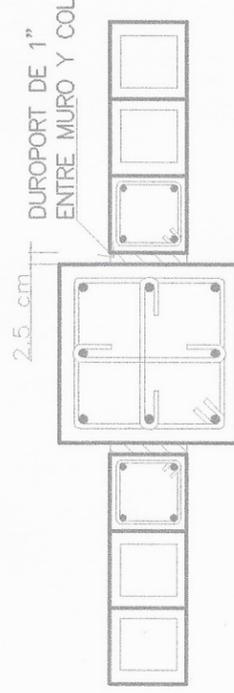
C ZAPATA Z-3  
ESC.: 1:50



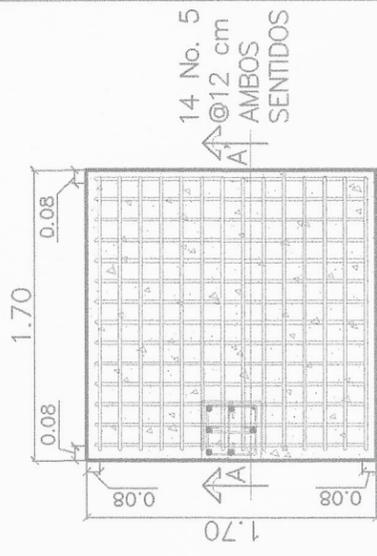
C SECCIÓN A-A'  
Z-3  
ESC.: 1:50



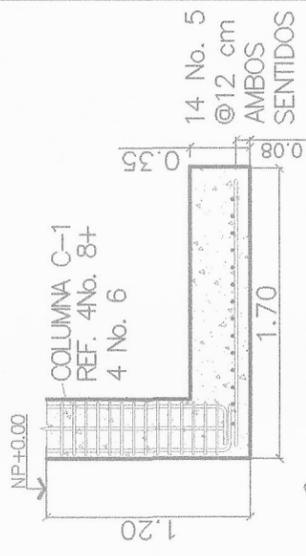
C SECCIÓN A-A'  
Z-4  
ESC.: 1:50



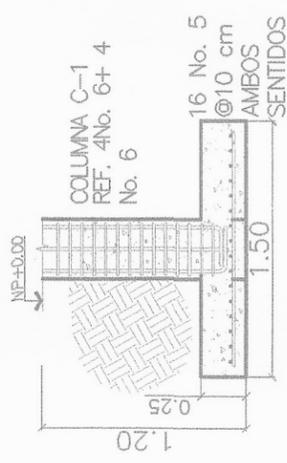
C DETALLE JUNTA DE  
CONSTRUCCION  
ESC.: 1:10



C ZAPATA Z-2  
ESC.: 1:50

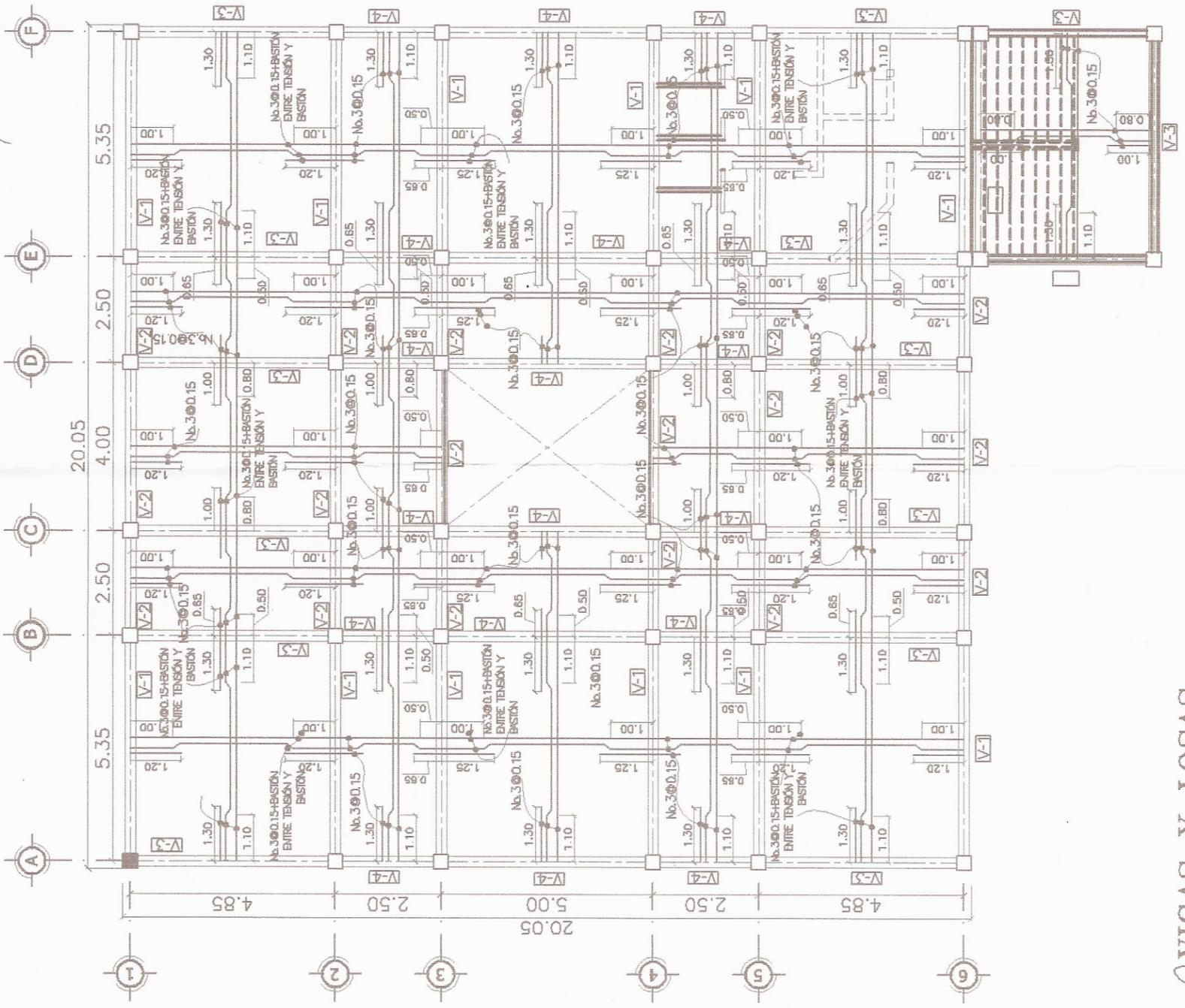


C SECCIÓN A-A'  
Z-2  
ESC.: 1:50



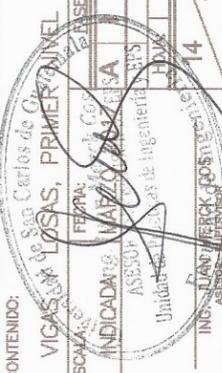
C SECCIÓN A-A'  
Z-4  
ESC.: 1:50

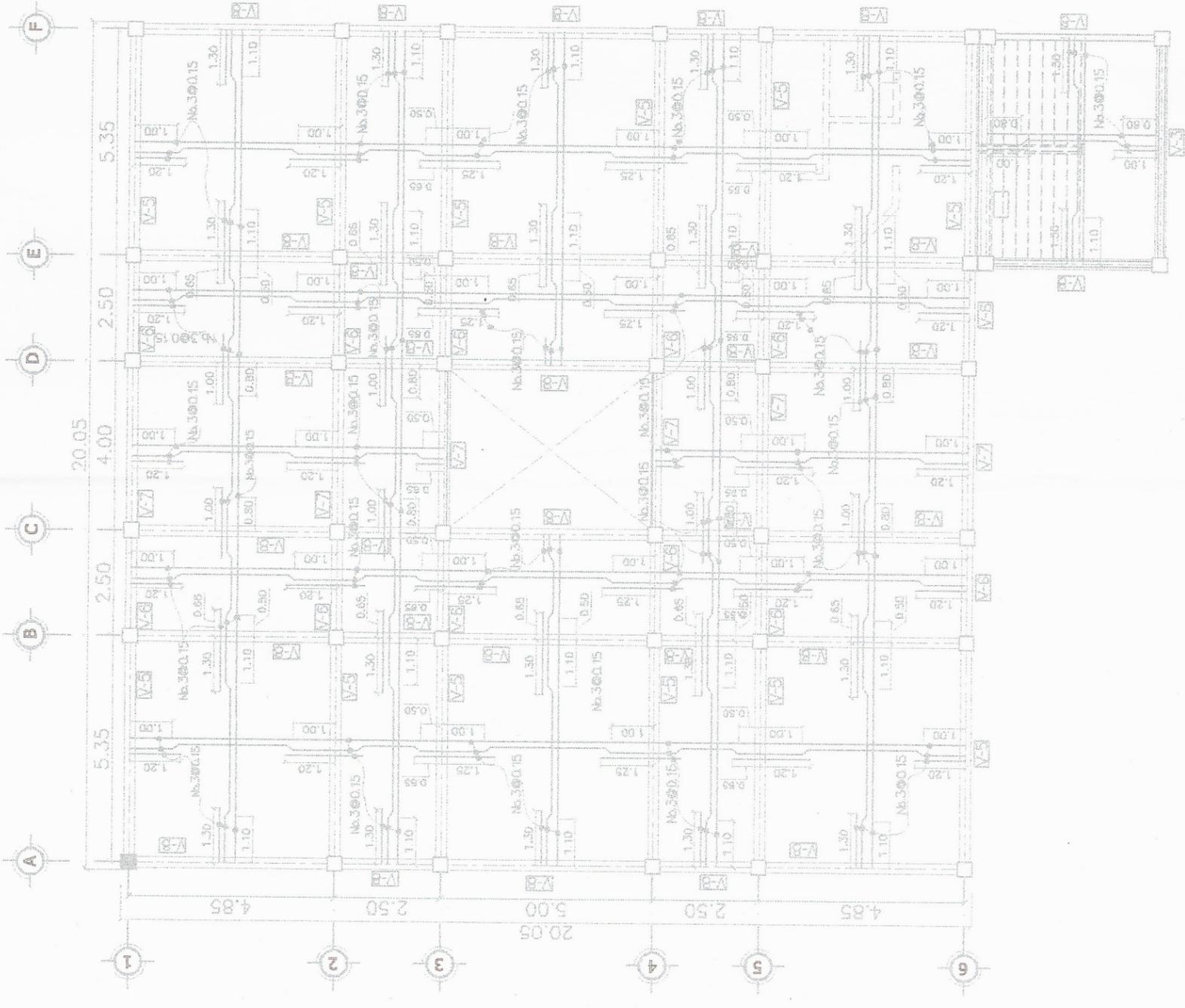
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.		
	PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER	CONTENIDO: COLUMNAS SEGUNDO NIVEL	
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	ESCALA: INDICADA	FECHA: MARZO 2017	FASE: A I E
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	DISEÑO: DARVIN ARANDHY		HOJA: 1 DE: 13
DIBUJO: DARVIN ARANDHY			ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR 18



**C VIGAS Y LOSAS**  
PRIMER NIVEL

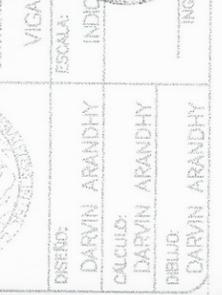
ESC.: 1:125

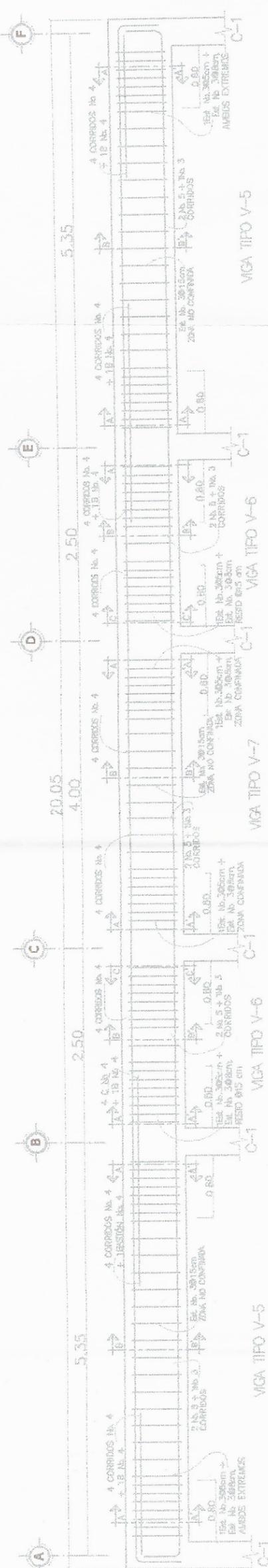
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
	FACULTAD DE INGENIERIA	
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.		PROYECTO:
CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER		CONTENIDO:
VICAS Y LOSAS, PRIMER NIVEL		ESCALA: 1:125
		FECHA: 14/05/2014
INDICADA: VIGAS Y LOSAS		INDICADA: E
ASESOR: Unidad de Asesorías de Ingeniería		DE: 14
ING. DARWIN ARANDHY		18



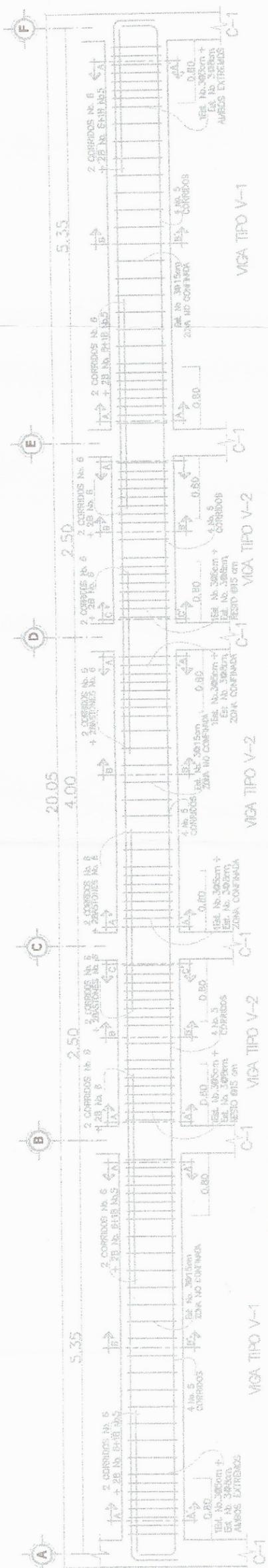
**C VIGAS Y LOSAS**  
SEGUNDO NIVEL

ESC. 1:125

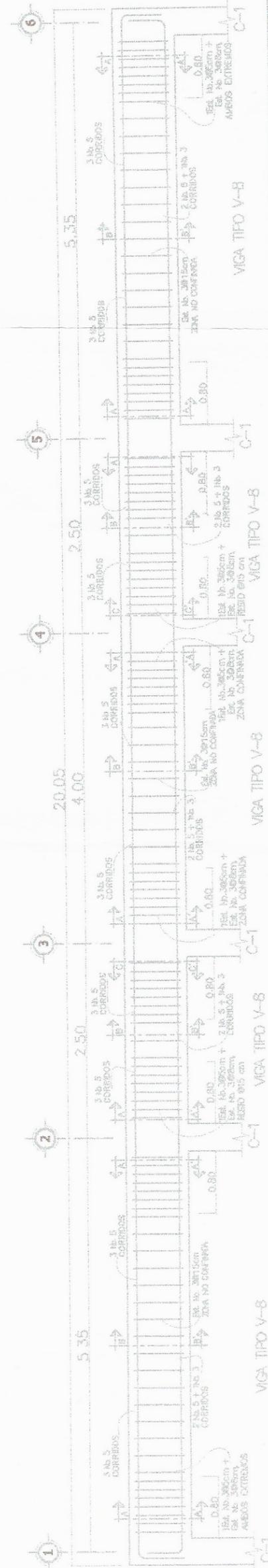
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ
	PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER
	CONTENIDO: VICAS Y LOSAS SEGUNDO NIVEL
	ESCALA: INDICADA
	ING. DARWIN ARANDHY
	CALCULO: DARWIN ARANDHY
	DEBIDO: DARWIN ARANDHY
	ING. MANUEL STOK DOS
	Escuela de Ingeniería
	15 de Julio de 2015
	18



DETALLES DE VIGAS 2DO NIVEL, EJE X  
 ESC. V.: 1:10  
 ESC. H.: 1:20



DETALLES DE VIGAS 1ER NIVEL, EJE X  
 ESC. V.: 1:10  
 ESC. H.: 1:20

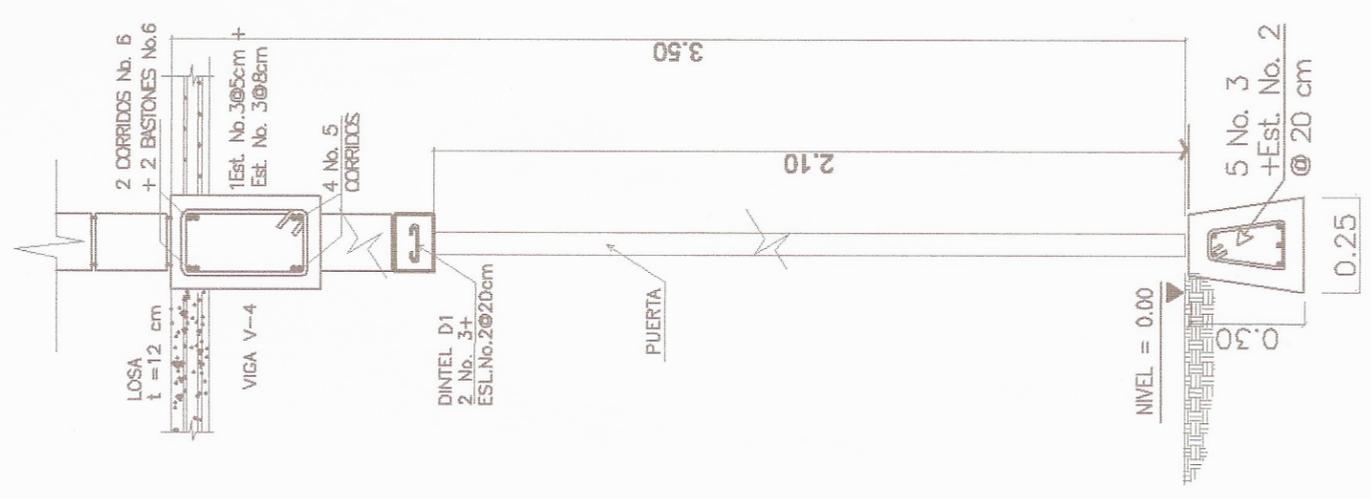


DETALLES DE VIGAS 2DO NIVEL, EJE Y  
 ESC. V.: 1:10  
 ESC. H.: 1:20

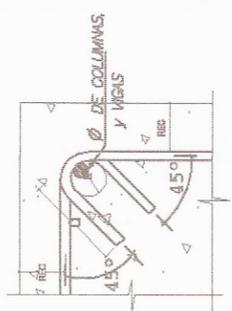
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHULUM, QUICHÉ.
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACIÓN PARA LA MUJER		CONTENIDO:
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	ESCALA: 1:10
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	FECHA: 2013	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHULUM, QUICHÉ.
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHULUM, QUICHÉ.		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHULUM, QUICHÉ.



ESPECIFICACIONES	
<b>CONCRETO</b>	f'c=CONCRETO 3000PSI A LOS 28 DÍAS; AGREGADO $\phi$ 3/4"
<b>ACERO DE REFUERZO</b>	fy = 40000PSI (G.40)
<b>VALOR SOPORTE DEL SUELO</b>	ESTUDIO DE SUELOS = 17.6 T/m <sup>2</sup>
<b>CÓDIGOS DE REFERENCIA</b>	ACI-318S-11 AGIES NSE 1-10 AGIES NSE 2-10 AGIES NSE 3-10
<b>EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJES</b>	VARILLA LONGITUD 1
	No 3 0.30 m No 4 0.40 m No 6 0.60 m No 8 0.70 m
<b>RECUBRIMIENTOS</b>	ZAPATAS 7.5 cm. COLUMNAS 4.0 cm. VIGAS 4.0 cm.

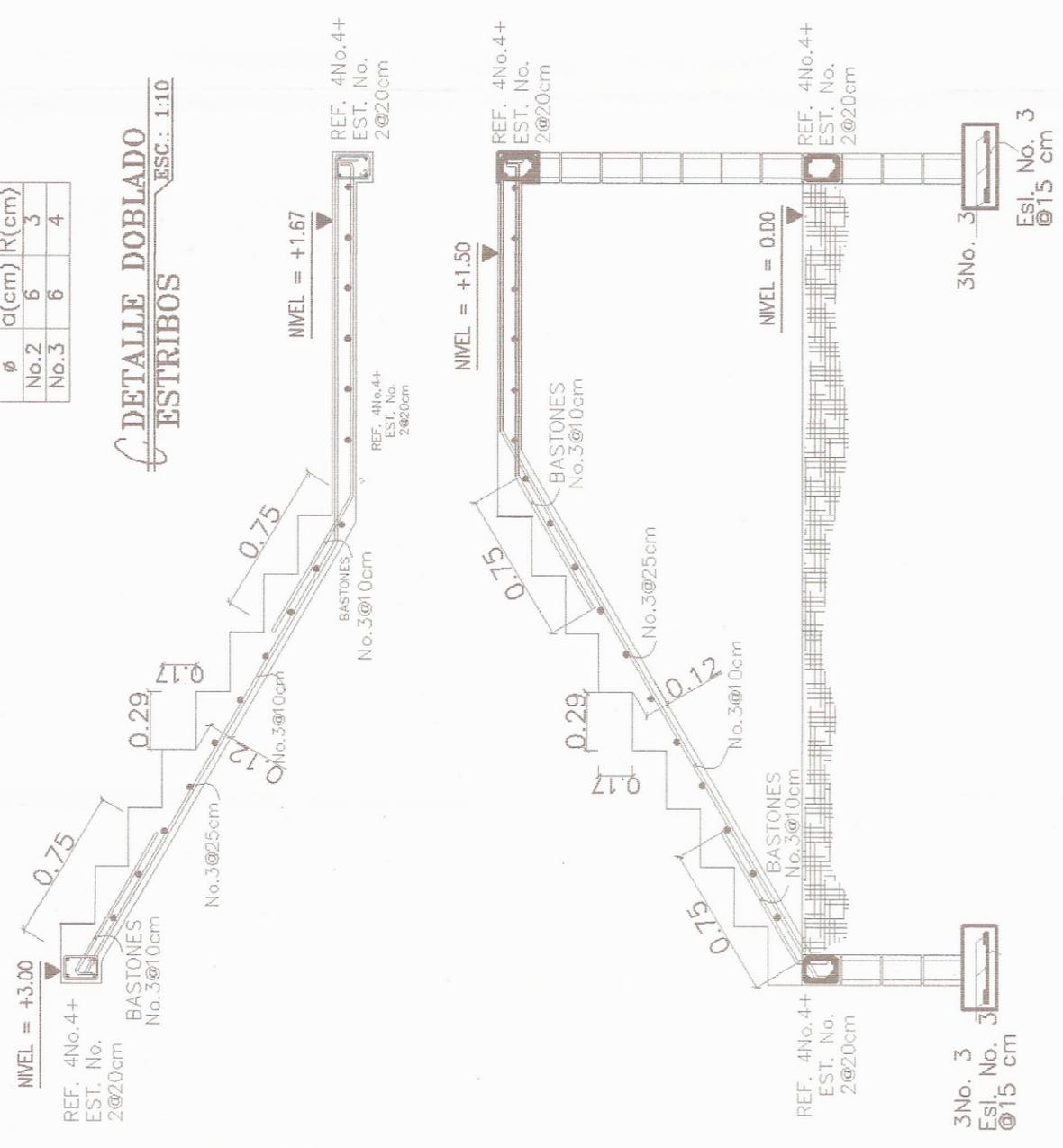


**CORTE MURO A-A'**  
ESC.: 1:10



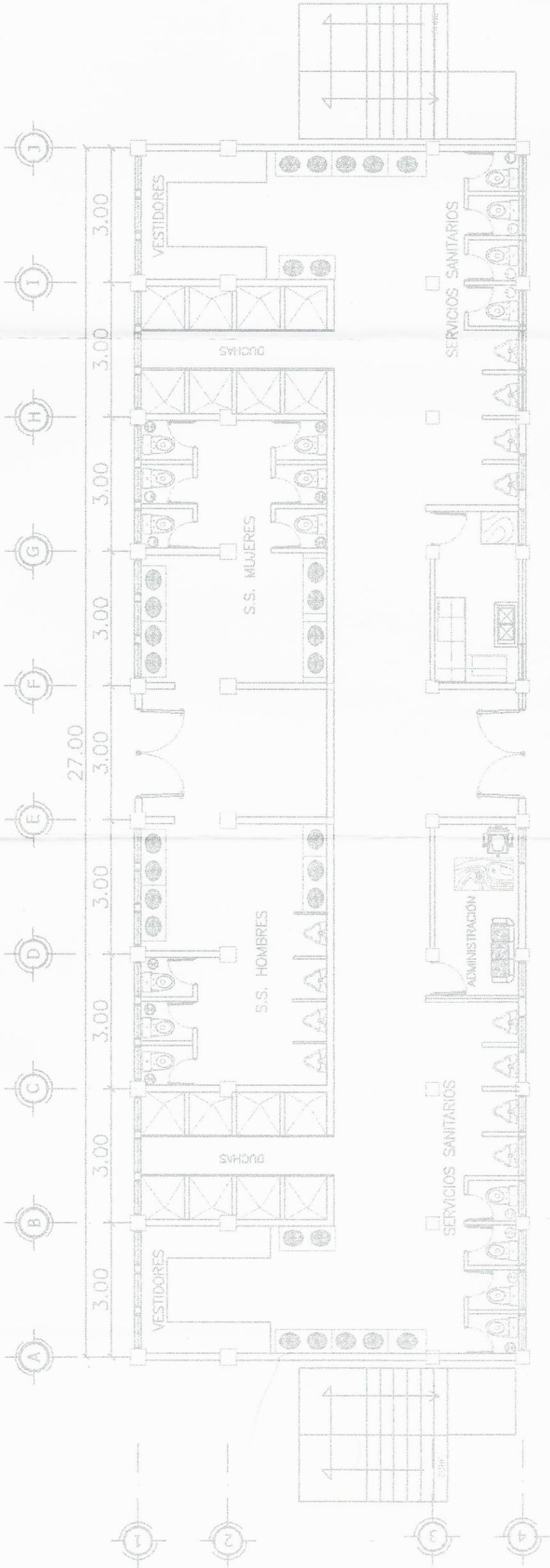
$\phi$	a(cm)	R(cm)
No.2	6	3
No.3	6	4

**DETALLE DOBLADO ESTRIBOS**  
ESC.: 1:10



**DETALLE GRADAS**  
ESC.: 1:25

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.
	PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACION PARA LA MUJER CONTENIDO:
ESCALA: INDICADA	DETALLE GRADAS ESCALA: 1:25 FECHA: 15/05/2018 INDICADA: 15/05/2018 UNIDAD: 15/05/2018
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	DE: 18
CALCULO: DARVIN ARANDHY	ASISTENTE DE: 18
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	ING. JUAN MERCK DOS ASISTENTE SUPERVISOR



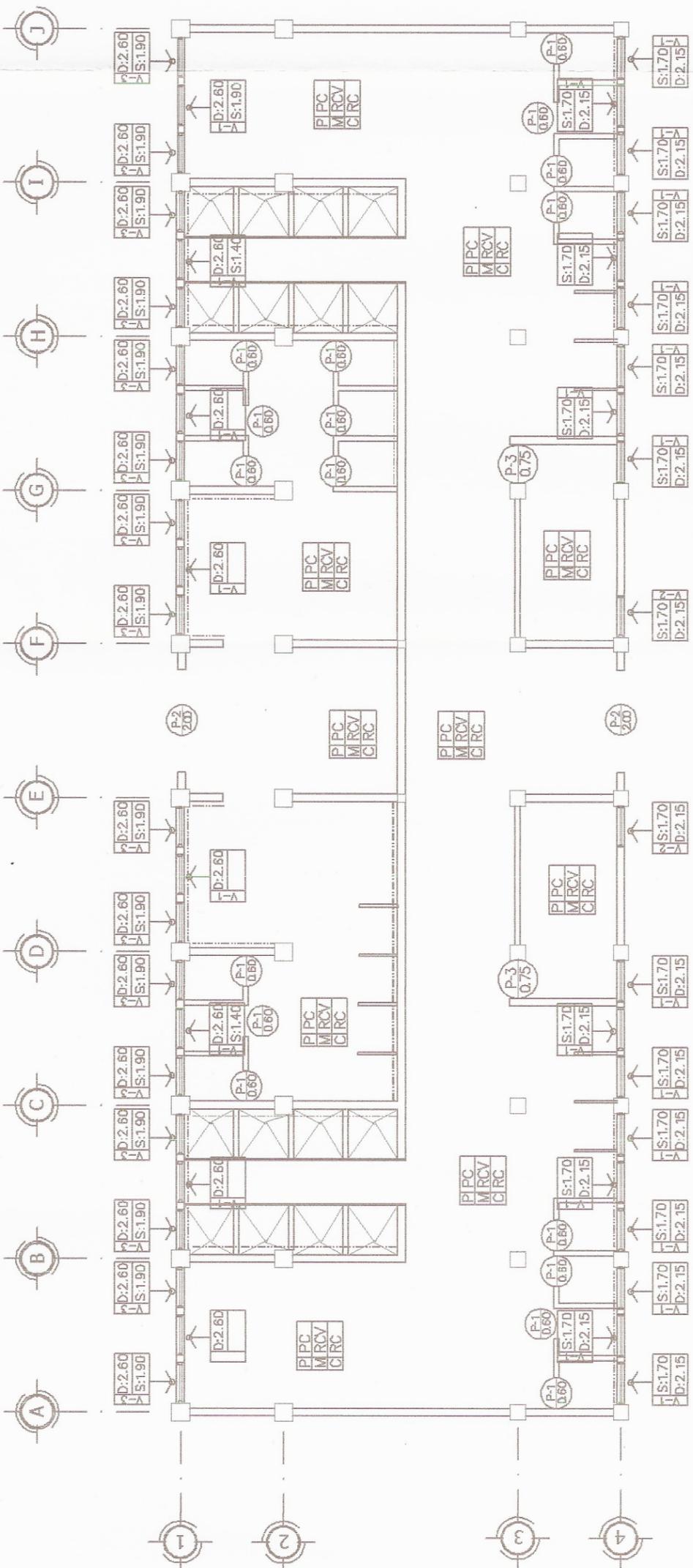
C PLANTA AMUEBLADA

ESC.: 1:125

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE
	PROYECTO: GRADERO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE
CONTENIDO:	
ESCALA:	INDICIA
DISEÑO:	DARVIN APANCHY
CÁLCULO:	DARVIN APANCHY
DIBUJO:	DARVIN APANCHY

ING. J. J. APANCHY  
 11

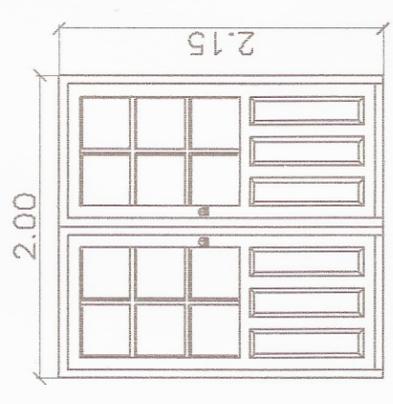




### PLANTA ACOTADA

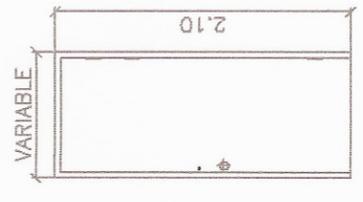
ESC.: 1:125

NOMENCLATURA DE ACABADOS	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
P-1	TIPO DE PUERTA
2.00	ANCHO DE PUERTA
S:2.60	TIPO DE VENTANA
D:1.40	ALTURA DE SILLAR
	ALTURA DE DINTEL
PC	PISO CONCRETO
RCV	MURO REPELLO + CERNIDO VERTICAL
RC	CIELO REPELLO + CERNIDO REMOLINEADO
	AZULEJO PARA BAÑO A UNA ALTURA DE 1.20m



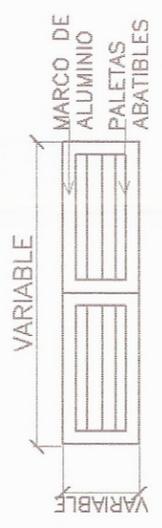
PUERTA TIPO P-2

ESC.: 1:50



PUERTA TIPO P1

ESC.: 1:50



VENTANA TIPO V-1

ESC.: 1:50

PLANILLA DE VENTANAS			
TIPO	SILLAR	DINTEL	ALTO ANCHO/CANTIDAD
V-1	1.40	2.15	1.20 0.80 2
V-2	1.70	2.15	1.20 0.83 18
V-3	1.90	2.60	1.20 0.78 24

PLANILLA DE PUERTAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL/CANTIDAD
P-1	0.60	2.10	METAL 17
P-2	2.00	2.10	METAL 2
P-3	0.75	2.10	METAL 2

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.

PROYECTO:  
GRADERIO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE

CONTENIDO:

ING. JUAN ABRIL ROS  
ASESOR EN INGENIERIA DE INSTRUCCION

San Carlos de Guatemala  
PLANTA ACOTADA

FECHA: MARZO 2017

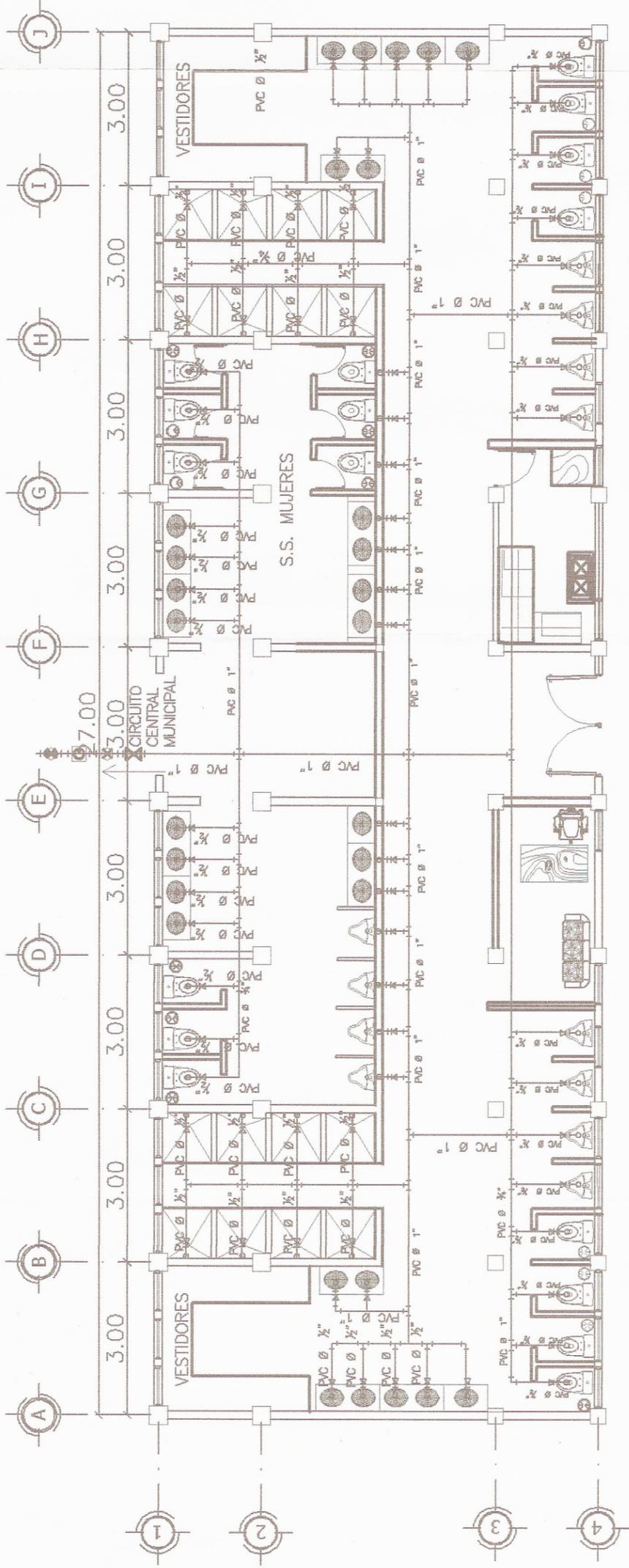
INDICADA: [Signature]

ESCALA: [Signature]

DESIGNO: DARVIN ARANDHY

CALCULO: DARVIN ARANDHY

DIBUJO: DARVIN ARANDHY



PLANTA INSTALACIONES  
HIDRÁULICAS

ESC.: 1:125



PLANTA

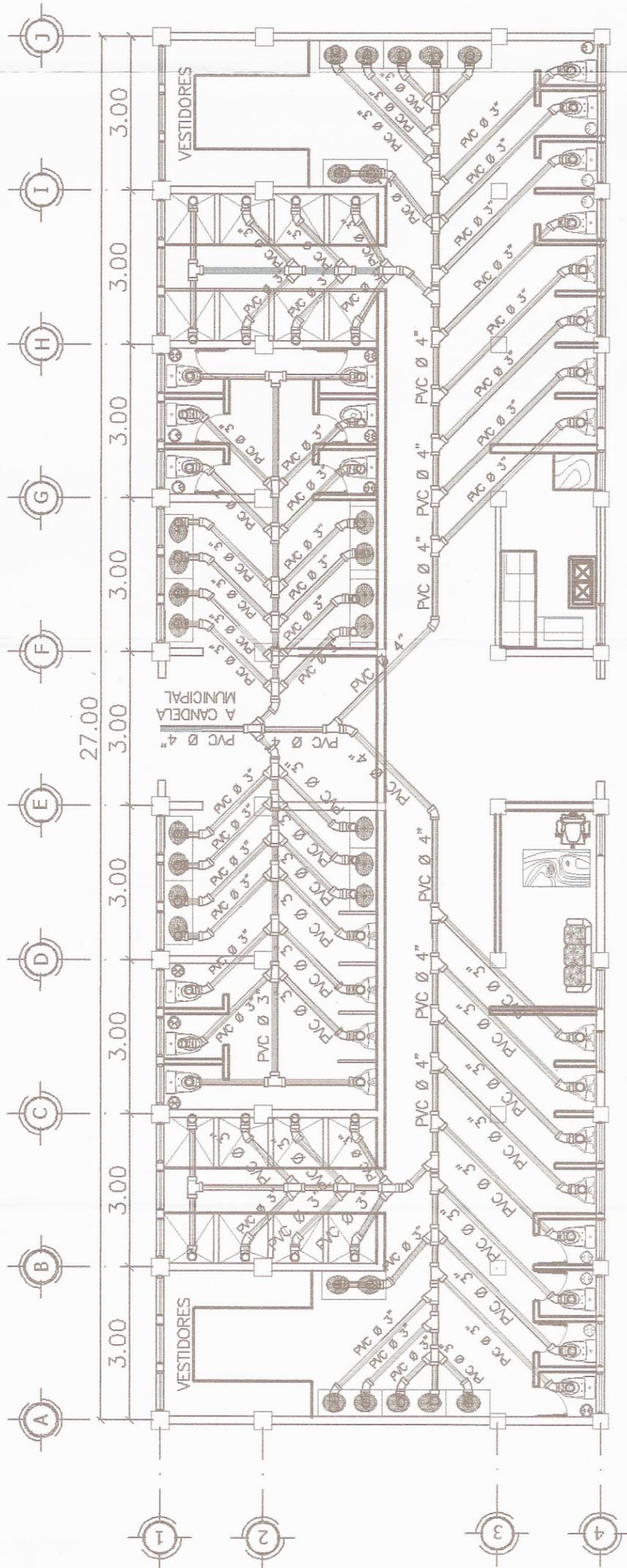
ESC.: 1:25

SECCIÓN A-A'

ESC.: 1:25

SÍMBOLO	SIMBOLOGÍA INSTALACIONES HIDRÁULICAS	DESCRIPCIÓN
—○—	TUBERÍA P.V.C.	
—┘—	CODO VERTICAL A 90° P.V.C.	
—└—	CODO HORIZONTAL A 90° P.V.C.	
—┘└—	TEE HORIZONTAL P.V.C.	
—┘└—	REDUCIDOR P.V.C. DE 3/4" - 1/2"	
—○—	CONTADOR	
—┘—	LLAVE DE PASO	
—○—	LLAVE DE GLOBO	
—┘—	LLAVE DE CHEQUE	

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
	PROYECTO: GRADERIO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE
CONTENIDO: PLAN DE INSTALACIONES HIDRÁULICAS	
ESCALA: 1:50	FECHA: 17/05/2017
INDICADA: 0017	UNIDAD DE INGENIERIA
ING. JUAN MERCK EGOS	INGENIERO SUPERVISOR
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	DE: 4
CALCULO: DARVIN ARANDHY	DE: 11
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	

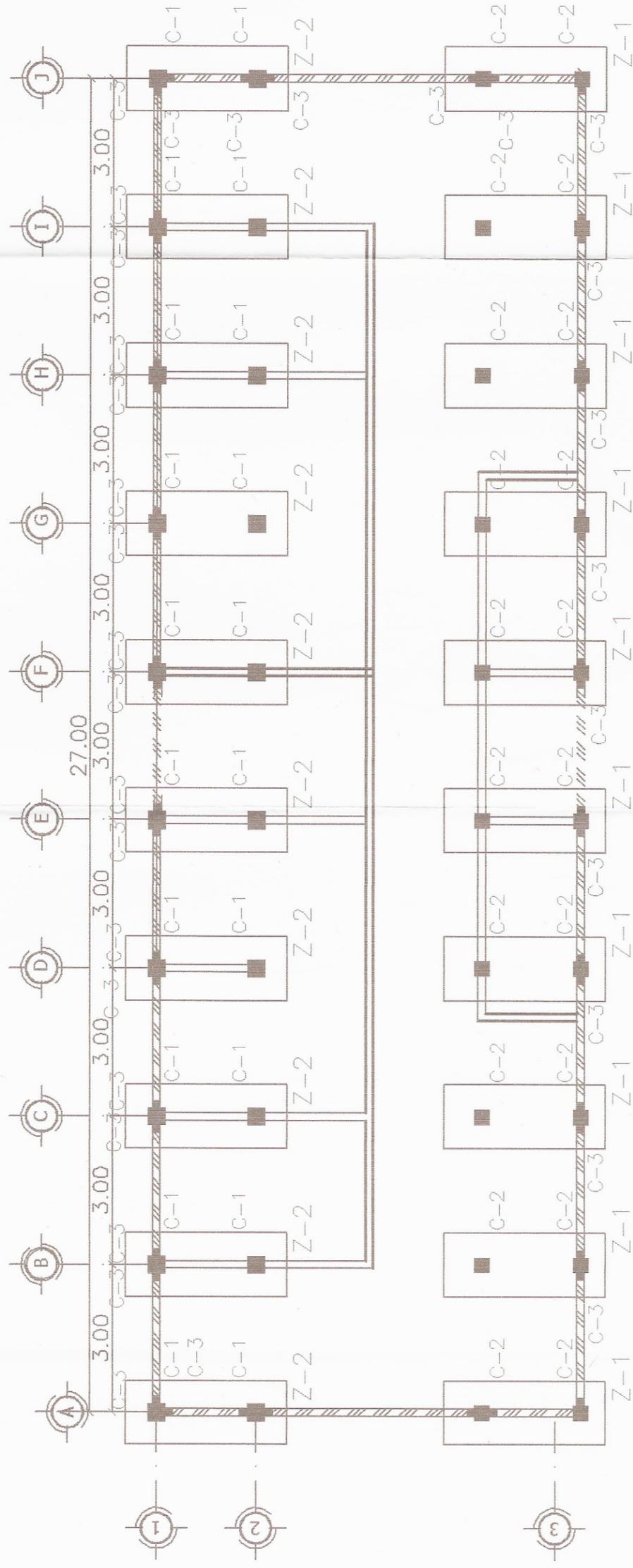


SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TEE PERFIL
	TEE PLANTA
	TEE ELEVACIÓN
	YEE
	CODO 90° PERFIL
	CODO 90° ELEVACIÓN
	CODO 45° PERFIL
	CODO 90° BAJA
	REDUCTOR DE 3" A 2"

**PLANTA INSTALACIONES  
SANITARIAS**

ESC.: 1:125

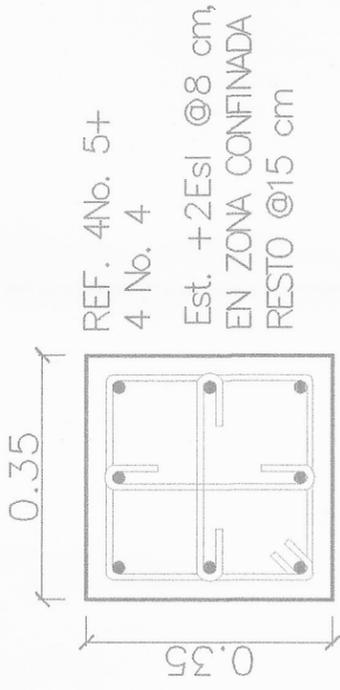
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.
	PROYECTO: GRADERIO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE
CONTENIDO: PLANTA INSTALACIONES SANITARIAS	
ESCALA:	FECHA: MARZO 2017
INDICADA:	FASE: A
Unidad de Actividades de Ingeniería: H00K:ETS DE:	
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	ING. JUAN SERRANO ASISTENTE
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	11
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	



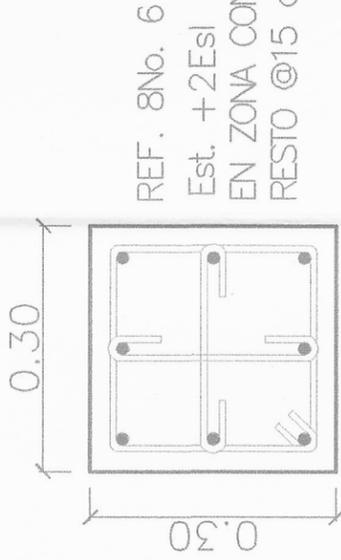
# C COLUMNAS Y CIMIENTOS

ESC.: 1:125

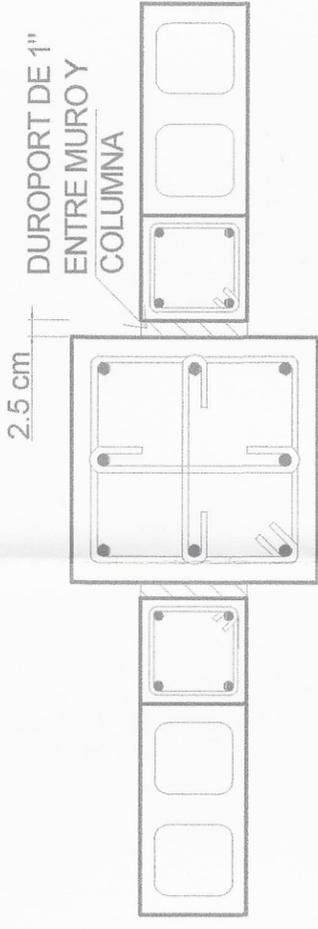
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.
	PROYECTO: GRADERO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE CONTENIDO:
	ESCALA: INDICADA EN PLANOS
DISEÑO: DARVIN ARANDHY	INGENIERO DE INGENIERIA DE ESTRUCTURAS
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	INGENIERO DE INGENIERIA DE ESTRUCTURAS
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	INGENIERO DE INGENIERIA DE ESTRUCTURAS
	ING. JUAN MERCK GOS ASESOR SUPERVISOR
	6 / 11



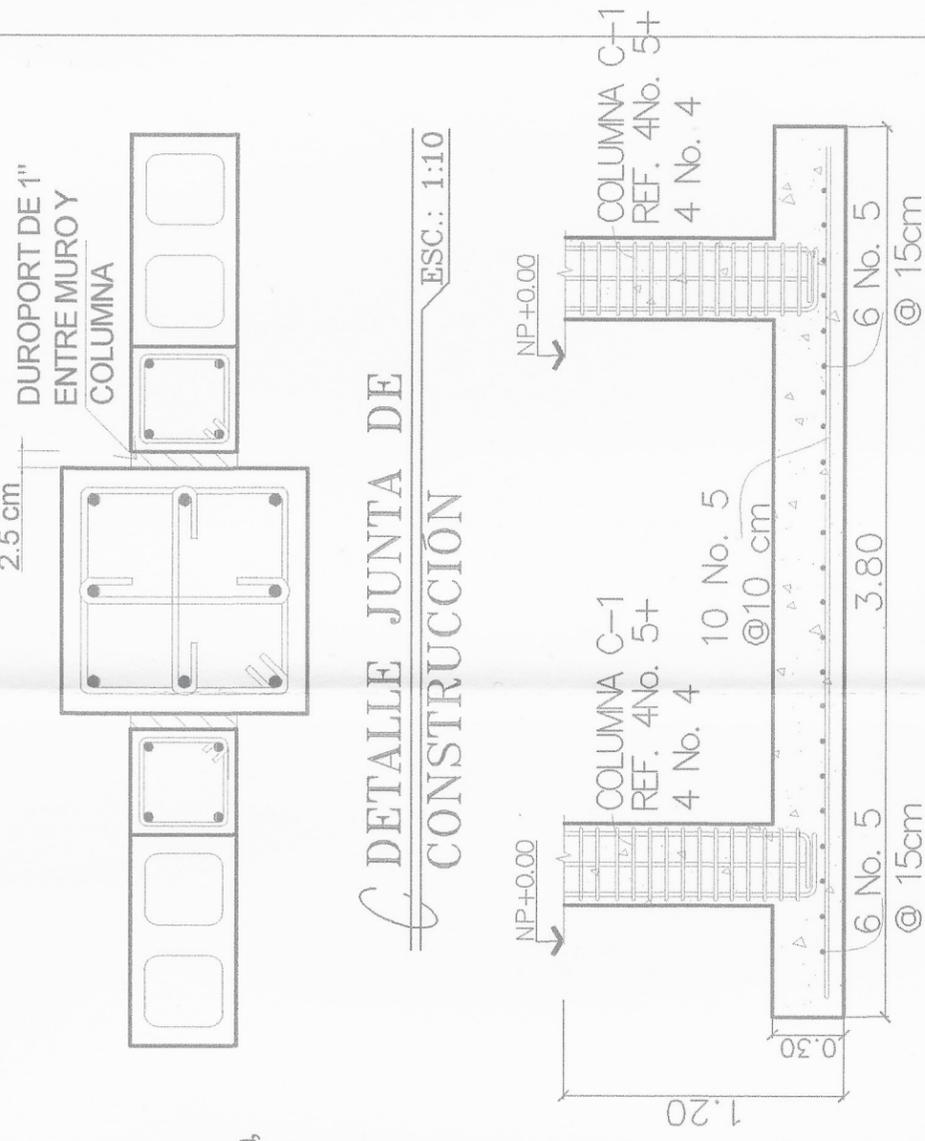
**COLUMNA C-1**  
ESC.: 1:10



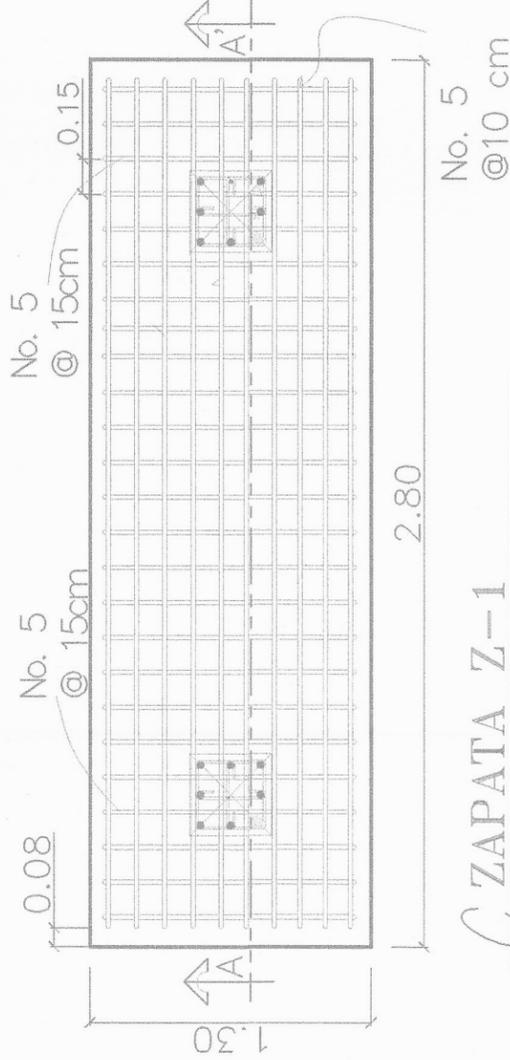
**COLUMNA C-2**  
ESC.: 1:10



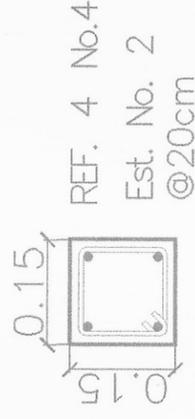
**DETALLE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN**  
ESC.: 1:10



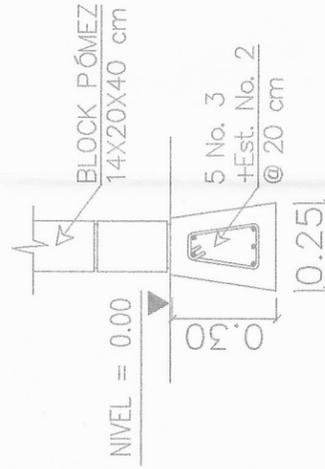
**SECCIÓN A-A'**  
Z-1  
ESC.: 1:50



**ZAPATA Z-1**  
ESC.: 1:50

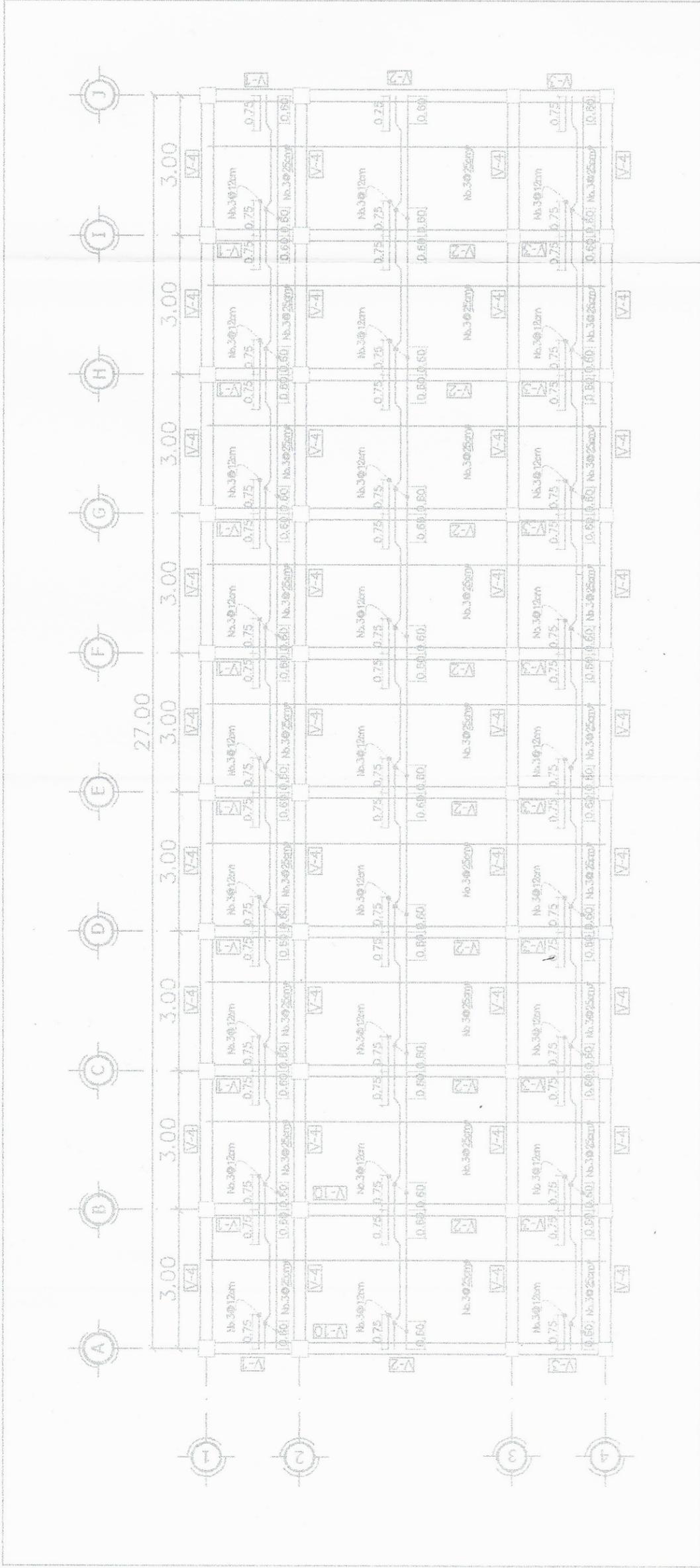


**COLUMNA C-3**  
ESC.: 1:10



**DETALLE CC-1**  
ESC.: 1:50

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA:	FASE:	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	INDICADA	MARZO 2017	A I I E
MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.		PROYECTO:	GRADERO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE	
CONTENIDO:		DETALLE CIMIENTOS		
DISEÑO:	DARVIN ARANDHY	ESCALA:	INDICADA	FECHA:
CÁLCULO:	DARVIN ARANDHY			MARZO 2017
DIBUJO:	DARVIN ARANDHY			HOJA DE:
				7
				11

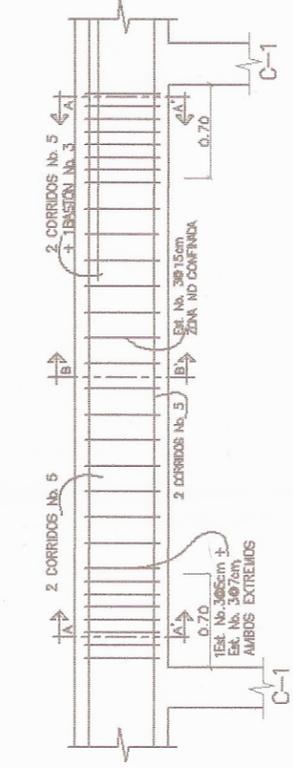


# PLANTA VIGAS Y LOSAS

ESC.: 1:125

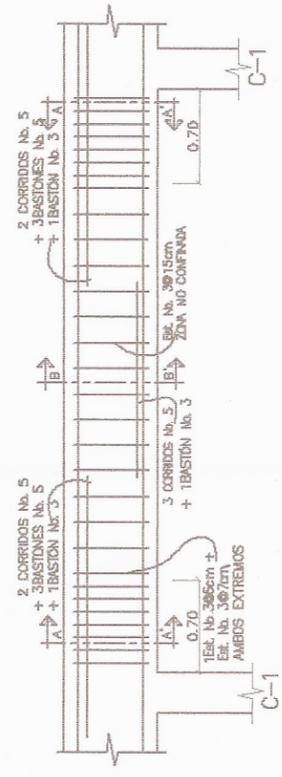
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHE.
	PROYECTO: GRADERO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE
	CONTENIDO: PLANTA DE VIGAS Y LOSAS
	UNIVERSIDAD DE LAS AMÉRICAS
	ESCALA: 1:125
	INICIA: 11/07/2017
	TERMINA: 11/07/2017
	UNIDAD DE VIGAS Y LOSAS
	PROFESOR: Ing. JUAN FERRER
	ASISTENTE: Ing. JUAN FERRER
	11

DISEÑO: DARVIN ARANDY  
 CALCULO: DARVIN ARANDY  
 DIBUJO: DARVIN ARANDY



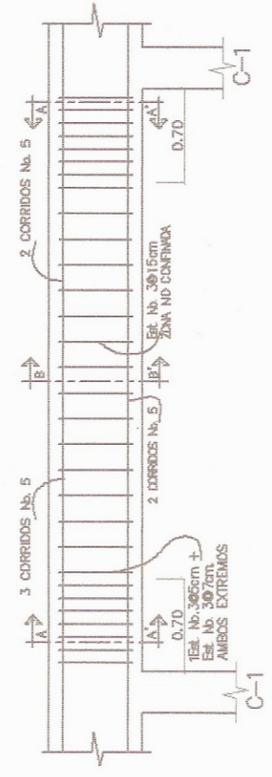
DETALLES DE VIGA V-1

ESC. V.: 1:10  
ESC. H.: 1:20



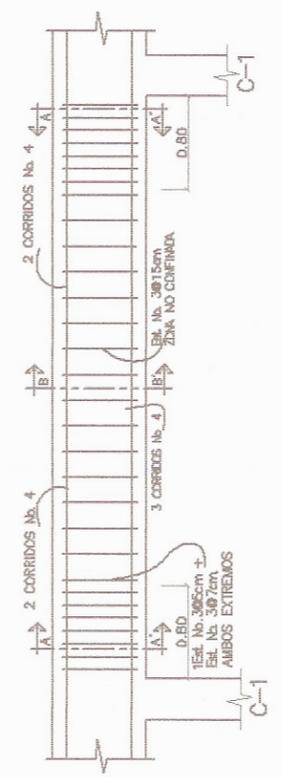
DETALLES DE VIGA V-2

ESC. V.: 1:10  
ESC. H.: 1:20



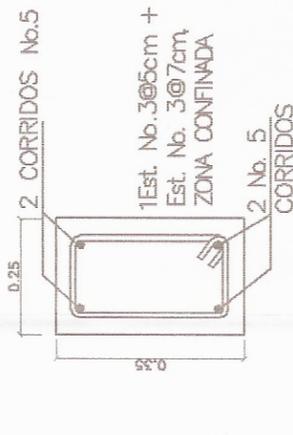
DETALLES DE VIGA V-3

ESC. V.: 1:10  
ESC. H.: 1:20



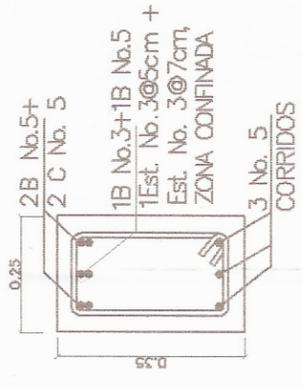
DETALLES DE VIGA V-4

ESC. V.: 1:10  
ESC. H.: 1:20



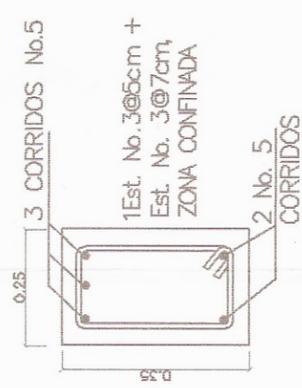
SECCIÓN A-A' V-1

ESC.: 1:5



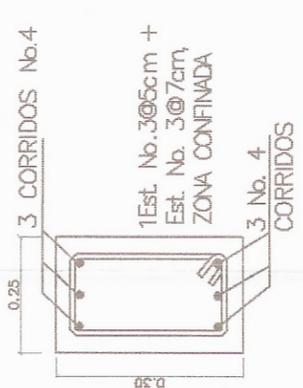
SECCIÓN A-A' V-2

ESC.: 1:5



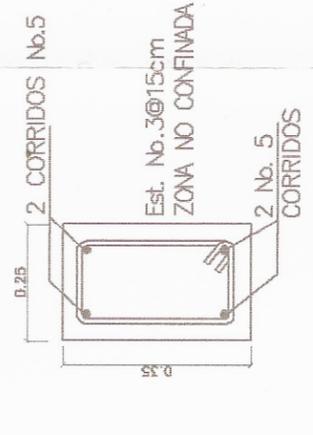
SECCIÓN A-A' V-3

ESC.: 1:5



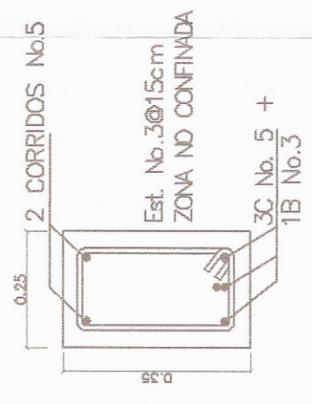
SECCIÓN A-A' V-4

ESC.: 1:5



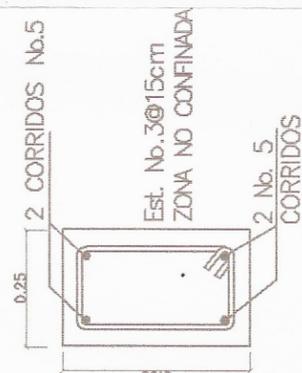
SECCIÓN B-B' V-1

ESC.: 1:5



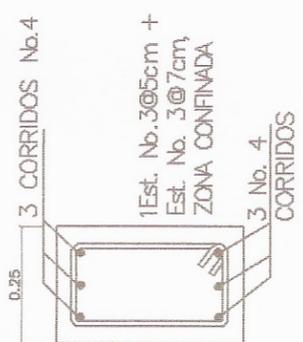
SECCIÓN B-B' V-2

ESC.: 1:5



SECCIÓN B-B' V-3

ESC.: 1:5



SECCIÓN B-B' V-4

ESC.: 1:5

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO:	GRADERIO PARA ESTADIO LLANO GRANDE
CONTENIDO:	
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	MARZO 2011
DISEÑO:	DARVIN ARANDHY
CÁLCULO:	DARVIN ARANDHY
DIBUJO:	DARVIN ARANDHY
ASesor - SIPS	ING. JUAN MERCK DOS SANTOS
Unidad de P...	9
FECHA:	11

ESPECIFICACIONES	
CONCRETO	fc=CONCRETO 3000PSI A LOS 28 DÍAS; AGREGADO Ø 3/4"
ACERO DE REFUERZO	fy = 40000PSI (G.40)
VALOR SOPORTE DEL SUELO	ESTUDIO DE SUELOS = 14.0 T/m. <sup>2</sup>
CÓDIGOS DE REFERENCIA	ACI-318S-11 AGIES NSE 1-10 AGIES NSE 2-10 AGIES NSE 3-10
EMPALMES DE VARILLAS Y LONGITUD DE ANCLAJES	VARILLA LONGITUD 1 No 3 0.30 m No 4 0.40 m No 6 0.60 m No 8 0.70 m
RECUBRIMIENTOS	ZAPATAS 7.5 cm. COLUMNAS 4.0 cm. VIGAS 4.0 cm.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO:	GRADERIO PARA ESTADIO LLANO GRANDE
CONTENIDO:	DETALLE GRADAS
ESCALA:	INDICADA
DISEÑO:	DARVIN APANDHY
CALCULO:	DARVIN APANDHY
DIBUJO:	DARVIN APANDHY

FECHA: 10 de Julio 2017

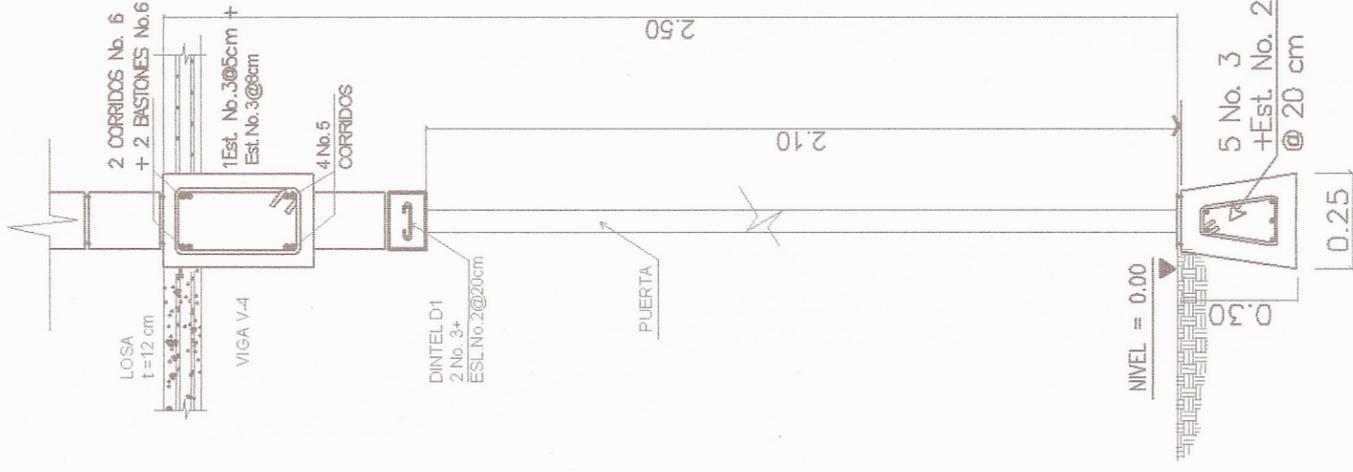
INDICADA: MARZO 2017

Unidad de Medidas: METROS

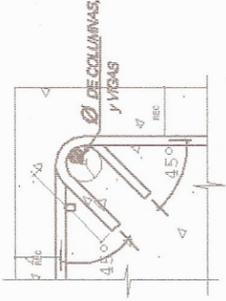
ING. JUAN MARCELO ROSIE INGENIERO

ASESOR - SUPERVISOR

11

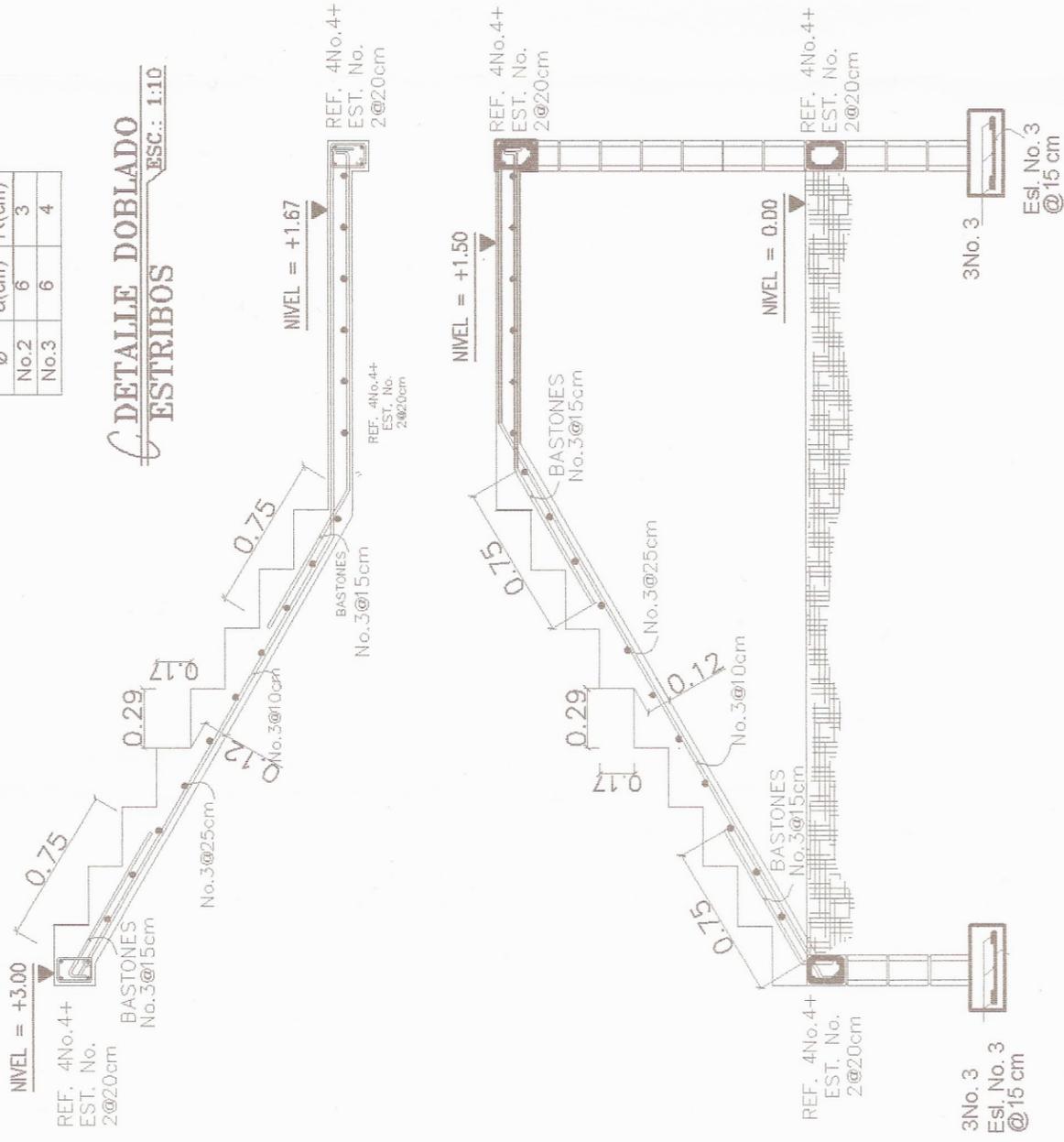


**CORTE MURO A-A'**  
ESC.: 1:10

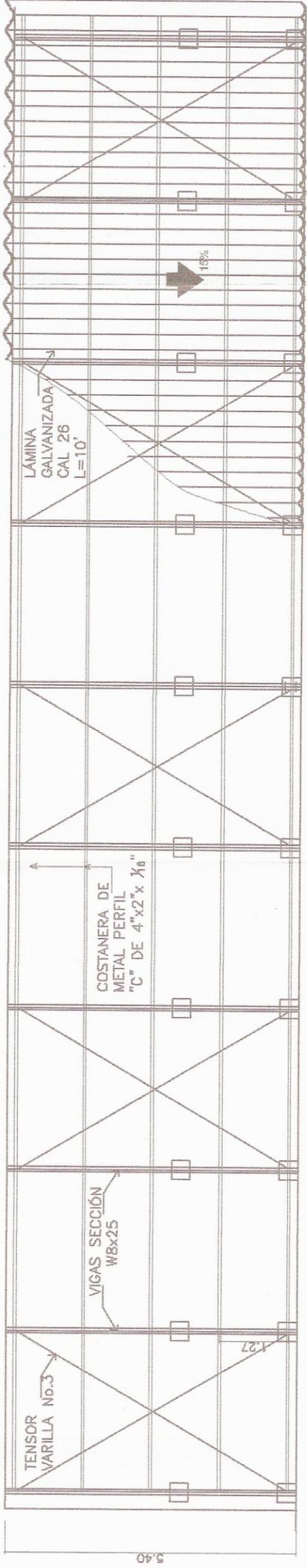


Ø	a(cm)	R(cm)
No.2	6	3
No.3	6	4

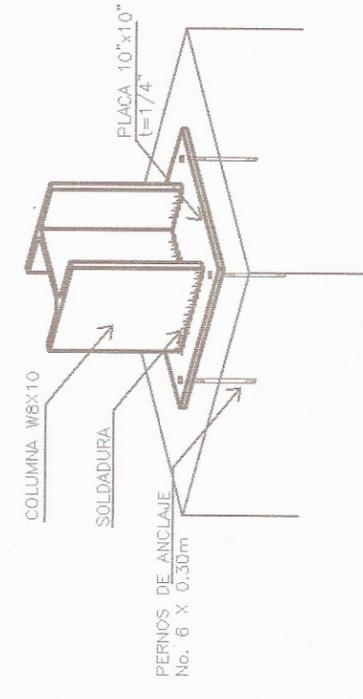
**C DETALLE DOBLADO ESTRIBOS**  
ESC.: 1:10



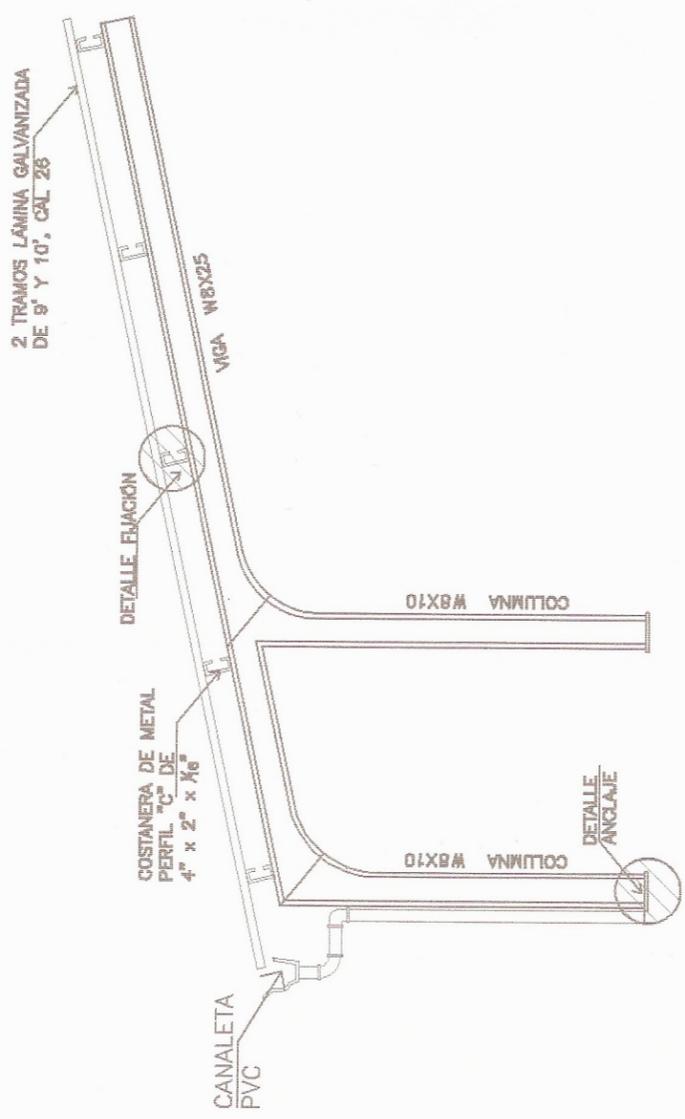
**C DETALLE GRADAS**  
ESC.: 1:25



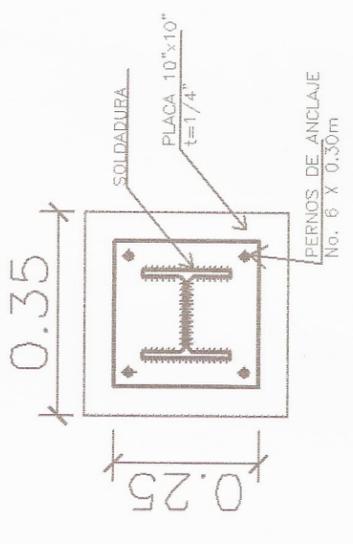
PLANTA DE TECHO  
ESC.: 1:10



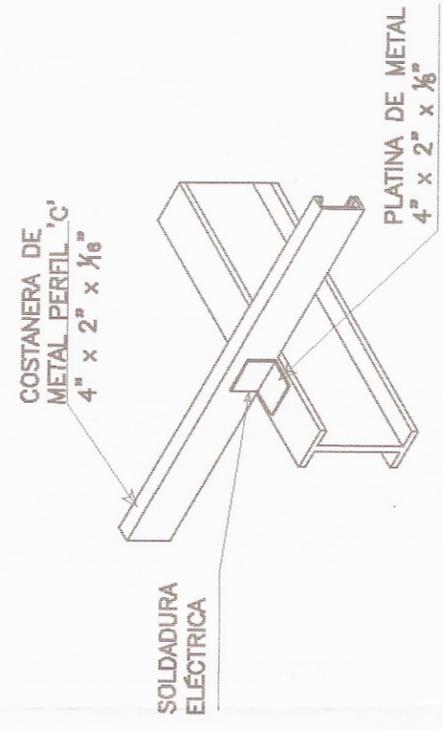
DETALLE ANCLAJE  
ESC.: 1:20



DETALLE MARCO RÍGIDO  
ESC.: 1:50



DETALLE ANCLAJE  
PLANTA  
ESC.: 1:20

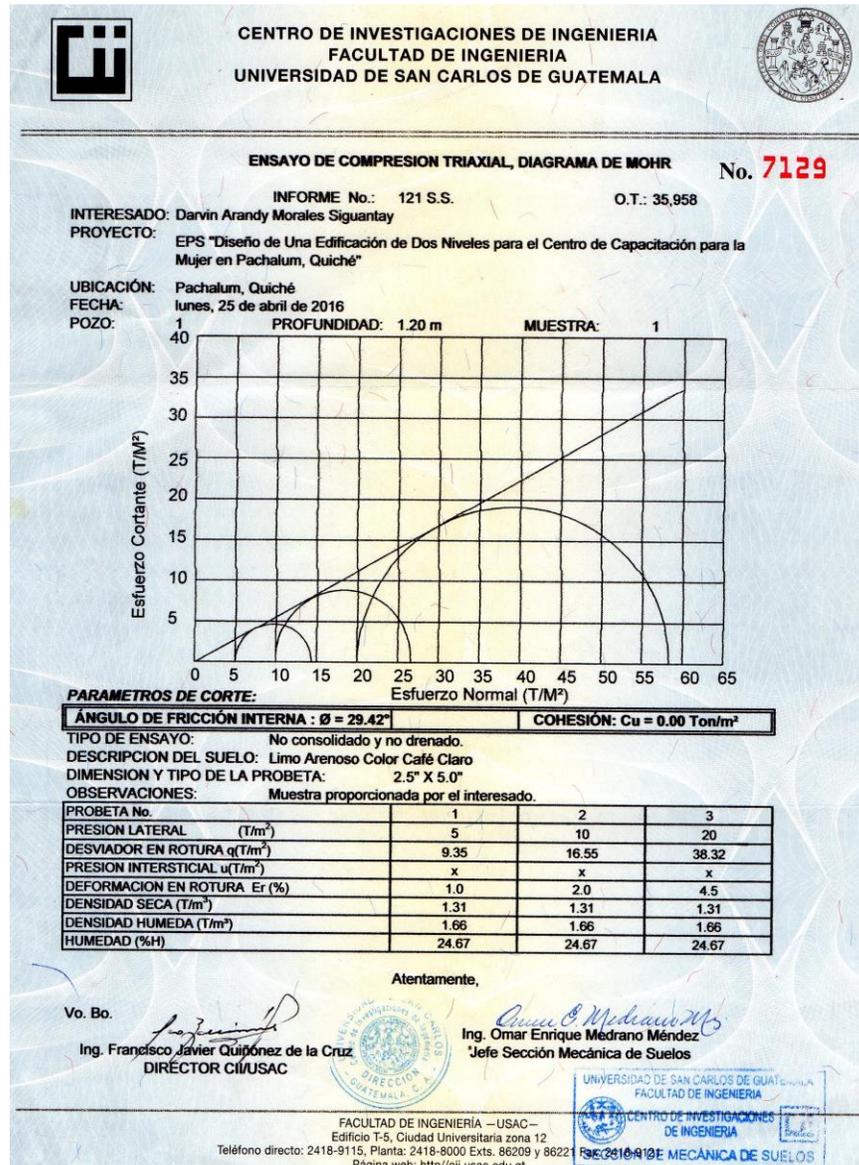


DETALLE FIJACIÓN  
ESC.: 1:10

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE PACHALUM, QUICHÉ.
	PROYECTO: GRADERO PARA ESTADIO ALDEA LLANO GRANDE CONTENIDO: ESTRUCTURA METALICA
ESCALAS: DISEÑO: DARVIN ARANDHY	Unidad de Ingeniería y AS INGENIERIA DE ESTRUCTURAS METALICAS INGENIERIA DE ESTRUCTURAS METALICAS INGENIERIA DE ESTRUCTURAS METALICAS
CÁLCULO: DARVIN ARANDHY	FECHA: 11/07/2017 INDICACIONES:
DIBUJO: DARVIN ARANDHY	DE: 11

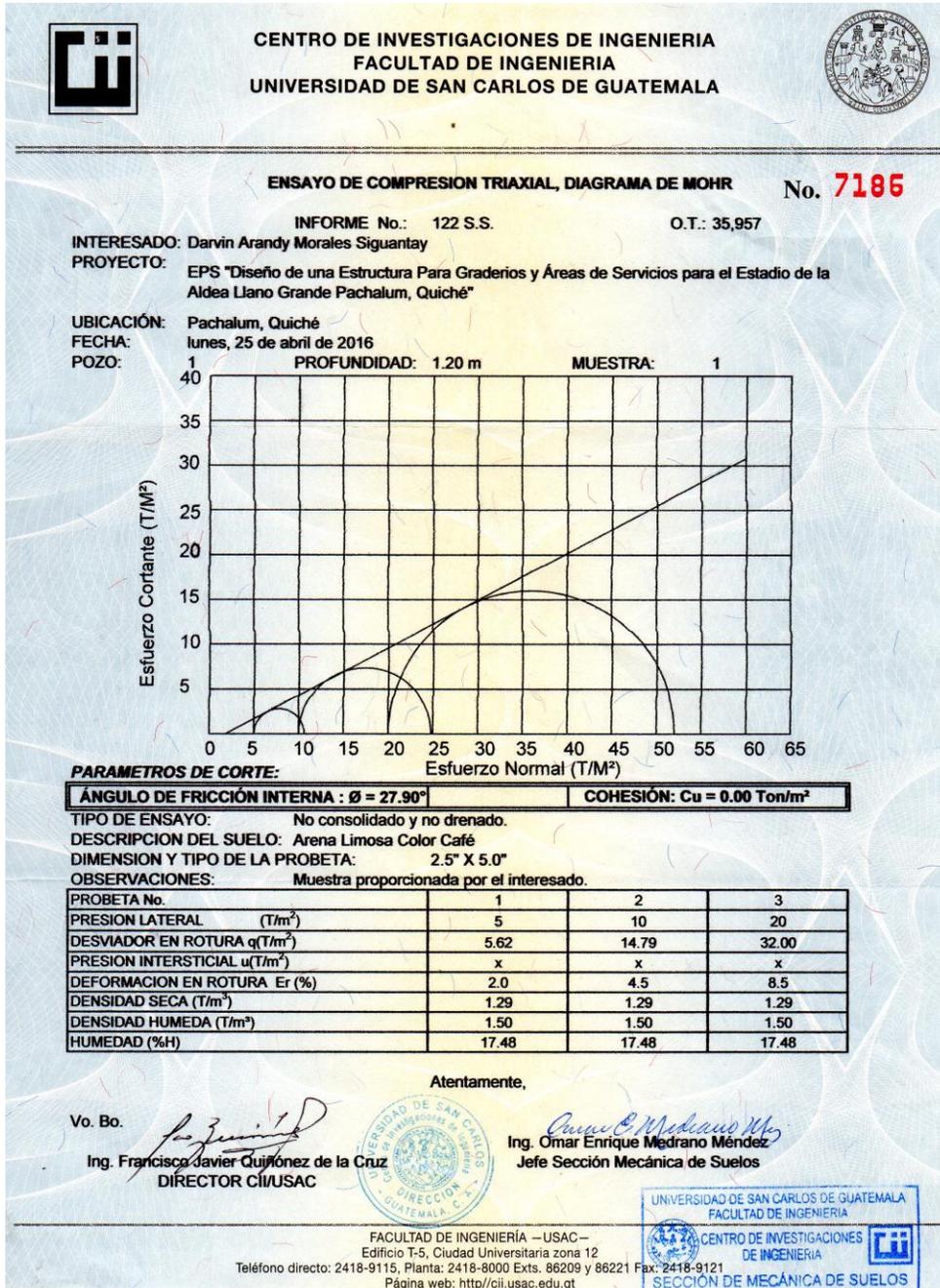
# ANEXOS

## Anexo 1. Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial



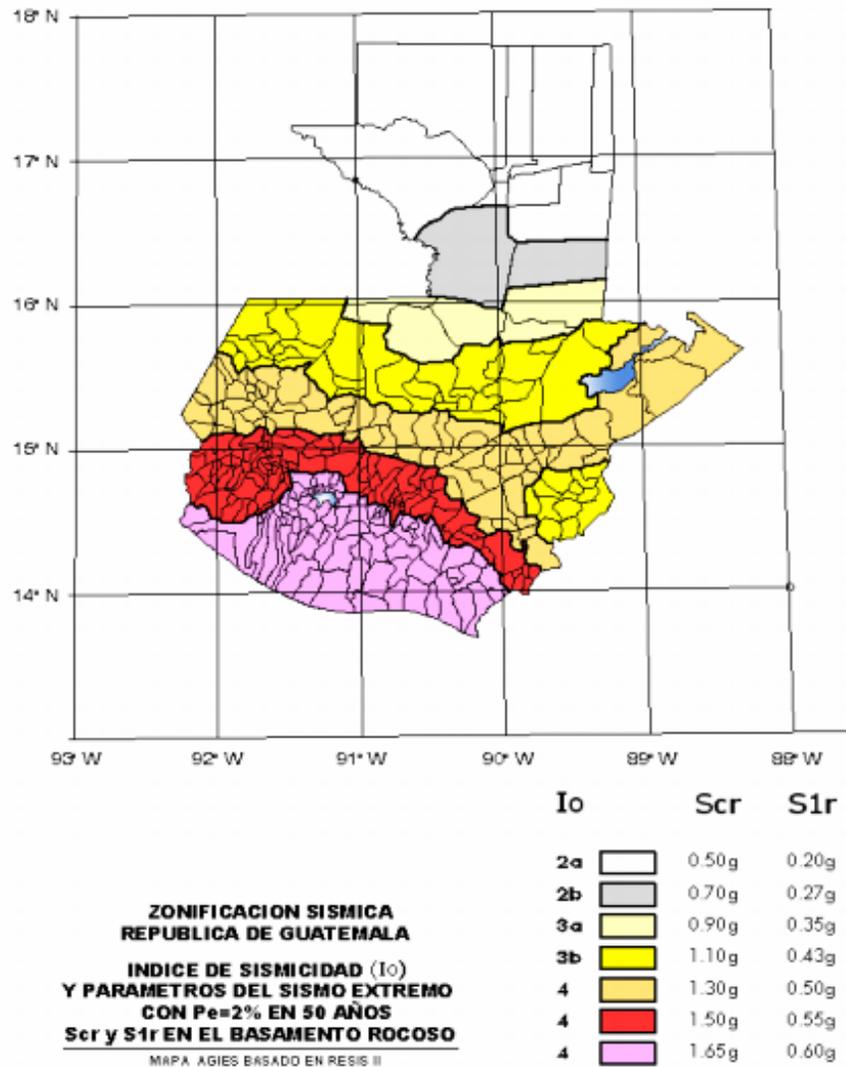
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

## Anexo 2. Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial



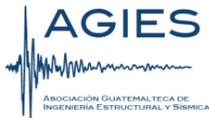
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. Zonificación sísmica para la República de Guatemala



Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 14.

## Anexo 4. Fe de erratas AGIES



---

### FE DE ERRATAS

**Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala.**

Edición "beta" del 11 de junio de 2013

**Errores de texto encontrados hasta el 11 de junio de 2013**

#### NSE2-10

- Sección 4.3.3.4 dice  $T_s = \frac{S_{1c}}{S_{cs}}$ . Debe decir  $T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$ .

#### NSE3-10

- Tabla 1-3 inciso 1) dice "... la rigidez lateral es directamente proporcional..." debe decir "... la rigidez lateral es inversamente proporcional..."
- Sección 2.1.2.1 ecuación 2-2b dice  $C_s \geq S_{1r}/R$  debe cambiarse a  $C_s \geq 0.75 * K_d S_{1r}/R$
- Sección 2.1.4.1 caso (a) dice "E1", debe decir "E2".
- Sección 2.1.4.1 caso (b) dice "E2", debe decir "E1".
- Sección 2.1.4.1 caso (c) dice "E2", debe decir "E1".
- Sección 2.1.4.1 caso (d) dice "E2", debe decir "E1".
- Sección 2.1.4.1 caso (e) dice "E2", debe decir "E1".

Fuente: AGIES NSE 2010. *Fe de erratas*. p. 1-2.

## Anexo 5. Coeficientes para momentos negativos en losas

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_x^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta más viva uniforme total}$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_x^2$$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$m = \frac{l_y}{l_x}$	<input type="checkbox"/>								
1.00 $C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95 $C_{a,neg}$		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90 $C_{a,neg}$		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85 $C_{a,neg}$		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80 $C_{a,neg}$		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75 $C_{a,neg}$		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70 $C_{a,neg}$		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65 $C_{a,neg}$		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60 $C_{a,neg}$		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55 $C_{a,neg}$		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50 $C_{a,neg}$		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto* p. 378.

## Anexo 6. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas

$$M_{a,pos,d} = C_{a,d} w l_x^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b,pos,d} = C_{b,d} w l_x^2$$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$l_y$	<input type="checkbox"/>								
1.00 $C_{a,d}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
$C_{b,d}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95 $C_{a,d}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
$C_{b,d}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90 $C_{a,d}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
$C_{b,d}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85 $C_{a,d}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
$C_{b,d}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80 $C_{a,d}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
$C_{b,d}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75 $C_{a,d}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
$C_{b,d}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70 $C_{a,d}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
$C_{b,d}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65 $C_{a,d}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
$C_{b,d}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60 $C_{a,d}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
$C_{b,d}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55 $C_{a,d}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
$C_{b,d}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50 $C_{a,d}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
$C_{b,d}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto* p. 379.

## Anexo 7. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas

$$M_{a,p01,l} = C_{a,l} w l^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,p01,l} = C_{b,l} w l^2$$

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	$C_{a,l}$ 0.036	$C_{a,l}$ 0.027	$C_{a,l}$ 0.027	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.032	$C_{a,l}$ 0.028	$C_{a,l}$ 0.030
	$C_{b,l}$ 0.036	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.035	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.030	$C_{b,l}$ 0.028
0.95	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.030	$C_{a,l}$ 0.031	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.034	$C_{a,l}$ 0.038	$C_{a,l}$ 0.036	$C_{a,l}$ 0.031	$C_{a,l}$ 0.032
	$C_{b,l}$ 0.033	$C_{b,l}$ 0.025	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.032	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.025
0.90	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.034	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.039	$C_{a,l}$ 0.037	$C_{a,l}$ 0.042	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.035	$C_{a,l}$ 0.036
	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.027	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.021	$C_{b,l}$ 0.025	$C_{b,l}$ 0.029	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.022
0.85	$C_{a,l}$ 0.050	$C_{a,l}$ 0.037	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.043	$C_{a,l}$ 0.041	$C_{a,l}$ 0.046	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.040	$C_{a,l}$ 0.039
	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.024	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.026	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.020
0.80	$C_{a,l}$ 0.056	$C_{a,l}$ 0.041	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.048	$C_{a,l}$ 0.044	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.044	$C_{a,l}$ 0.042
	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.017	$C_{b,l}$ 0.022	$C_{b,l}$ 0.020	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.023	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.017
0.75	$C_{a,l}$ 0.061	$C_{a,l}$ 0.045	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.052	$C_{a,l}$ 0.047	$C_{a,l}$ 0.055	$C_{a,l}$ 0.056	$C_{a,l}$ 0.049	$C_{a,l}$ 0.046
	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.019	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.020	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.013
0.70	$C_{a,l}$ 0.068	$C_{a,l}$ 0.049	$C_{a,l}$ 0.057	$C_{a,l}$ 0.057	$C_{a,l}$ 0.051	$C_{a,l}$ 0.060	$C_{a,l}$ 0.063	$C_{a,l}$ 0.054	$C_{a,l}$ 0.050
	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.012	$C_{b,l}$ 0.016	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.017	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011
0.65	$C_{a,l}$ 0.074	$C_{a,l}$ 0.053	$C_{a,l}$ 0.064	$C_{a,l}$ 0.062	$C_{a,l}$ 0.055	$C_{a,l}$ 0.064	$C_{a,l}$ 0.070	$C_{a,l}$ 0.059	$C_{a,l}$ 0.054
	$C_{b,l}$ 0.013	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.014	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009
0.60	$C_{a,l}$ 0.081	$C_{a,l}$ 0.058	$C_{a,l}$ 0.071	$C_{a,l}$ 0.067	$C_{a,l}$ 0.059	$C_{a,l}$ 0.068	$C_{a,l}$ 0.077	$C_{a,l}$ 0.065	$C_{a,l}$ 0.059
	$C_{b,l}$ 0.010	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.008	$C_{b,l}$ 0.011	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007
0.55	$C_{a,l}$ 0.088	$C_{a,l}$ 0.062	$C_{a,l}$ 0.080	$C_{a,l}$ 0.072	$C_{a,l}$ 0.063	$C_{a,l}$ 0.073	$C_{a,l}$ 0.085	$C_{a,l}$ 0.070	$C_{a,l}$ 0.063
	$C_{b,l}$ 0.008	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.009	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.006
0.50	$C_{a,l}$ 0.095	$C_{a,l}$ 0.066	$C_{a,l}$ 0.088	$C_{a,l}$ 0.077	$C_{a,l}$ 0.067	$C_{a,l}$ 0.078	$C_{a,l}$ 0.092	$C_{a,l}$ 0.076	$C_{a,l}$ 0.067
	$C_{b,l}$ 0.006	$C_{b,l}$ 0.004	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.004	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.007	$C_{b,l}$ 0.005	$C_{b,l}$ 0.004

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto* p. 380.