



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**

**Kevin Estuardo Arriola Galindo**

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, noviembre de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**KEVIN ESTUARDO ARRIOLA GALINDO**

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2015

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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de mayo de 2013.



**Kevin Estuardo Arriola Galindo**



Guatemala, 16 de octubre de 2015  
Ref.EPS.DOC.710.10.15

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Kevin Estuardo Arriola Galindo** con carné No. **200715164**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra  
Asesora-Supervisora de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MRGSdS/ra



Guatemala, 29 de octubre de 2015

Ref.EPS.D.578.10.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Kevin Estuardo Arriola Galindo, carné 200715164**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Setiño  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



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

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

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



Guatemala,  
28 de octubre de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLÁ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Kevin Estuardo Arriola Galindo No. 2007-15164, quien contó con la asesoría del Ing. Mayra Rebeca García Soria.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca Garcia Soria y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Kevin Estuardo Arriola Galindo, titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre 2015.

/bbdeb.

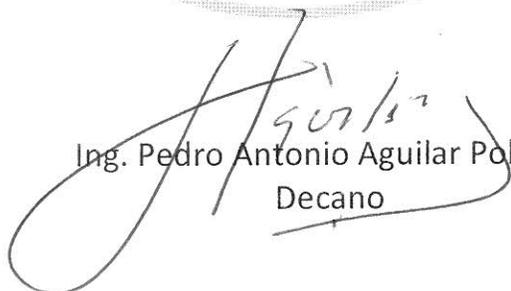
Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA, SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario: **Kevin Estuardo Arriola Galindo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano

Guatemala, noviembre de 2015

/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- |                     |  |
|---------------------|--|
| <b>Dios</b>         | Por ser una importante influencia en mi carrera, entre otras cosas.    |
| <b>Mis padres</b>   | José Pérez y Rosa López de Pérez. Su amor será siempre mi inspiración. |
| <b>Mis hermanos</b> | Walter Alfredo, Hugo Omar y Karen del Rosario Arriola Galindo.         |

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por haberme brindado entendimiento, sabiduría, y todo lo necesario para lograr mi objetivo académico.
<b>Mis padres</b>	Por su inmenso amor, comprensión y apoyo que me ayudó a ser una persona de bien y lograr una meta profesional, los amo.
<b>Mis hermanos</b>	A cada uno de ellos por brindarme su amistad, cariño y apoyo en cada momento de nuestra vida.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por haberme abierto las puertas al conocimiento y lograr una superación a nivel profesional.
<b>Mis amigos de la Facultad de Ingeniería</b>	Por los montos de estudios y diversión que no se olvidarán y aún siguen estando presentes en cualquier momento.
<b>Inga. Mayra García Soria de Sierra</b>	Por su apoyo y paciencia durante el EPS y la etapa en el trabajo de graduación.
<b>Mancomunidad de Municipios La Laguna</b>	Por haberme abierto las puertas para realizar el EPS y su amistad proporcionada.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá.....	1
1.1.1. Localización y geografía .....	1
1.1.2. Topografía .....	2
1.1.3. Clima .....	3
1.1.4. Tipo de vivienda.....	3
1.1.5. Situación demográfica .....	3
1.1.6. Población actual .....	4
1.2. Características de infraestructura.....	4
1.2.1. Vías de acceso .....	5
1.2.2. Servicios públicos .....	5
1.3. Características socioeconómicas .....	6
1.3.1. Origen de la comunidad .....	6
1.3.2. Actividad económica.....	7
1.3.2.1. Producción agrícola.....	7
1.3.3. Idioma y religión.....	7
1.3.4. Organización de la comunidad .....	8
1.4. Salud .....	8

1.4.1.	Centro de salud .....	9
1.4.2.	Infraestructura de servicios de salud .....	10
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	11
2.1.	Diseño del edificio de dos niveles para el hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá .....	11
2.1.1.	Antecedentes .....	11
2.1.2.	Infraestructura hospitalaria .....	12
2.1.3.	Terreno disponible.....	13
2.1.4.	Levantamiento topográfico .....	13
2.1.4.1.	Planimetría .....	14
2.1.4.2.	Altimetría .....	14
2.1.5.	Análisis de suelos.....	15
2.1.6.	Ensayo de compresión triaxial.....	16
2.1.7.	Criterios para el diseño de hospitales .....	17
2.1.7.1.	Criterio de localización de terreno .....	17
2.1.7.2.	Características físicas del terreno .....	18
2.1.7.3.	Unidades de atención.....	19
2.1.7.4.	Flujos de circulación .....	19
2.1.7.5.	Configuración arquitectónica .....	20
2.1.7.6.	Relaciones funcionales.....	20
2.1.7.7.	Vulnerabilidad.....	22
2.1.8.	Diseño arquitectónico .....	23
2.1.8.1.	Forma del edificio en planta .....	24
2.1.8.2.	Criterios de iluminación y ventilación ...	25
2.1.9.	Selección del sistema estructural a utilizar .....	25
2.1.10.	Análisis estructural .....	26
2.1.11.	Predimensionamiento estructural .....	26
2.1.11.1.	Predimensionamiento de vigas .....	27

2.1.11.2.	Predimensionamiento de columnas.....	27
2.1.11.3.	Predimensionamiento de losas.....	28
2.1.11.4.	Predimensionamiento de cimientos.....	30
2.1.12.	Determinación de las cargas aplicadas a los marcos.....	30
2.1.12.1.	Cargas verticales.....	30
2.1.12.2.	Cargas horizontales.....	41
2.1.12.3.	Corte basal.....	41
2.1.13.	Repartición de fuerzas por nivel.....	51
2.1.13.1.	Determinación del centro de rigidez....	53
2.1.13.2.	Determinación del centro de masa.....	57
2.1.13.3.	Torsión.....	59
2.1.13.4.	Distribución de corte traslacional y sismo.....	60
2.1.14.	Desarrollo del análisis estructural por Etabs.....	68
2.1.14.1.	Especificaciones generales.....	68
2.1.14.2.	Cargas.....	68
2.1.14.2.1.	Combinaciones de mayoración.....	69
2.1.14.3.	Resultados del análisis estructural.....	70
2.1.15.	Diseño estructural.....	82
2.1.15.1.	Diseño de losas.....	82
2.1.15.2.	Diseño de vigas.....	95
2.1.15.2.1.	Diseño por flexión.....	95
2.1.15.2.2.	Diseño por corte.....	108
2.1.15.3.	Diseño de columnas.....	116
2.1.16.	Determinación del valor soporte del suelo, $V_s$ .....	133
2.1.16.1.	Diseño de cimentación.....	135
2.1.16.2.	Diseño de gradas.....	144

2.1.17.	Diseño de instalaciones.....	149
2.1.17.1.	Instalación de agua potable.....	149
2.1.17.2.	Instalación sanitaria.....	153
2.1.17.3.	Instalación eléctrica.....	155
2.1.17.4.	Presupuesto de Hospital Regional San Pedro La Laguna .....	158
2.1.17.5.	Cronograma de ejecución del Hospital Regional San Pedro La Laguna .....	160
2.1.17.6.	Evaluación socioeconómica .....	160
2.1.17.6.1.	Valor presente neto (VPN) .....	161
2.1.17.6.2.	Tasa interna de retorno (TIR).....	161
2.1.17.7.	Estudio de Impacto Ambiental (EIA)...	161
2.1.17.8.	Plan de contingencia .....	162
2.1.18.	Elaboración de plano finales .....	163
CONCLUSIONES.....		165
RECOMENDACIONES .....		167
BIBLIOGRAFÍA.....		169
ANEXOS.....		171

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Localización del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá .....	2
2.	Forma del terreno en planta .....	15
3.	Relaciones entre las unidades funcionales del hospital .....	21
4.	Planta típica propuesta.....	24
5.	Tipología estructural del módulo .....	26
6.	Planta general de losas del módulo .....	29
7.	Áreas tributarias en dos sentidos para vigas.....	32
8.	Áreas tributarias en dos sentidos para vigas.....	33
9.	Áreas tributarias de módulo .....	33
10.	Identificación de vigas en módulo .....	35
11.	Modelos matemáticos, marcos típicos I .....	39
12.	Modelos matemáticos, marcos típicos II .....	40
13.	Medida de sillar frente a ventana para minusválido .....	45
14.	Centro de rigidez eje x, nivel 2 .....	55
15.	Posición de centro de masa CM y centro de rigidez CR .....	58
16.	Carga lateral del marco A.....	67
17.	Carga lateral del marco 1 .....	67
18.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 1 .....	70
19.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 2.....	70
20.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 3.....	71
21.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 4.....	71
22.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 5.....	72
23.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 6.....	72

24.	Momentos flexionantes del marco 1, combinación 7 .....	73
25.	Resultados de Etabs para carga sísmica, eje 1 .....	73
26.	Resultados del método de Kani para carga sísmica, eje 1 .....	74
27.	Resultados del método de Kani para carga muerta, eje A.....	75
28.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 1 .....	77
29.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 2 .....	77
30.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 3 .....	78
31.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 4 .....	78
32.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 5 .....	79
33.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 6 .....	79
34.	Momentos flexionantes del marco A, combinación 7 .....	80
35.	Resultados de Etabs para carga muerta, eje A .....	80
36.	Planta típica de losas.....	82
37.	Momentos actuantes en losas nivel 1 .....	86
38.	Diagrama de momentos entre el eje 3 y 4 en dirección X.....	87
39.	Diagrama de momentos balanceados entre el eje 3 y 4 .....	88
40.	Momentos balanceados en losas nivel 1 .....	89
41.	Diagrama de carga muerta a rostros internos.....	95
42.	Diagrama de carga viva a rostros internos .....	96
43.	Diagrama de carga sísmica a rostros internos.....	96
44.	Envolvente de momentos .....	97
45.	Envolvente de momentos en vigas en el eje D .....	98
46.	Envolvente de momentos en columnas en el eje D .....	99
47.	Requisitos de refuerzo longitudinal en vigas.....	105
48.	Datos obtenidos por el programa Etabs 2013.....	106
49.	Refuerzo longitudinal de viga.....	107
50.	Acero longitudinal necesario en el marco D.....	107
51.	Fuerza cortante de diseño en vigas .....	109
52.	Armado final de viga .....	115

53.	Detalle de armado final .....	116
54.	Comprobación de resultados con el programa JC Diseño .....	128
55.	Detalle de columna en el nivel 1 .....	132
56.	Corte simple .....	138
57.	Área de punzonamiento, zapata tipo 1 .....	140
58.	Momento flector sobre la zapata .....	142
59.	Detalle de armado final en zapata.....	143
60.	Módulo de gradas .....	145
61.	Armado de módulo de gradas .....	148

## **TABLAS**

I.	Demografía del municipio de San Pedro La Laguna.....	4
II.	Causas de morbilidad prioritaria en el municipio de San Pedro La Laguna en el 2012 .....	9
III.	Causas de mortalidad en el municipio de san Pedro La Laguna en el 2012 .....	10
IV.	Tipo de certificación, asistencia recibida y sitio de ocurrencia de las defunciones en San Pedro La Laguna .....	12
V.	Libreta topográfica del terreno del hospital .....	15
VI.	Recomendaciones sobre intensidad luminosa .....	25
VII.	Cargas verticales utilizadas en el diseño .....	31
VIII.	Integración de cargas para vigas de nivel 2 .....	37
IX.	Integración de cargas para vigas de nivel 1 .....	38
X.	Resumen de peso en nivel 2.....	43
XI.	Resumen de peso en nivel 1.....	45
XII.	Resumen del peso por nivel.....	46
XIII.	Peso total del edificio .....	46
XIV.	Zonificación de riesgo sísmico en Guatemala.....	47

XV.	Tabla 16i del UBC.....	48
XVI.	Repartición de fuerzas por nivelmódulo.....	53
XVII.	Centro de rigidez eje y nivel 2.....	54
XVIII.	Centro de rigidez eje y, nivel 1.....	56
XIX.	Centro de rigidez eje x, nivel 1.....	57
XX.	Resumen centro rigidez nivel 1 y 2.....	57
XXI.	Excentricidad mínima.....	60
XXII.	Fuerza por marco.....	63
XXIII.	Excentricidad mínima del nivel 2.....	63
XXIV.	Fuerza de marcos literales nivel 2.....	64
XXV.	Fuerza de marcos numéricos nivel 2.....	64
XXVI.	Excentricidad mínima del nivel 1.....	65
XXVII.	Fuerza de marcos literales, nivel 1.....	65
XXVIII.	Fuerza de marcos numéricos, nivel 1.....	65
XXIX.	Fuerza para marcos literales del módulo en sentido X.....	66
XXX.	Fuerza para marcos numerales del módulo en sentido Y.....	66
XXXI.	Comparación de resultados entre Etabs y Kani i en vigas, marco 1 para Carga sísmica.....	76
XXXII.	Comparación de resultados entre Etabs y Kani en columnas, marco 1 Para carga sísmica.....	76
XXXIII.	Comparación entre resultados de Etabs y Kani en vigas, para carga Muera del marco a.....	81
XXXIV.	Comparación entre resultados de Etabs y Kani en columnas, para Carga muerta del marco a.....	81
XXXV.	Momentos actuantes en losas nivel 1.....	85
XXXVI.	Momentos en sentido X.....	93
XXXVII.	Momentos en sentido Y.....	93
XXXVIII.	Comparación de resultados entre las envolventes de momentos de Etabs y Kani.....	98

XXXIX.	Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga .....	103
XL.	Refuerzo final en la viga.....	105
XLI.	Carga axial sobre columnas del nivel 1 y 2 .....	118
XLII.	Caudales en función de unidades Hunter .....	150
XLIII.	Unidades Hunter .....	151
XLIV.	Unidades mueble por artefactos .....	154
XLV.	Diámetro nominal de tubería según las Um .....	154
XLVI.	Capacidad de conducción en conductores aislados [amp].....	156
XLVII.	Planilla de circuitos eléctricos de iluminación.....	157
XLVIII.	Planilla de circuitos eléctricos de fuerza.....	157
XLIX.	Presupuesto de Hospital Regional San Pedro La Laguna .....	158
L.	Cronograma de ejecución del Hospital Regional San Pedro La Laguna, departamento de Sololá .....	160
LI.	Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) .....	162



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>H</b>	Altura de sección del elemento
<b>H<sub>i</sub></b>	Altura del nivel
<b>Φ</b>	Ángulo de fricción interna
<b>β</b>	Angulo de inclinación de la carga sobre zapatas
<b>A<sub>s</sub></b>	Área de acero
<b>A<sub>v</sub></b>	Área de acero de la varilla de acero
<b>A<sub>smax</sub></b>	Área de acero máximo
<b>A<sub>smin</sub></b>	Área de acero mínimo
<b>A</b>	Área de una superficie
<b>A<sub>g</sub></b>	Área gruesa del elemento
<b>B</b>	Base de sección del elemento
<b>P</b>	Cara puntual
<b>Q<sub>adm</sub></b>	Carga admisible en suelo
<b>P<sub>u</sub></b>	Carga axial última
<b>W</b>	Carga distribuida
<b>SISMO</b>	Carga inducida por sismo
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CM dist.</b>	Carga muerta distribuida
<b>Q<sub>u</sub></b>	Carga última en suelo
<b>CV</b>	Carga viva
<b>CV dist.</b>	Carga viva distribuida
<b>C<sub>m</sub></b>	Centro de masa
<b>C<sub>r</sub></b>	Centro de rigidez

<b>Ca</b>	Coeficiente de carga en losa para lado corto
<b>Cb</b>	Coeficiente de carga en losa para lado corto
<b>I</b>	Coeficiente de Importancia
<b>R</b>	Coeficiente de sistema estructural
<b>Ct</b>	Coeficiente de Sistema Estructural para Período
<b>Ca</b>	Coeficiente sísmico
<b>Cv</b>	Coeficiente sísmico
<b>Cu</b>	Cohesión del suelo
<b>Vc</b>	Cortante de concreto
<b>Vcol</b>	Cortante de concreto
<b>Vpr</b>	Cortante plástico resistente debido a sismo
<b>Vn</b>	Cortante por nivel
<b>Vs</b>	Cortante resistente por la varilla
<b>Vu</b>	Cortante último
<b>VR</b>	Corte resistente por concreto
<b><math>\rho</math></b>	Cuantía de acero
<b><math>\rho'</math></b>	Cuantía de acero a compresión en viga doblemente reforzada.
<b>pbal</b>	Cuantía de acero balanceada
<b>pcy</b>	Cuantía de acero máxima
<b>pmin</b>	Cuantía de acero mínimo
<b>D</b>	Desplante del suelo
<b>Xcm</b>	Distancia al centro de masa sobre eje x
<b>Ycm</b>	Distancia al centro de masa sobre eje y
<b>Xcr</b>	Distancia al centro de rigidez sobre eje x
<b>Ycr</b>	Distancia al centro de rigidez sobre eje y
<b>S</b>	Espaciamiento de estribos o eslabones en elementos
<b>T</b>	Espesor de la sección del elemento (losa y zapatas)
<b>e</b>	Excentricidad

<b>emin</b>	Excentricidad mínima
<b>ex</b>	Excentricidad sobre el eje X
<b>ey</b>	Excentricidad sobre el eje Y
<b>M1</b>	Exceso de momento en viga
<b>Nq, Ny, Nc</b>	Factor de Carga para fórmula modificada de Terzaghi
<b>Nv</b>	Factor de cercanía a fuente
<b>Na</b>	Factor de cercanía a la fuente
<b>Fs</b>	Factor de seguridad
<b>Z</b>	Factor de zona
<b>FM''</b>	Fuerza de torsión
<b>FM'</b>	Fuerza proporcional a la rigidez
<b>FM</b>	Fuerzas por marco
<b>Fni</b>	Fuerzas por nivel
<b>kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramo por metro cuadrado
<b>kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo por metro cúbico
<b>km</b>	Kilometro
<b>La</b>	Lado corto de la losa
<b>Lb</b>	Lado largo de la losa
<b>L</b>	Luz del elemento
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Ei</b>	Módulo de rigidez
<b>M (-)</b>	Momento negativo
<b>M2</b>	Momento nominal en viga doblemente reforzada
<b>Mpr</b>	Momento plástico o resistente a sismo
<b>M (+)</b>	Momento positivo
<b>MR</b>	Momento resistente
<b>Mu</b>	Momento último
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento

<b>Bo</b>	Perímetro crítico de la zapata
<b>T</b>	Período natural de vibración
<b>Wvidrio</b>	Peso de vidrio
<b>Wc</b>	Peso del concreto
<b><math>\gamma_s</math></b>	Peso específico del suelo
<b>Wi</b>	Peso por nivel
<b>Qe</b>	Presión de contacto
<b>R</b>	Recubrimiento en elemento
<b>ACI 318-08</b>	Reglamento de la American Concrete Institute volumen 08.
<b><math>\gamma</math></b>	Relación entre altura y altura efectiva en columnas
<b>m</b>	Relación entre el lado largo y lado corto de losa
<b>f'c</b>	Resistencia nominal a compresión del concreto
<b>Fy</b>	Resistencia nominal a la fluencia en acero
<b>Ki</b>	Rigidez de marco
<b>Sw</b>	Sobre carga
<b>i</b>	Tasa de crecimiento poblacional
<b>V</b>	Valor de corte basal

## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambio de temperatura.
<b>ACI</b>	Siglas de American Concrete Institute.
<b>Altimetría</b>	Procedimientos utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de un terreno o construcción.
<b>Área tributaria</b>	Área de carga que afecta a un elemento estructural.
<b>Antrópico</b>	Es un adjetivo que significa algo relativo al hombre o a lo antropogénico, causado por el hombre.
<b>Axial</b>	Relativo al eje, que forma un eje.
<b>Centroidal</b>	Es la intersección de todos los planos que dividen a un objeto en dos partes de igual volumen con respecto al plano.
<b>Colindancia</b>	Contigua, el más próximo.

<b>Corte basal</b>	En cálculo estructural, es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación, para simular sobre un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura.
<b>Demografía</b>	Es la ciencia que tiene como objetivo el estudio de las poblaciones humanas y que trata de su dimensión, estructura, evolución y características generales, considerados desde un punto de vista cuantitativo.
<b>Estribo</b>	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte de un elemento estructural.
<b>Estructura</b>	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas de un cuerpo físico.
<b>Excentricidad</b>	Es la distancia que separa al centro de masa del centro de rigidez.
<b>Iteración</b>	Es repetir una serie de funciones hasta obtener un dato certero.
<b>Losa</b>	Entrepiso o terraza.
<b>Momento</b>	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a x distancia de su centro de masa.

<b>Rigidez</b>	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
<b>Sismo</b>	Es una sacudida o aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de las placas a una cierta profundidad, partiendo de un epicentro.
<b>Topografía</b>	Ciencia de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.
<b>Valor soporte</b>	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.



## **RESUMEN**

En el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en la institución Mancomunidad de Municipios La Laguna, ubicada en el municipio de San Pedro La Laguna, Sololá, se desarrolló el diseño del edificio de dos niveles para el hospital regional, que será de suma importancia para el desarrollo de esta comunidad. En el presente documento se exponen la monografía y el diagnóstico de la comunidad, así como el desarrollo del diseño de la edificación con sus respectivos planos y presupuesto.

Para la selección de este proyecto, se tuvo que llevar a cabo un diagnóstico comunitario en el que se analizan las necesidades de la población atendida y las posibles soluciones al problema. Conociendo las necesidades y además de la priorización del proyecto de un hospital por las autoridades del municipio, se inició con el proceso para la elaboración del diseño.

El sistema estructural del edificio fue elaborado a través de marcos dúctiles resistentes a momentos de concreto armado y el mismo está conformado por dos niveles con separación de diferentes módulos para su mejor diseño y funcionalidad. En el análisis estructural se realizaron las diferentes combinaciones de carga, y con las más críticas se diseñaron los elementos estructurales.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Colaborar con la institución Mancomunidad de Municipios La Laguna en diseñar la edificación de dos niveles destinada para el hospital regional en el municipio de San Pedro La Laguna, Sololá.

### **Específicos**

1. Realizar el diseño de la edificación de dos niveles destinada para el hospital regional de San Pedro La Laguna, que cumpla con las especificaciones y reglamentos de construcción vigentes, necesarios para que sea una estructura sismo resistente y para así poder brindar una mejor calidad de vida a sus habitantes.
2. Proveer a la comunidad de planos y presupuestos necesarios para la construcción del proyecto: hospital regional de dos niveles.



## INTRODUCCIÓN

En el municipio de San Pedro La Laguna y las demás comunidades aledañas a este, ha surgido una problemática dada a la escasez de infraestructura hospitalaria. Tal problemática afecta a toda la población sin excepción alguna en el sector de salud. Por tal razón, se elaboró un diagnóstico comunitario en el lugar, tomando como prioridad un plan de infraestructura orientado al diseño y futura construcción de una edificación hospitalaria de dos niveles. Esta contribuirá directamente al crecimiento social y mejoramiento al acceso en el sector de salud.

Partiendo de este principio y manteniendo la filosofía de servicio social, la Universidad de San Carlos de Guatemala contribuye responsablemente a través del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, con las comunidades del país que lo requieran, proporcionando apoyo técnico en el desarrollo de proyectos de bien común.

El proyecto es el diseño de un hospital en el sector llamado Pajulyá del municipio de San Pedro La Laguna, el terreno cuenta con un área de 17 255,44 metros cuadrados.

Según las normas de diseño para edificaciones destinadas a hospitales, la edificación deberá considerar las ampliaciones futuras previsibles en los espacios para estacionamiento y área verde de 50 %, además se considera que la ocupación del terreno no deberá exceder del 30 % quedando un 20 % para futuras ampliaciones.

El informe final está conformado por los siguientes capítulos:

En el capítulo uno se describe la monografía y diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la comunidad, con el fin de conocer el estado actual de la población.

En el capítulo dos se desarrolla el diseño de la edificación de dos niveles destinada para el hospital regional en el que se presentan las características generales y de diseño para el hospital.

En la parte final se presentan las conclusiones, recomendaciones y los respectivos planos del diseño.

# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá**

A continuación se explicará la monografía del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá.

### **1.1.1. Localización y geografía**

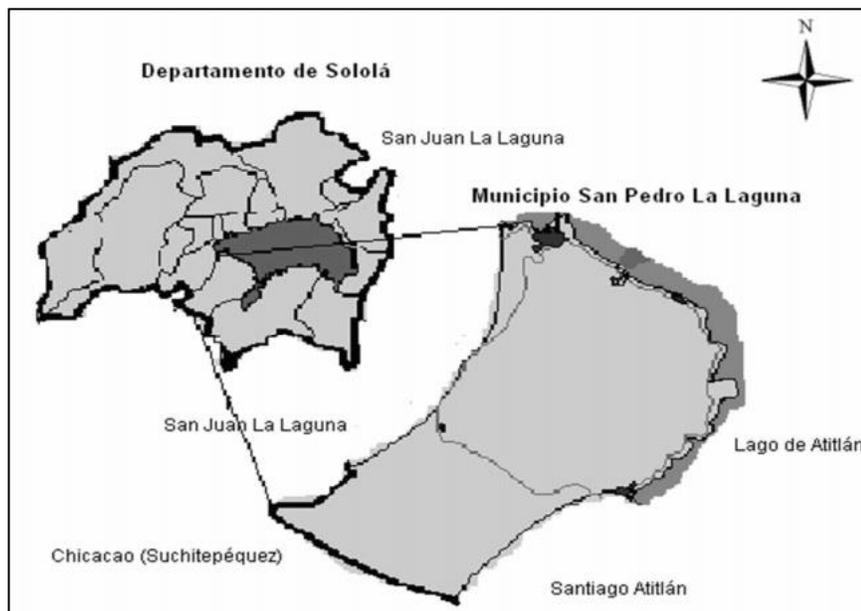
San Pedro La Laguna es un municipio del departamento de Sololá de la región sur-occidente de la República de Guatemala. Se localiza a una latitud de 14°41'25" norte y una longitud de 91°16' 21" oeste, la cabecera municipal se encuentra a 1 610 metros sobre el nivel del mar, colinda al norte con el municipio de San Juan La Laguna y el lago de Atitlán, al este con el municipio de Santiago Atitlán y el lago de Atitlán, al sur con Chicacao del departamento de Suchitepéquez y Santiago Atitlán y al oeste con San Juan La Laguna y Chicacao. Desde la cabecera departamental de Sololá se puede llegar al municipio con un recorrido de 54 kilómetros en carretera y de la ciudad capital al municipio hay una distancia de 178 kms.

El municipio cuenta con un total de 24 kilómetros cuadrados, la cabecera está localizada en el margen noreste del lago de Atitlán y al norte del volcán San Pedro. Representa el 0,02 % del territorio nacional y el 2,26 % del departamento de Sololá.

En el área geográfica del municipio puede distinguirse dos zonas de vida: una se extiende de los 1 630 hasta los 2 400 msnm, siendo la parte baja y

media del municipio y clasificada como bosque húmedo montano bajo subtropical (BHMBS).

Figura 1. **Localización del municipio de San Pedro La Laguna, Sololá**



Fuente: LÓPEZ SALGUERO, Roel. *Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión*. p. 4.

### 1.1.2. Topografía

El territorio de San Pedro La Laguna pertenece a las tierras altas de la cadena volcánica con montañas, colinas y conos volcánicos. A pesar de ser un municipio totalmente montañoso, pueden apreciarse dos zonas topográficas:

Una se extiende de los 1 630 hasta los 2 400 msnm, siendo la parte baja y media del municipio y clasificada como bosque húmedo montano bajo subtropical (BHMBS).

La otra es la parte alta y se extiende desde los 2 401 hasta los 2900 msnm, clasificada como bosque muy húmedo montano subtropical (BMHMS). Ambas zonas se caracterizan por tener montañas cubiertas de árboles y matorrales.

### **1.1.3. Clima**

En el municipio de San Pedro La Laguna se ha registrado una precipitación pluvial anual de 1 000 a 2 000 milímetros; la estación lluviosa se registra de mayo a agosto; la estación seca de septiembre a abril, los datos más altos de precipitación se alcanzan de julio a agosto, su temperatura promedio anual fluctúa entre los 13 a 20 grados centígrados (°C). Los meses más fríos son enero y febrero. La humedad relativa promedio se encuentra alrededor del 81 % y está sometida a fuertes vientos de octubre a febrero que corren en dirección nor-noreste a sur-suroeste, a velocidades que oscilan entre 17 a 18 kilómetros por hora.

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

Las viviendas están construidas en su mayoría de *block*, con techo de terraza o lámina y aproximadamente un 25 % de abobe con techo de lámina, según las posibilidades de cada familia.

### **1.1.5. Situación demográfica**

Basándose en los datos proporcionados del centro de salud y los resultados de los censos realizados por la municipalidad en el 2012, la densidad de la población del municipio es 487 habitantes por kilómetro cuadrado.

Tabla I. **Demografía del municipio de San Pedro La Laguna**

<b>Demografía</b>	<b>Total</b>
Población total 2012	11 357
Población migrante	0
Total de Nacimientos 2011	178
Total de Nacimientos 2012	170
Tasa de Natalidad	14,97
Crecimiento Vegetativo	4,30
Tasa de Fecundidad	49,08
Núm. de Mortinatos	2

Fuente: Centro de Salud. Municipio de San Pedro La Laguna.

#### **1.1.6. Población actual**

San Pedro es uno de los pueblos más grandes de los 10 que rodean el lago, actualmente con base en el INE (Instituto Nacional de Estadística), la población actual es de 11 539 habitantes, de los cuales el 99,5 % son indígenas y el 0,5 % no indígena. Los idiomas predominantes en el municipio de San Pedro La Laguna son el t'zutujil y el español. La gran mayoría de esta población se concentra en el casco urbano, ya que su única comunidad rural es una finca llamada Tzantziapá.

#### **1.2. Características de infraestructura**

Representan las características fundamentales de infraestructura con las cuales cuenta el municipio de San Pedro La Laguna, tomando en consideración las edificaciones de servicio de salud. Otras características fundamentales se encuentran las vías de acceso y servicios públicos en general.

### **1.2.1. Vías de acceso**

Se llega a San Pedro La Laguna por medio de la carretera interamericana CA-1, en el kilómetro 148. Asimismo, se puede llegar al municipio a través de Santa Clara La Laguna; tiene 46 kilómetros desde la cabecera departamental de Sololá a la cabecera municipal de San Pedro La Laguna. Este municipio cuenta con cuatro empresas de transporte terrestre que prestan el servicio diario hacia Quetzaltenango y hacia la ciudad capital. Otra manera de transportarse a San Pedro La Laguna es por vía lacustre; el destino de las lanchas es Panajachel y no existen normas que regulen este medio ni la protección a los pasajeros.

Para el cerro Pajulyá, en donde se encuentra ubicado el terreno en el cual se llevó a cabo el diseño para el hospital; 5,25 km desde el área urbana del municipio con dirección la carretera que dirige a Santiago Atitlán.

### **1.2.2. Servicios públicos**

Los servicios básicos necesarios para la subsistencia de una población y con las cuales cuenta el municipio de San Pedro La Laguna son:

- El servicio de energía eléctrica es proporcionado por Deocsa, de acuerdo a la información recabada, se estableció que el 99,50 % de la población cuenta con dicho servicio.
- Agua potable en la mayoría del municipio, aunque el servicio es por zonas y días específicos para cada una.

- La mayoría de los habitantes no poseen drenajes ya que cuentan con letrinas o pozos ciegos. Los únicos que poseen drenaje se encuentran a las orillas del lago de Atitlán y estos lanzan las aguas negras o servidas directamente al lago.
- La salud es un mal servicio en el municipio ya que, según datos del centro de salud, la esperanza de vida al nacer es muy baja. No cuenta con infraestructura hospitalaria para satisfacer las necesidades básicas de la comunidad.

### **1.3. Características socioeconómicas**

Representan las características sociales y económicas con las que cuenta el municipio de Sololá; las costumbres, organizaciones y la manera en la cual se desarrollan económicamente para subsistir. Entre las actividades económicas que existen actualmente en el municipio se puede mencionar: la agricultura, pecuaria, artesanal, servicios y la agroindustria.

#### **1.3.1. Origen de la comunidad**

San Pedro La Laguna estuvo ocupado desde la época prehispánica, antes de 1492, por el pueblo T'zutujil, que tenía la capital en Tziquinahá o Atziquinahá (actualmente Santiago Atitlán). El municipio fue fundado en el actual emplazamiento por el misionero franciscano fray Pedro de Betanzos, entre 1547 y 1550. El nombre original de este municipio era San Pedro, posteriormente fue conocido como San Pedro de Patzununá; aparentemente por 1643 donde se empezó a utilizar el apelativo "La Laguna" el visitador, Antonio Lara, ordenó que todos los apellidos indígenas y los lugares geográficos fueran castellanizados.

El cuatro de junio de 1925 se dictó un Acuerdo Gubernativo que autorizó a la Municipalidad de San Pedro La Laguna a otorgar títulos de propiedad a favor de los vecinos del lugar. En 1930 y 1932, se lotificaron los terrenos municipales.

### **1.3.2. Actividad económica**

La actividad artesanal representa el 28 % de la economía del municipio y es la más relevante, luego sigue la agrícola con el 27 %, servicios ocupa el 23 %, agroindustrial refleja el 15 % de la actividad productiva y pecuaria con un 7 %.

#### **1.3.2.1. Producción agrícola**

El cultivo que más área tiene sembrada es el café, con un total de 166 manzanas. El segundo lugar lo ocupa el maíz, con 58 manzanas cultivadas, el frijol sigue con 10 manzanas, la cebolla ocupa el cuarto lugar con 4 manzanas y el último es el tomate, con menos de una manzana. La actividad agrícola en el municipio constituye la principal fuente de ingresos económicos, representa el 51 % de la PEA (población económicamente activa) y por lo tanto la mayor generador de empleo.

### **1.3.3. Idioma y religión**

En San Pedro La Laguna, se habla el idioma español y el T'zutujil. El primero representa un 22,77% del idioma hablado y el segundo lo practica el 77,83 % de la población del municipio.

La religión católica es la predominante, sin embargo en los últimos años, la religión evangélica ha ganado devotos; del total de la población, el 53% son católicos y el 47 % evangélicos.

#### **1.3.4. Organización de la comunidad**

La organización comunitaria está integrada por los diferentes grupos asociados constituidos en el municipio, cuyos fines son el mejoramiento de la infraestructura, servicios a la comunidad y en particular la superación de los grupos sociales. En el municipio, se encuentran el Comude, integrado por el alcalde municipal, síndicos y concejales, representantes de entidades públicas y de entidades civiles, locales que sean convocados, así como representantes de los Cocodes (Consejos Comunitarios de Desarrollo) que en su mayoría trabaja en los diferentes cantones y sectores del municipio.

#### **1.4. Salud**

La salud es un producto social resultante de la interacción entre el nivel de desarrollo del país, las condiciones de vida de las poblaciones y la participación social, a nivel individual y colectivo, a fin de procurar a los habitantes del país el más completo bienestar físico, mental y social. Todos los habitantes de la República tienen derecho a la prevención, promoción, recuperación y rehabilitación de su salud, sin discriminación alguna.

La protección de la salud constituye una pieza fundamental en una comunidad, junto a la prevención de enfermedades. Esta se puede definir como aquellas actividades basadas en el análisis de riesgos, asociados a los alimentos, a la preservación del entorno saludable, que afecte a los espacios públicos donde se desenvuelve la vida humana y a la habitabilidad de las viviendas.

Tabla II. **Causas de morbilidad prioritaria en el municipio de San Pedro La Laguna en el 2012**

Núm.	Diez Primeras Causas de Morbilidad de 1 a 4 años	Número de Casos	%
1	Amigdalitis aguda	216	23,28
2	Resfriado común	146	15,73
3	Otras infecciones agudas	112	12,07
4	Parasitismo intestinal	74	7,97
5	Otras enfermedades diarreicas agudas	71	7,65
6	Otitis media aguda	20	2,16
7	Infección Intestinal viral	19	2,05
8	Escabiosis	18	1,94
9	Conjuntivitis	21	2,26
10	Resto de causas	231	24,89
Total de causas		928	

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Pedro La Laguna.

#### 1.4.1. Centro de salud

Es el edificio o establecimiento que cuenta con un consultorio en el cual atienden padecimientos que no requieren hospitalización, con manejo de educación y prevención de enfermedades frecuentes de la región, atención de urgencias, referencia de pacientes, programas de participación comunitaria, educación para la salud, acciones de saneamientos básico, y vigilancias del comportamiento de las enfermedades en el área de responsabilidad del centro.

En el centro de Salud, se encuentran un equipo de salud, conformado por un médico general, una enfermera que realiza actividades dentro de las instalaciones (clínica) y otra que realiza actividades fuera de ella (campo).

Tabla III. **Causas de mortalidad en el municipio de San Pedro La Laguna en el 2012**

Núm.	Diez Primeras Causas de Mortalidad en menores de 1 a 4 años	Núm. Muertes	%
1	Amigdalitis aguda, no especificada	216	23,28
2	Resfriado común	146	15,73
3	Otras infecciones agudas	112	12,07
4	Parasitismo intestinal	74	7,97
5	Otras enfermedades diarreicas agudas	71	7,65
6	Conjuntivitis	21	2,26
7	Otitis media aguda	20	2,16
8	Infección intestinal viral	19	2,05
9	Escabiosis	18	1,94
10	Resto de causas	231	24,89
TOTAL DE CAUSAS		928	

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Pedro La Laguna.

#### **1.4.2. Infraestructura de servicios de salud**

El municipio de san Pedro La Laguna cuenta con un centro de salud, en el que únicamente se presta atención primaria de salud, la cual es al alcance de todos los individuos y familias de la comunidad. Este atiende en su consulta externa a pacientes que requieren de emergencias simples, primeros auxilios y morbilidad simple. La falta de infraestructura hospitalaria, que cubra las necesidades que la comunidad requiere, llevó a la priorización del diseño de un hospital en el municipio.

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

### **2.1. Diseño del edificio de dos niveles para el hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá**

A continuación se explicará el diseño del edificio de dos niveles para el hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá.

#### **2.1.1. Antecedentes**

El municipio de San Pedro La Laguna presenta una deficiencia y deterioro de los servicios en salud, tanto en el ramo de la infraestructura, como la cantidad de personal que atiende a la comunidad. Únicamente cuenta un centro de salud tipo “B”, el cual no es suficiente para atender a pacientes obligando a su traslado al municipio de Sololá o Panajachel.

Dada esta relevancia de los hospitales para la recuperación de una comunidad afectada por un sismo o cualquier otro desastre natural, puede decirse que en su ubicación, planificación, diseño, construcción, mantenimiento y operación deben considerarse múltiples aspectos, que van desde la planificación adecuada para casos de atención de desastres, hasta los requisitos de resistencia estructural. Por tal razón, ya que el municipio de San Pedro y demás municipios aledaños no cuentan con un hospital, se toma como prioridad el proyecto para el diseño de la edificación destinada para el hospital.

En las siguientes tablas, se puede observar el tipo de servicio recibido y lugares donde ocurren las muertes de los pobladores de San Pedro La Laguna:

Tabla IV. **Tipo de certificación, asistencia recibida y sitio de ocurrencia de las defunciones en San Pedro La Laguna**

Núm.	Tipo de Muerte	Frecuencia	%*
1	Suicidio	1	1,72
2	Homicidio	0	0,00
3	Accidente	0	0,00
4	Causa Natural	57	98,28
Total de Muertes		58	

\* Porcentaje del total de muertes

Núm	Quien Certifica	Frecuencia	%*
1	Médico	58	100,0
2	Empírico	0	0,00
3	Autoridad	0	0,00
Total de Muertes		58	

\* Porcentaje del total de muertes

Núm.	Asistencia Recibida	Frecuencia	%*
1	Médico	11	18,97
2	Comadrona	0	0,00
3	Empírica	0	0,00
4	Ninguna	47	81,03
Total de Muertes		58	100

\* Porcentaje del total de muertes

Núm.	Sitio de Ocurrencia	Frecuencia	%*
1	Hospital	4	6,90
2	Casa de Salud	0	0,00
3	Vía Pública	1	1,72
4	Domicilio	53	91,38
Total de Muertes		58	

\* Porcentaje del total de muertes

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Pedro La Laguna.

Como se puede observar en la tabla IV, el 81,03 % de las personas no reciben ninguna asistencia al momento de su muerte. Además, mueren en sus propias casas el 91,38 % de ellas. Con esto se puede constatar de la necesidad que los pobladores de este municipio tienen con respecto a su salud.

### 2.1.2. Infraestructura hospitalaria

Los hospitales requieren consideraciones especiales, en relación con la mitigación de riesgos debido a la función que desempeñan en el medio en donde se encuentran, a sus características de ocupación y a su papel durante situaciones de desastre.

La infraestructura física y las líneas vitales deben ser fáciles de limpiar y mantener. Es necesario usar materiales durables y que aseguren condiciones de asepsia en los espacios que lo requieran. Se debe evitar el cruzamiento del material limpio y sucio, y contar con espacios de limpieza adecuadamente ubicados en las unidades funcionales.

A pesar de que las instalaciones de la salud pueden ser afectadas por fenómenos naturales como sismos, huracanes, deslizamientos, erupciones volcánicas, inundaciones, entre otros, o de origen antrópico, como incendios, explosiones o escapes de gas, entre otros, este diseño hace hincapié en el problema sísmico debido a que, por un lado, es el fenómeno natural que más ha afectado a los establecimientos de la salud y, por otro lado, a que si se logran reducir sus efectos directos e indirectos, prácticamente se está reduciendo el riesgo que pueden causar otros fenómenos.

### **2.1.3. Terreno disponible**

El terreno se encuentra ubicado en un cerro llamado Pajulyá, este se encuentra a unos 5,25 km de distancia del centro urbano del municipio con dirección a la carretera que dirige a Santiago Atitlán. Se tomó este terreno debido a que, pertenece a la municipalidad de San Pedro La Laguna y es usado actualmente para uso agrícola.

### **2.1.4. Levantamiento topográfico**

Abarca el trabajo requerido antes, durante y después de cualquier diseño de ingeniería civil. Antes de comenzar el trabajo se requiere de un plano topográfico a gran escala que sirva como base para el diseño.

El levantamiento topográfico realizado, tuvo como objetivo localizar los linderos o límites de la propiedad destinada para el hospital.

#### **2.1.4.1. Planimetría**

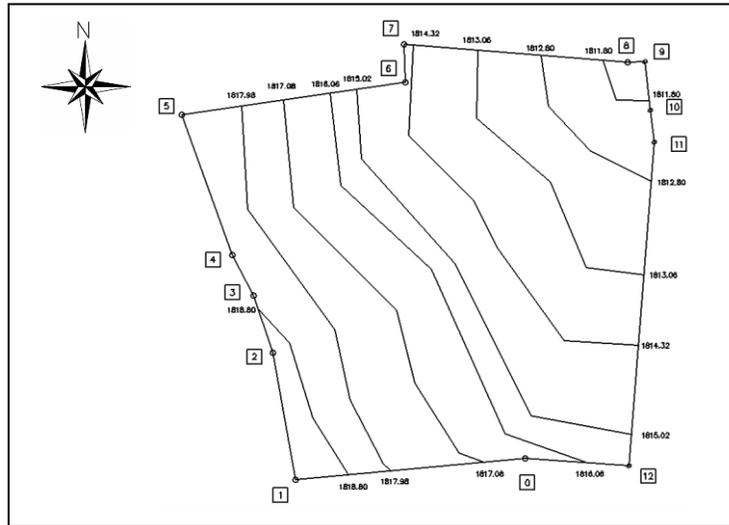
Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación.

La topografía del terreno fue realizada con personal proporcionado por la Municipalidad de San Pedro La Laguna. El levantamiento se basó en los mojones colocados para delimitar las propiedades y los datos legales de la finca, obteniendo un área de 17 255,44 metros cuadrados. En la medición de la planimetría del proyecto, se utilizó el método de polígono auxiliar cerrado. Esto con el propósito de encontrar todos los puntos necesarios que formen parte del terreno en cuestión.

#### **2.1.4.2. Altimetría**

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría se defina la superficie en estudio. En el presente trabajo, la medición altimétrica se realizó por medio de la lectura de hilos superior, medio e inferior, los que al ser calculados en gabinete dieron como resultado las curvas de nivel del terreno.

Figura 2. **Forma del terreno en planta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla V. **Libreta topográfica del terreno del hospital**

EST	PO	RUMBOS	DISTANCIA
0	1	S 84°39'51" W	75,95
1	2	N 10°15'54" W	42,6
2	3	N 18°11'30" W	19,96
3	4	N 27°42'6" W	15,12
4	5	N 19°44'50" W	49,2
5	6	N 81°18'27" E	74,45
6	7	N 1°48'24" W	12,64
7	8	S 85°18'27" E	73,89
8	9	N 86°51'36" E	5,76
9	10	S 6°15'41" E	16,12
10	11	S 7°18'23" E	10,78
11	12	S 4°26'56" W	107,03
12	0	N 86°9'32" W	34,46

AREA =17 255,44 m<sup>2</sup> = 24 695,12 vrs<sup>2</sup>

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.5. **Análisis de suelos**

En el terreno donde se pretende realizar la construcción del hospital, el suelo existente es predominantemente limo arenoso, de color café oscuro. No

se cuenta con registros de ensayos de suelos en los terrenos cercanos en los que se pueda comprobar su resistencia, tipo de consolidación o capacidad de drenaje para futuras construcciones. Es por eso que, luego de hacer un análisis del lugar, se realizó un ensayo de suelo, para comprobar sus distintas propiedades mecánicas. El ensayo realizado se conoce con el nombre de ensayo de Compresión Triaxial. Además, el terreno es actualmente utilizado para cultivo de maíz de los pobladores de la comunidad.

### **2.1.6. Ensayo de compresión triaxial**

En la actualidad, es la prueba que más se utiliza para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos.

Teóricamente, se podrían variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo. En busca de mayor sencillez, los esfuerzos en dos de las direcciones son iguales.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo que se toman en el terreno, de forma cilíndrica con un diámetro que varía desde 3,6 a 7,6 cm y con una relación de altura/diámetro de 2,2 a 3. Normalmente las muestras son tomadas con tubos de pared delgada (Shelby).

Tipos de ensayos triaxial

- Ensayo no consolidado-no drenado (UU): también conocido como ensayo rápido-rápido.
- Ensayo consolidado-drenado (CD): también conocido como ensayo Lento-Lento, permite determinar los parámetros efectivos de resistencia al corte.

- Ensayo consolidado-no drenado (CU): cuando durante la ejecución del ensayo, es posible el exceso de presión de poros, se pueden determinar los parámetros de resistencia del suelo, tanto en términos totales, como efectivos.

El ensayo, practicado al suelo del terreno destinado para el hospital, fue el no consolidado-no drenado (UU), que durante la ejecución de este ensayo no se permite la consolidación de la muestra. La válvula de drenaje permanece cerrada durante todo el ensayo, tanto en la etapa de consolidación durante la aplicación del esfuerzo principal menor, como en la etapa de carga.

### **2.1.7. Criterios para el diseño de hospitales**

El diseño y construcción de cualquier tipo de establecimiento de salud, desde las unidades básicas de salud, hasta los hospitales de mayor complejidad, requiere que se tomen en consideración un conjunto de lineamientos y especificaciones técnicas que aseguren condiciones óptimas para la operación y seguridad de la edificación.

Los requisitos, para contar con hospitales seguros ante desastres, se inician con la adecuada selección del terreno, seguido por el diseño de la planta física que incorpore los parámetros establecidos en el programa médico arquitectónico, y las medidas necesarias de mitigación estructural, no estructural y funcional.

#### **2.1.7.1. Criterio de localización de terreno**

Para la selección del lugar donde se ubicará al establecimiento de salud, se debe tomar en cuenta los estudios de zonificación que se tengan disponibles

y la información complementaria como: uso anterior del terreno, para determinar si ha sido usado anteriormente como cementerio, relleno sanitario, vivero, tierra de cultivo, cantera de materiales o industria.

El hospital debe ser accesible a través de vías de comunicación tanto en situaciones de normalidad como en casos de desastres. El establecimiento debe contar con servicios básicos de agua, desagüe y energía eléctrica para la eficiencia en el funcionamiento del hospital.

#### **2.1.7.2. Características físicas del terreno**

Los terrenos elegibles como nuevos para establecimientos de salud, deberán ser predominantemente planos y de preferencia de forma regular, con tres frentes libres como mínimo, a fin de facilitar los accesos.

Debe permitir el desarrollo de las unidades productoras de servicios de salud a construir, así como las ampliaciones futuras previsibles, y los espacios para estacionamiento y área verde (50 %), que permitan la integración de las actividades del establecimiento con los espacios externos. Además, deben evitarse los terrenos con relleno sanitario (o que haya evidencia de que los hubo) y los terrenos donde haya presencia de aguas subterráneas.

Todo establecimiento de salud o servicio médico de apoyo, de no contar con el respectivo Certificado de Parámetros Urbanísticos y Edificatorios emitido por la oficina encargada del gobierno local, deberá considerar que:

- Del 100 % del terreno asignado, el área techada de la infraestructura no excederá el 30 % del área total.

- Del 70 % del área restante, el 20 % servirá para futuras ampliaciones y el 50 % restante para áreas no techadas, áreas de seguridad o jardines.

### **2.1.7.3. Unidades de atención**

La accesibilidad física incluye la consideración de las facilidades para acceder al servicio de salud, ya sea por proximidad geográfica o por la disponibilidad de transporte requerido para llegar al mismo, incluyendo los casos de imposibilidad de movilización de la persona (servicio de ambulancia).

Los hospitales públicos son instituciones cuya misión principal se funda en una relación de servicio hacia la comunidad. Los ciudadanos concurren a los mismos, en el ejercicio del derecho a una atención digna e integral, a la vez que contraen una serie de obligaciones para que esa atención sea posible.

### **2.1.7.4. Flujos de circulación**

El adecuado diseño de las circulaciones asegura que el desplazamiento de los pacientes, el personal, los visitantes, y los materiales y suministros sea eficiente, evitando los cruces de circulación.

Existen siete modalidades de flujos de circulaciones, las cuales varían en función del volumen, horario y necesidades del servicio:

- Circulación de pacientes ambulatorios.
- Circulación de personal y recursos humanos en proceso de formación, capacitación o especialización.
- Circulación de visitantes.
- Circulación de materiales y suministros.

- Circulación de ropa y materiales sucios.
- Circulación para salida de cadáveres.
- Circulación de desechos y material reciclado.

#### **2.1.7.5. Configuración arquitectónica**

Las configuraciones arquitectónicas de los hospitales deben tener características particulares en cuanto al tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura que contribuyan a reducir la probabilidad de daños por efecto de un desastre.

En las edificaciones que tienen plantas continuas, uno de los principales problemas es la longitud de la configuración que influye en la respuesta estructural. Por lo tanto, se debe evitar las formas muy alargadas de plantas, debido a que son más sensibles a los componentes torsionales de los movimientos del terreno, por que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales son mayores. Es recomendable la partición de la edificación en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica.

La selección de los materiales de revestimiento y acabados en un hospital no solamente tiene connotaciones estéticas y de durabilidad, sino también de mitigación de riesgos. De su estabilidad depende que no se conviertan en un peligro para las personas que habitan el edificio en caso de un sismo.

#### **2.1.7.6. Relaciones funcionales**

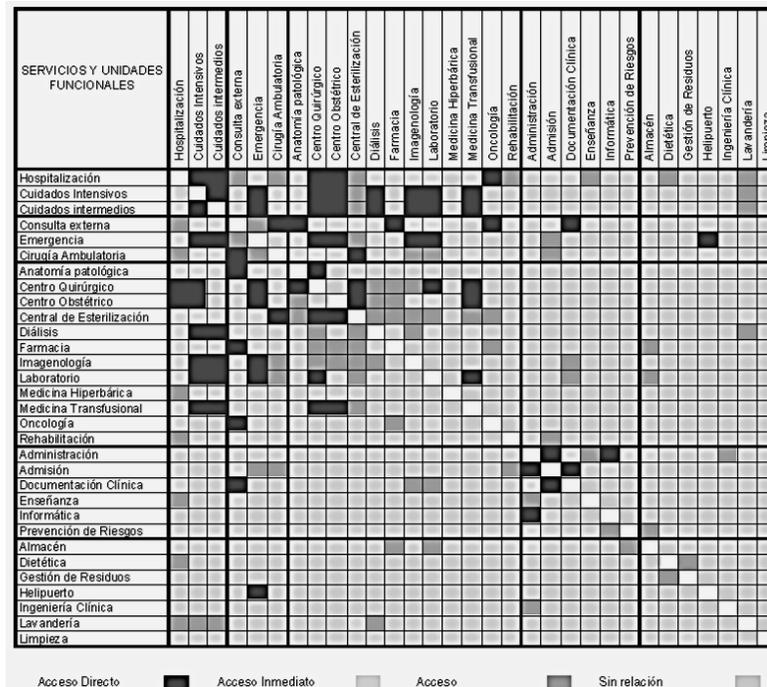
Uno de los aspectos fundamentales en el diseño hospitalario, es la vinculación espacial que debe existir o mantenerse entre los servicios y

unidades que conforman la edificación. Estas relaciones representan la complementación, integración o independencia de las unidades.

En la figura 3, se puede observar las diferentes relaciones funcionales que posee un hospital para un correcto funcionamiento, las unidades y servicios que presta depende del tipo de hospital.

En el diseño se considerará la normatividad para personas con discapacidad física. Asimismo, los accesos deberán estar debidamente señalizados y las circulaciones diferenciadas para pacientes ambulatorios, acompañantes y para la entrada y salida de suministros.

Figura 3. **Relaciones entre las unidades funcionales del hospital**



Fuente: BAMBARÉN ALATRISTA, Celso. *Programa médico arquitectónico para el diseño de hospitales seguros.* p. 49.

### **2.1.7.7. Vulnerabilidad**

Los nuevos establecimientos de salud y las obras de remodelación que se realicen en los existentes, deben incluir medidas de mitigación de la vulnerabilidad que brinden tres niveles de protección:

- Protección de la vida, la cual implica asegurar que el establecimiento no colapse y que los daños que pudiesen registrarse no produzcan lesiones a los pacientes, personal y visitantes.
- Protección de la infraestructura, para disminuir notablemente los daños estructurales y no estructurales sin asegurar que el establecimiento pueda quedar temporalmente fuera de operación.
- Protección de la operación, la cual debe asegurar que el establecimiento continúe funcionando con o sin daños en la edificación. Es especialmente importante que los servicios esenciales continúen funcionando e incluso tengan la capacidad de ampliar su oferta de atención.
  
- Vulnerabilidad estructural

Está asociada al daño potencial a la cimentación, columnas, pisos, techos, muros de soporte y otros elementos estructurales que ayudan a sostener la edificación. El nivel de vulnerabilidad de estos elementos depende de:

- Los niveles de diseño del sistema estructural para hacer frente a las fuerzas a la que la edificación es sometida.
- La calidad de los materiales de construcción, la construcción y el mantenimiento.
- La arquitectura y forma estructural o la configuración de la edificación.

- Vulnerabilidad no estructural

Los daños en los componentes no estructurales como los elementos arquitectónicos, las líneas vitales, los sistemas de comunicaciones y los equipos puede generar la interrupción o salida de operación del hospital, incluso si la edificación no tiene un significativo daño estructural. Los daños en los elementos arquitectónicos pueden dificultar los procesos de evacuación y producir efectos negativos en otros componentes. Por ejemplo, la caída de techos o su afectación, debido a terremotos y vientos fuertes, pueden producir daños en los equipos biomédicos, y la ruptura de vidrios puede dificultar la evacuación de pacientes.

#### **2.1.8. Diseño arquitectónico**

El diseño se refiere en realizar la distribución adecuada de los diferentes ambientes que componen el edificio, logrando ambientes cómodos y funcionales. Para lograrlo, se debe de tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos.

Los edificios se deben de diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las formas de diseño que existan. La tipología estructural se elegirá basándose en el criterio del diseñador.

Para determinar la configuración en planta y elevación, se buscó que esta fuera simple, simétrica y uniforme, y a la vez cumpliera con las distintas condiciones de regularidad estructural, como las planteadas en las Normas Sísmicas de RCDF (Reglamento de Construcción para el Distrito Federal), las cuales se describen a continuación.

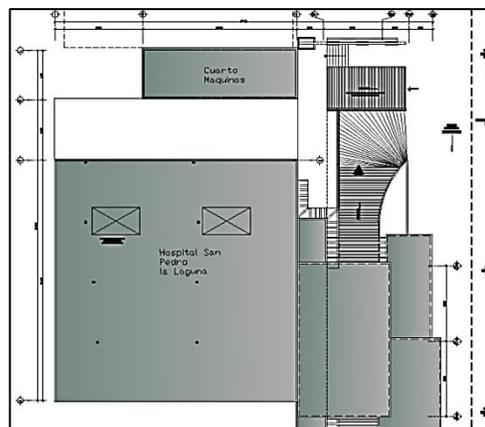
### 2.1.8.1. Forma del edificio en planta

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos, lo principal es la asimetría de la planta, ya que esta tiende a provocar vibraciones torsionales en el edificio.

La planta propuesta para el edificio hospitalario no cumple con las condiciones de regularidad estructural, por lo que fue necesario establecer soluciones que garanticen un funcionamiento estructural aceptable.

La figura 4 muestra la complejidad de la planta propuesta, así como la solución adoptada para tener una configuración sencilla; la cual consiste separación típica en módulos, mediante la utilización de juntas sísmicas. Es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas, ya que, mientras mayor es la longitud del edificio, mayor es la probabilidad de que actúen sobre su base, movimientos que difieran en un extremo y otro de la planta.

Figura 4. **Planta típica propuesta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 2.1.8.2. Criterios de iluminación y ventilación

La orientación más favorable para las salas de tratamiento es al norte, entre noreste y noroeste. Para las habitaciones de enfermos, la mejor orientación es de sur a sudeste: sol agradable por la mañana, poca acumulación de calor, escasas medidas de protección solar y ambiente templado al atardecer.

Los cuartos contarán con iluminación incandescente y fluorescente, además de ventilación artificial.

Tabla VI. **Recomendaciones sobre intensidad luminosa**

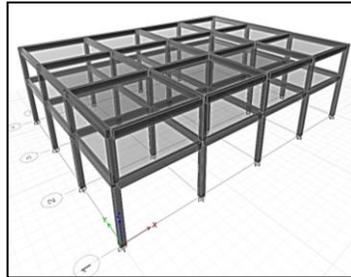
Almacén	300 lx
Circulaciones verticales (escaleras y ascensores)	300 lx
Comedores	150 lx
Cuarto séptico, lavachatas y limpieza	150 lx
Cubículos de atención en emergencia, diálisis y cuidados intensivos	500 lx
Estación de enfermeras	300 lx
Oficinas	300 lx
Pasadizos y circulaciones horizontales	300 lx
Sala de espera y de estar de visitas y personal	150 lx
Servicios higiénicos	300 lx
Trabajo limpio y sucio	300 lx
Vías de escape y evacuación	300 lx

Fuente: BAMBARÉN ALATRISTA, Celso. *Programa médico arquitectónico para el diseño de hospitales seguros*. p. 47.

### 2.1.9. Selección del sistema estructural a utilizar

Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de espacios, es necesaria la construcción de un edificio de dos niveles. Para este caso, se eligió el sistema estructural de marcos dúctiles, unidos con nudos rígidos de concreto reforzados, muros de relleno de mampostería, independientes de los marcos rígidos y losas planas de concreto reforzado.

Figura 5. **Tipología estructural del módulo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

#### **2.1.10. Análisis estructural**

El análisis estructural estudia, mediante diferentes métodos, la determinación de los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura.

El análisis estructural del proyecto se desarrolló con el Software Integrado de Diseño de Edificios; Etabs (2013), ya que este utiliza una plataforma versátil.

El diseño de los elementos estructurales, se llevó a cabo, utilizando métodos convencionales de diseño, y los resultados obtenidos, principalmente de las vigas y columna, son comparados con los datos de salida del programa Etabs.

#### **2.1.11. Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructura, es asignar medidas preliminares a los elementos que la componen, los cuales serán utilizados para soportar las

cargas aplicadas. Par.a ello, se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación:

### 2.1.11.1. Predimensionamiento de vigas

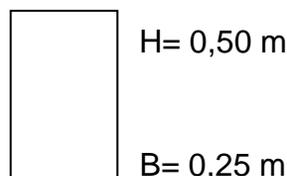
Para predimensionar las vigas, el método utilizado calcula la altura (h) de la viga, la cual depende de la luz que cubre la viga; siendo para una viga principal el 8 % de dicha luz y para vigas secundarias el 6 % de la luz.

La sección 21.5.1.3 del Código ACI 318-08 requiere que el ancho del elemento  $b_w$  o base de la viga, sea mayor o igual, al menor de 0,3 h y 250 mm. Se toma en consideración la viga de mayor luz para realizar el cálculo.

Luz libre mayor= 5,70 m

$h = 0,08 (6,00\text{m}) = 0,48 \text{ m} \longrightarrow 0,50 \text{ m}$

$b = 0,3(0,50) = 0,15 \text{ m} \longrightarrow 0,25 \text{ m}$



Por simetría arquitectónica, se utilizarán las mismas dimensiones en ambos niveles.

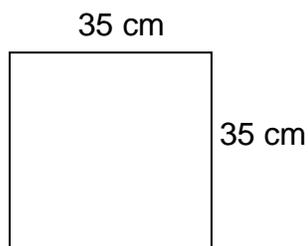
### 2.1.11.2. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se determina la altura (h) de la sección de la columna como un décimo de la luz que cubre. Como

recomendaciones iniciales, se toman las recomendaciones descritas en el código ACI 318-08, en la sección 21.6.1.1 y 26.6.1.2, las cuales establecen que:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.
- La relación entre la dimensión de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.

Basado en las secciones anteriores, se proponen columnas cuadradas partiendo de las dimensiones mínimas y verificando las exigencias críticas de los elementos estructurales por medio de un software:



### **2.1.11.3. Predimensionamiento de losas**

Una losa de piso y cubierta que actúa como diafragma estructural para transmitir acciones inducidas por los movimientos, debe diseñarse calculando el espesor de la losa que tenga las dimensiones más grandes (losa más crítica) en este caso es de 5,75 m x 5,75 m. Se debe saber si trabaja en un sentido o en dos sentidos, con las condiciones para determinar la dirección de trabajo siguiente:

$$m = \frac{A}{B}$$

Si  $m < 0,5$ , losa que trabaja en un sentido

Si  $m \geq 0,5$ , losa que trabaja en dos sentidos

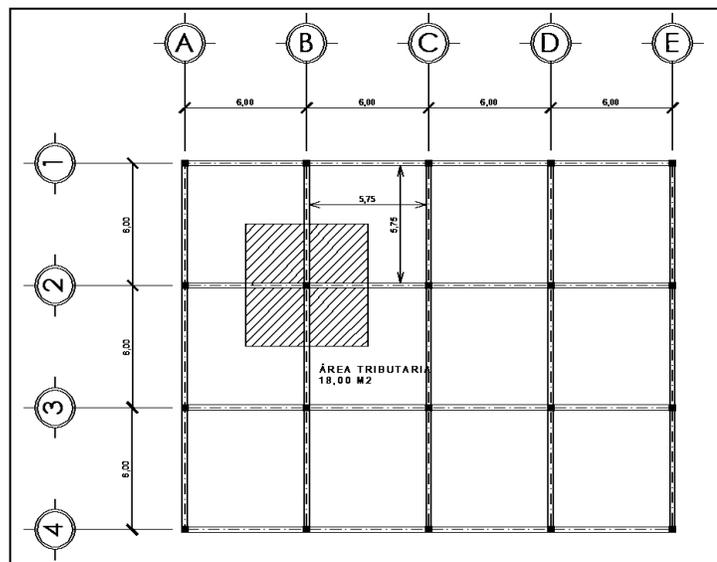
Donde:

M= relación lado a lado de la losa

A= lado corto de la losa

B= lado largo de la losa

Figura 6. **Planta general de losas del módulo**



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2013.

La figura 6 presenta la planta general de losas correspondientes al entrepiso y techo del módulo. Las losas en los módulos 1 y 2 poseen las mismas dimensiones, y la dirección de trabajo de estas, se determina a continuación:

$$m = \frac{5,75 \text{ m}}{5,75 \text{ m}} = 1,00$$

En este caso, la losa trabaja en dos sentidos y la forma usual de determinar el espesor es mediante la siguiente expresión:

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de la losa

P=perímetro de la losa

$$t = \frac{2(5,75+5,75)}{180} = 0,1277 \text{ m} \rightarrow 12 \text{ cm}$$

#### **2.1.11.4. Predimensionamiento de cimientos**

Para la cimentación, se presentará el predimensionamiento en la sección 2.1.16.1.

#### **2.1.12. Determinación de las cargas aplicadas a los marcos**

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse según su dirección de aplicación: cargas verticales y horizontales.

##### **2.1.12.1. Cargas verticales**

Las cargas verticales se dividen en dos categorías: cargas muertas y cargas vivas.

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar; constan del peso propio de la estructura y de otras cargas que están permanentemente unidas a ella. En un edificio de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son la estructura en sí, las paredes, las escaleras, los techos, entre otros.

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Estas consisten en cargas de ocupación como; cargas de materiales en bodegas, de personas, equipo de operación, entre otros. Por lo general, son cargas, que están inducidas por la gravedad.

Las cargas vivas corresponden a cargas gravitacionales debidas a la ocupación normal de la estructura y que no son permanentes en ella. Debido a la característica de movilidad y no permanencia de esta carga, el grado de incertidumbre en su determinación es mayor.

Los valores de cargas verticales que serán utilizadas en esta estructura serán:

Tabla VII. **Cargas verticales utilizadas en el diseño**

<b>CARGA MUERTA (CM)</b>		<b>CARGA VIVA (CV)</b>	
Peso del concreto:	2 400 kg/m <sup>3</sup>	Entrepiso (encamamiento):	250 kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados (SC):	60 kg/m <sup>2</sup>	Pasillos:	500 kg/m <sup>2</sup>
Sillar:	160 kg/m <sup>2</sup>	Techo:	100 kg/m <sup>2</sup>
Vidrio:	5 kg/m <sup>2</sup>		

Fuente: elaboración propia.

El análisis que a continuación se presenta, corresponde a los marcos del módulo.

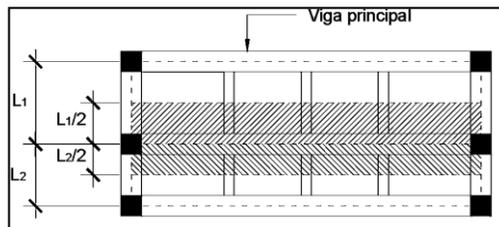
- Áreas tributarias

Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si solo hubiera transmisión de momentos en una dirección; a continuación se ampliará al respecto.

- En un sentido

En elemento que trabaja en una dirección, el área tributaria está limitada por los centros de claros entre elementos. Las áreas tributarias en un sentido son de forma rectangular. En la figura 7 se muestra un sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en un sentido.

Figura 7. **Áreas tributarias en dos sentidos para vigas**

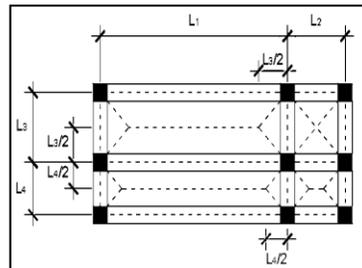


Fuente: PAREDES, Paola. *Guía y práctica del curso de diseño estructural*. p. 25.

El área tributaria de dos elementos portante se separa por las bisectrices de los ángulos que estas forman. Es decir, las áreas tributarias en elementos (vigas) que trabajan en dos sentidos tendrán forma trapezoidal en dirección al lado más largo del elemento y forma triangular en el sentido corto de dicho elemento. Cuando las losas son simétricas, las áreas tributarias de las vigas serán triángulos.

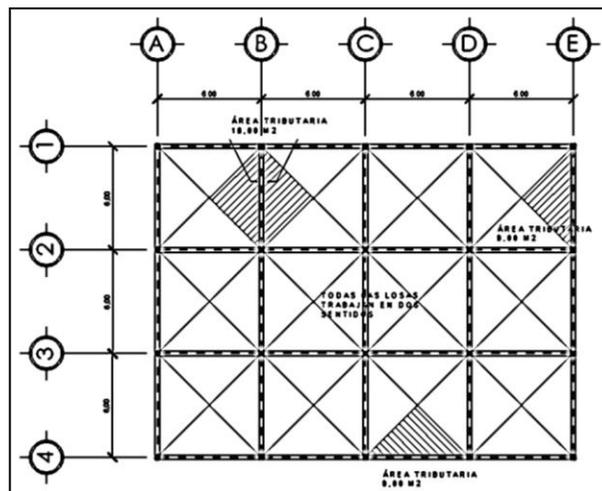
En la figura 8, se ilustra lo expuesto anteriormente en un sistema de piso con losa de dos direcciones y vigas principales, siendo losas simétricas con las mismas dimensiones.

Figura 8. **Áreas tributarias en dos sentidos para vigas**



Fuente: PAREDES, Paola. *Guía y práctica del curso de diseño estructural* p. 25.

Figura 9. **Áreas tributarias de módulo**



Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Obteniendo las cargas superficialmente distribuidas y las áreas, se puede proceder a determinar las cargas lineales para cada viga. Para convertir una

carga superficial distribuida a una carga lineal se tiene que utilizar la siguiente expresión:

$$CM \text{ total} = \frac{[(\text{área tributaria})(\text{peso del concreto} \times \text{espesor de losa} + \text{acabados})]}{\text{longitud de viga}} + \text{peso de viga} + \text{Peso de Muro (sillar y vidrio)}$$

$$CV = \frac{[(\text{área tributaria})(\text{valor de carga viva})]}{\text{longitud de viga}}$$

Nivel 2

Peso de la losa:

$$W_{\text{losa n-2}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecarga}}$$

$$W_{\text{cm}} = 288 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{viga n-2}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m} = 228 \text{ kg/m}$$

Carga viva

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

Nivel 1

Peso de la losa:

$$W_{\text{losa n-1}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecarga}}$$

$$W_{\text{cm}} = 288 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sillar}} = 160 \text{ kg/m}^2 * 0,90 \text{ m} = 144 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vidrio}} = 5 \text{ kg/m}^2 * 1,60 \text{ m} = 8 \text{ kg/m}$$

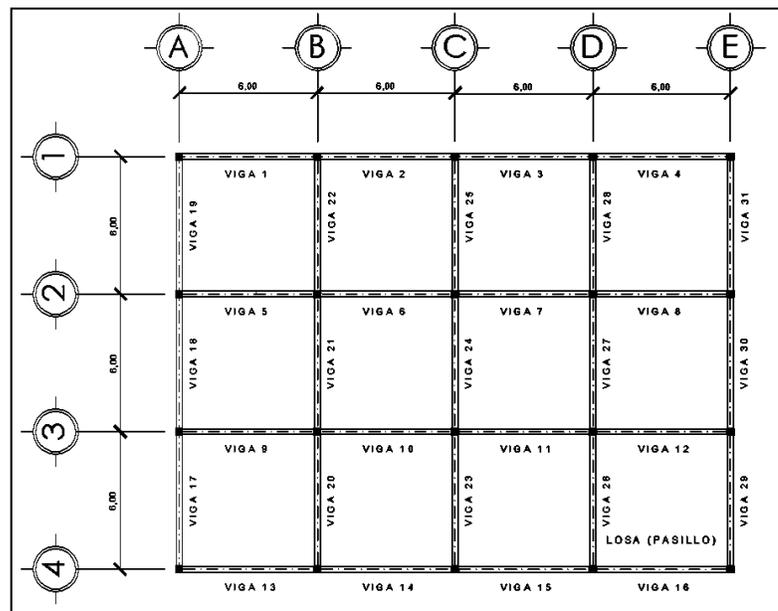
$$W_{\text{viga n-1}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m} = 228 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{\text{cv entrepiso}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cv pasillo}} = 500 \text{ kg/m}^2$$

Figura 10. Identificación de vigas en módulo



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2013.

Cargas sobre las vigas del eje A (Nivel 2)

$$CM = (9 \text{ m}^2(2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 \text{ m} + (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 750 \text{ kg/m}$$

$$CV = (9 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2) / 6 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre las vigas del eje A (Nivel 1)

$$CM = (9 \text{ m}^2(2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 \text{ m} + (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2) \\ + 144 \text{ kg/m}^2 + 8 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 902 \text{ kg/m}$$

$$CV = (9 \text{ m}^2 * 250 \text{ kg/m}^2) / 6 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre las vigas del eje B (Nivel 2)

$$CM = (18 \text{ m}^2(2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 \text{ m} + 0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m} (2\,400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 1\,272 \text{ kg/m}$$

$$CV = (18 \text{ m}^2 * 250 \text{ kg/m}^2) / 6 \text{ m} = 750 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre las vigas del eje B (Nivel 1 y 2) Vigas V20-V22

$$CM = (18 \text{ m}^2(2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 + (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 1\,272 \text{ kg/m}$$

$$CV = (18 \text{ m}^2 * 250 \text{ kg/m}^2) / 6 \text{ m} = 750 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la viga del eje E (Nivel 1) Viga V30

$$CM = (9 \text{ m}^2(2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 + (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2) \\ + 144 \text{ kg/m}^2 + 8 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 902 \text{ kg/m}$$

$$CV = (9 \text{ m}^2 (250 \text{ kg/m}^2)) / 6 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la viga del eje D (Nivel 1) Viga V27

$$CM = (18 \text{ m}^2 (2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} + 60 \text{ kg/m}^2)) / 6 + (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 1\,272 \text{ kg/m}$$

$$CV=(18 \text{ m}^2 *250 \text{ kg/m})/6 = 750 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la viga del eje 3 (Nivel 1) Viga V12

$$CM = (18 \text{ m}^2(2400 \text{ kg/m}^2*0,12 \text{ m}+60 \text{ kg/m}^2))/6+(0,8 \text{ m}*0,25\text{m})(2 400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 1 272 \text{ kg/m}$$

$$CV = (9 \text{ m}^2(500 \text{ kg/m})+9 \text{ m}^2(250 \text{ kg/m}^2))/6 \text{ m} = 1 125 \text{ kg/m}^2$$

Tabla VIII. Integración de cargas para vigas de nivel 2

Vig	Área m <sup>2</sup>	W viga kg/m <sup>2</sup>	W sillar kg/m	W vidrio kg/m	Wcm kg/m <sup>2</sup>	Wcv kg/m <sup>2</sup>	Longitud m	Wcm kg/m	Wcm total kg/m	Wcv kg/m
V1	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V2	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V3	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V4	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V5	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V6	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V7	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V8	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V9	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V10	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V11	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V12	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V13	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V14	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V15	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V16	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V17	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V18	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V19	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V20	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V21	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V22	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V23	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V24	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V25	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V26	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V27	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V28	18	228	0	0	348	100	6	1 044	1 272	300
V29	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V30	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150
V31	9	228	0	0	348	100	6	522	750	150

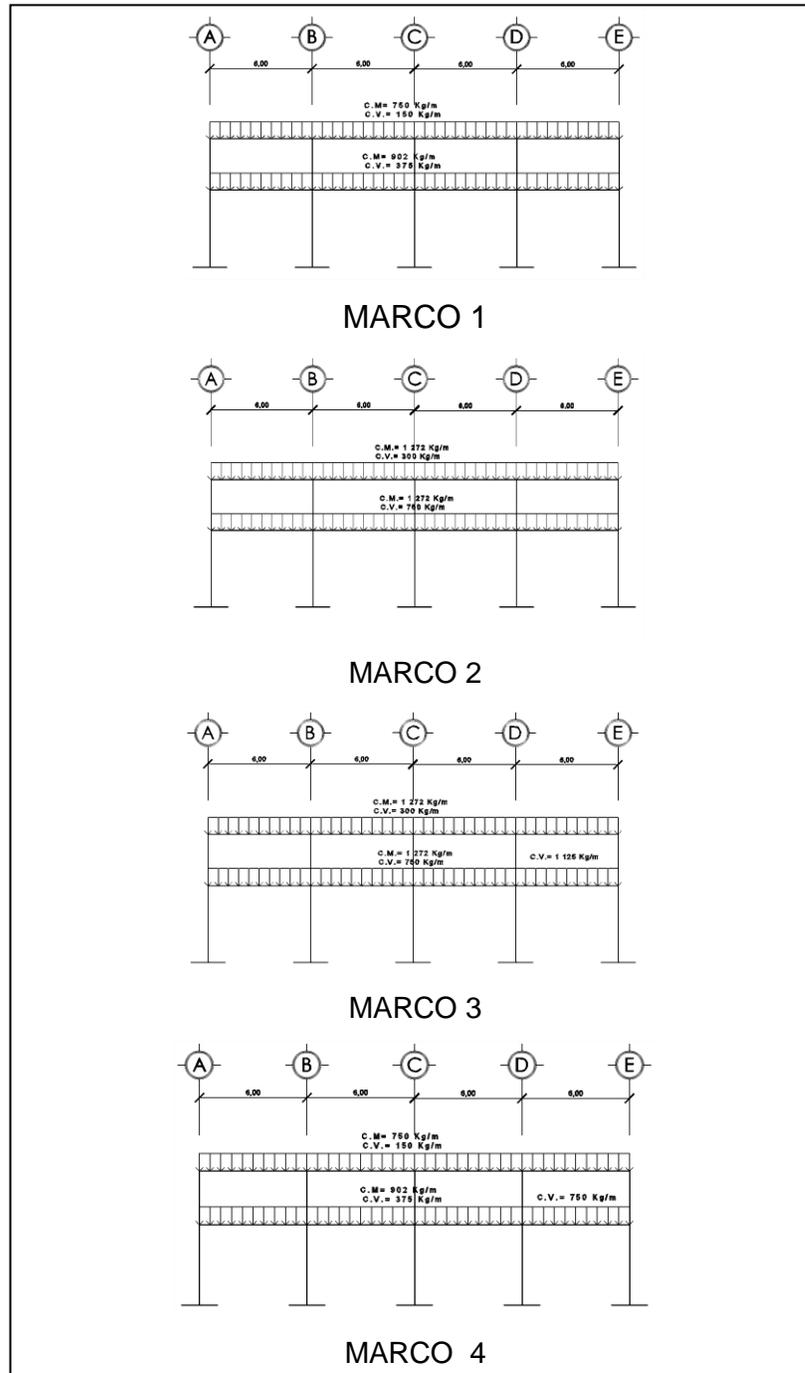
Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. Integración de cargas para vigas de nivel 1

Viga	Área m <sup>2</sup>	W viga kg/m <sup>2</sup>	W sillar kg/m	W vidrio kg/m	Wcm kg/m <sup>2</sup>	Wcv kg/m <sup>2</sup>	Longitud m	Wcm kg/m	Wcm total kg/m	Wcv kg/m
V1	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V2	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V3	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V4	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V5	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V6	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V7	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V8	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V9	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V10	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V11	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V12	18	228	0	0	348	750	6	1 044	1 272	1 125
V13	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V14	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V15	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V16	9	228	144	8	348	500	6	522	902	750
V17	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V18	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V19	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V20	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V21	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V22	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V23	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V24	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V25	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V26	18	228	0	0	348	750	6	1 044	1 272	1 125
V27	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V28	18	228	0	0	348	250	6	1 044	1 272	750
V29	9	228	144	8	348	500	6	522	902	750
V30	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375
V31	9	228	144	8	348	250	6	522	902	375

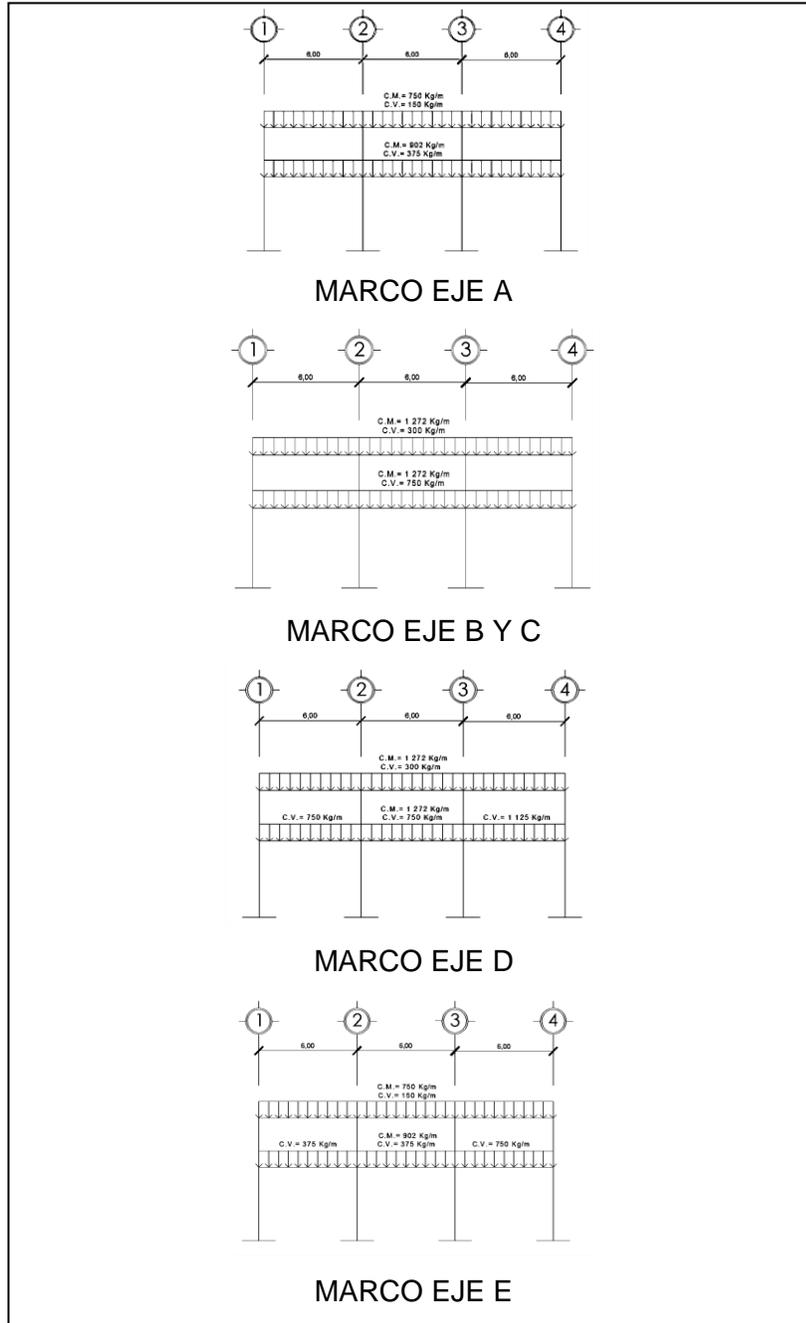
Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Modelos matemáticos, marcos típicos I



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2013.

Figura 12. Modelos matemáticos, marcos típicos II



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2013.

### 2.1.12.2. Cargas horizontales

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Estas son producidas por sismo, viento o impacto, siendo puramente dinámicas. Al igual que las cargas vivas, las cargas horizontales son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Regularmente, solo se considera en el análisis estructural una de las cargas mencionadas, y que los fenómenos naturales que las provocan difícilmente se presentan simultáneamente.

El territorio de Guatemala se caracteriza por poseer un índice de sismicidad alto, por lo que es necesario considerar los efectos del sismo al momento de diseñar un edificio.

### 2.1.12.3. Corte basal

- Pesos del edificio por nivel
  - Peso segundo nivel

$$A_{\text{total}} = 6 \cdot 6(12)$$

$$A_{\text{total}} = 432 \text{ m}^2$$

- Peso de la losa

El área total del último nivel multiplicada por la densidad del concreto y el espesor de la losa.

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot \text{Area}(\text{m}^2)$$

$$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 432 \text{ m}^2$$

$W_{losa} = 124\,416 \text{ kg}$

- Peso de columnas (0,35 x 0,35) m

Se toma la mitad de la dimensión del 2do nivel para el peso del mismo, además se resta la dimensión del peralte de la viga principal de 0,25 m.

$$W_{columna} = 2\,400 * (1,75 - 0,25) * (0,35 * 0,35)$$

$$W_{columna} = 441 \text{ kg} \text{ (# total de columnas)}$$

$$W_{columna} = 441 \text{ kg} * 20 \text{ columnas} = 8\,820,00 \text{ kg}$$

- Peso de vigas principales

Al peralte de la viga principal, se resta el espesor de la losa de 0,12 m.

$$W_{viga} = (0,38 * 0,25) * (2\,400 \text{ kg/m}^3) * \text{long. vigas}$$

$$W_{viga} = (0,40 * 0,25) * (2\,400 \text{ kg/m}^3) * 186 \text{ m}$$

$$W_{viga} = 42\,408 \text{ kg}$$

- Peso de sobrecarga

Para la sobrecarga de un edificio, es recomendable un máximo de  $60 \text{ kg/m}^2$  y el óptimo será de  $40 \text{ kg/m}^2$ , pero por ser alto el nivel de ocupación y uso de aparatos hospitalarios, se tomará una sobrecarga de  $60 \text{ kg/m}^2$  en la estructura.

$$W_{sc} = 60 \text{ kg/m}^2 * 432 \text{ m}^2 = 25\,920 \text{ kg}$$

Tabla X. **Resumen de peso en nivel 2**

<b>Peso</b>	<b>(Kg)</b>
Losa	124 416,00
Columnas	8 820,00
Viga principal	42 408,00
Sobre carga	25 920,00
Total	201 564,00

Fuente: elaboración propia.

- **Peso del primer nivel**

Áreas de losas del 1<sup>er</sup> nivel (m<sup>2</sup>)

$$A_{total} = 6 \cdot 6(12)$$

$$A_{total} = 432 \text{ m}^2$$

- **Peso de la losa**

El área total del último nivel multiplicada por la densidad del concreto y el espesor de la losa.

$$W_{losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot \text{Área(m}^2)$$

$$W_{losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 432(\text{m}^2)$$

$$W_{losa} = 124\,416 \text{ kg}$$

- **Peso de columnas (0,35 x 0,35) m**

Se toma la mitad de la dimensión del 2do nivel y, se toma el 1er nivel se toma completo para el peso del mismo. Además, se resta la dimensión del peralte de la viga principal de 0,50 m.

$$W_{\text{columna}} = 2\,400(6,75-0,50)(0,35*0,35)$$

$$W_{\text{columna}} = 1\,837,50 \text{ kg (\# total de columnas)}$$

$$W_{\text{columna}} = 1\,837,50 \text{ kg} * (20 \text{ columnas}) = 36\,750 \text{ kg}$$

- Peso de vigas principales

Al peralte de la viga principal, se le resta el espesor de la losa de 0,12 m.

$$W_{\text{viga}} = (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m}) * (2\,400 \text{ kg/m}^3) * \text{long. Vigas}$$

$$W_{\text{viga}} = (0,38 \text{ m} * 0,25 \text{ m}) * (2\,400 \text{ kg/m}^3) * 186 \text{ m}$$

$$W_{\text{viga}} = 42\,408 \text{ kg}$$

- Peso de sobrecarga

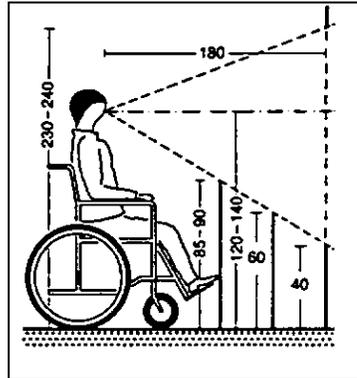
La sobrecarga de un edificio es recomendable un máximo de  $60 \text{ kg/m}^2$  y el óptimo será de  $40 \text{ kg/m}^2$ , pero por ser de alta importancia la edificación se tomarán  $60 \text{ kg/m}^2$

$$W_{\text{sc}} = 60 \text{ kg/m}^2 * 432 \text{ m}^2 = 25,920 \text{ kg}$$

- Peso del sillar

En el caso específico de hospitales, para proyectar un entorno respetuoso con los minusválidos, se exige adapta el espacio de movimiento necesario a sus medios auxiliares y proporcionales.

Figura 13. **Medida de sillar frente a ventana para minusválido**



Fuente: NEUFERT, Ernst. *Arte de proyectar en arquitectura*. p. 274.

$$W_{\text{sillar}} = 0,90 \text{ m} \times 160 \text{ kg/m}^2 \times 2(48 \text{ m} + 18 \text{ m}) = 19\ 008 \text{ k}$$

- Peso de vidrio

$$W_{\text{vidrio}} = 1,60 \text{ m} \times \frac{5 \text{ kg}}{\text{m}^2} \times 2(48 \text{ m} + 18 \text{ m}) = 1\ 056 \text{ kg}$$

Tabla XI. **Resumen de peso en nivel 1**

<b>Peso</b>	<b>(Kg)</b>
Losas	124 416,00
Columnas	36 750,00
Viga principal	42 408,00
Sobre carga	25 920,00
Sillar	19 008,00
Vidrio	1 056,00
<b>Total</b>	<b>249 558,00</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Resumen del peso por nivel**

<b>ELEMENTO</b>	<b>NIVEL 2 (Kg)</b>	<b>NIVEL 1 (Kg)</b>
Losas	124 416	124 416
Columnas	8 820	36 750
Vigas principales	42 408	42 408
Sobre carga	25 920	25 920
Sillar	0,00	19 008
Vidrio	0,00	1 056
<b>Peso total del nivel</b>	<b>201 564</b>	<b>249 558</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Peso total del edificio**

<b>PESO DEL EDIFICIO</b>
Segundo Nivel 201 564 kg
Primer Nivel 249 558 kg
<b>Peso del edificio 451 122 kg</b>

Fuente: elaboración propia.

Según normas de diseño, se debe de incluir un 25 % del peso de la carga viva en los niveles que se consideren altos de ocupación y almacenamiento; para este caso, se considera tal incremento en el nivel de entrepiso y no así en el nivel de techo, ya que este se diseñó para no tener acceso.

$$W_{\text{nivel 1}} = 236 568 \text{ kg}$$

$$25\%W_{c.v} = 0,25(6 \text{ m})(6 \text{ m})(11)(250 \text{ kg/m}^2) + 0,25(6 \text{ m})(6 \text{ m})(500 \text{ kg/m}^2)$$

$$25\%W_{c.v} = 29\,250 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 201\,564 \text{ kg} + 249\,558,00 \text{ kg} + 29\,250,00 \text{ kg} = 480\,372 \text{ kg}$$

Entonces:

El peso total del módulo, destinado para el hospital es de 480 372 kg.

- Cálculo de corte basal

Los datos que se tienen para el cálculo de corte basal son los siguientes:

- Tipo de lugar de Origen de Falla="A"(fallas que pueden producir eventos de gran magnitud y que tienen una alta relación de actividad sísmica).
- Distancia a falla más cercana >15 km.
- Tipo de suelo  $S_D$  (se recomienda por no tener datos del tipo de suelo).
- Factor de importancia sísmica:  $I = 1,25$  (correspondiente a la división que tienen áreas para cirugía y tratamientos de emergencia o estructuras y refugios en centros de preparación para emergencias).

La República de Guatemala ha sido dividida por medio de zonas después del terremoto del 4 de febrero de 1976.

Tabla XIV. **Zonificación de riesgo sísmico en Guatemala**

Costa del Pacífico	= 4.2	Zona 0	riesgo sísmico = 0
Zona Central	= 4.1	Zona 1	riesgo sísmico = 0.25
Izabal y Parte de Peten	= 3	Zona 2	riesgo sísmico = 0.50
Y resto de Petén	= 2	Zona 3 y 4 =	riesgo sísmico = 1.00

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño del hospital se tomará el valor Z para la zona 4 (por ser Guatemala una región altamente sísmica).

- Período de la estructura

$$T=C_t(h)^{3/4}$$

Donde:

$$C_t=0,0731$$

h = altura del edificio

$$T=0,0731(8,5)^{3/4} = 0,3639 \text{ segundos}$$

Tabla XV. **Tabla 16i del UBC**

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,20	0,30	<b><u>0,40</u></b>

Fuente: elaboración propia.

Coeficiente de sismicidad Cv (tabla 16-R del UBC)

$$Z=0,40 \quad \text{tipo de suelo: } S_D C_v=0,64 N_v$$

Factor de cercanía a la fuente Nv (tabla 16 t del UBC)

Tipo de lugar de origen sismo= "A"      distancia a falla más cercana =  $\geq 15$  km

$$N_v=1,0$$

Coeficiente Ca (tabla 16 q del UBC)

Ca=0,44 Na Na de tabla 16 s= 1,00

Ca=0,44

Entonces:

$$Cv=0,64(Nv)$$

$$Cv=0,64(1,00)$$

$$Cv=0,64$$

La sección 1630.2.1 del código UBC 1997 requiere que el esfuerzo de corte basal total diseño en una dirección debe determinarse con base en la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Cv \cdot I}{R \cdot T} \cdot W \quad (\text{Caso 1})$$

Según el Código UBC 1997, el esfuerzo de corte basal total de diseño puede no exceder al caso 2, entonces:

$$V = \frac{2,5Ca \cdot I}{R} \cdot W \quad (\text{Caso 2})$$

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

$$V = 0,11 \cdot Ca \cdot I \cdot W \quad (\text{Caso 3})$$

Además, para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total tampoco debe ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0,8(z)(Nv)(I)W}{R} \quad (\text{Caso 4})$$

Donde:

$$Z= 0,4$$

$$Nv=1,0$$

$$Cv= 0,64$$

$$I= 1,25 \text{ factor de importancia}$$

$$W= 480\,372 \text{ kg}$$

R= 8,5 de tabla 16-N (correspondiente al sistema estructural; sistema de estructura resistente a momentos de hormigón)

$$V = \frac{0,8(0,4)(1,0)(1,25)(480,372 \text{ kg})}{8,5} = 22\,605,74 \text{ kg}$$

$$V= 22\,605,74 \text{ kg} * \frac{1\text{Ton}}{1\,000 \text{ kg}} = 22,61 \text{ Toneladas} \quad (\text{Caso 4})$$

Chequeos:

$$V= \frac{Cv * I}{R * T} * W \quad (\text{Caso 1})$$

$$V= \frac{0,64 * 1,25}{8,5 * 0,3639 \text{ segs}} (480\,372 \text{ kg}) = 124\,241,50 \text{ kg} = 124,24 \text{ Toneladas}$$

$$V= \frac{2,5Ca * I}{R} W \quad (\text{Caso 2})$$

$$V= \frac{2,5(0,44)(1,25)}{(8,5)} (480\,372,00 \text{ kg}) = 77\,707,24 \text{ kg} = 77,71 \text{ Toneladas}$$

$$V= 0,11 * Ca * I * W \quad (\text{Caso 3})$$

$$V=0,11(0,44)(1,25)(480\ 372,00\text{ kg})=29\ 062,51\text{ kg}=29,07\text{ Toneladas}$$

Según el Código UBC 1997, el esfuerzo de corte basal total de diseño puede no exceder al caso 2, entonces:

El corte basal producido por el sismo es de 77 707 24 kg=77,71 Toneladas

### 2.1.13. Repartición de fuerzas por nivel

$$F_t = 0,0731 TV \leq 0,25 V$$

$$F_t = 0 \text{ para } T \leq 0,70 \text{ segundos}$$

$$F_t = 0,0731 (0,3639 \text{ Segundos}) (75,05 \text{ Toneladas})$$

$$F_t = 2,00 \text{ ton}$$

El  $F_t$  no debe de exceder de un 25 % del corte basal

$$25 \% * (77,71 \text{ Ton}) = 19,43 \text{ Ton}$$

Pero como el  $T$  (período) es menor a 0,70 segundos, entonces el  $F_t$  es igual a 0.

Por lo tanto:

El corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, las cuales se calculan a partir de la ecuación:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i H_i}{\sum W_i (H_i)}$$

Como  $T_x$  y  $T_y$  son menores de 0,70 segundos, se utiliza un valor de  $F_t=0$ , quedando la fórmula para ambos sentidos de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{(V)W_i \cdot H_i}{\sum W_i(H_i)}$$

Donde:

$F_i$ = corte por nivel

$V$ = corte basal

$F_t$ = fuerza adicional en la cúspide

$W_i$ = peso de nivel

$H_i$ = altura de nivel

La repartición por nivel del eje X y Y son las mismas, ya que los dos tienen la misma magnitud de corte basal.

Fuerzas actuantes en el primer y segundo nivel en sentido X:

$$F_{1x} = \frac{(77\,707,24 \text{ kg}) \cdot 1\,394\,040 \text{ kg}}{3\,107\,334 \text{ kg}} = 34\,861,72 \text{ kg}$$

$$F_{2x} = \frac{(77\,707,24 \text{ kg}) \cdot 1\,713\,294 \text{ kg}}{3\,107\,334,00 \text{ kg}} = 42\,845,52 \text{ kg}$$

Como el valor del corte basal es el mismo en ambos sentidos, se determina que el valor de las fuerzas que actúan en el sentido Y, son de igual magnitud que en el sentido X, para cada nivel respectivamente de tal forma:

$$F_{1y} = \frac{(77\,707,24 \text{ kg}) + 1\,394\,040 \text{ kg}}{3\,107\,334 \text{ kg}} = 34\,861,72 \text{ kg}$$

$$F_{2y} = \frac{(77\,707,24 \text{ kg}) + 1\,713\,294 \text{ kg}}{3\,107\,334 \text{ kg}} = 42\,845,52 \text{ kg}$$

Se chequea la fuerza de cada nivel; si la sumatoria de las fuerzas es igual al cortante calculado en el corte basal.

$$V_b = F_1 + F_2$$

$$F_1 + F_2 = 34\,861,72 \text{ kg} + 42\,845,52 \text{ kg} = 77\,707,24 \text{ kg}$$

$$V = 77\,707,24 \text{ Kg} = F_1 + F_2$$

Tabla XVI. **Repartición de fuerzas por nivel módulo**

Nivel Núm.	Peso total del edificio (kg)	H(m)	(Wx*Hx ) (kg)	Fuerza (kg)
Nivel 2	201 564	8,50	1 713 294	42 845,52
Nivel 1	278 808	5,00	1 394 040	34 861,72
	480 372		Wi*Hi= 3 107 334,00	

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.13.1. Determinación del centro de rigidez

Nivel 2

El nivel 2 se supone en voladizo, por lo tanto se utilizará la expresión:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1,2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

Donde:

Kc= rigidez

F=fuerza de nivel

H= altura de la columna

I= inercia de sección  $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot l^3$

Ec= módulo de elasticidad de concreto  $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'c}$

A= área de la sección

G= módulo de cortante donde  $G = 0,4 \cdot E_c$

$$K_c = \frac{1}{\frac{42 \ 845,52 \cdot 300^3}{3 \cdot 15 \ 100 \sqrt{280} \cdot \frac{1}{12} \cdot 35 \cdot 35^3} + \frac{1,2 \cdot 42 \ 845,52 \cdot 300}{35 \cdot 35 \cdot 15 \ 100 \cdot 0,4 \sqrt{280}}}$$

$$K_c = 8,1113 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

$$K_m = K_c \cdot \# \text{ columnas en el eje}$$

Tabla XVII. Centro de rigidez eje y nivel 2

MARCO	Col. Cuadrada	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
4	5	8,1113 <sup>-2</sup>	0,4056	0	0
3	5	8,1113 <sup>-2</sup>	0,4056	6	2,4336
2	5	8,1113 <sup>-2</sup>	0,4056	12	4,8672
1	5	8,1113 <sup>-2</sup>	0,4056	18	7,3008
			<b>1,622</b>		<b>14,6016</b>

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \sum \frac{(K_m \cdot l)}{K_m} = \frac{14,6016}{1,622} = 9,00 \text{ m}$$

Figura 14. Centro de rigidez eje x, nivel 2

MARCO	Col. cuadrada	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	4	8,11*10 <sup>-2</sup>	0,3244	0	0
B	4	8,11*10 <sup>-2</sup>	0,3244	6	1,9464
C	4	8,11*10 <sup>-2</sup>	0,3244	12	3,8928
D	4	8,11*10 <sup>-2</sup>	0,3244	18	5,8392
E	4	8,11*10 <sup>-2</sup>	0,3244	24	7,7856
			<b>1,622</b>		<b>19,464</b>

Fuente: elaboración propia.

$$C_{rx} = \sum \frac{(K_m \cdot l)}{K_m} = \frac{19,464}{1,622} = 12,00 \text{ m}$$

Nivel 1

El nivel 1 se supone como doblemente empotrado, por lo que se utiliza la expresión:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1,2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

Donde:

K<sub>c</sub>= rigidez

F=fuerza de nivel

H= altura de la columna

I= inercia de sección

Ec= módulo de elasticidad de concreto =  $15\ 100 \cdot \sqrt{f'c}$

A= área de la sección

G= módulo de cortante donde  $G = 0,4 \cdot Ec$

$$K_c = \frac{1}{\frac{34\ 861,72 \cdot 475^3}{12 \cdot 15\ 100 \sqrt{280} \cdot \frac{1}{12} \cdot 35 \cdot 35^3} + \frac{1,2 \cdot 34\ 861,72 \cdot 475}{35 \cdot 35 \cdot 15\ 100 \cdot 0,4 \sqrt{280}}}$$

$$K_c = 9,986 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

$$K_m = K_c \cdot \# \text{ columnas en el eje}$$

Tabla XVIII. Centro de rigidez eje y, nivel 1

MARCO	Col. Cuadrada	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
4	5	$9,9858 \cdot 10^{-2}$	0,4993	0	0
3	5	$9,9858 \cdot 10^{-2}$	0,4993	6	2,9958
2	5	$9,9858 \cdot 10^{-2}$	0,4993	12	5,9916
1	5	$9,9858 \cdot 10^{-2}$	0,4993	18	8,9874
			<b>1,9972</b>		<b>17,9748</b>

Fuente: elaboración propia.

$$C_{ry} = \sum \frac{(K_m \cdot l)}{K_m} = \frac{17,9748}{1,9972} = 9,00 \text{ m}$$

Tabla XIX. Centro de rigidez eje x, nivel 1

MARCO	Col. cuadrada	Kc (cm <sup>-1</sup> )	Km (cm <sup>-1</sup> )	L (m)	Km*L
A	4	9,9858 <sup>-2</sup>	0,3994	0	0
B	4	9,9858 <sup>-2</sup>	0,3994	6	2,3964
C	4	9,9858 <sup>-2</sup>	0,3994	12	4,7928
D	4	9,9858 <sup>-2</sup>	0,3994	18	7,1892
E	4	9,9858 <sup>-2</sup>	0,3994	24	9,5856
			<b>1,997</b>		<b>23,964</b>

Fuente: elaboración propia.

$$C_{rx} = \sum \frac{(K_m \cdot l)}{K_m} = \frac{23,964}{1,997} = 12,00 \text{ m}$$

Tabla XX. Resumen centro rigidez nivel 1 y 2

TABLA RESUMEN CENTRO DE RIGIDEZ POR NIVEL		
NIVEL	Y(m)	X(m)
2	9,00	12,00
1	9,00	12,00

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.13.2. Determinación del centro de masa

En una estructura, el centro de gravedad es el punto que está dentro de la estructura, donde la masa parece estar concentrada. Si estaría suspendido

desde el centro de gravedad, la estructura parecería estar en equilibrio, y no podría realizar una rotación debido a la atracción gravitacional.

En este caso, el centro de gravedad se encuentra en el centro geométrico, ya que la planta es simétrica. Por lo tanto se obtienen las coordenadas del centro de masa con las siguientes expresiones:

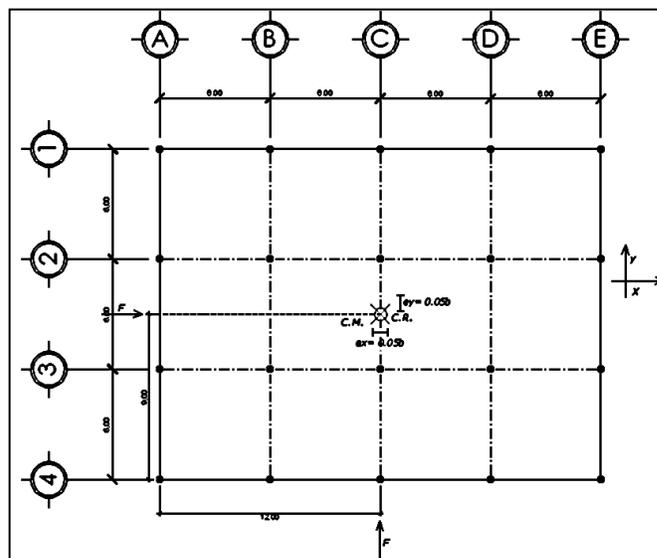
$$C_{mx} = \frac{\text{largo}}{2} \qquad C_{my} = \frac{\text{ancho}}{2}$$

Donde:

$C_{mx}$  y  $C_{my}$  = coordenadas de centro de masa en X y Y

$$C_{mx} = \frac{24 \text{ m}}{2} = 12,00 \text{ m} \qquad C_{my} = \frac{18 \text{ m}}{2} = 9,00 \text{ m}$$

Figura 15. **Posición de centro de masa CM y centro de rigidez CR**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

### 2.1.13.3. Torsión

La distancia entre ambos centroides CM Y CR se denomina “e” excentricidad, la cual multiplicada por el cortante sísmico, que actúa en el nivel, produce el momento torsional.

Como se puede observar en la figura 15, el centro de masa y centro de rigidez coinciden. Esto se debe a la simetría que existe en planta, por lo tanto se tiene una excentricidad igual a cero que no genera torsión. En este caso, se considera una excentricidad mínima igual a 5 % con respecto a cada eje.

Excentricidad directa o real

$$e_{1x,y} = |C_{mx,y} - C_{r\ x,y}|$$

Excentricidad de diseño

$$e_{1x,y} = |C_{mx,y} - C_{r\ x,y}| + 0,05 \times B$$

$$e_{2x,y} = |C_{mx,y} - C_{r\ x,y}| - 0,05 \times B$$

Donde:

B = corresponde al lado del edificio en el sentido de la excentricidad

% = según UBC 5 % y según RCDF 10 %

Parámetros RCDF

- $e_{real} \leq 10 \% B$  : se puede considerar que el edificio es regular .
- $10 \% B \leq e_{real} \leq 20 \% B$ : se considera que el edificio es irregular.

- $20 \%B < e_{\text{real}}$ : no se permite construir, cambiar configuración estructural.

Entonces:

$$e_{x \text{ real}} = 0,00 < 2,4 \rightarrow 10 \% (24 \text{ m})$$

$$e_{y \text{ real}} = 0,00 < 1,8 \rightarrow 10 \% (18 \text{ m})$$

La estructura se considera regular, con lo cual se puede seguir con el diseño de la misma.

#### 2.1.13.4. Distribución de corte traslacional y sismo

A continuación se presenta la tabla de excentricidad mínima.

Tabla XXI. Excentricidad mínima

Excentricidad		
$e_x =$	$12,00\text{m} - 12,00\text{m} = 0,00$	Excentricidad directa
$e_y =$	$9,00\text{m} - 9,00\text{m} = 0,00$	
$e_{x1} =$	$(0,00) + 0,05B = 1,20$	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1} =$	$(0,00) + 0,05B = 0,90$	
$e_{x2} =$	$(0,00) - 0,05B = -1,20$	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2} =$	$(0,00) - 0,05B = -0,90$	

Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas por torsión

Un marco estructural se mueve en sentido contrario a la fuerza del sismo. El momento por torsión en cada nivel, va a ser el producto de la fuerza de nivel  $F_i'$  por la excentricidad de diseño.

- Distribución de fuerzas por marco

Para distribuir la fuerza lateral de sismo por nivel  $F_i$ , a cada marco en el análisis simple, se consideran solo los marcos paralelos a la dirección en que esta actúa y dos efectos sobre ellos: uno de traslación en esa misma dirección y uno de rotación respecto al centro de rigidez o corte cuando este no coincide con el centro de masa.

En el análisis simple, la fuerza que llega a cada marco, se determina por medio de la suma algebraica de la fuerza por torsión  $F_i''$  (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos  $F_i'$  (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

Pero en el caso de que se tenga una excentricidad igual a cero, entonces solo se tomará la excentricidad mínima y además  $F_m$  será la sumatoria de los valores absolutos de  $F_i' + F_i''$

$$F_m = |F_i'| + |F_i''|$$

La fuerza traslacional  $F_i'$  se define por:

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_m} * F_i$$

Donde:

$K_m$  = es la rigidez del marco que se está analizando.

$\sum K_m$  = rigidez total del nivel: sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

$F_i$  = fuerza por nivel.

El valor de rigideces se puede obtener de los cálculos en las tablas XIX a XXII.

La fuerza torsional  $F_i''$  se define por:

$$F_i'' = \frac{e}{E_i} * F_i$$

Donde:

$e$  = excentricidad (se tomará la que provoque mayor torsión)

$F_i$  = fuerza por nivel

$E_i$  = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

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

$d_i$  = distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco, tomando como origen el centro de rigidez y las distancias que se encuentren hacia la izquierda y abajo del CR, tendrán signo negativo.

$K_m$  = rigidez del marco analizado.

La tabla XXV se ha construido a manera de simplificar el manejo de los valores necesarios para encontrar las fuerzas por marco.

Tabla XXII. **Fuerza por marco**

MARCO	$K_m$	$d_i$	$K_m \times d_i$	$K_m \times d_i^2$	$E_i$	$F_i'$	$F_i''$	$F_m$
a	$K_a$	$\pm d_a$	$\pm K_a \times d_a$	$\pm K_a \times d_a^2$			$\pm$	
b	$K_b$	$\pm d_b$	$\pm K_b \times d_b$	$\pm K_b \times d_b^2$			$\pm$	
c	$K_c$	$\pm d_c$	$\pm K_c \times d_c$	$\pm K_c \times d_c^2$			$\pm$	
$\Sigma(K_m \times d_i^2)$						$\Sigma F_i' = F_i$		$\Sigma F_m = F_i$

Fuente: TAMPÁN, Rolando. *Guía teórica y práctica para uso de software de Etabs para diseño de estructuras de concreto*. p. 86.

Si el valor de  $F_m < F_i'$ , se debe de tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $F_m > F_i'$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0. En nuestro, se tiene una excentricidad igual a cero, entonces solo se tomará la excentricidad mínima y además  $F_m$  será la sumatoria de los valores absolutos de  $F_i' + F_i''$ .

Tabla XXIII. **Excentricidad mínima del nivel 2**

Excentricidad			
$e_x =$	12,00 m - 12,00 m	= 0,00	Excentricidad directa
$e_y =$	9,00 m - 9,00 m	= 0,00	
$e_{x1} =$	(0,00) + 0,05 B	= 1,20	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1} =$	(0,00) + 0,05 B	= 0,90	
$e_{x2} =$	(0,00) - 0,05 B	= -1,20	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2} =$	(0,00) - 0,05 B	= -0,90	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Fuerza de marcos literales nivel 2**

Fuerza F	42 845,52	e	1,20					
<b>MARCO</b>	<b>Km</b>	<b>di</b>	<b>Km * di</b>	<b>Km * di<sup>2</sup></b>	<b>Ei</b>	<b>Fi'</b>	<b>Fi''</b>	<b>Fm</b>
A	0,4056	-12	-4,8672	58,4064	-30,00	8 569,10	-1713,82	<b>10 282,92</b>
B	0,4056	-6	-2,4336	14,6016	-60,00	8 569,10	-856,91	<b>9 426,01</b>
C	0,4056	0	0,00	0,00	0,00	8 569,10	0,00	8 569,10
D	0,4056	6	2,4336	14,6016	60,00	8 569,10	856,91	9 426,01
E	0,4056	12	4,8672	58,4064	30,00	8 569,10	1713,82	10282,92
	<b>2,0280</b>			<b>146,016</b>		<b>42 845,52</b>		<b>47 986,98</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Fuerza de marcos numéricos nivel 2**

Fuerza F	42 845,52	e	0,90					
<b>MARCO</b>	<b>Km</b>	<b>di</b>	<b>Km * di</b>	<b>Km * di<sup>2</sup></b>	<b>Ei</b>	<b>Fi'</b>	<b>Fi''</b>	<b>Fm</b>
4	0,3244	9	2,9196	26,2764	20,00	10 711,38	1 928,05	12 639,43
3	0,3244	3	0,9732	2,9196	60,00	10 711,38	642,68	11 354,06
2	0,3244	-3	-0,9732	2,9196	-60,00	10 711,38	-642,68	<b>11 354,06</b>
1	0,3244	-9	-2,9196	26,2764	-20,00	10 711,38	-1928,05	<b>12 639,43</b>
	<b>1,2976</b>			<b>58,392</b>		<b>42 845,52</b>		<b>47 986,98</b>

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de  $F_m < F_i'$ , se debe de tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $F_m > F_i'$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0. En este caso, se tiene una excentricidad igual a cero, entonces solo se tomará la excentricidad mínima y además  $F_m$  será la sumatoria de los valores absolutos de  $F_i'+F_i''$ .

Tabla XXVI. **Excentricidad mínima del nivel 1**

Excentricidad			
$e_x=$	12,00 m-12,00 m	= 0,00	Excentricidad directa
$e_y=$	9,00 m-9,00 m	= 0,00	
$e_{x1}=$	(0,00) +0,05 B	= 1,20	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1}=$	(0,00) +0,05 B	= 0,90	
$e_{x2}=$	(0,00) - 0,05 B	= -1,20	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2}=$	(0,00) - 0,05 B	= -0,90	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Fuerza de marcos literales, nivel 1**

Fuerza F	34 861,72	e	-1,20					
MARCO	Km	di	Km * di	Km * di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	0,4993	-12	-5,9916	71,899	-30,00	6 972,34	1 394,47	8 366,81
B	0,4993	-6	-2,9958	17,974	-60,00	6 972,34	697,23	7 669,58
C	0,4993	0	0,0000	0,00	0,00	6 972,34	0,00	6 972,34
D	0,4993	6	2,9958	17,974	60,00	6 972,34	-697,23	<b>7 669,58</b>
E	0,4993	12	5,9916	71,899	30,00	6 972,34	-1 394,47	<b>8 366,81</b>
	<b>2,4965</b>			<b>179,7480</b>		<b>34861,72</b>		<b>39 045,12</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Fuerza de marcos numéricos, nivel 1**

Fuerza F	34 861,72	e	-0,90					
MARCO	Km	di	Km * di	Km * di <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
4	0,4993	9	4,4937	40,4433	20,00	8715,43	-1568,78	<b>10284,21</b>
3	0,4993	3	1,4979	4,4937	60,00	8715,43	-522,93	<b>9238,36</b>
2	0,4993	-3	-1,4979	4,4937	-60,00	8715,43	522,93	9238,36
1	0,4993	-9	-4,4937	40,4433	-20,00	8715,43	1568,78	10284,21
	<b>1,9972</b>			<b>89,8740</b>		<b>34861,72</b>		<b>39045,13</b>

Fuente: elaboración propia.

Si el valor de  $F_m < F_i'$ , se debe de tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor de  $F_m > F_i'$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0. En este caso, se tiene una excentricidad igual a cero, entonces solo se tomará la excentricidad mínima y además  $F_m$  será la sumatoria de los valores absolutos de  $F_i'+F_i''$ .

A continuación, se presentan las fuerzas por nivel para todos los marcos del módulo:

Tabla XXIX. **Fuerza para marcos literales del módulo en sentido X**

NIVEL	MARCO A	MARCO B	MARCO C	MARCO D	MARCO E
	FM (kg)	FM (kg)	FM (kg)	FM (kg)	FM (kg)
2	10 282,92	9 426,01	8 569,10	9 426,01	10 282,92
1	8 366,81	7 669,58	6 972,34	7 669,58	8 366,81

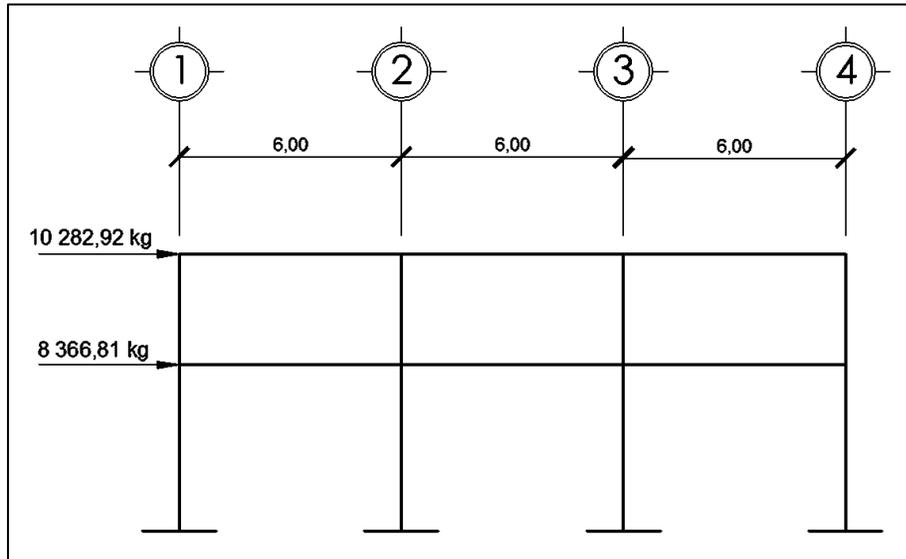
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Fuerza para marcos numerales del módulo en sentido Y**

NIVEL	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	MARCO 4
	FM (kg)	FM (kg)	FM (kg)	FM (kg)
2	12 639,43	11 354,06	11 354,06	12 639,43
1	10 284,21	9 238,36	9 238,36	10 284,21

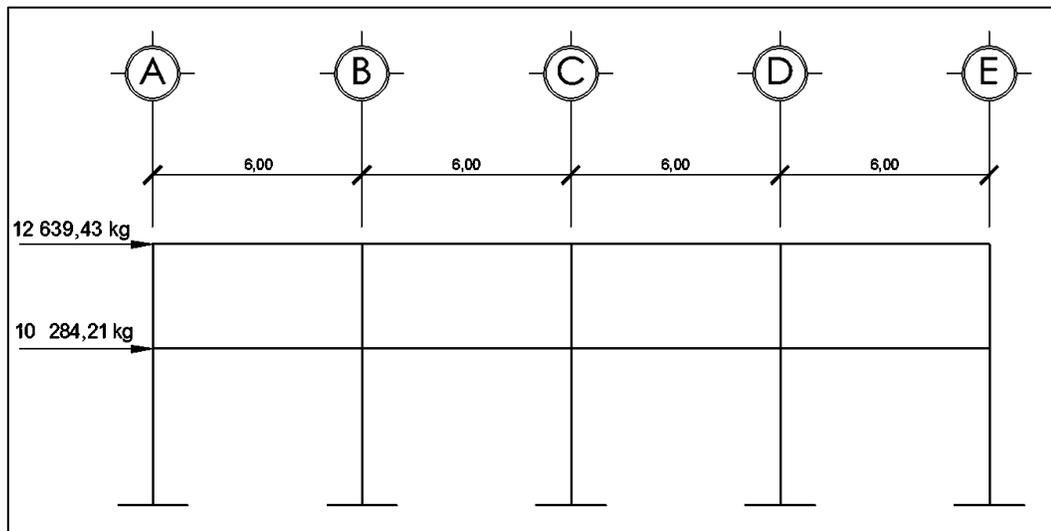
Fuente: elaboración propia.

Figura 16. **Carga lateral del marco A**



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 17. **Carga lateral del marco 1**



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

## **2.1.14. Desarrollo del análisis estructural por Etabs**

A continuación se presenta el desarrollo del análisis estructural por Etabs.

### **2.1.14.1. Especificaciones generales**

Para el desarrollo del análisis estructural por el software antes mencionado, se necesitan conocer los datos de entrada que conlleva el diseño con los datos siguientes:

Concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Peso por unidad de volumen:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de elasticidad:	$E_c = 252671 \text{ kg/cm}^2$
Acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson:	0,20
Vigas:	0,25 m x 0,50 m
Columnas:	0,35 m x 0,35 m

### **2.1.14.2. Cargas**

Para el análisis de cargas gravitacionales y laterales, se utilizará el programa Etabs pues es un programa que da resultados muy exactos y fácil de usar. Lo único que requiere dicho programa, son las dimensiones de los miembros y las propiedades de los materiales como por ejemplo la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tensión del refuerzo, el módulo de elasticidad del hormigón, el peso específico de hormigón, entre otros.

Las cargas son ingresadas al programa en magnitud por unidad de área. Nótese que en las figuras 11 y 12, se incluyó el total de carga muerta aunque el análisis estructural se hará con el programa de computación Etabs y el peso propio de las vigas deberá restárselas ya que dicho programa lo suma automáticamente.

Las cargas horizontales se asignan por nivel, siendo estas, las que fueron obtenidas anteriormente por el método UBC 97.

#### **2.1.14.2.1. Combinaciones de mayoración**

Al efectuar el análisis estructural, se deben de definir las diferentes combinaciones de carga. Estas se establecen para las distintas condiciones críticas que pueden existir. Las combinaciones se tomaron conforme al Código ACI 318-08, el cual establece en la sección 9.2.1, que la resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (9-1 a 9-7).

En las ecuaciones proporcionadas por el Código ACI 318-08, se involucran factores que no son aplicables al  $n$  medio. Obviando estos factores, se obtienen las combinaciones usadas para el modelo:

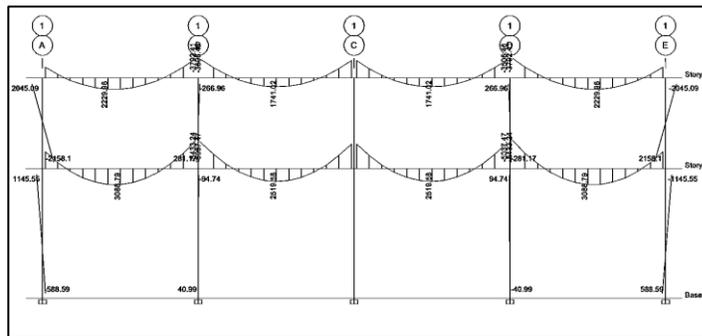
- $U = 1,2 (C_{muerta}) + 1,6 (C_{viva})$  Combinación 1
- $U = 1,2 (C_{muerta}) + 1,6 (C_{viva}) \pm 1,0 (E_{sismo})$  Combinación 2 y 3
- $U = 1,2 (C_{muerta}) + 1,0 (C_{viva}) \pm 1,0 (E_{sismo})$  Combinación 4 y 5
- $U = 0,9 (C_{muerta}) \pm 1,0 (E_{sismo})$  Combinación 6 y 7

Definido el modelo, se procede a ejecutar el análisis estructural por medio del software, obteniendo los resultados que se muestran a continuación:

### 2.1.14.3. Resultados del análisis estructural

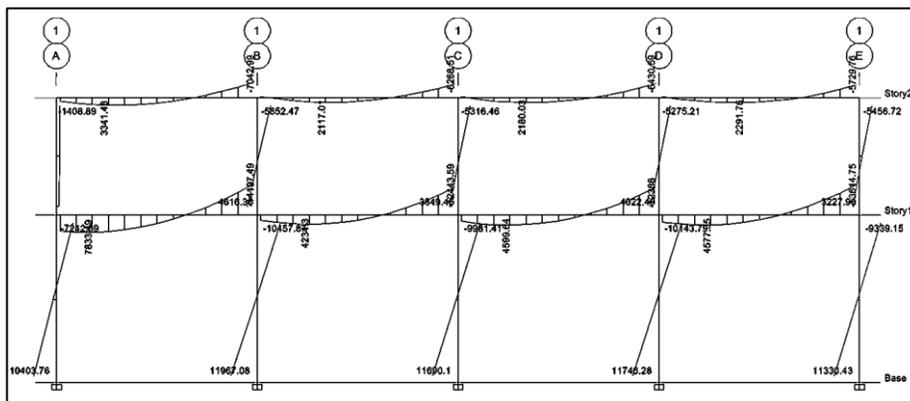
Las gráficas siguientes corresponden al análisis ejecutado en el software para los marcos en los ejes A y 1, perteneciente al módulo, el cual fue tomado a modo de ejemplo para la visualización de los resultados obtenidos con cada combinación de carga propuesta.

Figura 18. **Momentos flexionantes del marco 1, combinación 1**



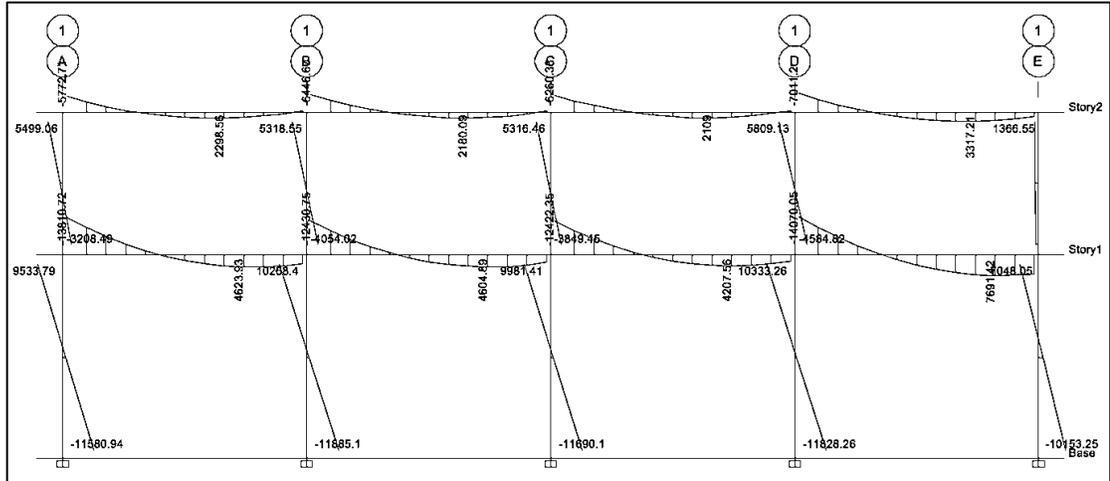
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 19. **Momentos flexionantes del marco 1, combinación 2**



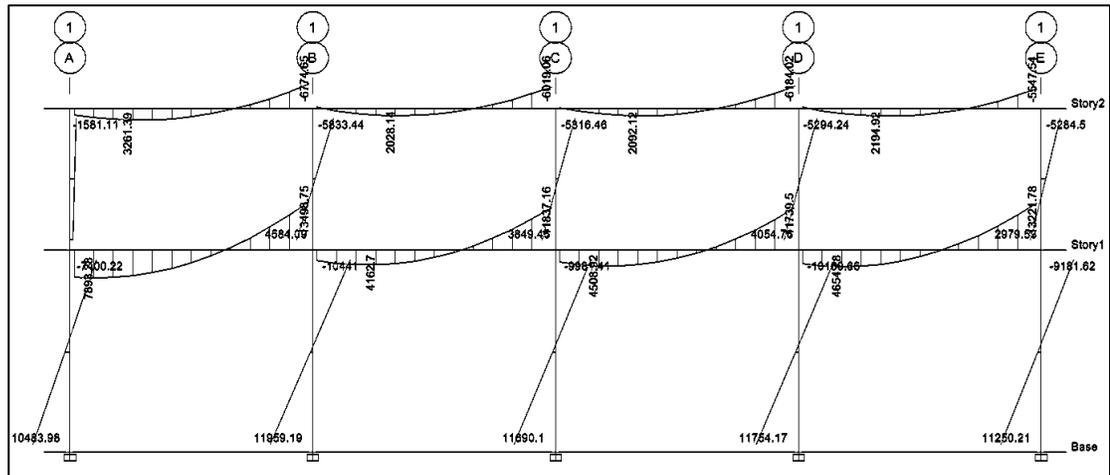
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 20. **Momentos flexionantes del marco 1, combinación 3**



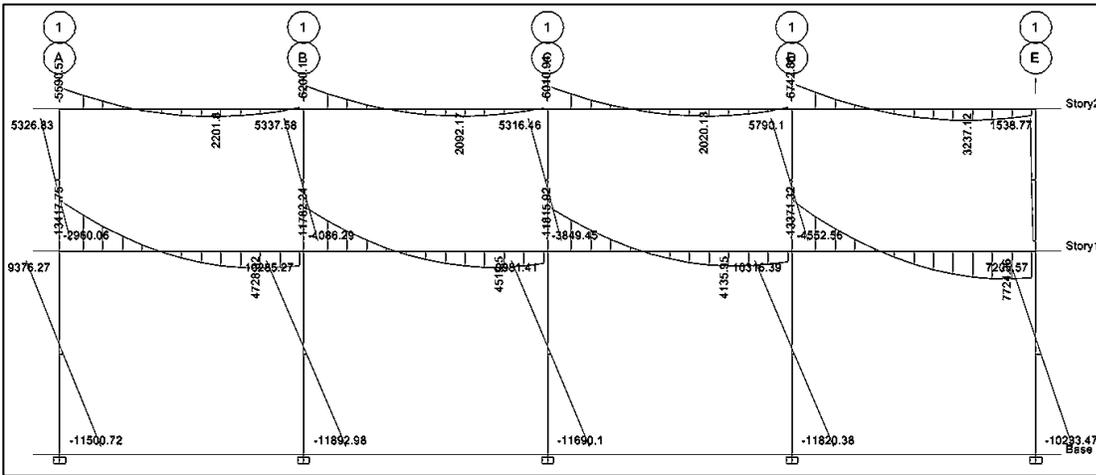
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 21. **Momentos flexionantes del marco 1, combinación 4**



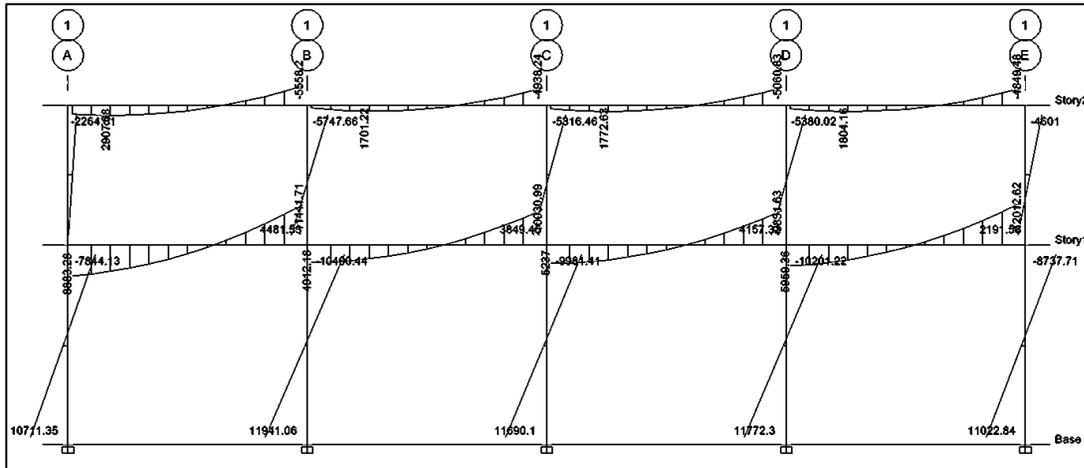
Fuente: elaboración propia, empleando o programa Etabs 2013.

Figura 22. Momentos flexionantes del marco 1, combinación 5



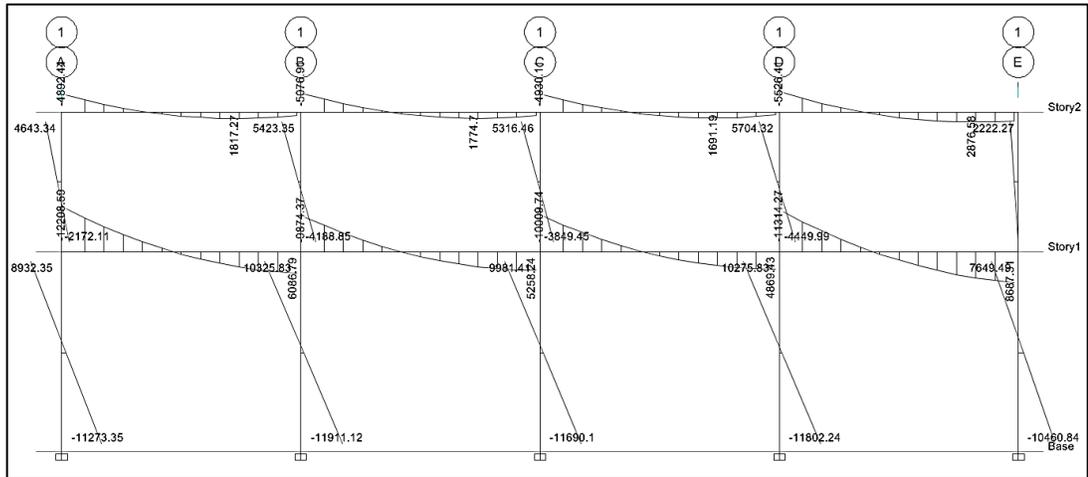
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 23. Momentos flexionantes del marco 1, combinación 6



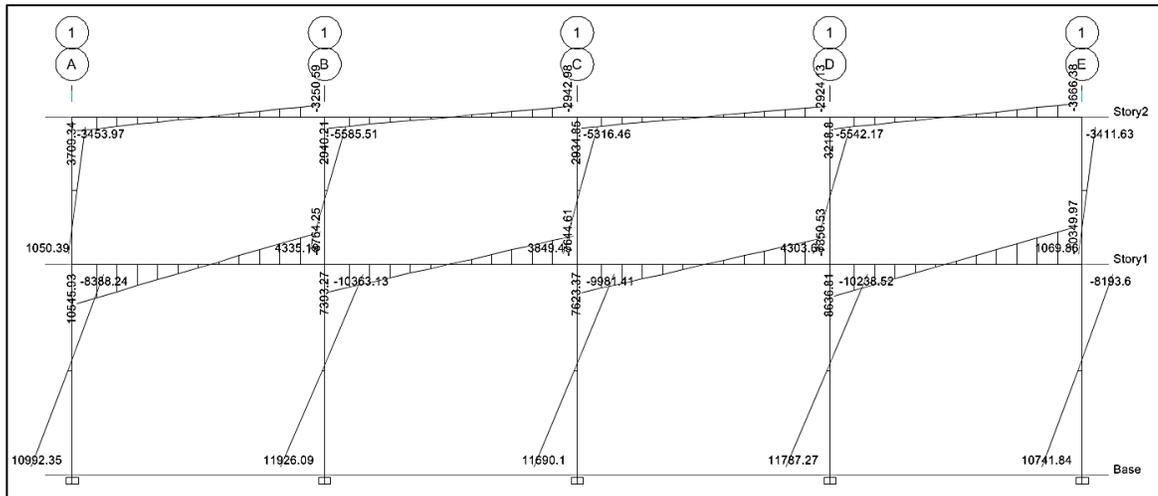
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 24. Momentos flexionantes del marco 1, combinación 7



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

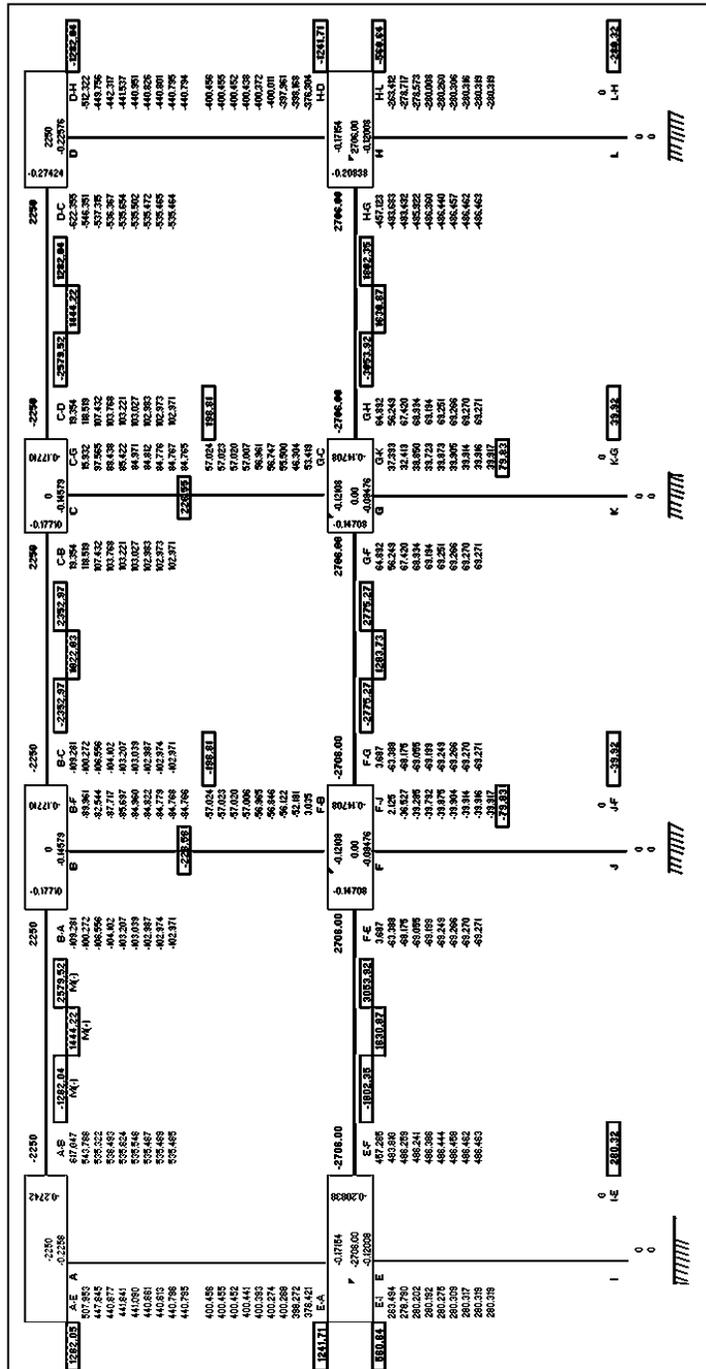
Figura 25. Resultados de Etabs para carga sísmica, eje 1



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.



Figura 27. Resultados del método de Kani para carga muerta, eje A



Fuente: elaboración propia, empleando programa Adobe Illustrator.

Tabla XXXI. **Comparación de resultados entre Etabs y Kani en vigas, marco 1 para carga sísmica**

	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-E	E-D
<b>KANI</b>	3 896,80	3 376,16	2 912,03	2 968,55	2 968,56	2 912,03	3 376,15	3 896,81
<b>ETABS</b>	3 709,34	3 250,59	2 940,21	2 942,98	2 934,85	2 924,13	3 218,80	3 666,38

	F-G	G-F	G-H	H-G	H-I	I-H	I-J	J-I
<b>KANI</b>	10 922,131	9 058,512	7 508,242	7 821,611	7 821,599	7 508,247	9 058,507	10 922,132
<b>ETABS</b>	10 545,930	8 764,250	7 393,270	7 644,610	7 623,370	7 350,530	8 636,810	10 349,970

Fuente: elaboración propia.

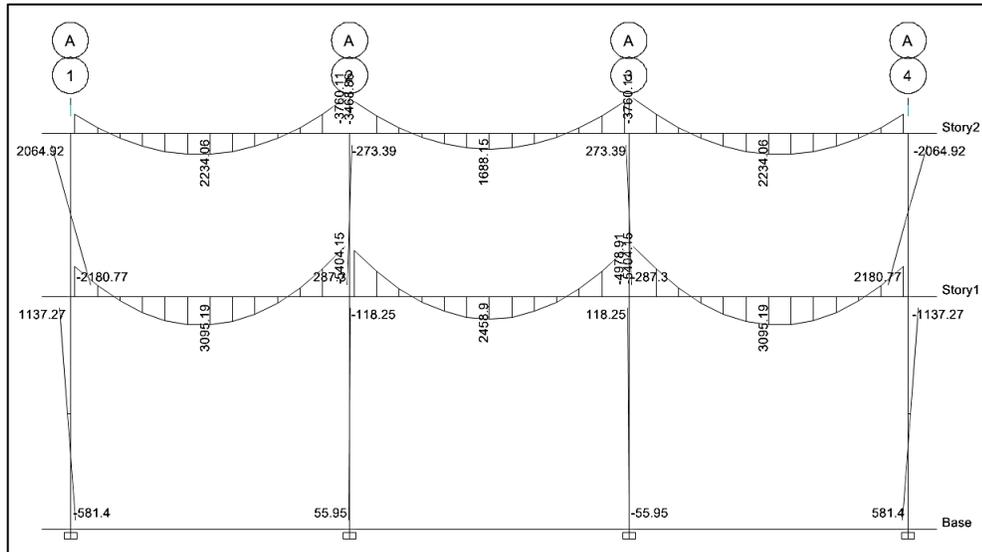
Tabla XXXII. **Comparación de resultados entre Etabs y Kani en columnas, marco 1 para carga sísmica**

<b>KANI</b>	<b>A-F</b>	-3 896,82	<b>B-G</b>	-6 288,16	<b>C-H</b>	-5 937,13	<b>D-I</b>	-6 288,16	<b>E-J</b>	-3 896,81
	<b>F-A</b>	-1 600,56	<b>G-B</b>	-5 097,43	<b>H-C</b>	-4 534,98	<b>I-D</b>	-5 097,43	<b>J-E</b>	-1 600,56
<b>ETABS</b>	<b>A-F</b>	-3 453,97	<b>B-G</b>	-5 585,51	<b>C-H</b>	-5 316,46	<b>D-I</b>	-5 542,17	<b>E-J</b>	-3 411,63
	<b>F-A</b>	1 050,39	<b>G-B</b>	4 335,19	<b>H-C</b>	3 849,45	<b>I-D</b>	4 303,66	<b>J-E</b>	1 069,86

<b>KANI</b>	<b>F-K</b>	-9 321,55	<b>G-L</b>	-11 469,33	<b>H-M</b>	-11 108,20	<b>N-I</b>	-11 469,33	<b>J-O</b>	-9 321,55
	<b>K-F</b>	-11 777,43	<b>L-G</b>	-12 851,33	<b>M-H</b>	-12 670,76	<b>I-N</b>	-12 851,33	<b>O-J</b>	-11 777,44
<b>ETABS</b>	<b>F-K</b>	-8 388,24	<b>G-L</b>	-10 363,13	<b>H-M</b>	-9 981,41	<b>N-I</b>	-10 238,52	<b>J-O</b>	-8 193,60
	<b>K-F</b>	10 992,35	<b>L-G</b>	11 926,09	<b>M-H</b>	11 690,10	<b>I-N</b>	11 787,27	<b>O-J</b>	10 741,84

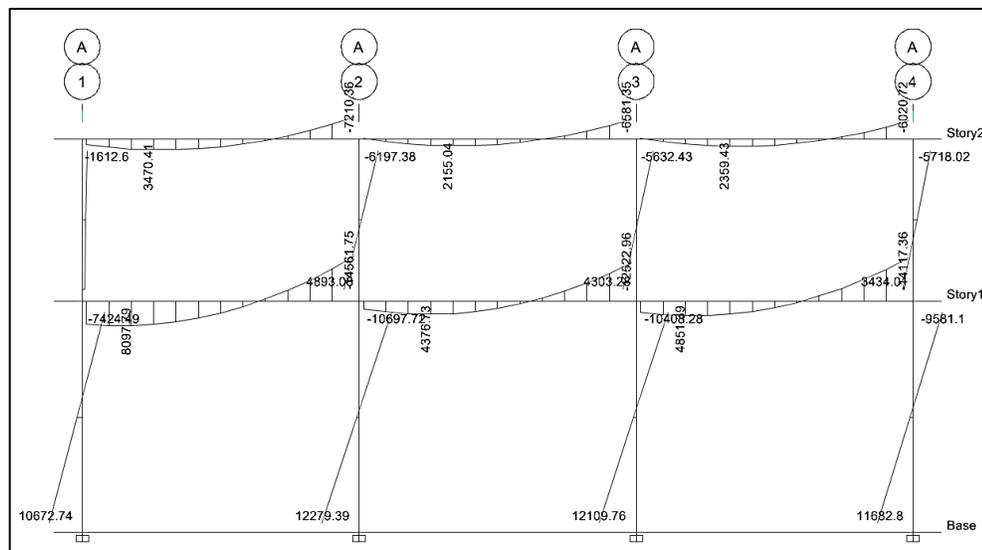
Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Momentos flexionantes del marco A, combinación 1



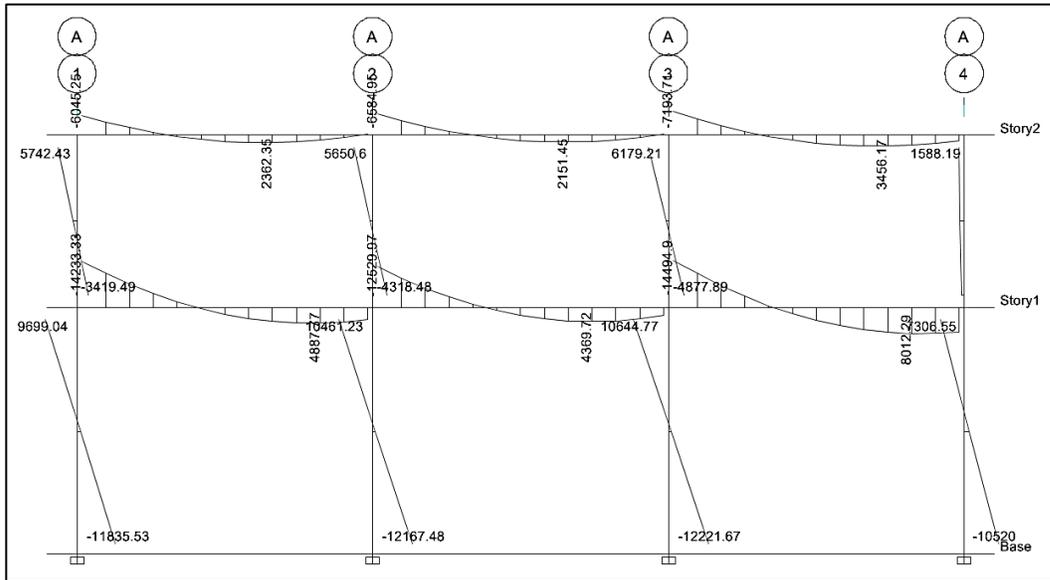
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 29. Momentos flexionantes del marco A, combinación 2



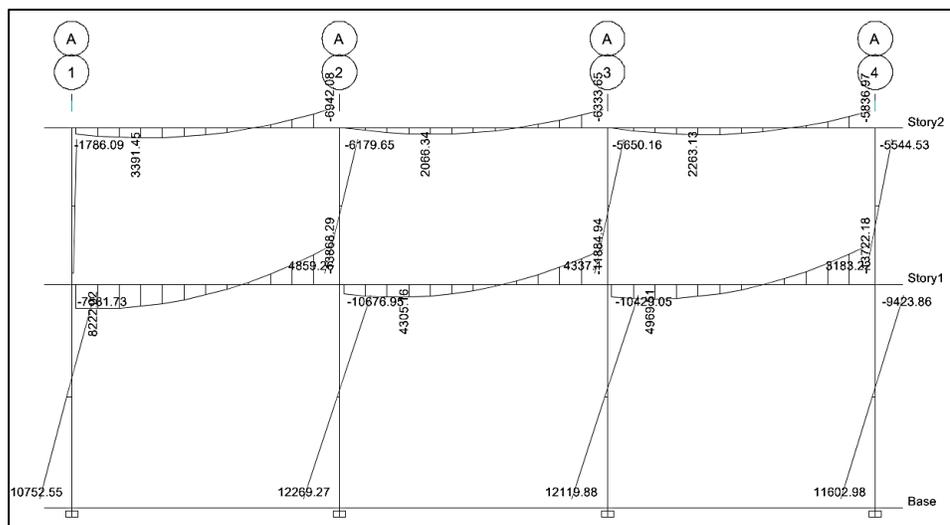
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 30. Momentos flexionantes del marco A, combinación 3



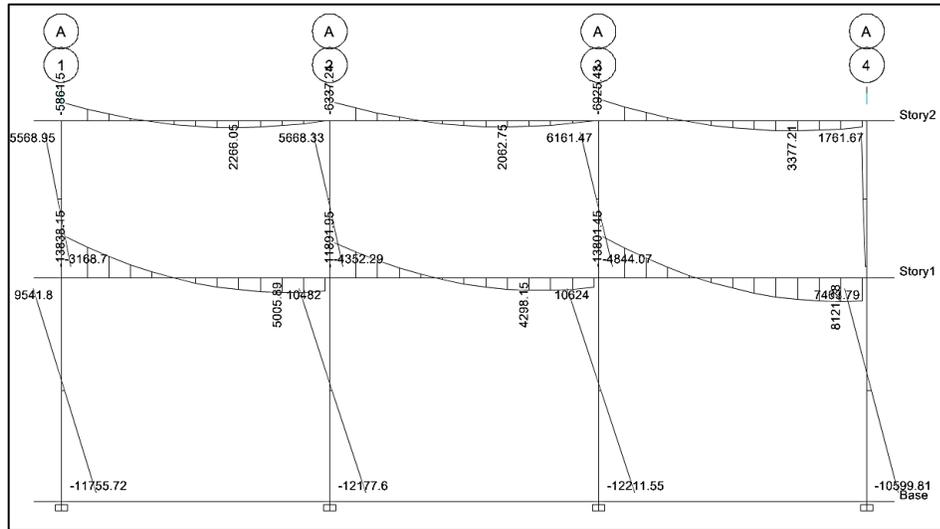
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 31. Momentos flexionantes del marco A, combinación 4



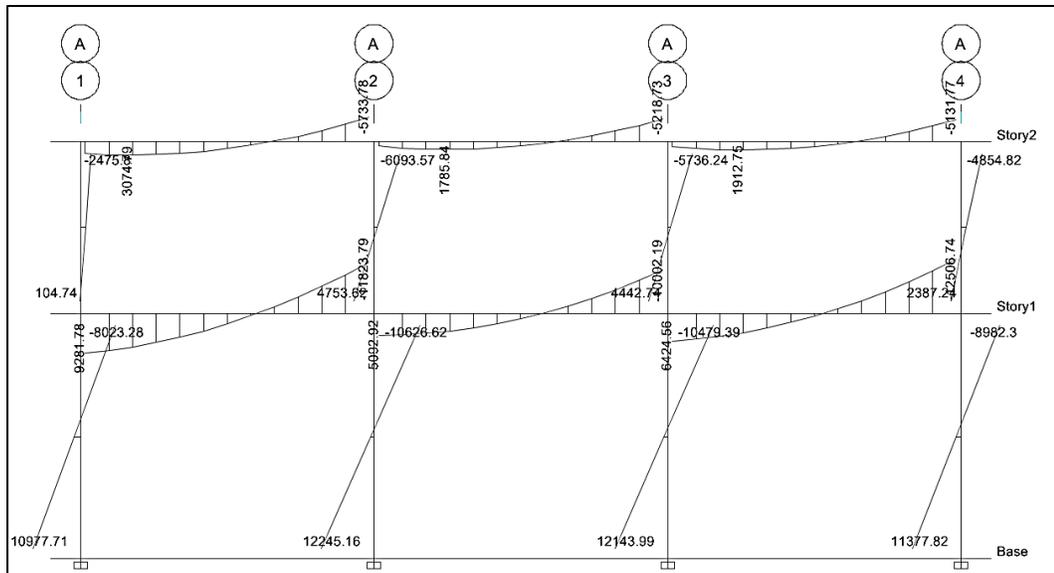
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 32. Momentos flexionantes del marco A, combinación 5



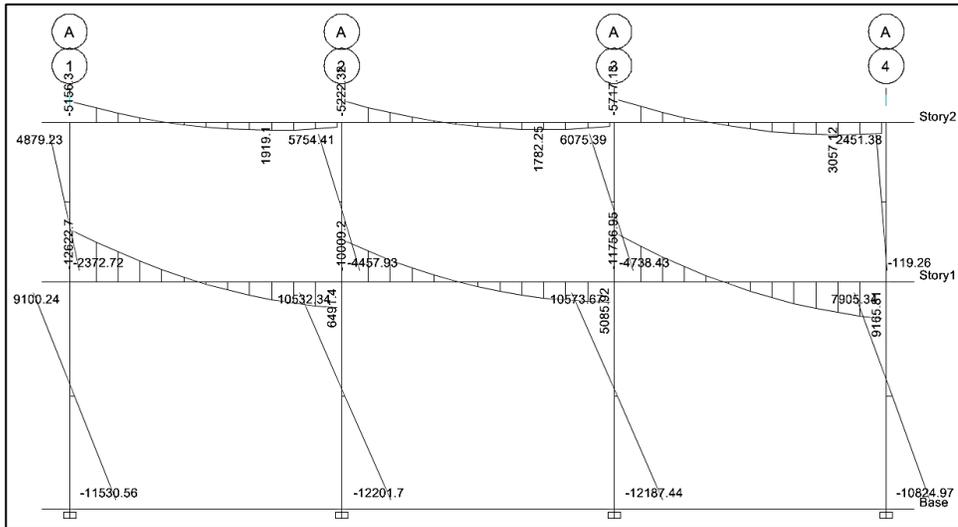
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 33. Momentos flexionantes del marco A, combinación 6



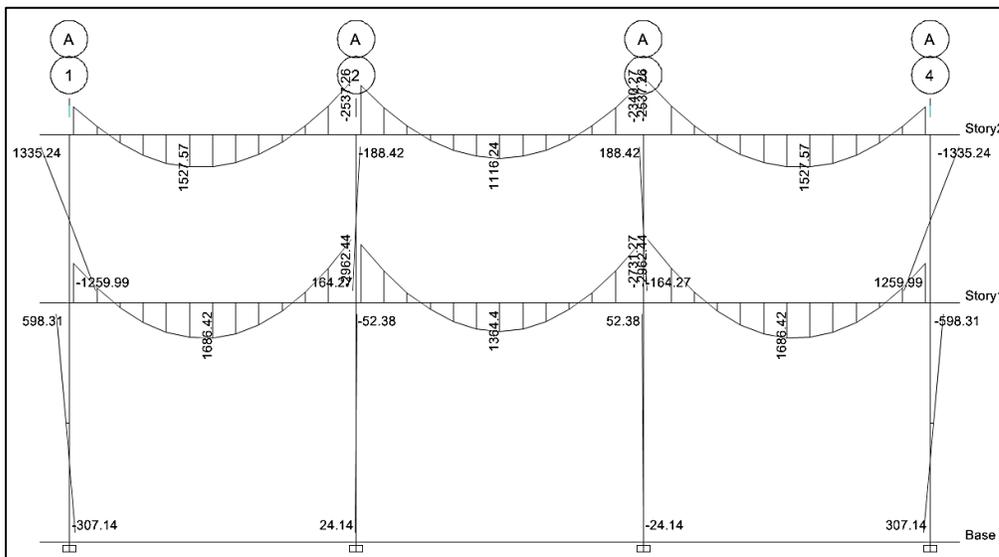
Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 34. Momentos flexionantes del marco A, combinación 7



Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Figura 35. Resultados de Etabs para carga muerta, eje A



Fuente: elaboración propia, por medio del programa Etabs 2013.

Tabla XXXIII. **Comparación entre resultados de Etabs y Kani en vigas, para carga muera del marco A**

	A-B	M+	B-A	B-C	M+	C-B	C-D	M+	D-C
<b>KANI</b>	-1 282,041	1 444,218	2 579,523	-2 352,971	1 022,029	2 352,970	-2 579,523	1 444,217	1 282,043
<b>ETABS</b>	-1 329,840	1 522,960	-2 537,260	-2 340,270	1 116,240	-2 340,270	-2 537,260	1 522,960	-1 329,840

	E-F	M+	F-E	F-G	M+	G-F	G-H	M+	H-G
<b>KANI</b>	-1 802,346	1 630,867	3 053,920	-2 775,271	1 283,729	2 775,271	-3 053,920	1 630,867	1 802,346
<b>ETABS</b>	-1 856,070	1 686,420	-2 962,440	-2 731,270	1 364,400	-2 731,270	-2 962,440	1 686,420	-1 856,070

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Comparación entre resultados de Etabs y Kani en columnas, para carga muerta del marco A**

<b>KANI</b>	<b>A-E</b>	1 282,05	<b>B-F</b>	-226,56	<b>C-G</b>	226,55	<b>D-H</b>	-1 282,04
	<b>E-A</b>	1 241,71	<b>F-B</b>	-198,81	<b>G-C</b>	198,81	<b>H-D</b>	-1 241,71
<b>ETABS</b>	<b>A-E</b>	1 335,24	<b>B-F</b>	-188,42	<b>C-G</b>	188,42	<b>D-H</b>	-1 335,24
	<b>E-A</b>	-1 259,99	<b>F-B</b>	164,27	<b>G-C</b>	-164,27	<b>H-D</b>	1 259,99

<b>KANI</b>	<b>E-I</b>	560,64	<b>F-J</b>	-79,83	<b>E-I</b>	79,83	<b>F-J</b>	-560,64
	<b>I-E</b>	280,32	<b>J-F</b>	-39,92	<b>I-E</b>	39,92	<b>J-F</b>	-280,32
<b>ETABS</b>	<b>E-I</b>	598,31	<b>F-J</b>	-52,38	<b>E-I</b>	52,38	<b>F-J</b>	-598,31
	<b>I-E</b>	-307,14	<b>J-F</b>	24,14	<b>I-E</b>	-24,14	<b>J-F</b>	307,14

Fuente: elaboración propia.

Por medio del método de Kani, se llevó a cabo la verificación de los resultados obtenidos por Etabs, en los que refiere al análisis estructural de los marcos A y 1; se obtuvo un rango de divergencia bastante aceptable entre los resultados.

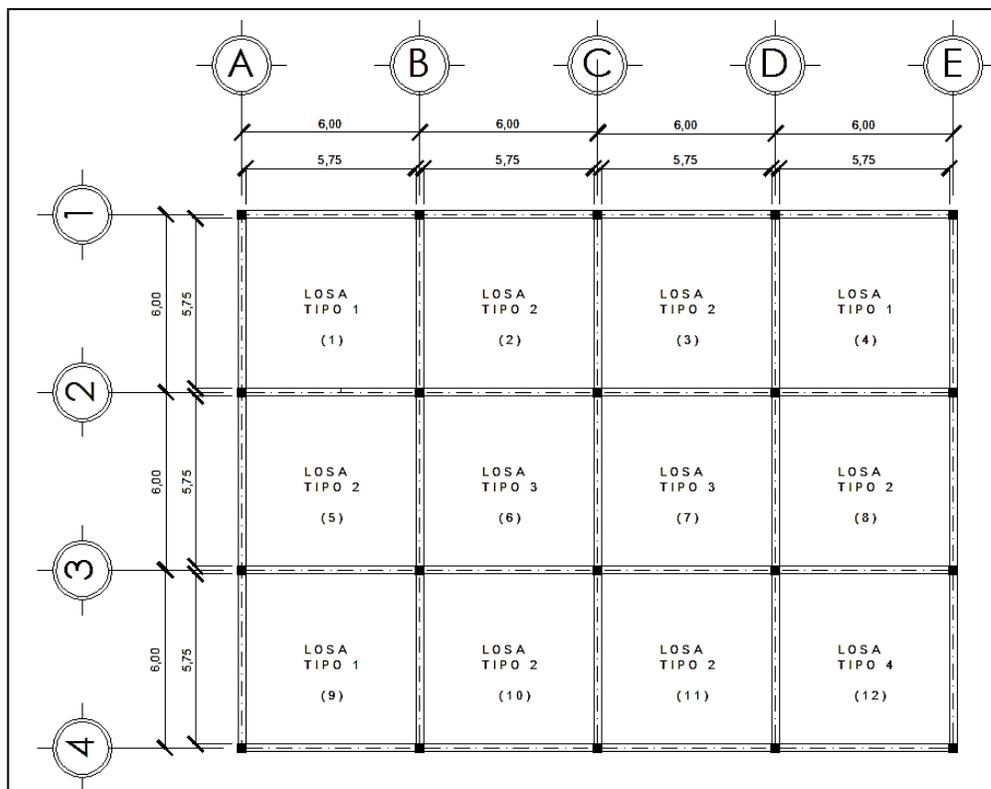
## 2.1.15. Diseño estructural

A continuación se presenta el diseño estructural.

### 2.1.15.1. Diseño de losas

Para el diseño de losas, existen varios métodos que contemplan los Códigos de construcción. Dado que para este ejercicio se está utilizando el Código del ACI-318-08, se utilizará el método contemplado en este código, conocido como método 3 o método de los coeficientes.

Figura 36. **Planta típica de losas**



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

- Diseño de losa crítica

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizará como referencia el elemento crítico para detallar su cálculo. Los cálculos de los demás elementos quedarán registrados en los planos de construcción.

Determinados los sentidos de trabajo de las losas y el espesor de las mismas, se procede a calcular la carga última, CU:

Datos:

$$CV = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$SC = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1,2 CM + 1,6 CV$$

$$CM = (\gamma_c \cdot \text{espesor de losa}) + (SC)$$

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,12 \text{ m}) + (60 \text{ kg/m}^2) = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$CMU = C.\text{muerta última} = 1,2 \cdot 348 \text{ kg/m}^2 = 417,60 \text{ kg/m}^2$$

$$CVU = C.\text{viva última} = 1,6 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 417,60 \text{ kg/m}^2 + 800 \text{ kg/m}^2 = 1217,60 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

$$M_A^- = Cc_{m_A} \cdot CU_{\text{total}} \cdot A^2$$

$$M_B^- = Cc_{m_B} \cdot CU_{\text{total}} \cdot B^2$$

$$M_A^+ = Ccm_A * CMU * A^2 + Ccv_A * CVU * A^2$$

$$M_B^+ = Ccm_B * CMU * B^2 + Ccv_B * CVU_{total} * B^2$$

Donde:

$M_A^-$  = momento negativo lado menor

$M_B^-$  = momento negativo lado mayor

$M_A^+$  = momento positivo lado menor

$M_B^+$  = momento positivo lado mayor

$Ccm_A$  = coeficiente de carga muerta en A

$Ccm_B$  = coeficiente de carga muerta en B

$Ccv_A$  = coeficiente de carga viva en A

$Ccv_B$  = coeficiente de carga viva en B

Para determinar los coeficientes de carga, es necesaria la utilización de las tablas publicadas por el ACI 318-63, las cuales describen los valores para distintos casos en los que puede estar sometida una losa.

- Losa tipo 4

Esta losa se considera la más crítica, debido a que tiene el valor más alto de carga viva por ser un pasillo.

Relación:

$$m = A/B \rightarrow 5,75/5,75 = 1,00$$

$$M_A^- = Ccm_A * CU_{total} * A^2$$

$$M_A^- = 0,050 * 1\,217,60 * (5,75)^2$$

$$M_A^- = M_B^- = 2\,012,85 \text{ kg-m}$$

$$M_A^+ = C_{cm_A} * CMU * A^2 + C_{cv_A} * CVU * A^2$$

$$M_A^+ = 0,027 * 417,60 * 5,75^2 + 0,032 * 800 * 5,75^2$$

$$M_A^+ = M_B^+ = 1\,219,19 \text{ kg-m}$$

En los lados donde no existe continuidad, se debe de colocar 1/3 del momento positivo correspondiente.

Tabla XXXV. **Momentos actuantes en losas nivel 1**

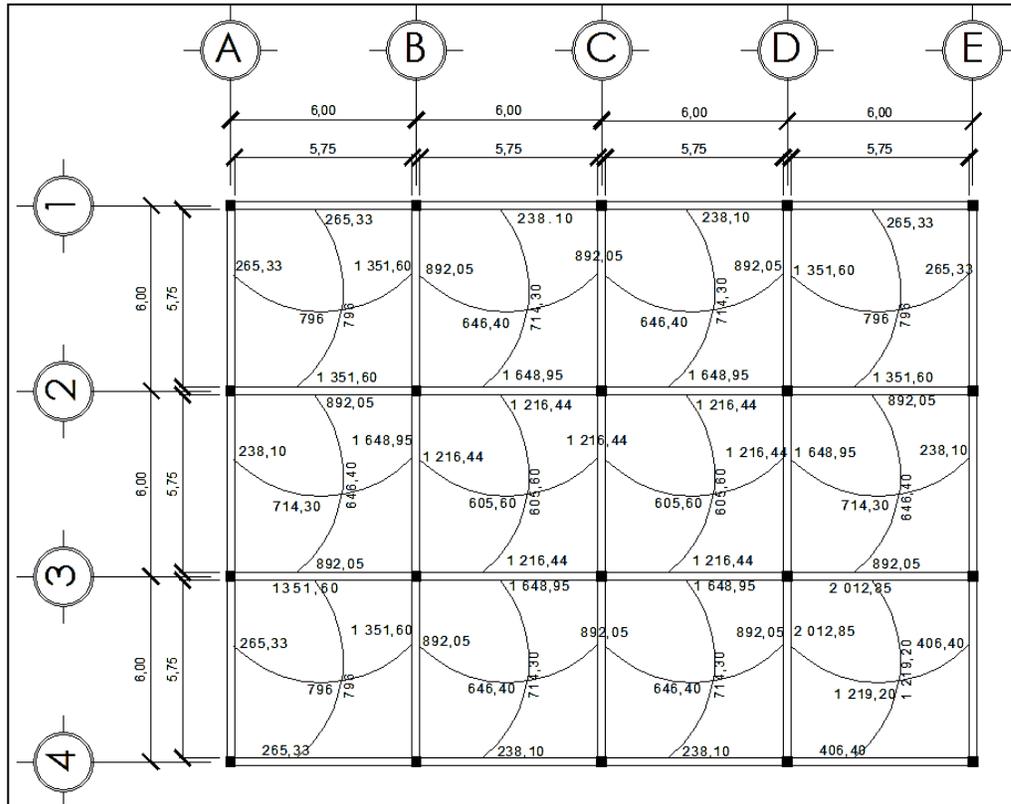
LOSA	A	B	A/B	A/B	caso	coef M -		Maneg (kg-m)	Mb neg (kg-m)
	m	m	real	empleado		A	B		
L-1	5,75	5,75	1,00	<b>1,00</b>	4	0,050	0,050	1 351,60	1 351,60
L-2	5,75	5,75	1,00	<b>1,00</b>	9	0,061	0,033	1 648,95	892,05
L-3	5,75	5,75	1,00	<b>1,00</b>	2	0,045	0,045	1 216,44	1 216,44
L-4	5,75	5,75	1,00	<b>1,00</b>	4	0,050	0,050	2 012,85	2 012,85

	coef M + sentido A		M + (kg-m)			MA - (kg-m)
	para DL	para LL	para DL	para LL	total	Lado no continuo
	A	A	A	A	A	A
L-1	0,03	0,03	372,79	423,20	795,99	265,33
L-2	0,02	0,03	317,56	396,75	714,31	238,10
L-3	0,02	0,03	248,52	357,08	605,60	
L-4	0,03	0,03	372,79	846,40	1 219,19	406,40

	coef M + sentido B		M + (kg-m)			MB - (kg-m)
	para DL	para LL	para DL	para LL	total	Lado no continuo
	B	B	B	B	B	B
L-1	0,03	0,03	372,79	423,20	795,99	265,33
L-2	0,02	0,03	276,14	370,30	646,44	
L-3	0,02	0,03	248,52	357,08	605,60	
L-4	0,03	0,03	372,79	846,40	1 219,19	406,40

Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Momentos actuantes en losas nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Como se puede apreciar en la figura 36, la unión de las losas entre algunos ejes representa momentos actuantes que son diferentes, por lo cual es necesario balancear los mismos antes de proceder al cálculo del refuerzo.

Para determinar el momento balanceado, se utilizó el procedimiento que se describe a continuación:

$0,80 M_2 > M_1 \rightarrow$  Balancear por rigideces

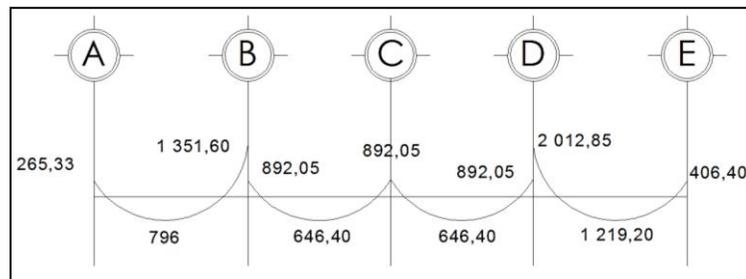
$0,80 M_2 < M_1 \rightarrow (M_1 + M_2) / 2$

Donde:

$M_1$  = momento menor

$M_2$  = momento mayor

Figura 38. **Diagrama de momentos entre el eje 3 y 4 en dirección X**



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Balanceo de momentos entre los ejes 1 y 2

Eje B

$$M_2 = 1\,351,60 \cdot 0,80 = 1\,081,28 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 892,05 \text{ kg-m} < 1\,081,28 \text{ kg-m} \text{ por lo tanto, balancear por rigidez}$$

$$\text{Rigidez de losa 9} = 1/L = 1/5,75 = 0,17$$

$$\text{Rigidez de losa 10} = 1/L = 1/5,75 = 0,17$$

$$\Sigma \text{ rigidez} = 0,17 + 0,17 = 0,34$$

$$D_2 = 0,17/0,34 = 0,50$$

$$D_1 = 0,17/0,34 = 0,50$$

$$M_{\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{\text{balanceado}} = 892,05 + 0,5(1\,351,60 - 892,05) = 1\,121,83 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{balanceado}} = M2 - D2(M2-M1)$$

$$M_{\text{balanceado}} = 1\,351,60 - 0,5(1\,351,60 - 892,05) = 1\,121,83 \text{ kg-m}$$

Eje D

$$M2 = 2\,081,85 \cdot 0,80 = 1\,665,48 \text{ kg-m}$$

$M1 = 892,05 \text{ kg-m} < 1\,665,48 \text{ kg-m}$  por lo tanto, balancear por rigidez

$$\text{Rigidez de losa 9} = 1/L = 1/5,75 = 0,17$$

$$\text{Rigidez de losa 10} = 1/L = 1/5,75 = 0,17$$

$$\Sigma \text{ rigidez} = 0,17 + 0,17 = 0,34$$

$$D2 = 0,17/0,34 = 0,50$$

$$D1 = 0,17/0,34 = 0,50$$

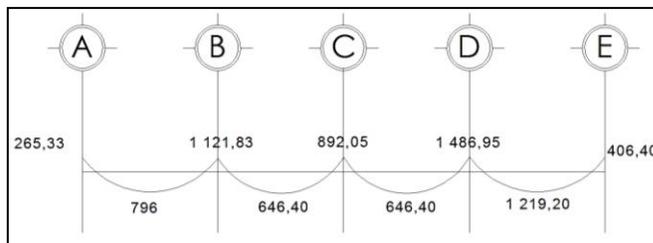
$$M_{\text{balanceado}} = M1 + D1(M2-M1)$$

$$M_{\text{balanceado}} = 892,05 + 0,5(2\,081,85 - 892,05) = 1\,486,95 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{balanceado}} = M2 - D2(M2-M1)$$

$$M_{\text{balanceado}} = 2\,081,85 - 0,5(2\,081,85 - 892,05) = 1\,486,95 \text{ kg-m}$$

Figura 39. Diagrama de momentos balanceados entre el eje 3 y 4



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.



$$b_w = 100 \text{ cm}$$

varilla a utilizar = #4

$$\text{diámetro de varilla } \phi\#4 = 1,27 \text{ cm}$$

- Cálculos del peralte efectivo

$$\text{Peralte} = d = h_{\text{losa}} - \text{rec} - \phi/2 = 12 - 2,50 - 1,27/2 = 8,87 \text{ cm}$$

Por requerimiento del ACI 318-08 en su sección 10.5.4, la cantidad mínima de acero en la dirección de la luz para losas estructurales debe ser el mismo requerido en la sección 7.12.2.1, que especifica la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura en losas que empleen barras de grado 40 debe ser al menos igual a 0,0020.

Además, el espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor de la losa, ni a 450 mm.

$$A_{s \text{ min}} = 0,0020 * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0020 * 100 \text{ cm} * 8,87 \text{ cm} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Límites de espaciamiento:

$$S_{\text{min}} = 25 \text{ mm} \quad (\text{ACI 7.6.1})$$

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} \quad (\text{ACI 7.6.5})$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3 * 120 = 360 \text{ mm} \quad (\text{ACI 7.6.5})$$

Con el área de acero mínimo se calcula el espaciamiento,  $s$ , usando varilla núm. 4 la cual posee un área de  $1,27 \text{ cm}^2$ . El espaciamiento se determina por medio de una regla de tres.

Tomando en cuenta que  $S_{max} = 3t = 360 \text{ mm}$  o  $S_{max} = 450 \text{ mm}$

$$1,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

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

$$S = 71,75 \text{ cm}$$

Como se puede observar, el espaciamiento encontrado con el área de acero mínimo es mayor que el máximo valor de espaciamiento de  $3t$  permitido, por lo que se propone el espaciamiento máximo de  $36 \text{ cm}$  y se determina el área de acero respectivo para dicho espaciamiento y se procede a diseñar con este último, tomándolo como  $A_{s_{min}}$ .

$$A_s \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero encontrado, se procede a realizar el cálculo de momento que soporta ( $A_{s_{min}} = 3,53 \text{ cm}^2$ ), en franja unitaria de  $1,00 \text{ m}$  de ancho por medio de la siguiente expresión:

$$M_{sop} = 0,90 * A_s * f_y \left[ d - \frac{A_s * f_y}{1,70 * f'_c * b} \right]$$

$$M_{sop} = 0,90 * 3,53 * 2810 \left[ 8,87 - \frac{3,53 * 2810}{1,70 * 280 * 100} \right] = 77325,41 \text{ kg-cm}$$

$$M_{sop} = 773,25 \text{ kg-m}$$

El momento soporta para un área de acero de  $3,53 \text{ cm}^2$ , el cual cubre los momentos iguales y menores a este. Las tablas XXXIX y XL muestran el acero

requerido y el espaciamiento necesario para cubrir los momentos de la figura 39.

Ahora se usan los momentos de mayor magnitud localizados en el sistema de losas, para luego determinar el área de acero necesario:

$$Mu(-) = 1\,452,55 \text{ kg-m}$$

$$Mu(+) = 1\,219,20 \text{ kg-m}$$

$$As_{req} = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0,003825 \cdot f_c}} \right] \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y}$$

Si  $As_{min} \leq As_{req} \leq As_{max} \rightarrow$  usar  $As_{req}$

no, usar  $As_{min}$  ó  $As_{max}$

$$As_{req(-)} = \left[ 100 \cdot 8,87 - \sqrt{(100 \cdot 8,87)^2 - \frac{1\,452,55 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \frac{0,85 \cdot 280}{2\,810} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$As_{req(+)} = \left[ 100 \cdot 8,87 - \sqrt{(100 \cdot 8,87)^2 - \frac{1\,219,20 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \frac{0,85 \cdot 280}{2\,810} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Los cálculos están dentro de los límites de acero, por lo tanto, se utilizarán en el área de la cama inferior del centro de la losa, el acero requerido en el momento positivo ( $As_{req}$ ):

$$5,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

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

$$S = 22,48 \text{ cm}$$

Tabla XXXVI. **Momentos en sentido X**

<b>Momento (kg-m)</b>	<b>Área de acero (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área de varilla (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Espaciamiento (cm)</b>
238,10	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
265,33	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
406,40	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
605,60	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
646,40	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
714,30	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
796,00	3,63	1,27	34,99
892,05	4,09	1,27	31,05
1 121,83	5,18	1,27	24,52
1 216,44	5,63	1,27	22,56
1 219,20	5,65	1,27	22,48
1 432,70	6,68	1,27	19,01
1 452,45	6,78	1,27	18,73

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. **Momentos en sentido Y**

<b>Momento (kg-m)</b>	<b>Área de acero (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área de varilla (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Espaciamiento (cm)</b>
238,10	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
265,33	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
406,40	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
605,60	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
646,40	3,53 (As <sub>min</sub> )	1,27	36,00
714,30	3,53	1,27	36,00
796,00	3,64	1,27	34,89
1 121,83	5,18	1,27	24,52
1 219,20	5,65	1,27	22,48
1 432,70	6,68	1,27	19,01
1 452,45	6,78	1,27	18,73

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en las tablas XXXIX y XL, que el espaciamiento más pequeño es de 18,73 cm en ambos sentidos, por lo que el armado de las losas será con varillas núm. 4 a cada 19cm en las dos direcciones.

Para el diseño de las losas del nivel 2, así como de los módulos restantes, el procedimiento de diseño fue exactamente el mismo y los resultados se muestran en planta en el plano de losas.

- Revisión por corte

Todas las losas sometidas a esfuerzos de corte, deben ser resistidos por los materiales de las mismas características. En este caso por el tipo de losa se utilizan dichos esfuerzos que debe resistir únicamente el concreto, por tal razón se debe verificar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cortante máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{C_{uu} \cdot L}{2} =; \frac{1\,217,60 \cdot 5,75}{2} = 3\,500,60 \text{ kg}$$

Donde:

L= lado corto, de los lados cortos de la losa se toma el mayor.

Cálculo de corte máximo resistente:

$$V_{\text{res}} = 45 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t$$
$$V_{\text{res}} = 45 \cdot \sqrt{280} \cdot 12 = 9\,035,93 \text{ kg}$$

Comparación de  $V_r$  con  $V_{max}$ :

Si  $V_r > V_{max}$  el espesor es el resultado, caso contrario aumentar espesor  $t$

Como  $V_r > V_{max}$  el espesor es el adecuado.

### 2.1.15.2. Diseño de vigas

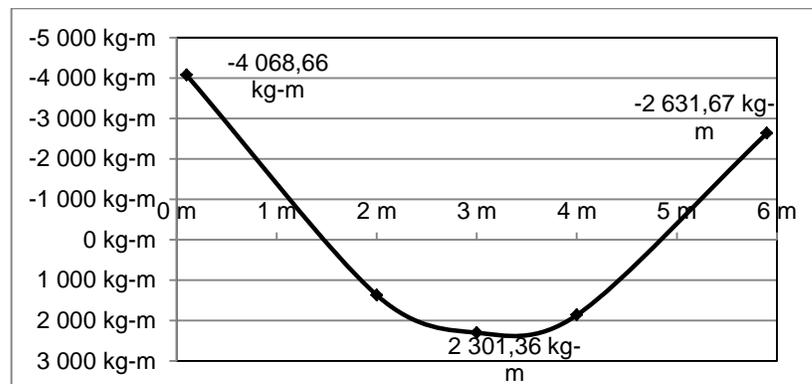
A continuación se explicara la el diseño de vigas.

#### 2.1.15.2.1. Diseño por flexión

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y estos se toman del análisis estructural realizado en la sección 2.1.15.3.

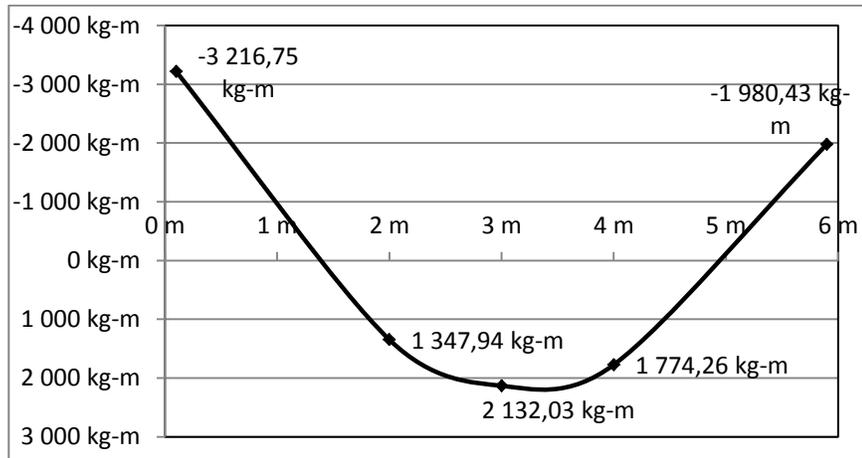
La viga crítica se ubica en el Marco D, entre los ejes 3-4 del nivel 1:

Figura 41. Diagrama de carga muerta a rostros internos



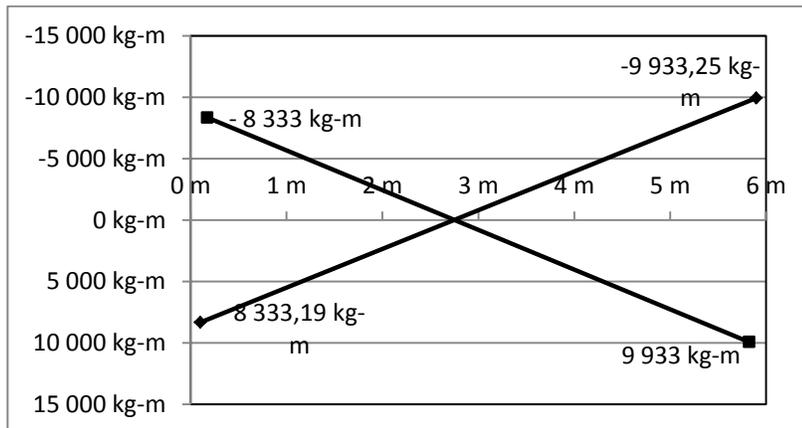
Fuente: elaboración propia, empleando programa Microsoft Excel.

Figura 42. Diagrama de carga viva a rostros internos



Fuente: elaboración propia, empleando programa Microsoft Excel.

Figura 43. Diagrama de carga sísmica a rostros internos



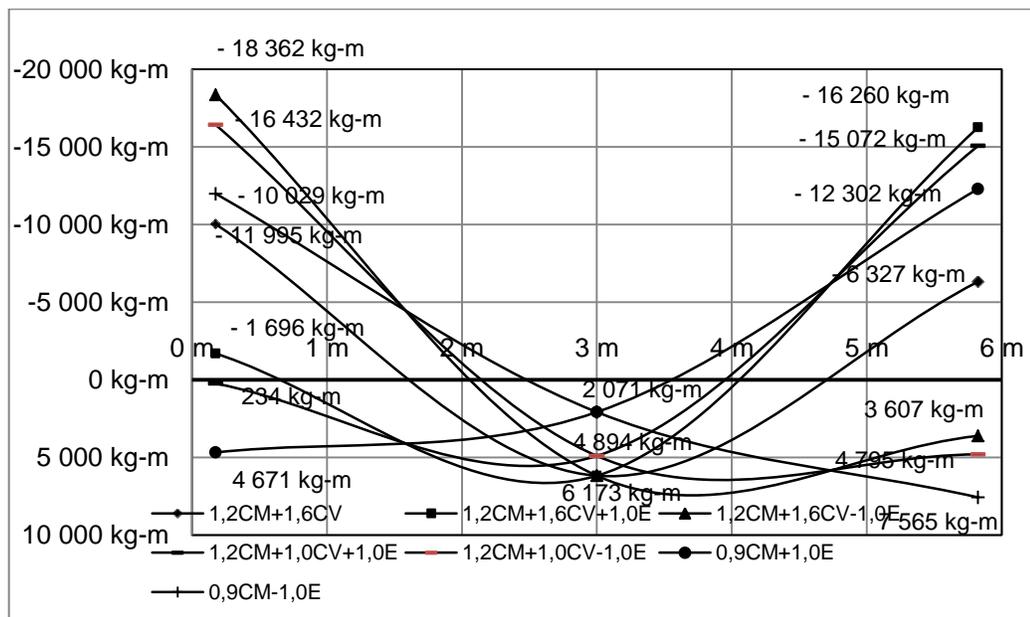
Fuente: elaboración propia, empleando programa Microsoft Excel.

Los diagramas anteriores fueron tomados del análisis estructural del marco A, ver la sección 2.1.15. El lector debe tomar en cuenta que los diagramas están a rostros interiores, con estos mismos se elabora la envolvente

de momentos, que es el diagrama que representa los máximos momentos a los cuales va estar sujetos el miembro estructural, conforme a las combinaciones de carga detalladas en la sección 2.1.15.2.1.

A continuación, se presenta la envolvente de momentos generados por los diagramas anteriores, el lector puede hacer sus combinaciones y llegará a determinar los mismos resultados, a lado derecho encontrará la combinación utilizada, además para el cálculo en el programa Etabs se debe de colocar las uniones entre viga-columna para que este sea un nudo rígido siguiendo la combinación Assign-Frame-EndLegth Offset y así colocar la dimensión de eje al rostro con un factor de zona rígida de 0,5. Con este paso se logra obtener resultados más exactos en el análisis.

Figura 44. **Envolvente de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando programa Microsoft Excel.

Tabla XXXVIII. **Comparación de resultados entre las envolventes de momentos de Etabs y Kani**

Combinación	Etabs			Kani			% de diferencia		
	M (-) izq	M (+)	M (-) der	M (-) izq	M (+)	M (-) der	M (-) izq	M (+)	M (-) der
1,2CM+1,6CV	-1 0029,19	6 172,88	-6 326,69	-10 811,29	6 270,23	6 585,84	7,23	1,55	-4,10
1,2CM+1,6CV+1,0E	-1 696,00	6 172,88	-16 259,94	-2 101,99	6 270,23	1 7021,64	19,31	1,55	-4,68
1,2CM+1,6CV-1,0E	-1 8362,38	6 172,88	3 606,56	-19 520,59	6 270,23	-3 849,96	5,93	1,55	-6,75
1,2CM+1,0CV+1,0E	234,05	4 893,66	-15 071,68	19,28	4 942,81	15 722,77	8,24	0,99	-4,32
1,2CM+1,0CV-1,0E	-1 6432,33	6 172,88	4 794,82	-17 399,31	4 942,81	-5 148,82	5,56	19,93	-7,38
0,90CM+1,0E	4 671,40	2 071,22	-12 301,75	4 843,38	2 047,82	12 777,45	3,55	-1,14	-3,87
0,90CM-1,0E	-11 994,98	2 071,22	7 564,75	-12 575,21	2 047,82	-8 094,15	4,61	-1,14	-7,00

Fuente: elaboración propia.

Figura 45. **Envolvente de momentos en vigas en el eje D**

Envolvente de vigas segundo nivel				Envolvente de vigas primer nivel			
Viga 1-2		L= 6		Viga 1-2		L= 6	
Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der	Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der
1,2CM+1,6CV	-3513,00	3811,11	6922,39	1,2CM+1,6CV	-5404,39	4994,26	9144,68
1,2CM+1,6CV+1,0E	301,56	3811,11	10221,86	1,2CM+1,6CV+1,0E	5031,41	4994,26	17853,98
1,2CM+1,6CV-1,0E	-7327,56	3811,11	3622,91	1,2CM+1,6CV-1,0E	-15840,19	4994,26	435,39
1,2CM+1,0CV+1,0E	673,04	3497,42	9600,71	1,2CM+1,0CV+1,0E	5887,23	4145,32	16357,68
1,2CM+1,0CV-1,0E	-6956,08	3497,42	3001,76	1,2CM+1,0CV-1,0E	-14984,37	4145,32	-1060,91
0,90CM+1,0E	1922,78	2230,97	7248,96	0,90CM+1,0E	8094,15	2047,82	12575,21
0,90CM-1,0E	-5706,35	2230,97	650,01	0,90CM-1,0E	-12777,45	2047,82	-4843,38
Viga 2-3		L= 6		Viga 2-3		L= 6	
Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der	Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der
1,2CM+1,6CV	-6306,79	2803,48	6143,85	1,2CM+1,6CV	-8165,37	3660,76	9050,70
1,2CM+1,6CV+1,0E	-3522,40	2803,48	8928,24	1,2CM+1,6CV+1,0E	-1182,58	3660,76	16033,50
1,2CM+1,6CV-1,0E	-9091,17	2803,48	3359,47	1,2CM+1,6CV-1,0E	-15148,17	3660,76	2067,91
1,2CM+1,0CV+1,0E	-2959,96	2525,37	8426,90	1,2CM+1,0CV+1,0E	123,95	3108,29	14394,97
1,2CM+1,0CV-1,0E	-8528,73	2525,37	2858,13	1,2CM+1,0CV-1,0E	-13841,64	3108,29	429,38
0,90CM+1,0E	-820,83	1546,38	6389,60	0,90CM+1,0E	3471,82	1640,63	10493,77
0,90CM-1,0E	-6389,60	1546,38	820,83	0,90CM-1,0E	-10493,77	1640,63	-3471,82
Viga 3-4		L= 6		Viga 3-4		L= 6	
Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der	Combinación	M (-) izq	M (+)	M (-) der
1,2CM+1,6CV	-6912,98	3724,94	3694,75	1,2CM+1,6CV	-10811,29	6270,23	6585,84
1,2CM+1,6CV+1,0E	-3613,50	3724,94	7509,31	1,2CM+1,6CV+1,0E	-2101,99	6270,23	17021,64
1,2CM+1,6CV-1,0E	-10212,45	3724,94	-119,81	1,2CM+1,6CV-1,0E	-19520,59	6270,23	-3849,96
1,2CM+1,0CV+1,0E	-2995,88	3443,57	7069,68	1,2CM+1,0CV+1,0E	19,28	4942,81	15722,77
1,2CM+1,0CV-1,0E	-9594,82	3443,57	-559,45	1,2CM+1,0CV-1,0E	-17399,31	4942,81	-5148,82
0,90CM+1,0E	-650,01	2230,97	5706,35	0,90CM+1,0E	4843,38	2047,82	12777,45
0,90CM-1,0E	-7248,96	2230,97	-1922,77	0,90CM-1,0E	-12575,21	2047,82	-8094,15

Fuente: elaboración propia.

Figura 46. **Envolvente de momentos en columnas en el eje D**

Envolvente de columnas segundo nivel				
Columna A-G		L		3,5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	3513,02	3643,34	2044,68	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-301,54	1978,06	479,01	
1.2CM+1.6CV-1.0E	7327,58	5308,63	3610,35	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-673,03	1445,73	220,77	
.90CM+1.0E	-1922,77	2,55	-548,63	
.90CM-1.0E	5706,35	3333,12	2582,71	
Columna B-H		L		3,5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	-615,62	-655,14	-363,07	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-6699,47	-5586,95	-3510,41	
1.2CM+1.6CV-1.0E	5468,24	4276,68	2784,26	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-6640,75	-5474,62	-3461,53	
.90CM+1.0E	-6428,13	-5198,50	-3321,89	
.90CM-1.0E	5739,59	4665,13	2972,78	
Columna C-I		L		3,5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	769,13	1096,30	532,98	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-5314,72	-3835,52	-2614,35	
1.2CM+1.6CV-1.0E	6852,99	6028,11	3680,32	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-5431,02	-4113,29	-2726,94	
.90CM+1.0E	-5739,59	-4665,13	-2972,78	
.90CM-1.0E	6428,13	5198,50	3321,89	
Columna D-J		L		3,5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	-3694,76	-4298,30	-2283,73	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-7509,32	-5963,59	-3849,40	
1.2CM+1.6CV-1.0E	119,80	-2633,02	-718,06	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-7069,68	-5185,64	-3501,52	
.90CM+1.0E	-5706,35	-3333,12	-2582,71	
.90CM-1.0E	1922,77	-2,55	548,63	

Envolvente de columnas primer nivel				
Columna E-I		L		5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	1761,04	880,52	528,31	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-7009,47	-10226,13	-3447,12	
1.2CM+1.6CV-1.0E	10531,56	11987,17	4503,75	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-7332,96	-10387,87	-3544,17	
.90CM+1.0E	-8096,70	-10769,75	-3773,29	
.90CM-1.0E	9444,33	11443,56	4177,58	
Columna F-J		L		5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	-324,17	-162,09	-97,25	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-11084,45	-12263,62	-4669,61	
1.2CM+1.6CV-1.0E	10436,10	11939,44	4475,11	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-11007,01	-12224,90	-4646,38	
.90CM+1.0E	-10848,53	-12145,66	-4598,84	
.90CM-1.0E	10672,03	12057,41	4545,89	
Columna G-K		L		5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	664,28	332,14	199,28	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-10095,99	-11769,39	-4373,08	
1.2CM+1.6CV-1.0E	11424,56	12433,67	4771,65	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-10300,97	-11871,88	-4434,57	
.90CM+1.0E	-10672,03	-12057,41	-4545,89	
.90CM-1.0E	10848,53	12145,66	4598,84	
Columna H-L		L		5
Combinación	M sup	M inf	Corte (V)	
1.2CM+1.6CV	-2287,53	-1143,77	-686,26	
1.2CM+1.6CV+1.0E	-11058,05	-12250,42	-4661,69	
1.2CM+1.6CV-1.0E	6482,99	9962,89	3289,17	
1.2CM+1.0CV+1.0E	-10537,13	-11989,96	-4505,42	
.90CM+1.0E	-9444,33	-11443,56	-4177,58	
.90CM-1.0E	8096,70	10769,75	3773,29	

Fuente: elaboración propia.

Datos de diseño:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

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

Reforzamiento longitudinal = varilla  $\varnothing\#6 = 1,91 \text{ cm}$

Reforzamiento transversal = varilla  $\varnothing\#3 = 0,95 \text{ cm}$

$$d = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} - 1,91 \text{ cm} / 2 = 44,095 \text{ cm}$$

El Código del ACI 318-08 en la sección 7.7.1 establece que se debe de colocar un recubrimiento mínimo al refuerzo de las vigas con concreto no expuesto a la intemperie de 4 cm.

- Determinación de refuerzo mínimo

Según el capítulo 21 del ACI 318-08 la cuantía balanceada para vigas se calcula con la expresión siguiente:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85\beta_1 f'c}{f_y} \left( \frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y} \right)$$

Donde:

$\beta_1 = 0,85$  cuando  $f'c$  se encuentra entre los valores de 17 y 28 Mpa, para  $f'c$  superior a 28 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir a razón de 0,05 por cada 7 MPa de aumento, sin embargo, no debe de ser menor de 0,65.

$f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$  ya que según el capítulo 21 en la sección 21.1.4.2 especifica que la resistencia del concreto en pórticos especiales resistentes a momento, el  $f'c$  no debe ser menor a 21 Mpa, además, la sección 21.1.4.3 especifica que el  $f'c$  no debe ser mayor que 35 Mpa.

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280}{4\ 200} \left( \frac{6\ 120}{6\ 120 + 4\ 200} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,02856$$

Las condiciones del ACI-318-08, capítulo 21 sugieren que para zona sísmica la cuantía de acero máxima sea  $\rho_{max} = 0,5 \cdot \rho_{bal}$  y la cuantía

mínimasegúnla sección 21.5.2.1 sea  $\rho_{min} = 14/f_y$  y la cuantía de refuerzo,  $\rho$ , no debe exceder de 0,025.

Por lo tanto:

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$
$$A_{smax} = 0,5 * 0,02856 * 25 \text{ cm} * 44,095 \text{ cm} = 15,74 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo se calcula de la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{0,8 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d = \frac{0,8 * \sqrt{280}}{4200} * 25 * 44,095 = 3,51 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} * 25 \text{ cm} * 44,095 \text{ cm} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Entonces el área de acero mínimo es de  $3,67 \text{ cm}^2$

Conociendo que  $a$  (profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos ACI 318-08 sección 10.2.7.1) es  $a = \beta_1 c$ , se tiene la fuerza de compresión de  $C = 0,85 * f'_c * b * a$  y la fuerza en tensión de  $T = A_s * f_y$ :

Del equilibrio:

$$T = C$$
$$A_s * f_y = 0,85 * f'_c * b * a$$

Entonces:

$$a_{\max} = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = a_{\max} = \frac{15,74 \cdot 4 \cdot 200}{0,85 \cdot 280 \cdot 25} = 11,11 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = \frac{3,67 \cdot 4 \cdot 200}{0,85 \cdot 280 \cdot 25} = 2,59 \text{ cm}$$

Por lo que el momento máximo resistente por el área de acero máxima es calculado por la siguiente expresión:

$$M_u = \phi \cdot A_{s\max} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

El Código ACI 318-08 APÉNDICE C.9.3.2.1 especifica que para las secciones controladas por tracción se debe aplicar un factor de reducción  $\phi$  igual a 0,90.

$$M_{\max} = 0,90 \cdot 15,74 \cdot 4 \cdot 200 \left( 44,095 - \frac{11,11}{2} \right) = 2 \ 293 \ 022,09 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\max} = 22 \ 930,22 \text{ kg-m}$$

$$M_{\min} = 0,90 \cdot 3,67 \cdot 4 \cdot 200 \left( 44,095 - \frac{2,59}{2} \right) = 593 \ 743,28 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\min} = 5 \ 937,43 \text{ kg-m}$$

Entonces:

Como el  $M_{\max} > M_{\text{actuantes}}$  en la viga, representados en la figura 44, la viga es simplemente reforzada.

Encontrados los límites de acero y momentos máximos se procede a encontrar el área de acero requerido por los momentos actuantes por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \left( b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_{act}*b}{0,003825*f_c}} \right) * \left( \frac{0,85*f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 25*44,095 - \sqrt{(25*44,095)^2 - \frac{18\ 362,38*25}{0,003825*280}} \right) * \left( \frac{0,85*280}{4\ 200} \right) = 12,21 \text{ cm}^2$$

El resultado del cálculo de las áreas de acero de los momentos restantes se muestra en la siguiente tabla:

Tabla XXXIX. **Refuerzo requerido por momentos actuantes en la viga**

<b>Sección</b>	<b>Momento M (kg-m)</b>	<b>As (calculada) (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asmin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As (según Etabs)</b>
Eje 3(-)	18 362,38	12,21	3,67	12,21
Eje 3(+)	4 671,39	2,87		5,78
3-4 (+)	3 930,79	3,82		5,68
Eje 4(-)	16 259,94	10,67		10,67
Eje 4(+)	4 794,82	4,72		5,08

Fuente: elaboración propia.

Para poder calcular las áreas de acero o refuerzo a flexión final en cada sección de la viga, se debe basar en los requerimientos sísmicos del capítulo 21 del ACI 318-08, en su sección 21.5 que son detallados a continuación:

- La sección 21.5.2.2 especifica que 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.

Aplicando este requerimiento se procede a corregir dichos momentos:

$$\text{Eje 3(-)} = 18\,362,38 \text{ kg-m}^{1/2} = 9\,181,19 \text{ kg-m}$$

$$\text{Eje 3(+)} = 9\,181,19 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left( 25 \cdot 44,095 - \sqrt{(25 \cdot 44,095)^2 - \frac{9\,181,19 \cdot 25}{0,003825 \cdot 280}} \right) \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 280}{4\,200} \right) = 5,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Eje 4(-)} = 16\,259,94 \text{ kg-m}^{1/2} = 8\,129,97 \text{ kg-m}$$

$$\text{Eje 4(+)} = 8\,129,97 \text{ kg-m}$$

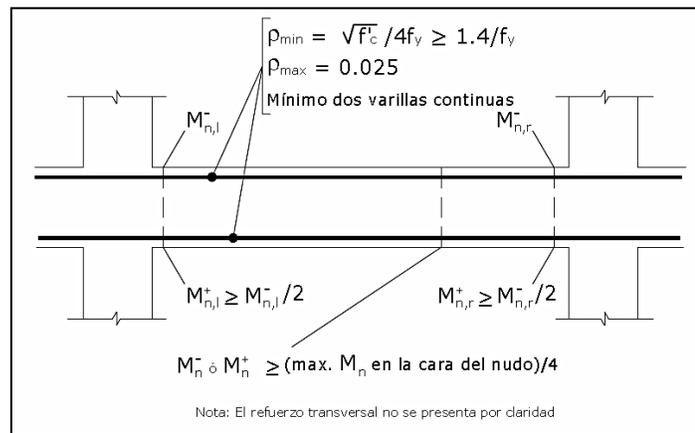
$$A_s = \left( 25 \cdot 44,095 - \sqrt{(25 \cdot 44,095)^2 - \frac{8\,129,97 \cdot 25}{0,003825 \cdot 280}} \right) \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 280}{4\,200} \right) = 5,08 \text{ cm}^2$$

Como el momento en el Eje 4(-)<sup>1/2</sup> > Eje 4(+), entonces colocar el mayor de estos dos momentos.

- En cualquier sección de un elemento a flexión excepto por lo dispuesto en la sección 10.5.3 del Código ACI 318-08, para el refuerzo superior como inferior la cantidad de refuerzo no deber ser menor que el  $A_{smin}$ .
- En la sección 21.2.3 requiere que las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior.

- La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Figura 47. **Requisitos de refuerzo longitudinal en vigas**



Fuente: Cámara de la Construcción de Quito. *Estructuras de hormigón armado Norma Nec 11*. p. 7.

Como requisito, se tomarán dos varillas núm. 5 corridas como acero mínimo en la parte inferior como superior de la vida, dando un acero mínimo de 3,97 cm<sup>2</sup>.

Tabla XL. **Refuerzo final en la viga**

Sección	Momento M (kg-m)	As (calculada) (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (según Etabs)	Refuerzo Final	
					Ref.	As (cm <sup>2</sup> )
Eje 3(-)	18 362,382	12,21	3,97	12,21	2 núm. 5+2 núm. 7+1 núm.3	12,42
Eje 3(+)	9 181,19	5,78		2 núm. 5+1 núm. 5	5,96	
3-4 (+)	3 930,790	3,82		5,68	2 núm. 5	3,97
Eje 4(-)	16 259,942	10,67		10,67	2 núm. 5+2 núm. 6+1 núm. 4	10,97
Eje 4(+)	8 129,97	5,08		5,08	2 núm. 5+1 núm. 4	5,24

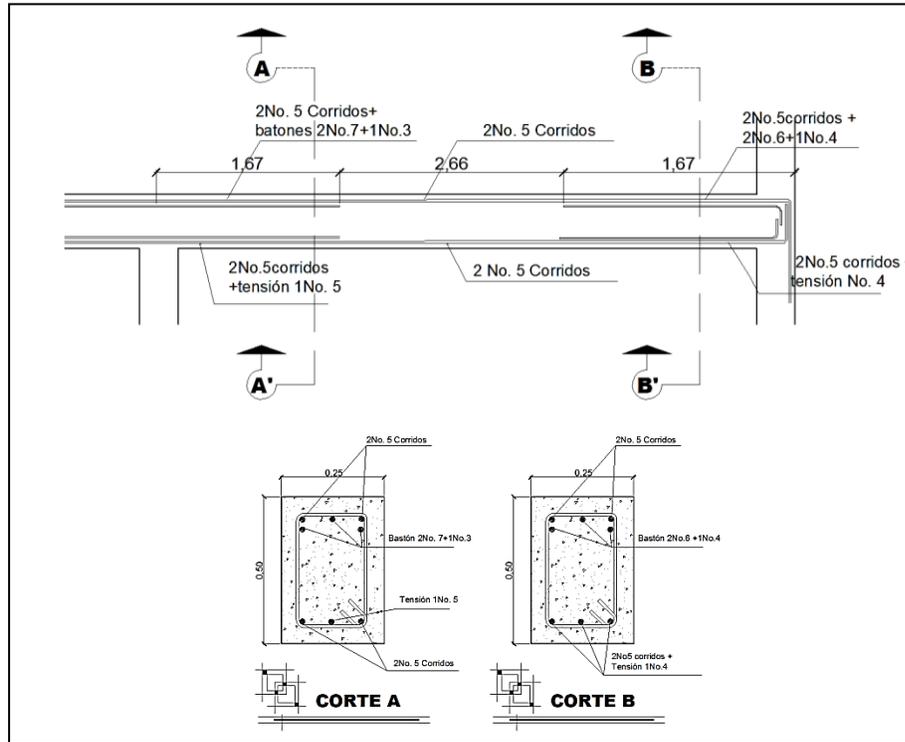
Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Datos obtenidos por el programa Etabs 2013

<b>ETABS 2013 Concrete Frame Design</b>						
<b>ACI 318-08 Beam Section Design</b>						
<b>BeamElementDetails (Envelope)</b>						
Level	Element	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type	
Story1	B12	VIGA 50X25	600	1	SwaySpecial	
<b>SectionProperties</b>						
b (cm)	h (cm)	b <sub>f</sub> (cm)	d <sub>s</sub> (cm)	d <sub>ct</sub> (cm)	d <sub>cb</sub> (cm)	
25	50	25	0	5,905	5,905	
<b>Material Properties</b>						
E <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)		f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ys</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	
252 671,33	280	1		4 200	4 200	
<b>DesignCodeParameters</b>						
Φ <sub>T</sub>	Φ <sub>Ctied</sub>	Φ <sub>CSpiral</sub>	Φ <sub>Vns</sub>	Φ <sub>Vs</sub>	Φ <sub>Vjoint</sub>	
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	
<b>Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M<sub>u3</sub></b>						
	End-I Rebar Area cm <sup>2</sup>	End-I Rebar %	Middle RebarArea cm <sup>2</sup>	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm <sup>2</sup>	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	12,21	0,98	3,69	0,3	10,67	0,85
Bot (-2 Axis)	5,78	0,46	5,68	0,45	5,08	0,41
<b>FlexuralDesignMoment, M<sub>u3</sub></b>						
	End-I Design M <sub>u</sub> kgf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M <sub>u</sub> kgf-m	Middle StationLoc m	End-J Design M <sub>u</sub> kgf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-18 362,38	0,1	-4590,59	4,45	-16 259,95	5,9
Combo	Comb3		Comb3		Comb2	
Bot (-2 Axis)	9 181,19	0,1	9 039,87	3,96667	8 129,97	59
Combo	Comb2		Comb2		Comb2	

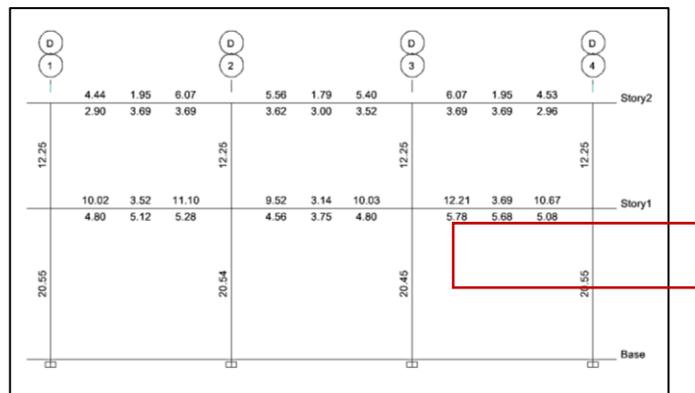
Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 49. Refuerzo longitudinal de viga



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

Figura 50. Acero longitudinal necesario en el marco D



Fuente: elaboración propia, empleando programa Etabs 2013.

### 2.1.15.2.2. Diseño por corte

El Código ACI 318-05 en la sección 21.5.3 requiere que la fuerza cortante de diseño  $V$  se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras del nudo localizados en los extremos del elemento, actúan momentos opuestos correspondientes a la resistencia probable  $M_{pr}$  y que el elemento está cargado además con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de toda la luz. La resistencia probable se basa en  $1,25 f_y$  con un factor de reducción de  $\Phi=1$ .

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

Entre las disposiciones especiales de diseño sísmico para refuerzo transversal que establece el Código ACI 318-08 en su sección 21.5.3.1, que se tomaron en cuenta para el diseño, se presentan a continuación:

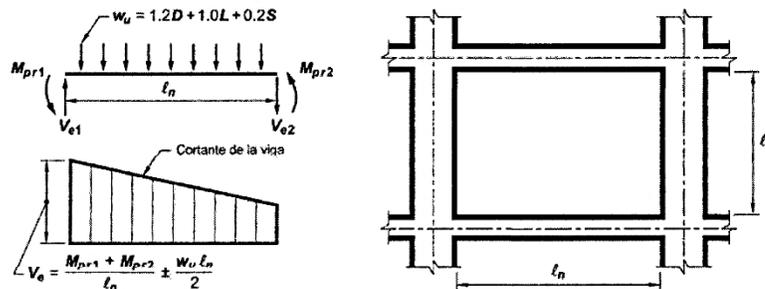
1. Deben de disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:
  - a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
  - b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.
2. El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos

cerrados de confinamiento no debe exceder el menos de (a), (b), (c), y (d):

- a)  $d/4$ ;
  - b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
  - c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
  - d) 300 mm
3. Cuando no se requieran de estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.<sup>1</sup>

La fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , se debe determinar según el capítulo 21.5.4.1 de ACI 318-08 a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas mayoradas gravitacionales a lo largo de la luz.

Figura 51. Fuerza cortante de diseño en vigas



Fuente: capítulo 21 del ACI 318-08 sección 21.5.4, p. 252.

1. BAMBARÉN ALATRISTA, Seis. *Programa Médico Arquitectónico para el diseño de hospitales seguros*. p. 20.

- La dirección de la fuerza cortante  $V_e$  depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y los cortantes generados por los momentos en los extremos.
- Los momentos en los extremos  $M_{pr}$  basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de  $1.25f_y$ , donde  $f_y$  es la resistencia a la fluencia del acero.
- El momento en el extremo  $M_{pr}$  para columnas no debe ser mayor que los momentos generados por el  $M_{pr}$  de las vigas que llegan a los nudos viga-columna y  $V_e$  no debe ser menor que el requerido por el análisis.

Como se cuenta con viga sub-reforzadas que su falla ocurre más o menos lentamente y va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación, se puede determinar el  $M_{pr}$  por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{pr} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Siendo a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Datos de cálculo:

$f_y$	= 4 200 kg/cm <sup>2</sup>	$A_s(+)$ <sub>(eje4)</sub>	= 5,24 cm <sup>2</sup>
$f_s$	= 1,25 $f_y$	$d$	= 44,095 cm
$f'_c$	= 280 kg/cm <sup>2</sup>	$b$	= 25 cm
$A_s(-)$ <sub>(eje3)</sub>	= 12,42 cm <sup>2</sup>	$l_n$	= 5,65 cm

$$a_{(-)eje\ 3} = \frac{12,42 \cdot 4 \cdot 200 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 280 \cdot 25} = 10,96 \text{ cm}$$

$$a_{(+)eje\ 3} = \frac{5,24 \cdot 4 \cdot 200 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 280 \cdot 25} = 4,62 \text{ cm}$$

$$M_{pr3} = 12,42 \cdot 1,25 \cdot 4 \cdot 200 \cdot \left(44,095 - \frac{10,96}{2}\right) = 2\ 517\ 929,43 \text{ kg-cm}$$

$$M_{pr3} = 25\ 179,29 \text{ kg-m}$$

$$M_{pr4} = 5,24 \cdot 1,25 \cdot 4 \cdot 200 \cdot \left(44,095 - \frac{4,62}{2}\right) = 1\ 149\ 456,80 \text{ kg-cm}$$

$$M_{pr4} = 11\ 494,57 \text{ kg-m}$$

Las cargas aferentes gravitacionales que actúan a lo largo de la luz, se muestran en la figura 11, página 63 y son las siguientes:

$$CM = 1\ 272 \text{ kg/m}$$

$$CV = 1\ 125 \text{ kg/m}$$

$$Wu = (1,2 \text{ CM} + 1,0 \text{ CV})$$

$$Wu = 1,2 \cdot 1\ 272 + 1,0 \cdot 1\ 125 = 1\ 082,40 + 375 = 2\ 651,40 \text{ kg/m}$$

Cortante en vigas:

$$Ve = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{ln} \pm \frac{Wu \cdot ln}{2}$$

$$Ve = \frac{25\ 179,29 + 11\ 494,57}{5,65} \pm \frac{2\ 651,40 \cdot 5,65}{2}$$

$$Ve = 6\ 490,95 \text{ kg} \pm 7\ 490,21 \text{ kg}$$

$$V_{e3} = 13\,981,15 \text{ kg}$$

$$V_{e4} = -999,26 \text{ kg}$$

Para la determinación de los cálculos de la fuerza cortante requerida para el elemento se procede de la siguiente manera:

$$V_{3 \text{ eje}} = \frac{(1,2 \cdot CM + 1,6 \cdot CV) \cdot L}{2} = \frac{(1,2 \cdot 1\,272 + 1,6 \cdot 1\,125) \cdot 6}{2}$$

$$V_{eje3} = 9\,979,20 \text{ kg}$$

Ahora se evaluará el corte a una distancia igual a  $d=44,095$ , dado a que se puede considerar esta como una zona potencial de formación de rótulas plásticas.

$$V = 9\,979,20 \text{ kg} - (1,2 \cdot 1\,272 + 1,6 \cdot 1\,125) \cdot \left( \frac{0,35}{2} + 0,44095 \right) = 7\,901,86$$

El refuerzo transversal en lugares identificados como zonas de formación potencial de rótulas, debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la contribución del concreto es nula  $V_c=0$ . Cuando se cumpla que la fuerza cortante inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida.

$6\,490,95/13\,981,15=0,46 < 0,5$ , por lo tanto, el corte inducido por sismo representa el 46 % del corte total en esa zona por lo que debe considerarse el corte resistente del hormigón.

Cálculo de la resistencia del concreto a corte:

$$V_c = 0,53 \cdot \gamma \cdot (\sqrt{f'_c}) \cdot b \cdot d = 0,53 \cdot 1,00 \cdot (\sqrt{280}) \cdot 25 \cdot 44,095$$

$$V_c = 9\ 776,52 \text{ kg}$$

- Cálculo de la resistencia a corte del refuerzo:

La fuerza cortante resistida por el refuerzo a corte,  $V_s$ , es:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{13\ 981,15}{0,75} - 9\ 776,52 = 8\ 865,01 \text{ kg}$$

Además, la Resistencia al corte proporcionado por el refuerzo no debe exceder:

$$V_{s\ max} = 2,20(\sqrt{f'_c}) \cdot b \cdot d = 2,20 \cdot (\sqrt{280}) \cdot 25 \cdot 44,095$$

$$V_{s\ max} = 40\ 581,78 \gg 8\ 865,01 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

Además,  $V_s$  es menor que  $1,10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 20\ 290,89 \text{ kg}$ , por lo que las separaciones máximas se limitan a lo indicado en 11.4.5.1 y 11.4.5.2.

- Cálculo de espaciamiento del refuerzo a corte:

El espaciamiento requerido para estribos cerrados núm. 3 para la fuerza de corte factorada de 8 865,01 kg es:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot 0,71)(4\ 200)(44,095)}{8\ 865,01} \therefore s = 29,67 \text{ cm}$$

Según el Código ACI 318-08, en la sección 21.5.3.3, el espaciamiento máximo,  $S_{max}$ , en secciones no críticas debe ser de  $d/2$ . En este caso el espaciamiento obtenido en el cálculo anterior, excede el valor permitido por el código, ya que,  $(44,095/2 = 0,22 \text{ cm})$ , por lo cual se utiliza el espaciamiento máximo para zonas no críticas.

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3 requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

Longitud de confinamiento:  $2 \cdot h = 2 \cdot 0,50 = 1,00 \text{ m}$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3.2 requiere que el primer estribo no debe de estar a más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos de confinamiento no deben de exceder el menor de:

- a)  $d/4$ ,
- b) ocho veces el diámetro de la barras longitudinales más pequeñas,
- c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento y
- d) 30 cm.

El espaciamiento encontrado se debe chequear con el espaciamiento máximo permitido, el cual es el menor de:

- |  |                     |
|--|---------------------|
| a) $d/4 = 44,095/4 = 11,02 \text{ cm}$                 | 11 cm               |
| b) $8d_v A_{s\_long.} = 8(1,27) = 10,16 \text{ cm}$    | 10 cm ( $S_{max}$ ) |
| c) $24d_v A_{s\_trans.} = 24(0,95) = 22,80 \text{ cm}$ | 23 cm               |

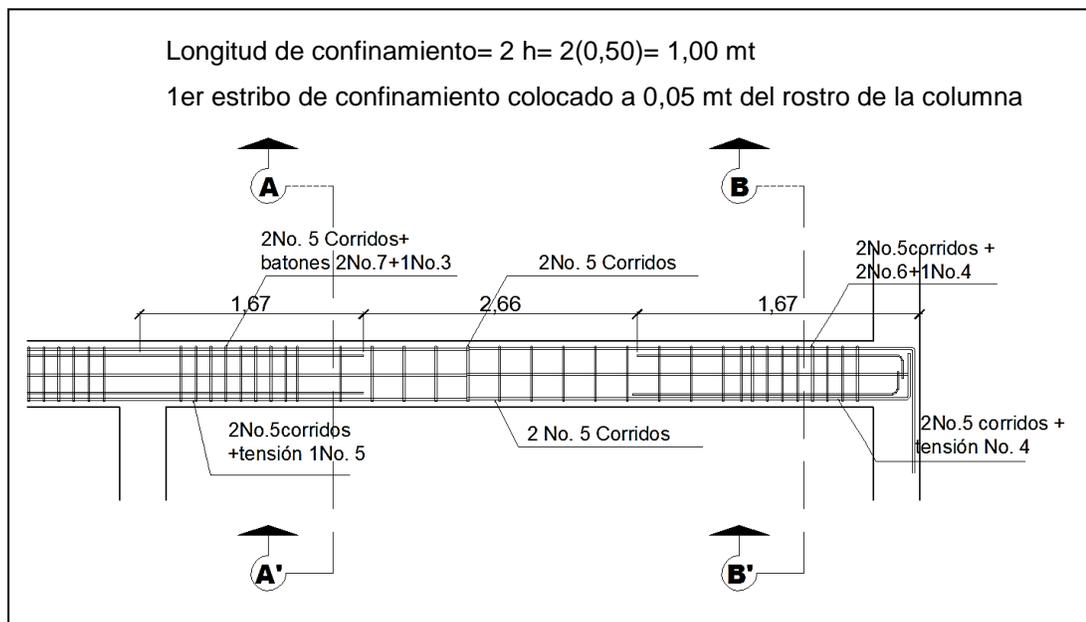
d) 30 mm= 30 cm

30 cm

El espaciamiento adoptado para el diseño en las zonas críticas de la viga es,  $S_{max}$  (10,00 cm).

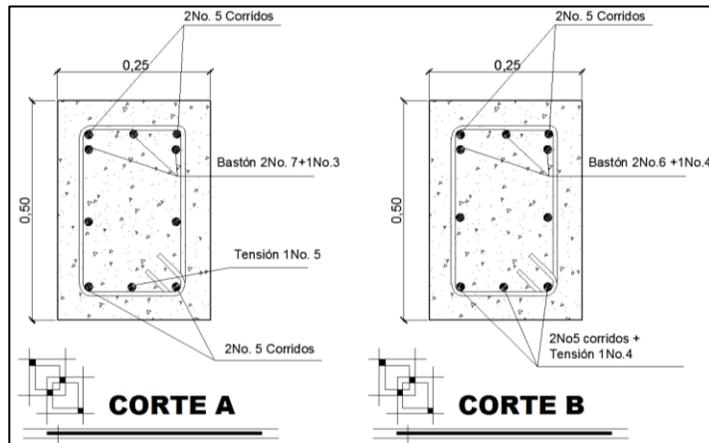
En vigas con una altura  $h > 40$  cm, se deben colocar en ambos lados de las vigas barras longitudinales  $\varnothing 3/8''$  (núm. 3), de manera que no queden más de 30 cm verticales sin una barra longitudinal.

Figura 52. Armado final de viga



Fuente: elaboración propia, empleando el programa AutoCAD.

Figura 53. **Detalle de armado final**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

### 2.1.15.3. **Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales dispuestos en posición verticalmente para resistir cargas axiales y aunque puedan estar sometidas a esfuerzos de tracción debidos a momentos flexores con respecto de los ejes de la sección transversal, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan el comportamiento.

La sección 10.10.1, de Código ACI, establece que el diseño deseable de un miembro a compresión debe de basarse en un análisis teórico de la estructura que tome en cuenta los efectos de las cargas axiales, los momentos, las deflexiones, la duración de las cargas, las dimensiones variables de los miembros, las condiciones en los extremos, etc.

Los parámetros esenciales que se tienen que tomar en cuenta para el diseño de columnas, planteados en el ACI 318-08, son los siguientes:

- El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor del 1 % de la sección de la columna ( $A_g$ ) ni mayor al 6 %.
- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 cm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal de la dimensión perpendicular no debe ser menor a 0,4.
- La separación del refuerzo transversal no debe exceder a menor de (a), (b), y (c):
  - a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
  - b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
  - c)  $S_o$  según lo define la ecuación:

$$S_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \qquad 10\text{cm} \leq S_o \leq 15\text{ cm}$$

Donde:

$S_o$  = separación de estribos

$h_x$  = espaciamiento de ganchos suplementarios

- El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud  $l_o$ , medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. La longitud,  $l_o$ , no deber ser menor de la mayor de (a), (b), y (c):
  - a) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
  - b) Un sexto de la luz libre del elemento, y
  - c) 45 cm

En esta sección se detalla el procedimiento para el diseño de columnas de concreto armado aplicado a la columna crítica del nivel 1, el diseño resultante fue aplicado a todas las columnas del nivel respectivo, los datos necesarios para el diseño de columnas fueron obtenidos del análisis estructural y se diseñó con el mayor de los momentos actuantes.

Los datos de diseño para las columnas son los siguientes:

Sección	=	0,35x0,35 m
Mx	=	momento en el sentido X=11 941,06 kg-m
My	=	momento en el sentido Y= 12 459,95 kg-m
Lu	=	longitud efectiva = 4,75 m
L	=	longitud del elemento

Tabla XLI. **Carga axial sobre columnas del nivel 1 y 2**

<b>CARGA AXIAL NIVEL 2</b>		
CM	$W_{losa} + W_{sc}$	348 kg/m <sup>2</sup>
CV (Crítica)		100 kg/m <sup>2</sup>
CU	1,2 CM + 1,6 CV	577,6 kg/m <sup>2</sup>
Fcu <sub>2</sub>	Factor de carga última = CU/(CM+CV)	1,289
<b>CARGA AXIAL NIVEL 1</b>		
CM	$W_{losa} + W_{sc}$	348 kg/m <sup>2</sup>
CV (Crítica)		500 kg/m <sup>2</sup>
CU	1,2 CM + 1,6 CV	1 217,60 kg/m <sup>2</sup>
Fcu <sub>1</sub>	Factor de carga última = CU/(CM+CV)	1,436

Fuente: elaboración propia.

La carga axial, Pu, se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$P_{u2} = (A_t * C_{u2}) + (A_v * L_v * W_c * F_{cu})$$

Donde:

$P_{u2}$  = carga axial última sobre la columna en el nivel 2

$A_t$  = área tributaria

$C_{u2}$  = carga última en el nivel 2

$A_v$  = área transversal de la viga en el nivel 2

$L_v$  = luz libre de la viga

$W_c$  = peso del concreto

$F_{cu2}$  = factor de carga última para el nivel 2

Entonces:

$$P_{u2} = (18 \text{ m}^2 * 577,60 \text{ kg/m}^2) + (2 * 0,50 * 0,25 * 5,75 * 2400 * 1,289) = 14\ 843,85 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga axial sobre la columna del nivel 2 por medio de la expresión:

$$P_{u1} = P_{u2} + (A_c * L_c * W_c * F_{cu2}) + (A_v * L_v * W_c * F_{cu1}) + (A_t * C_{u1})$$

Donde:

$P_{u1}$  = carga axial última sobre la columna en el nivel 1

$P_{u2}$  = carga axial última sobre la columna del nivel 2

$A_c$  = área de la columna del nivel 2

$L_c$  = altura de la columna del nivel 2

$F_{cu2}$  = factor de carga última para la columna del nivel 2

$A_t$  = área tributaria

$C_{u1}$  = carga última en el nivel 1

Av = área transversal de la viga en el nivel 1

Lv = luz libre de la viga

Wc = peso del concreto

Fcu1 = factor de carga última para el nivel 1

$$Pu_1 = 14\,843,85 + (0,35 * 0,35 * 3,25 * 2\,400 * 1,289) + \\ (2 * 0,50 * 0,25 * 2\,400 * 1,436) + (18 * 1\,217,60) = 38\,863,89 \text{ kg}$$

Antes de realizar el diseño de la columna, se deben de evaluar los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

Clasificación de columnas por la esbeltez: por la relación de esbeltez las columnas son clasificadas en cortas ( $E < 22$ ), intermedias ( $22 < E < 100$ ) y largas ( $E > 100$ ). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango de diseño; si son cortas se diseñan con los datos del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, y si son largas, no se recomienda la construcción porque fallan por pandeo. La esbeltez de una columna se determina con la siguiente expresión:

$$E = \frac{K * Lu}{R}$$

Donde:

K = coeficiente de rigidez de la columna

Lu = longitud de efectiva

R = radio de giro ( $0,3h$ ), h = lado menor

El radio de giro R, es igual a 0,25 veces el diámetro de una columna circular y 0,289 veces la dimensión de una columna rectangular en la dirección en que la estabilidad está siendo considerada.

Para obtener el factor de longitud efectiva, k, se recurre a los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland, o en a las ecuaciones de Furlong las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \text{ para } \Psi_m < 2$$

$$K = 0,9 \sqrt{1 + \Psi_m} \text{ para } \Psi_m \geq 2$$

$$\Psi_m = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2}$$

El cálculo de coeficientes para determinar el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ) en ambos extremos se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\Psi = \frac{\sum I_{col}/L_{col}}{\sum I_v/L_v}$$

Donde:

I = inercia de los elementos que llegan al nodo considerado

L = longitud de los elementos que llegan al nodo

El Código ACI 318-05 sección 10.11.1, permite el uso de las siguientes propiedades para los miembros de la estructura, momentos de inercia para viga 0,35 de la inercia gruesa y para columnas 0,70 de la inercia gruesa, estas

propiedades pueden usarse para marcos arriostrados (sin desplazamiento) y marcos no riostrados (con desplazamiento) basados en esto la ecuación anterior se puede expresar como:

$$\psi = \frac{0,70 \sum I_{col}/L_{col}}{0,35 \sum I_v/L_v}$$

$$I_{col} = \frac{1}{12} * 35 * 35^3 = 125\ 052,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 25 * 50^3 = 260\ 416,67 \text{ cm}^4$$

- Esbeltez de la columna

Extremo superior:

$$\Psi_A = \frac{0,70(125\ 052,08/5,00 + 125\ 052,08/3,50)}{0,35(260\ 416,67/5,75 + 260\ 416,67/5,75)} = 1,3411$$

Extremo inferior:

$\Psi_B = 0$ , si es empotramiento perfecto, pero si se asemeja se supone 1,

$$\Psi_{prom} = \Psi_p = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = \frac{1,3411 + 0}{2} = 0,67055$$

Entonces utilizar:

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} \sqrt{1 + \Psi_p} = \frac{20 - 0,67055}{20} \sqrt{1 + 0,67055} = 1,249$$

Chequeando la relación de esbeltez:

$$E = \frac{K \cdot L_u}{r} = \frac{1,249 \cdot 475 \text{cm}}{0,30 \cdot 35 \text{cm}} = 56,50 > 22 \rightarrow \text{magnificar momento}$$

Entonces la columna se clasifica como columna intermedia ( $22 < E < 100$ ), por lo tanto, se magnificarán los momentos actuantes.

El magnificador de momento,  $\delta$ , es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas para evitar pandeo y se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}}$$

Donde:

$C_m$  = es un factor de corrección que relaciona el diagrama existentes con un diagrama de momentos equivalente, el valor de este va de, 0,4 a 1.

$P_c$  = carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2}$$

$EI$ , se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{0,4 E_c I}{1 + \beta_d}$$

Donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $15\ 100\sqrt{f_c}$

$\beta_d$  = factor de flujo plástico =  $CM_u/CU_{total}$

Determinando EI se tiene:

$$\beta_d = \frac{1,2(0,12\ m^2\ 400\ kg/m^2 + 60\ kg/m^2)}{1,2(0,12\ m^2\ 400\ kg/m^2 + 60\ kg/m^2) + 1,6(500\ kg/m^2)} = 0,3430$$

$$E_c = 15\ 100\sqrt{f_c} = 15\ 100\sqrt{281} = 253\ 122,125\ kg/cm^2$$

$$EI = \frac{0,4(253\ 122,125\ kg/cm^2)(125\ 052,08\ cm^4)}{1+0,3430} = 9,43 \times 10^9\ kg\text{-}cm^2 \cong 942,79\ Ton\text{-}m^2$$

Se debe determinar el magnificador de momento,  $\delta$ , en cada sentido analizado, siguiendo el procedo que a continuación se presenta:

$$P_c = \frac{\pi^2(942,79\ Ton\text{-}m^2)}{(1,249 \times 4,75)^2} = 264,29\ Ton$$

Como en ambos sentidos x y y del nudo llegan los mismos elementos, entonces el valor de  $\delta$  es el mismo para ambas direcciones:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{38,86\ ton}{0,75 \times 264,29\ Ton}} = 1,24$$

$$M_d = \delta M_u$$

$$M_{dx} = \delta_x M_x$$

$$M_{dy} = \delta_y M_y$$

$$M_{dx} = 1,24 \times 11\ 941,06\ kg\text{-}m = 14\ 806,91\ kg\text{-}m$$

$$M_{dy} = 1,24 * 12\,459,95 \text{ kg-m} = 15\,450,34 \text{ kg-m}$$

Diseño del refuerzo longitudinal: el Código ACI 318-08 sección 21.6.1, establece que para pórticos especiales resistentes a momentos; a) que resistan fuerzas inducidas por sismo y b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión  $P_u$  que exceda  $A_g * f'_c / 10$  deben de cumplir con lo siguiente:

- a) la dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor que 30 centímetros.
- b) la relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.

$$P_u = 38\,863,89 \text{ kg}$$

$$A_g * f'_c / 10 = 35 * 35 * 280 / 10 = 34\,300,00 \text{ kg}$$

$P_u > A_g * f'_c / 10$ , la dimensión menor de la sección es de 35 centímetros y la relación entre la menor dimensión y la perpendicular,  $35/35 = 1$ , es mayor que 0,4, por lo tanto, se cumple con lo establecido por el Código.

Límites de acero: para zonas sísmicas el Código ACI 318-08 sección 21.6.3.1, requiere que el área de acero de refuerzo longitudinal,  $A_s$ , no debe ser menor que  $0,01 * A_g$  ni mayor que  $0,06 * A_g$ , para la sección transversal de la columna, esto es:

$$A_{s_{\min}} = 0,01 * A_g = 0,01 * (35 * 35) = 12,25 \text{ cm}^2$$

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

Propuesta de acero longitudinal: es aconsejable iniciar con un valor cercano al área de acero mínima, en este caso 8 varillas núm. 6 equivalente a 22,96 centímetros cuadrados.

- Método de cargas inversas

Para verificar si el refuerzo propuesto es el adecuado, se utilizó el método de cargas inversas o de cargas recíprocas, en este método se usa diagramas de interacción para diseño de columnas. Dado que la sección de la columna es cuadrada y el refuerzo longitudinal es simétrico, el diagrama de interacción es el mismo para los sentidos X y Y. Para esto se empleó la expresión:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'o}}$$

Donde:

$P'u$  = capacidad real de la columna

$P'_{ux}$  = resistencia de la columna a una excentricidad X

$P'_{uy}$  = resistencia de la columna a una excentricidad Y

Los valores a utilizar en los diagramas se determinan con las expresiones:

- Valor de la gráfica:

$$\gamma = \frac{h_n}{h} = \frac{b-2*r}{h} = \frac{35-2*4}{35} = 0,77$$

Donde:

$h_n$  = altura del núcleo de la columna

$h$  = altura de la sección transversal de la columna

$r$  = recubrimiento

- Valor de la curva: dependiendo del diagrama de interacción empleado, el valor de la curva estará dado por las expresiones:

$$\rho_{tu} = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot A_g} = \frac{22,96 \cdot 4200}{0,85 \cdot 280 \cdot 1225} = 0,33$$

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} = \frac{22,96}{1225} = 0,0187$$

Donde:

- $\rho_{tu}$  = valor de la curva
- $\rho_g$  = valor de la curva
- $A_s$  = área de acero longitudinal
- $f_y$  = resistencia del acero
- $f'_c$  = resistencia del concreto
- $A_g$  = área gruesa de la columna

- Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_{u1}} = \frac{14\,806,91 \text{ kg-m}}{38\,863,89 \text{ kg}} = 0,38$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_{u1}} = \frac{15\,450,34 \text{ kg-m}}{38\,863,89 \text{ kg}} = 0,40$$

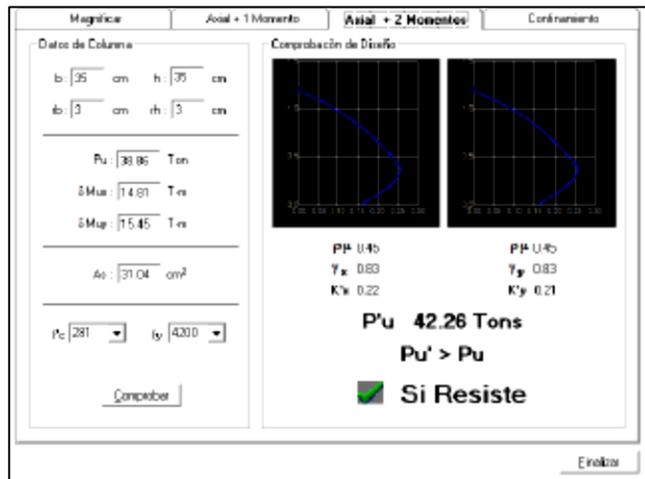
Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,38}{0,35} = 1,08$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0,40}{0,35} = 1,14$$

Con los valores obtenidos, se busca los valores de los coeficientes  $K_x$  y  $K_y$ , cuyos valores son:  $K_x= 0,44$  y  $K_y= 0,48$  (ver anexo 1).

Figura 54. **Comprobación de resultados con el programa JC Diseño**



Fuente: elaboración propia.

- Resistencia real de la columna:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{150\,920} + \frac{1}{164\,640} - \frac{1}{228\,205,86}} = 58\,541.52 \text{ kg}$$

Como  $P'u$  es mayor que  $Pu_1$ , el área de acero que se propuso sí soporta los esfuerzos a los que está sometido el elemento. En caso contrario, se debe aumentar el área de acero. El armado longitudinal es con 8 varillas núm. 6 que corresponde a una cuantía 1,87 %.

Diseño del refuerzo transversal: el Código ACI 318-08 sección 21.6.4.1 requiere que el refuerzo transversal debe suministrarse sobre una longitud

medida desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del marco, dicha longitud no debe ser menor que:

- a) la altura del elemento
- b) un sexto de la longitud libre del elemento y
- c) 0,45 metros.
  - Altura del elemento = 0,35 m
  - 1/6 de la luz libre =  $5\text{m} \cdot 1/6 = 0,83$
  - 0,45

Criterio: la longitud de confinamiento debe ser al menos 0,83 metros en ambos extremos de la columna.

Refuerzo en zona de confinamiento: el Código ACI 318-08 sección 21.6.4.6, inciso b, requiere que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que la requerida por las siguientes expresiones:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \left( \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

$A_{sh}$  = área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocados dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión  $b$  [cm<sup>2</sup>].

S = espaciamiento medido centro a centro de los estribos.

$b_c$  = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área  $A_{sh}$ .

$A_g$  = área bruta de la sección [ $cm^2$ ].

$A_{ch}$  = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{S * 26,05 * 280}{4 * 200} \left[ \left( \frac{1225}{729} \right) - 1 \right] = 0,3557 * S$$

$$A_{sh} = 0,09 \left( \frac{S * 26,05 * 280}{4 * 200} \right) = 0,1568 * S$$

Proponiendo el refuerzo transversal: 1 núm. 3, equivalente a 0,71 centímetros cuadrados.

$$A_{sh} = 2 * 0,71 \text{ cm}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$1,42 = 0,3557 * S \quad \text{entonces} \quad S = 3,99 \text{ cm}$$

$$1,42 = 0,1568 * S \quad \text{entonces} \quad S = 9,05 \text{ cm}$$

Por modulación, la separación de estribos cerrados de confinamiento medidos de centro a centro es 5,00 centímetros.

Refuerzo en zona sin confinamiento: el Código ACI 318-08 sección 21.6.4.3, requiere que la separación de refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

- a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal y
- c)  $S_o$ , según lo definido por la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - 260,50}{3} \right) = 129,83 \text{ mm} = 12,98 \text{ cm}$$

Donde:

$S_o$  = espaciamiento medido centro a centro de los estribos

$h_x$  = es la separación máxima entre ramas de los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

El valor de  $s$  no debe ser mayor que 15 centímetros, ni se necesita tomarlo menor que 10 cm.

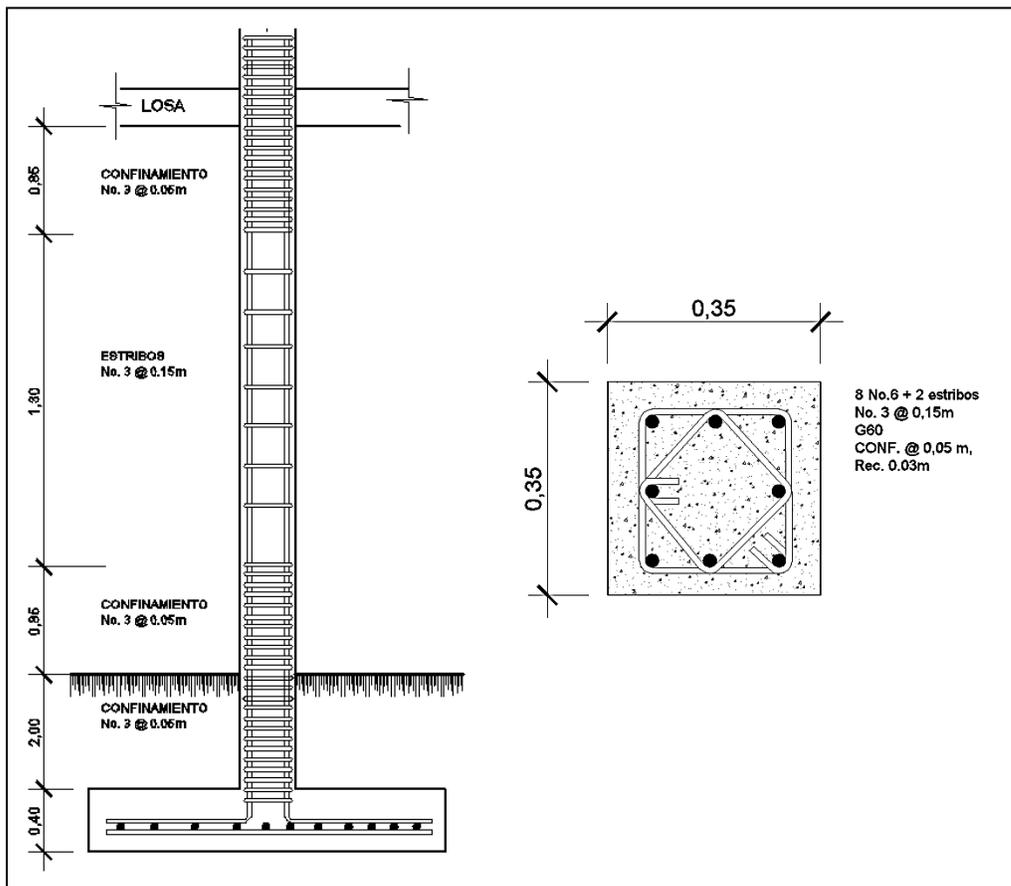
- $1/4 * 30 = 7,5 \text{ cm}$
- $6 * 2,54 = 15,24 \text{ cm}$
- 12,98 cm

Para el refuerzo transversal en el resto de la columna, el código establece que cuando no se requieran estribos de confinamiento a lo largo de la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento  $S$ , medido de centro a centro que no exceda al menor de a) seis veces el diámetro de la barras longitudinales de la columna o b) 15,0 centímetros.

- $6 \cdot \emptyset = 6 \cdot 2,54 = 15,24 \text{ cm}$
- 15 cm

Por lo tanto, en zonas donde no se requiere estribos cerrados de confinamiento se proporcionó estribos cerrados espaciados a cada 15,00 centímetros medidos de centro a centro (ver figura 54).

Figura 55. Detalle de columna en el nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

### 2.1.16. Determinación del valor soporte del suelo, Vs

Para la determinación del valor soporte del suelo, se realizó el ensayo de compresión triaxial antes expuesto, cuyos resultados se muestran en el apéndice 1, figura 1.

Aplicando los resultados del ensayo a la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, se logró determinar el valor soporte del suelo, siendo el procedimiento de cálculo desarrollado el que a continuación se describe:

$$q_o = (0,45 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma) + \frac{2}{3} \cdot (1,3 \cdot C_u \cdot N_c) + (\gamma_s \cdot D_c \cdot N_q)$$

Donde:

- $q_u$  = valor de esfuerzo límite
- $C_u$  = coeficiente de cohesión del suelo
- $\phi$  = ángulo de fricción interna
- $N_c$  = factor de capacidad de carga debido a la cohesión
- $\gamma$  = peso específico del suelo
- $D_f$  = desplante del cimiento (2,00 m)
- $N_q$  = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
- $B$  = base de la zapata (franja unitaria 1,00 m)
- $N_\gamma$  = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
- $F_s$  = factor de seguridad

Resultados del ensayo triaxial:

$$\phi = 18,94^\circ = 0,33 \text{ rad } C_u = 0,41 \text{ ton/m}^2 \gamma_s = 1,11 \text{ ton/m}^3$$

- Cálculo del factor de capacidad de carga debido a la sobre carga (Nq):

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi\right) \cdot \tan(\phi)}}{2 \cdot \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0,33\right) \cdot \tan(18,94)}}{2 \cdot \cos^2\left(45 + \frac{18,94}{2}\right)} = \frac{4,4989}{0,6754} = 6,66$$

- Cálculo del factor de capacidad de carga debido a la cohesión (Nc):

$$Nc = \cot(\phi) \cdot (Nq - 1) = \cot(18,94) \cdot (6,66 - 1) = 16,49$$

- Cálculo del factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (Ny)

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan(\phi) = 2 \cdot (6,66 + 1) \cdot \tan(18,94) = 5,26$$

- Cálculo del valor del esfuerzo límite (q<sub>o</sub>)

$$q_o = (0,45 \cdot 1,11 \cdot 2 \cdot 5,26) + \frac{2}{3} \cdot (1,3 \cdot 0,41 \cdot 16,49) + (1,11 \cdot 2 \cdot 6,66)$$

$$q_o = 25,90 \text{ T/m}^2$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la siguiente expresión matemática, en la cual interviene el factor de seguridad, F<sub>s</sub>, que se puede variar entre valores de 2- 4.

$$Vs = \frac{q_o}{F_s} \rightarrow Vs = \frac{25,90}{2,5} = 8,63 \text{ T/m}^2$$

### 2.1.16.1. Diseño de cimentación

Los cimientos son elementos estructurales diseñados para soportar las cargas de servicio y cargas externas que afectan a la estructura y que a la vez son transmitidas directamente al suelo. Para el diseño de la cimentación se debe considerar, la naturaleza de las cargas, la influencia en la estructura y las condiciones del suelo.

Para el presente proyecto se diseñó un solo tipo de zapata, dado que las columnas perimetrales no limitan con colindancias de terceros, es posible utilizar zapatas concéntricas en todas ellas.

- Dimensionamiento de zapata tipo 1

Los datos a utilizar para el diseño de la zapata son:

$$\begin{array}{ll} P_u = 38\,863,89 \text{ kg} & f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{u_x} = 11\,941,06 \text{ kg-m} & f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{u_y} = 12\,459,95 \text{ kg-m} & F_{cu} = 1,436 \\ W_c = 2\,400,00 \text{ kg/m}^3 & W_s = 1,50 \text{ T/m}^2 \\ V_s = 8,63 \text{ Ton/m}^2 & \text{Desplante} = 2,00 \text{ m} \end{array}$$

Para dimensionar la zapata se debe trabajar con cargas de trabajo o de servicio, esto se obtiene dividiendo las cargas y momentos últimos entre el factor de carga última.

$$\begin{array}{l} P_t = P_u/F_{cu} = 38\,863,89 \text{ kg}/1,436 = 27\,063,99 \text{ kg} = 27,06 \text{ Ton} \\ M_{t_x} = M_{u_x}/F_{cu} = 11\,941,06 \text{ kg}/1,436 = 8\,315,50 \text{ kg-m} = 8,31 \text{ T-m} \\ M_{t_y} = M_{u_y}/F_{cu} = 12\,459,95 \text{ kg}/1,436 = 8\,676,85 \text{ kg-m} = 8,67 \text{ T-m} \end{array}$$

Con las cargas de trabajo se puede dimensionar la zapata, el área de la zapata se determina con la siguiente expresión:

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P_t}{V_s} = \frac{1,5 \cdot 27,06}{8,63} = 4,70 \text{m}^2$$

Suponiendo una zapata cuadrada, las dimensiones de la zapata serían 2,24\*2,24 metros con esta estimación solo se toma en cuenta la carga de trabajo y no la acción de momentos, basados en esto se proponen dimensiones de 3,00 \*3,00 metros con un área de 9,00 metros cuadrados.

Para el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor 0,075 metros de acuerdo con el Código ACI 318-08 sección 7.7.1 inciso a, y que el peralte efectivo sea mayor que 0,15 metros, se propone un espesor t, de 0,40 metros.

Determinada el área de zapata, se debe calcular la carga admisible que la zapata transmite verticalmente al suelo, teniendo en cuenta que no debe ser mayor que el valor soporte del suelo, en caso contrario deberán incrementarse las dimensiones de la zapata. El valor de la carga admisible se determinó con las siguientes expresiones:

$$q_{\text{max/min}} = \frac{P_{\text{total}}}{A_z} \pm \frac{M_{t_x}}{S_x} \pm \frac{M_{t_y}}{S_y} = 1/6 \cdot b \cdot h^2 P_{\text{total}} = P_t + W_s + W_z$$

Donde:

$q_{\text{max}}$  = carga máxima admisible

$q_{\text{min}}$  = carga mínima admisible

S = módulo inercial de la sección en el sentido indicado

$P_{total}$  = presión total sobre el suelo

$P_t$  = carga axial de trabajo sobre la zapata

$M_t$  = momento de trabajo en el sentido indicado

$W_s$  = peso del suelo

$W_z$  = peso de la zapata

$$P_{total} = 27,06 + (9,00 \cdot 2 \cdot 1,5) + (9,00 \cdot 0,40 \cdot 2,4) = 62,70 \text{ Ton}$$

$$S = (1/6) \cdot 3,00 \cdot 3,00^2 = 4,50 \text{ m}^3$$

$$q_{max/min} = \frac{62,70}{9,00} \pm \frac{8,31}{4,50} \pm \frac{8,67}{4,50}$$

$q_{max} = 10,74 \text{ Ton/m}^2$  no cumple, excede  $V_s$

$q_{min} = 3,19 \text{ Ton/m}^2$  si cumple, no existen esfuerzos de tensión

El valor soporte del suelo es menor a la  $q_{max}$  por lo que no es recomendable. Es necesario realizar otro predimensionamiento:

- Segunda propuesta: zapata cuadrada

$$A_z = 3,65 \text{ m} \cdot 3,65 \text{ m} = 13,32 \text{ m}^2 \quad \text{y} \quad t = 0,40 \text{ m}$$

$$P_{total} = 27,06 + (13,32 \cdot 2 \cdot 1,5) + (13,32 \cdot 0,40 \cdot 2,40) = 79,81 \text{ Ton}$$

$$S = (1/6) \cdot 3,65 \cdot 3,65^2 = 8,10 \text{ m}^3$$

$$q_{max/min} = \frac{79,81}{13,32} \pm \frac{8,31}{8,10} \pm \frac{8,67}{8,10}$$

$q_{max} = 8,08 \text{ Ton/m}^2$  si cumple, no excede  $V_s$ .

$q_{\min} = 3,89 \text{ Ton/m}^2$  si cumple, no existen esfuerzos de tensión

Lo anterior indica que están bien las dimensiones asumidas para el cálculo del área de la zapata.

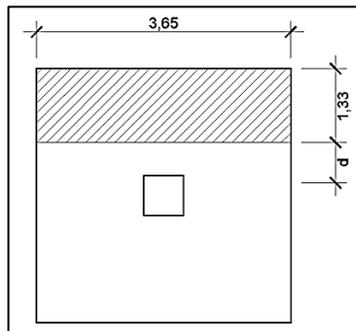
Tomando en cuenta que la presión debajo de la zapata en un punto, es distinta a la localizada en cualquier otro, por motivos de diseño se trabaja con una presión constante debajo de la zapata, la cual puede ser un valor que se encuentre entre  $q_{\text{med}}$  y  $q_{\text{max}}$ . Un criterio muy conservador recomienda usar  $q_{\text{max}}$  por tanto se obtuvo una presión de diseño última:

$$q_u = q_{\text{max}} * F_{cu} = 8,08 \text{ Ton/m}^2 * 1,436 = 11,60 \text{ Ton/m}^2$$

- Revisión del contante simple

Cuando una zapata falla por esfuerzo cortante, la falla suele ocurrir en forma diagonal a 45 grados medidos a partir del borde de la columna, por lo tanto, la influencia del esfuerzo cortante ocurre a una distancia horizontal igual al peralte efectivo  $d$ , de la zapata.

Figura 56. **Corte simple**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

Se propone el uso de varillas núm.6, diámetro de 1,91 centímetros, por lo tanto, el peralte efectivo es:

d, según el espesor asumido  $t = 40$  cm

$d = t - \text{rec} - (\text{diámetro de varilla})/2$

$$d = 40 - 7,5 - \frac{1,91}{2} = 31,55 \text{ cm}$$

- Cálculo del área donde actúa el cortante simple en la zapata

$$A = b_z \left( \frac{b_z - b_{\text{col}}}{2} - d \right)$$

Donde:

A = área afectada por el cortante actuante

$b_z$  = base de la zapata

$b_{\text{col}}$  = base de la columna

d = peralte efectivo

$$A = 3,65 * \left( \frac{3,65 - 0,35}{2} - 0,3155 \right) = 4,87 \text{ m}^2$$

- Cálculo del cortante simple

$$V_{\text{act}} = \text{Área}_{\text{ashurada}} * q_{\text{disU}} = 4,87 * 11,60 = 56,49 \text{ Ton}$$

Para el cálculo del cortante resistente El Código ACI 318-05 apéndice C3.2.2, requiere que se debe de tomar un factor de reducción  $\Phi$ , por corte igual a 0,85.

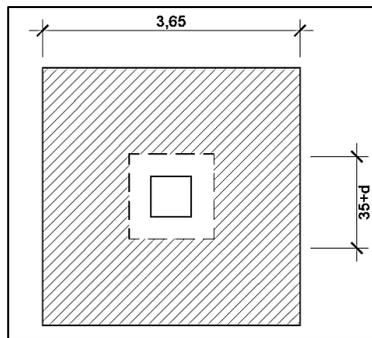
$$V_r = \phi * 0,53 * (\sqrt{f_c}) * b * d = 0,85 * 0,53 * (\sqrt{280}) * 365 * 31,55 = 86,81 \text{ T}$$

Como  $V_r$  es mayor que  $V_a$ , si cumple; el espesor de la zapata ( $t=0,40$  metros) es adecuado.

- Revisión del corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna. La falla tiende a ocurrir en una distancia igual a  $d/2$  del perímetro de la columna.

Figura 57. **Área de punzonamiento, zapata tipo 1**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

- Cálculo del área donde actúa el corte punzonante en la zapata

$$A = A_z - (b_c + d)^2 = 13,32 - (0,35 + 0,3155)^2 = 12,88 \text{ m}^2$$

- Corte actuante,  $V_{act}$

$$V_{act} = A * q_{disU} = 145,77 \text{ T}$$

- Cálculo del corte resistente,  $V_r$

$$V_r = 0,53 \cdot \phi \cdot \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$\beta = 1$ , para columnas cuadradas

$b_o$  = perímetro del A2

$$b_o = 4(35 + 31,55) \text{ cm} = 226,20 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,53 \cdot 0,75 \cdot \left[ 1 + \frac{2}{1} \right] \cdot (\sqrt{280}) \cdot 226,20 \cdot 31,55 = 167,59 \text{ ton}$$

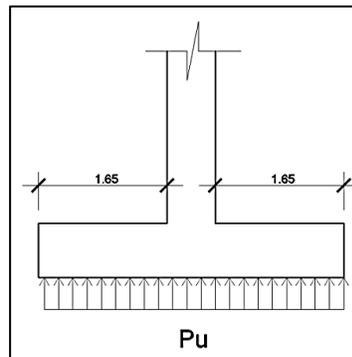
Como  $V_{act} < V_R$ , entonces el espesor,  $t$ , si chequea por corte punzonante.

- Diseño del refuerzo transversal

Cuando la zapata transmite los esfuerzos al suelo, este produce una reacción, un empuje hacia arriba provocando momentos flectores. Para soportar los esfuerzos inducidos sobre la zapata es necesario reforzarla como se detalla a continuación:

- Momento flector último: se define tomando la losa en voladizo como se muestra en la figura siguiente:

Figura 58. **Momento flector sobre la zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{11,60 \cdot 1,65^2}{2} = 15,79 \text{ T-m}$$

Obtenido el momento flector último, se puede determinar el área de acero requerida por el momento con la fórmula general para cálculo del área de acero:

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

$$A_s = \left( 365 \cdot 31,55 - \sqrt{(365 \cdot 31,55)^2 - \frac{15790 \cdot 365}{0,003825 \cdot 280}} \right) \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 280}{4200} \right) = 13,37 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínima

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14,1}{4200} \cdot 365 \cdot 31,55 = 38,66 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s$  es menor que  $A_{s_{\min}}$ , entonces, usar  $A_{s_{\min}}$

- Espaciamiento del refuerzo

El espaciamiento de la varillas no debe exceder de 45 centímetros. Si se desea utilizar varillas núm. 6 cuya área transversal es 2,87 centímetros cuadrados, se puede deducir el espaciamiento por regla de tres.

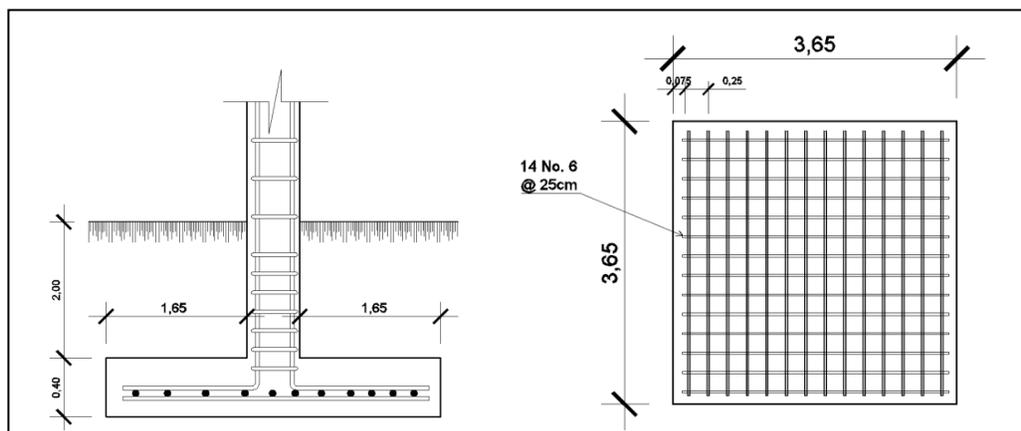
$$A_{s_{\min}} = 38,66 \text{ cm}^2 \quad \text{----- Base} = 365 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{varilla}}} \text{ núm.6} = 2,87 \text{ cm}^2 \quad \text{----- S}$$

Despejando,  $S = 27,09 \text{ cm}$

Armado final de la zapata: varillas núm.6 a cada 0,25 metros en ambos sentidos.

Figura 59. **Detalle de armado final en zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

### 2.1.16.2. Diseño de gradas

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación dehuella y contrahuella. Las siguientes relaciones pueden garantizar la comodidad de una escalera:

Donde:

C= contrahuella y H= huella

$C \leq 20 \text{ cm}$

$H > C$

$2C + H \leq 64 \text{ cm}$  (valor cercano)

$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$

$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

Procedimiento para el diseño de la escalera:

Número de escalones mínimo =  $h/c = 3,00/0,17 = 18$  escalones. Se tomarán 9 contrahuellas antes del descanso.

Número de huellas = núm. contrahuellas – 1 = 9 – 1 = 8 huellas

Relaciones de comodidad:

- $C = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$
- $H = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $2C + H = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \leq 64 \text{ cm}$
- $C + H = 0,17 + 30 = 47 \text{ cm}$
- $C \cdot H = 17 \cdot 30 = 510 \text{ cm}^2$



Carga viva

Edificación hospital= 500 kg/m

$$C_u = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV = 1,4 \cdot 544 + 1,7 \cdot 500 = 1\,612 \text{ kg/m}^2$$

$$D = \sqrt{(2,10)^2 + (1,50)^2} = 2,83$$

Cálculo de momentos

$$M(+)=\frac{C_u \cdot L^2}{9} = \frac{1\,612 \cdot 3,00^2}{9} = 1\,612 \text{ kg-m}$$

$$M(-)=\frac{C_u \cdot L^2}{14} = \frac{1\,612 \cdot 3,00^2}{14} = 1\,036,29 \text{ kg-m}$$

Límites para el acero

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = h - 2 = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

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

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot 100 \cdot 10,00 = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 \cdot 0,03695 \cdot 100 \cdot 10 = 13,86 \text{ cm}^2$$

Límites de espaciamiento:

$$S_{\text{mín}} = 25 \text{ mm}$$

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3h = 3 \cdot 120 = 360 \text{ mm}$$

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

- $M_{(+)} = 1\,612 \text{ kg-m}$

$$A_s = \left[ 100 \cdot 7,5 - \sqrt{(100 \cdot 7,5)^2 - \frac{1\,612 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right] \left( \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \right) = 9,43 \text{ cm}^2$$

- $M_{(-)} = 1\,036,29 \text{ kg-m}$

$$A_s = \left[ 100 \cdot 7,5 - \sqrt{(100 \cdot 7,5)^2 - \frac{1\,036,29 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right] \left( \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} \right) = 5,82 \text{ cm}^2$$

Si  $A_{s\text{mín}} \leq A_{s\text{req}} \leq A_{s\text{máx}}$  entonces usar  $A_{s\text{req}}$

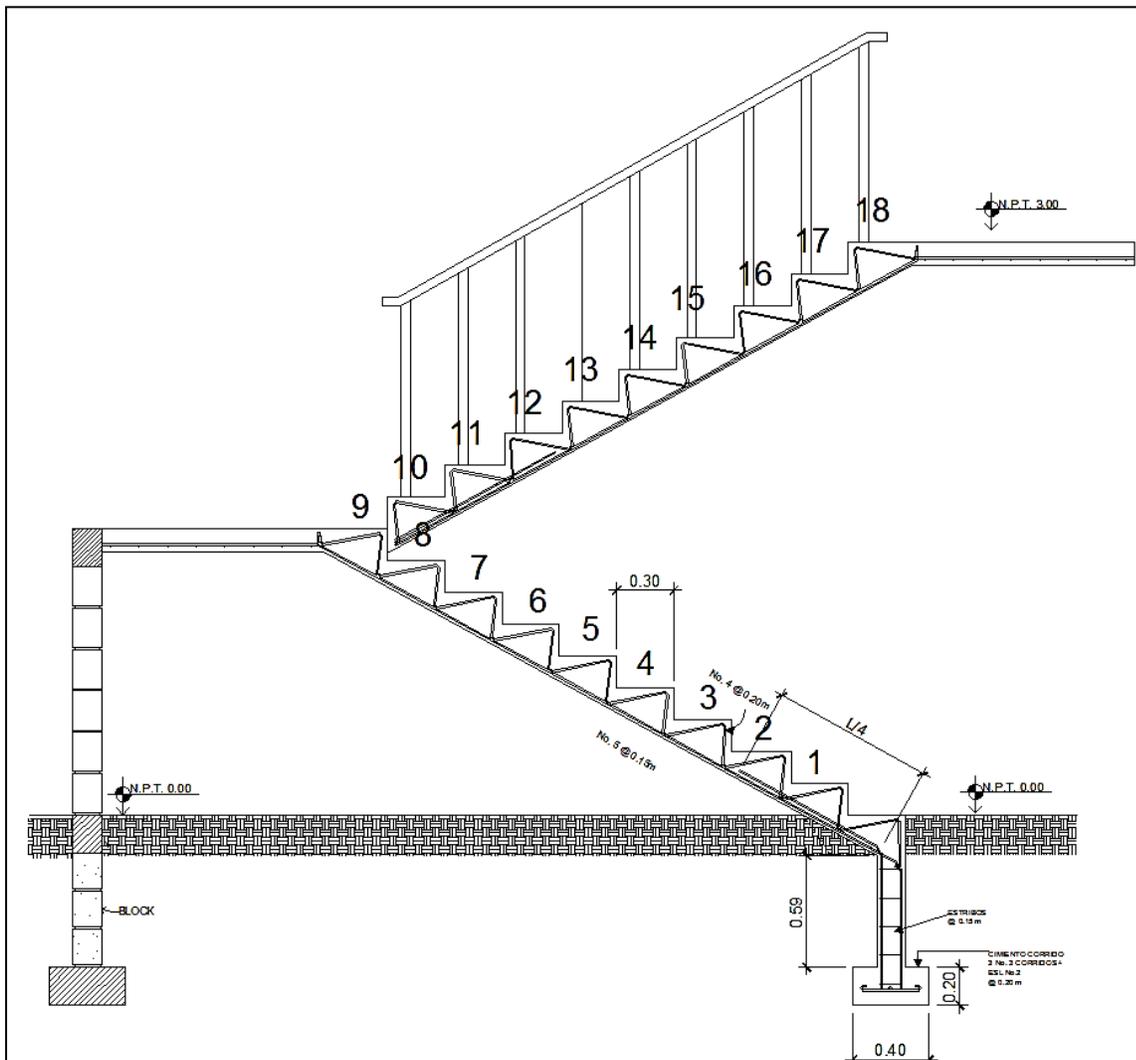
El armado de las gradas es parecido al de las losas lo único diferente que se sustituye el bastón por hierro corrido doblado para dar la forma de los escalones.

Cálculo de acero por temperatura:

$$A_{temp}=0,002*b*t$$

$$A_{temp}=0,002*100*12 = 2,40 \text{ cm}^2$$

Figura 61. Armado de módulo de gradas



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

## **2.1.17. Diseño de instalaciones**

En función del uso para el que se destine una edificación deberá contar con instalaciones que provean los suministros o servicios necesarios para el desarrollo de sus actividades.

### **2.1.17.1. Instalación de agua potable**

El objetivo principal del diseño es proveer el caudal de agua y los diámetros de tubería necesarios para que funcione el sistema en el momento requerido. Como resultado del análisis de probabilidades de uso simultáneo, en 1940, el ingeniero Roy Hunter presentó ante el United States Department of Commerce los resultados de sus investigaciones y propuso un sistema de ponderación de carga para cada accesorio asignándole un valor al cual llamó Unidades de peso que posteriormente fue conocido como: Unidades Hunter.

Este método considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye. Para estimarla máxima demanda de agua de un edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta si el tipo de servicio que prestarán los aparatos es público o privado.

Las unidades Hunter fueron derivadas de mediciones estadísticas de consumo, por lo que a la escala de unidades Hunter le equivale una escala de demandas de caudal conocida como se muestra en la tabla XLII.

Tabla XLII. **Caudales en función de unidades Hunter**

**GASTO PROBABLE POR UNIDADES  
HUNTER**

<b>Unidades</b>	<b>l/s</b>	<b>Unidades</b>	<b>l/s</b>
3	0,20	27	1,15
4	0,26	28	1,19
5	0,38	29	1,23
6	0,42	30	1,26
7	0,46	31	1,29
8	0,49	32	1,31
9	0,53	33	1,34
10	0,57	34	1,36
11	0,60	35	1,39
12	0,63	36	1,42
13	0,67	37	1,44
14	0,70	38	1,46
15	0,73	39	1,49
16	0,76	40	1,52
17	0,80	41	1,55
18	0,83	42	1,58
19	0,86	43	1,61
20	0,89	44	1,63
21	0,93	45	1,66
22	0,96	46	1,69
23	1,00	47	1,72
24	1,04	48	1,74
25	1,08	49	1,77
26	1,11	50	1,80

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.*

p. 105.

Para el diseño de una red de distribución domiciliar de agua potable se realiza entonces un conteo de los accesorios presentes en la red y la sumatoria de sus pesos o unidades equivalentes afectando esta sumatoria por un factor

de probabilidad de uso simultáneo, para posteriormente buscar en la escala de consumos y conocer qué caudal estará demandando la red domiciliar.

En la tabla XLIII se muestra un listado de pesos de accesorios para distintos tipos de accesorios hidráulicos

Tabla XLIII. **Unidades Hunter**

UNIDADES DE DESCARGA DE APARATOS SANITARIOS				
APARATO	USO PRIVADO		USO PUBLICO	
	UNIDADES MUEBLES	CAUDAL Lits/seg.	UNIDADES MUEBLES	CAUDAL Lits/seg.
BAÑERA O TINA	3	0,19	4	0,22
BEBEDERO	0,5	0,03	1	0,06
BIDET	2	0,13	3	0,19
DUCHA	2	0,13	3	0,19
INODORO CON FLUXÓMETRO	6	0,32	10	0,5
INODORO CON TANQUE	3	0,19	5	0,25
LAVADERO DE SERVICIO	3	0,19	4	0,22
LAVADORA DE PLATOS	1	0,06	3	0,19
LAVADORA DE ROPA	3	0,19	5	0,25
LAVAMANOS	1	0,06	2	0,13
LAVASTRITOS	2	0,13	4	0,22
ORINAL CON FLUXÓMETRO	6	0,32	10	0,5
ORINAL CON LLAVE	1	0,06	3	0,19
PILA	3	0,19	5	0,25
GRIFO	3	0,19	6	0,33
REFRIGERADORA	2			

Fuente: RODRIGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p.

83.

Para considerar la probabilidad de uso simultáneo se utiliza la ecuación que proporciona la probabilidad de uso simultáneo descrita a continuación:

$$k = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

Donde:

k = probabilidad de uso simultáneo

n = Número de salidas de agua de todos los accesorios del sistema

Como por ejemplo se muestra la determinación de diámetros para la batería de baños en el área de encamamiento del segundo nivel:

Total de accesorios: 4 inodoros con tanque + 4 lavamanos + 3 duchas

Unidades Hunter:  $(4 \times 5 + 4 \times 2 + 3 \times 3) = 37$

Número de salidas:  $(4 \times 1 + 4 \times 2 + 3 \times 2) = 18$

Para determinar el caudal que deberá estar circulando en esa parte de la red domiciliar, se calcula la probabilidad de uso simultáneo:

$$k = \frac{1}{\sqrt{18-1}} = 0,2425$$

$$U.H._{diseño} = (37)(0,2425) = 8,97$$

Evaluando de la tabla XLII se puede saber el caudal que deberá considerarse para la determinación de diámetros de tubería en este sector será la de 0,53 l/s.

Para determinar las pérdidas de carga por fricción en flujos de agua fría se tomará la ecuación de pérdida unitaria de Flamant, ya que se adecúa bien para diámetros menores de 2" en material PVC, para posteriormente multiplicarla por la longitud de tubería y conocer la pérdida total de tramo.

$$J=0,00056 \frac{V^{1,75}}{\emptyset^{1,25}}$$

Para determinar la velocidad en el tramo a diseñar se propone un diámetro inicial de 3/4" y se evalúa a través del principio de continuidad, con lo que posteriormente podrá determinarse la pérdida de carga en el tramo.

$$\frac{(0,53/1\ 000) \text{ m}^3/\text{s}}{\pi(0,75 * 0,0254)^2/4} = 1,86$$

$$J=0,00056 \frac{1,86^{1,75}}{0,019^{1,25}} = 0,235$$

Dicha batería de sanitarios tiene una distancia hacia el accesorio más alejado de 8,00 m, por lo que la pérdida del tramo será:

$$hf= (0,235)(8,00) = 1,88$$

#### **2.1.17.2. Instalación sanitaria**

Para determinar el diámetro requerido para la red de drenaje sanitario es necesario asignar un valor de Unidades Mueble (UM), a cada artefacto del sistema, el diámetro nominal mínimo requerido es determinado por la suma del total de unidades mueble correspondientes al tramo bajo análisis, es decir, por cada subramal.

Tabla XLIV. **Unidades mueble por artefactos**

<b>Tipo de mueble o aparato</b>	<b>Número de unidades mueble (UM)</b>	<b>Diámetro (plg)</b>
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 105.

Tabla XLV. **Diámetro nominal de tubería según las UM**

<b>Diámetro nominal</b>	<b>Máximo de unidades mueble</b>
1"	1
1 1/2"	3
2"	6
3"	20
4"	160

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p 105.

Con base en la cantidad de artefactos y su distribución en cada ramal se ha determinado los diámetros necesarios para los subramales y ramales principales, la pendiente mínima para autolimpieza de la tubería deberá ser del 2 por ciento y cada artefacto deberá contar con sifón para la retención de olores.

### 2.1.17.3. Instalación eléctrica

El suministro de iluminación artificial y de energía se lleva a cabo por medio de circuitos eléctricos consistentes en cables conductores conectados a un centro de potencia que distribuye la energía.

Para diseñar la instalación eléctrica del edificio, primero se definen las demandas a las que estará sometido para realizar una sumatoria de la potencia requerida por cada circuito, por ejemplo, el circuito A de iluminación en el primer nivel tiene 11 lámparas fluorescentes de 2x32 [watts], lo que suma una potencia total de 704 w. Se toma en cuenta la probabilidad de uso simultáneo que en el caso del circuito A sería del 100 por ciento ya que todos los ambientes podrían estar con la luz encendida simultáneamente.

El siguiente cálculo a realizar es la corriente que circulará por el circuito por medio de la ley de Ohm:

$$I = P/V$$

Donde:

I = corriente eléctrica en amperios (amp)

P = potencia eléctrica en Watts (w)

V = voltaje eléctrico en voltios (v)

Siguiendo el ejemplo del circuito A se calcula la corriente que circulará por el circuito, considerando que la energía será provista con un potencial de 120 V y un incremento del 25 por ciento a la corriente como factor de seguridad:

$$I = 1,25 \cdot (704 \text{ w} / 120 \text{ v}) = 7,33 \text{ amp}$$

Con este resultado se puede, a continuación, definir los materiales para instalar los circuitos, tomando como referencia la capacidad de conducción de corriente eléctrica permitida mostrada en la tabla XXXI y los dispositivos de seguridad, como los flipones, en función de la corriente máxima esperada en el circuito.

Tabla XLVI. **Capacidad de conducción en conductores aislados [amp]**

Tamaño o Designación		Temperatura nominal del conductor (véase Tabla 310-13)					
mm <sup>2</sup>	AWG o kcmil	60 °C	75 °C	90 °C	60 °C	75 °C	90 °C
		TIPOS TW* CCE TWD-UV	TIPOS RHW*, THHW*, THW*, THW-LS, THWN*, XHHW*, TT, USE	TIPOS MI, RHH*, RHW-2, THHN*, THHW*, THHW-LS, THW-2*, XHHW*, XHHW-2, USE-2 FEP*, FEPB*	TIPOS UF*	TIPOS RHW*, XHHW*	TIPOS RHW-2, XHHW*, XHHW-2, DRS
		Cobre			Aluminio		
0,824	18	—	—	14	—	—	—
1,31	16	—	—	18	—	—	—
2,08	14	20*	20*	25*	—	—	—
3,31	12	25*	25*	30*	—	—	—
5,26	10	30	35*	40*	—	—	—
8,37	8	40	50	55	—	—	—
13,3	6	55	65	75	40	50	60
21,2	4	70	85	95	55	65	75
26,7	3	85	100	110	65	75	85
33,6	2	95	115	130	75	90	100
42,4	1	110	130	150	85	100	115
53,5	1/0	125	150	170	100	120	135
67,4	2/0	145	175	195	115	135	150
85,0	3/0	165	200	225	130	155	175
107	4/0	195	230	260	150	180	205
127	250	215	255	290	170	205	230

Fuente: Norma NOM001-SEDE-2005, segunda sección, p. 10.

Para los circuitos de fuerza de 120 voltios se considerará un consumo por tomacorrientes, de 180 watts, de tal manera que la protección necesaria para cada circuito puede ser calculada como:

$$P = 180w \cdot 7_{\text{unidades}} = 1\,260\,w$$

$$I = P/V = 1\,260\,w/120\,v = 10,5\, \text{amperios}$$

Tabla XLVII. **Planilla de circuitos eléctricos de iluminación**

Código	Tipo de Carga	V	Carga a Conectar	Cantidad	P (watts)	I (Amp)	Seguridad (Amp)	Calibre Cable AWG
1	A-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
2	B-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	11	704	5,87	15	2#14
3	C-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	11	704	5,87	15	2#14
4	D-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
5	E-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
6	F-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
7	G-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
8	H-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
9	I-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
10	J-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	9	576	4,8	15	2#14
11	K-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
12	L-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	10	640	5,33	15	2#14
13	M-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
14	N-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
15	O-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
16	P-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
17	Q-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
18	R-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	6	384	3,2	15	2#14

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. **Planilla de circuitos eléctricos de fuerza**

Código	Tipo de Carga	V	Carga a Conectar	Cantidad	P (watts)	I (Amp)	Seguridad (Amp)	Calibre Cable AWG
1	A-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
2	B-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	11	704	5,87	15	2#14
3	C-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	11	704	5,87	15	2#14
4	D-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
5	E-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
6	F-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
7	G-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
8	H-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
9	I-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
10	J-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	9	576	4,8	15	2#14
11	K-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
12	L-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	10	640	5,33	15	2#14
13	M-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
14	N-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
15	O-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	7	448	3,73	15	2#14
16	P-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
17	Q-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	8	512	4,27	15	2#14
18	R-ILUMINACIÓN	(120V)	Lámpara industrial 2x32w	6	384	3,2	15	2#14

Fuente: elaboración propia.

## 2.1.17.4. Presupuesto de Hospital Regional San Pedro La Laguna

A continuación se presen la tabla de presupuesto de Hospital Regional San Pedro la Laguna.

Tabla XLIX. Presupuesto de Hospital Regional San Pedro La Laguna

No.	DESCRIPCIÓN DE RENGLON	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO RENGLON
<b>1.00</b>	<b>PRELIMINARES</b>				
1.01	Replanteo topográfico de terreno disponible	m2	17255.44	Q5.40	Q93,179.38
1.02	Replanteo topográfico de edificación	m2	3540.01	Q7.30	Q25,842.07
1.03	chapeo y Limpieza	m2	17255.44	Q25.30	Q436,562.63
1.04	Nivelación manual	m2	3540.01	Q16.25	Q57,525.16
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q613,109.24</b>
<b>2.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE ZAPATAS</b>				
2.01	Construcción de zapata tipo Z-1, dimensiones 3,65x3,65 x0,40m con armado de Hierro de 3/4" corrugado, legítimo grado 60, con concreto 4000 psi	unidad	36.00	Q16,702.03	Q601,273.08
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q601,273.08</b>
<b>3.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTO CORRIDO</b>				
3.01	Construcción de cimiento corrido CC-1, dimensiones de 0,20x0,40m, con refuerzo de 3 hierros de 3/8", corrugado grado 40, con concreto 3000 psi	ml	1358.80	Q310.80	Q422,315.04
3.02	Construcción de cimiento corrido CC-2, dimensiones de 0,20x0,40m, con refuerzo de 3 hierros de 3/8", corrugado grado 40, con concreto 3000 psi	ml	950.00	Q350.15	Q332,642.50
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q754,957.54</b>
<b>4.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE COLUMNAS</b>				
4.01	Construcción de columna C-A de 0,35x0,35m con armado de 8 hierros de 3/4" legítimo grado 60, refuerzo transversal de hierro de 3/8" liso, legítimo grado 60 @ 0,15m y en confinamiento @0,05m, con concreto 4000 psi	ml	804.00	Q907.95	Q729,991.80
4.02	Construcción de Columna C-B de 0,15x0,15m con armado de 4 hierros de 3/8" legítimo grado 40, refuerzo transversal con hierro No. 2 @0,15m, legítimo grado 40, concreto 3000 psi	ml	2632.99	Q390.48	Q1,028,127.98
4.03	Construcción de Columna C-C de 0,10x0,15m con armado de 2 hierros de 3/8" legítimo grado 40, refuerzo transversal con hierro de No. 2 @0,15m, legítimo grado 40, concreto 3000 psi	ml	658.25	Q282.17	Q185,737.34
4.04	Construcción de Columna C-D de 0,10x0,10m con armado de 2 hierros de 3/8" legítimo grado 40, refuerzo transversal con hierro de No. 2 @0,15m, legítimo grado 40, concreto 3000 psi	ml	329.12	Q257.44	Q84,729.46
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q2,028,586.58</b>
<b>5.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE VIGAS</b>				
5.01	Construcción de Viga V-1 de 0,25x0,50x5,75m con varillas No.5+No.6+No.4, corrugado legítimo grado 60 y estribos de hierro de 3/8" @22cm y 11cm confinado, conconcreto 4000psi	ml	207.00	Q622.73	Q108,205.11
5.02	Construcción de Viga V-2 de 0,25x0,50x5,75m con varillas No.5+No.3, corrugado legítimo grado 60 y estribos de hierro de 3/8" @22cm y 11cm confinado, conconcreto 4000psi	ml	189.75	Q496.96	Q94,298.16
5.03	Construcción de Viga V-3 de 0,25x0,50x5,75m con varillas No.5+No.3, corrugado legítimo grado 60 y estribos de hierro de 3/8" @22cm y 11cm confinado, conconcreto 4000psi	ml	396.75	Q479.37	Q190,190.05
5.04	Construcción de Viga V-4 de 0,20x0,40x5,75m con varillas No.5+No.3, corrugado legítimo grado 60 y estribos de hierro de 3/8" @22cm y 11cm confinado, conconcreto 4000psi	ml	1086.75	Q372.17	Q147,658.45
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q540,351.77</b>
<b>6.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE LOSA DE CONCRETO</b>				
6.01	Construcción de losa de entripiso de concreto, espesor de 0.12m con armado de hierro de 3/8" corrugado, legítimo grado 40, resistencia de 4000 psi	m2	1700.00	Q420.37	Q714,629.00
6.02	Suministro e Instalación de Losa Covintec de PANEL 3" Estructural ( galvanizado) 2.44*1.22	m2	144.00	Q419.07	Q60,346.08
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q774,975.08</b>
<b>7.00</b>	<b>LEVANTADO</b>				
7.01	Levantado de muro de block de 0,14x0,19x0,39m con mortero de proporción de 1:3	m2	4881.80	Q133.59	Q652,159.66
7.02	Levantado de muro perimetral de block de 0,14x0,19x0,39m con mortero de proporción de 1:3	m2	4599.00	Q90.75	Q417,359.25
7.03	Soleras de 15x20cm con concreto 3000 psi y armado 4 varillas longitudinales No. 3 y estribos No. 2 @ 0,20 cm	ml	1148.66	Q184.67	Q212,122.82
7.04	Soleras de remate de 15x10cm con concreto 3000 psi y armado 2 varillas longitudinales No. 3 y estribos No. 2 @ 0,20 cm	ml	541.06	Q155.33	Q84,042.67
7.05	Repello + cerrido vertical + pintura (muros, columnas y losa de concreto)	m2	6725.80	Q153.42	Q1,031,872.24
7.06	Suministro e Instalación de Muro de Covintec de PANEL 3" Estructural (galvanizado) 2.44*1.22	m2	425.00	Q381.00	Q161,925.00
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q2,559,481.64</b>
<b>8.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR Y PEATONAL</b>				
8.01	Construcción de puente vehicular y peatonal	Global	1.00	Q820,450.15	Q820,450.15
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>Q820,450.15</b>

Continuación de la tabla XLIX.

<b>9.00</b>	<b>ILUMINACIÓN Y FUERZA</b>				
<b>9.03</b>	Suministro e instalación eléctrica de sistema de iluminación	Global	1.00	Q180,420.80	Q180,420.80
<b>9.04</b>	Suministro e instalación de sistema eléctrico de fuerza	Global	1.00	Q110,465.00	Q110,465.00
				<b>SUB TOTAL</b>	<b>Q290,885.80</b>
<b>10.00</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE DRENAJE Y AGUA POTABLE</b>				
<b>10.01</b>	Suministro e instalación de red de agua potable	Global	1.00	Q120,580.15	Q120,580.15
<b>10.02</b>	Suministro e instalación de red de drenaje sanitario	Global	1.00	Q155,620.24	Q155,620.24
<b>10.03</b>	Suministro e instalación de red de drenaje pluvial	Global	1.00	Q65,620.75	Q65,620.75
				<b>SUB TOTAL</b>	<b>Q341,821.14</b>
<b>12.00</b>	<b>PISO Y ACABADOS</b>				
<b>12.01</b>	Suministro y colocación de piso cerámico en ambos niveles	m <sup>2</sup>	1700.00	Q350.77	Q596,309.00
<b>12.02</b>	Repello + cerrido vertical + pintura (muros, columnas y losa de concreto)	m <sup>2</sup>	2800.00	Q104.45	Q292,460.00
<b>12.03</b>	Acabados especiales para asepsia hospitalaria	global	1.00	Q1,394,854.20	Q1,394,854.20
<b>PUERTAS Y VENTANAS</b>					
<b>12.04</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-1 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	2.24	Q2,058.43	Q4,610.88
<b>12.05</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-2 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" correzida con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	1.95	Q2,311.20	Q4,506.84
<b>12.06</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-3 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	3.70	Q2,058.43	Q7,616.19
<b>12.07</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-4 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm. con espacios para	m <sup>2</sup>	1.85	Q2,006.43	Q3,711.90
<b>12.08</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-5 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	0.96	Q2,006.43	Q1,928.17
<b>12.09</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-6 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	2.16	Q2,277.50	Q4,919.40
<b>12.10</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-7 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" correzida con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	37.44	Q2,311.20	Q86,531.33
<b>12.11</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-8 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" correzida con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	0.66	Q2,311.20	Q1,525.39
<b>12.12</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-9 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	3.60	Q2,058.43	Q7,410.35
<b>12.13</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-10 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	2.80	Q2,058.43	Q5,763.60
<b>12.14</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-11 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" correzida con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	0.63	Q2,311.20	Q1,456.06
<b>12.15</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-12 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	1.26	Q2,058.43	Q2,593.62
<b>12.16</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-13 de Marco de PVC color Blanco 1 3/4" correzida con Vidrio 6 mm.	m <sup>2</sup>	0.71	Q2,311.20	Q1,640.95
<b>12.17</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-14 de Tubo cuadrado 1.1/2 Ch.20 con Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2"x	metro	11.42	Q318.91	Q3,643.23
<b>12.18</b>	Suministro y Colocación de Ventana V-15 de Tubo cuadrado 1.1/2 Ch.20 con Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2"x	metro	1.68	Q308.89	Q518.80
<b>12.19</b>	Suministro y Colocación de Puerta P-1 con Tubo Ornamental Decorativo Redondo 2"	metro	4.35	Q2,515.28	Q10,941.47
<b>12.20</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-2	unidad	3.00	Q5,948.98	Q17,840.94
<b>12.21</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-3	unidad	2.00	Q5,245.70	Q10,491.40
<b>12.22</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-4	unidad	1.00	Q5,246.12	Q5,246.12
<b>12.23</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-5	unidad	2.00	Q5,245.30	Q10,490.60
<b>12.24</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-6	unidad	1.00	Q5,129.22	Q5,129.22
<b>12.25</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-7	unidad	1.00	Q4,263.52	Q4,263.52
<b>12.26</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-8	unidad	1.00	Q4,193.99	Q4,193.99
<b>12.27</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-9	unidad	2.00	Q4,076.28	Q8,152.56
<b>12.28</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-10	unidad	1.00	Q3,361.37	Q3,361.37
<b>12.29</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-11	unidad	1.00	Q3,062.00	Q3,062.00
<b>12.30</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-12	unidad	4.00	Q2,434.41	Q9,737.64
<b>12.31</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-13	unidad	1.00	Q2,436.31	Q2,436.31
<b>12.32</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-14	unidad	2.00	Q2,631.04	Q5,262.08
<b>12.33</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-15	unidad	1.00	Q2,434.41	Q2,434.41
<b>12.34</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-16	unidad	1.00	Q2,320.44	Q2,320.44
<b>12.35</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-17	unidad	3.00	Q2,202.67	Q6,608.01
<b>12.36</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-18	unidad	1.00	Q2,702.89	Q2,702.89
<b>12.37</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-19	unidad	2.00	Q2,203.62	Q4,407.24
<b>12.38</b>	Suministro e instalación de Puerta de MDF 0.90 x 2.10m (6 Tableros color blanco, con accesorios incluyendo chapa) Incluye Instalación (Sub Contrato) P-20	unidad	3.00	Q356.58	Q1,069.74
<b>12.39</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-21	unidad	1.00	Q2,204.57	Q2,204.57
<b>12.40</b>	Suministro e instalación de Puerta de MDF 0.85 x 2.10m (6 Tableros color blanco, con accesorios incluyendo chapa) Incluye Instalación (Sub Contrato) P-22	unidad	1.00	Q1,030.37	Q1,030.37
<b>12.41</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-23 con medidas 0.8 m x 2.1 m con aplicación de Pintura a base de Agua para Protección contra incendios color blanco mate	unidad	2.00	Q8,666.35	Q17,332.70
<b>12.42</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-24	unidad	2.00	Q2,319.49	Q4,638.98
<b>12.43</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-25	unidad	1.00	Q1,970.94	Q1,970.94
<b>12.44</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-26	unidad	6.00	Q1,739.20	Q10,435.20
<b>12.45</b>	Elaboración e Instalación de Puerta P-27 con Tubo galvanizado de 1 1/2" mas Hierro plano 3/16" x 1/2" y Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2" x 2m Cal 12, de 1.93 m x 2.1 m incluye accesorios con Bisagra tipo pivote	unidad	1.00	Q3,794.46	Q3,794.46
<b>12.46</b>	Elaboración e Instalación de Puerta P-28 con Tubo galvanizado de 1 1/2" mas Hierro plano 3/16" x 1/2" y Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2" x 2m Cal 12, de 2 m x 2.5 m incluye accesorios	unidad	3.00	Q2,273.02	Q6,819.06
<b>12.47</b>	Suministro y Colocación de Puerta P-29 con Tubo Ornamental ASTM A 554 S3 304 Pulido 1.5m alto con Gel Decapante (1.25 kg) para resane de soldadura	unidad	1.00	Q2,637.00	Q2,637.00
<b>12.48</b>	Elaboración e Instalación de Puerta P-30 con Tubo galvanizado de 1 1/2" mas Hierro plano 3/16" x 1/2" y Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2" x 2m Cal 12, de 4.25 m x 1 m incluye accesorios	unidad	1.00	Q4,639.99	Q4,639.99
<b>12.49</b>	Suministro e instalación de puertas en metal + pintura anticorrosiva de 0.70m x 1.50 m P-31	unidad	3.00	Q2,139.76	Q6,419.28
<b>12.50</b>	Elaboración e Instalación de Puerta P-32 con Tubo galvanizado de 1 1/2" mas Hierro plano 3/16" x 1/2" y Rollo de malla metálica para cerco de 2"x2" x 2m Cal 12, de 3.02 m x 2 m incluye accesorios	unidad	3.00	Q2,667.60	Q8,002.80
<b>12.51</b>	Suministro e instalación de Puerta de MDF 1.00 x 2.10m (6 Tableros color blanco, con accesorios incluyendo chapa) Incluye Instalación (Sub Contrato) P-33	unidad	2.00	Q562.43	Q1,124.86
<b>12.52</b>	Suministro e instalación de Puerta de MDF 1.20 x 2.10m (6 Tableros color blanco, con accesorios incluyendo chapa) Incluye Instalación (Sub Contrato) P-34	unidad	1.00	Q1,424.12	Q1,424.12
<b>12.53</b>	Suministro e instalación de Puerta de MDF 1.45 x 2.10m (6 Tableros color blanco, con accesorios incluyendo chapa) Incluye Instalación (Sub Contrato) P-35	unidad	1.00	Q1,439.87	Q1,439.87
<b>12.54</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-36	unidad	1.00	Q4,041.37	Q4,041.37
<b>12.55</b>	Suministro y Colocación de Puerta de Pino Tratado de 40 mm de espesor con marco P-37	unidad	1.00	Q2,700.99	Q2,700.99
				<b>SUB TOTAL</b>	<b>Q2,622,806.02</b>
<b>13.00</b>	<b>INSTALACIONES ESPECIALES</b>				
<b>13.01</b>	Diseño, planos y Especificaciones Técnicas de: 1. Sistema de Gases Medicinales, 2. Sistema Contra Incendios, 3. Sistema de Vozco, 4. Sistema de Voz y Datos y 5. Sistema de COTI para Seguridad	GLOBAL	1.00	Q175,825.15	Q175,825.15
				<b>SUB TOTAL</b>	<b>Q175,825.15</b>
<b>COSTO TOTAL INSTALACIONES ESPECIALES</b>					<b>Q175,825.15</b>
<b>14.00</b>	<b>EVALUACIÓN AMBIENTAL Y MANEJO DE DESECHOS HOSPITALARIOS</b>				
<b>14.01</b>	Elaboración del Instrumento de Evaluación Ambiental como el Plan de Manejo de Desechos Hospitalarios	GLOBAL	1.00	Q50,877.20	Q50,877.20
				<b>SUB TOTAL</b>	<b>Q50,877.20</b>
<b>COSTO TOTAL EVALUACION AMBIENTAL Y MANEJO DE DESECHOS HOSPITALARIOS</b>					<b>Q50,877.20</b>
				<b>COSTO TOTAL ESTIMADO</b>	<b>Q11,908,488.55</b>

En letras: **Once millones novecientos ocho mil cuatrocientos ochenta y ocho quetzales con 55/100 centavos**

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.17.5. Cronograma de ejecución del Hospital Regional San Pedro La Laguna

En este inciso se describe el cronograma de actividades por renglón para la ejecución del proyecto para la construcción del Hospital Regional de San Pedro La Laguna, adjunto el monto de inversión por renglón ejecutado.

Tabla L. **Cronograma de ejecución del Hospital Regional San Pedro La Laguna, departamento de Sololá**

No.	DESCRIPCIÓN DE RENGLÓN	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10
1.00	PRELIMINARES										
2.00	CONSTRUCCIÓN DE ZAPATAS										
3.00	CONSTRUCCIÓN DE CIMENTO CORRIDO										
4.00	CONSTRUCCIÓN DE COLUMNAS										
5.00	CONSTRUCCIÓN DE VIGAS										
6.00	CONSTRUCCIÓN DE LOSA DE CONCRETO										
7.00	LEVANTADO										
8.00	CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR Y PEATONAL										
8.00	MODULO DE GRADAS										
9.00	ILUMINACIÓN Y FUERZA										
10.00	CONSTRUCCIÓN DE DRENAJE Y AGUA POTABLE										
12.00	PISO Y ACABADOS										
	PUERTAS Y VENTANAS										
13.00	INSTALACIONES ESPECIALES										
14.00	EVALUACION AMBIENTAL Y MANEJO DE DESECHOS HOSPITALARIOS										

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.17.6. Evaluación socioeconómica

La evaluación social es una herramienta que consiste en identificar, cuantificar y valorar los costos y beneficios sociales que tiene un proyecto para el país o para una región en un horizonte de tiempo, de esta forma se puede conocer objetivamente la conveniencia de ejecutar el proyecto.

#### **2.1.17.6.1. Valor presente neto (VPN)**

Es un instrumento de evaluación financiera de proyectos. Es un indicador que nace del análisis del flujo de caja; cada proyecto tiene períodos de ejecución distintos, ingresos y egresos distintos y eso implica que las divisas sufrirán variaciones en su poder adquisitivo, necesario para ejecutar cada proyecto. Con el valor presente neto se tiene el costo total de un proyecto para una fecha determinada.

Se realizó la evaluación del costo neto que tendrá el proyecto de construcción de hospital como parte de la priorización de necesidades del municipio y selección de proyectos factibles. Se consideraron gastos de administración, mantenimiento y operación, adicionalmente del costo de construcción, considerando una inflación en el año de ejecución de 2 por ciento intermensual y una inflación para efectos de flujo de caja de 8 por ciento interanual.

#### **2.1.17.6.2. Tasa interna de retorno (TIR)**

Es un indicador del porcentaje de utilidad mínimo que será necesario para que un flujo de caja se encuentre en su punto de balance, está íntimamente relacionado al VPN y el flujo de caja del proyecto.

#### **2.1.17.7. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)**

Como parte del estudio de prefactibilidad del proyecto es necesario contar con un estudio de impacto ambiental que prevea toda influencia, ya sea positiva o negativa respecto del proyecto al medio que le rodea.

El Estudio de Impacto Ambiental es de carácter obligatorio para la ejecución de un proyecto determinado. Debido a la naturaleza del proyecto debe de realizarse un análisis minucioso sobre los efectos que este tendrá principalmente en la flora y fauna de la ubicación del proyecto, esto con la finalidad de determinar las medidas necesarias para disminuir el impacto negativo, desarrollar programas de control y conservación del medio ambiente, seguridad y saneamiento, entre otros.

Tabla LI. **Matriz de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**

			ACCIONES CON POSIBLES EFECTOS							TOTAL				
			Modificación del régimen		transformación del territorio			Procesos						
			Alteración de la cubierta terrestre	Alteración de drenaje	Ruido y vibraciones	Emplazamientos industriales y edificios	Estructuras de salud	Desmontes y rellenos	Industria hospitalaria		Medicamentos	laboratorio		
Factores Ambientales	Físico Químico	Tierra	Suelos	-2 3	-1 5		-2 9	3 10	-1 4				-3 31	
		Agua	Calidad	-2 5			-2 3			-3 6	-3 5	-4 8		-14 27
			Temperatura											
	Atmósfera	Calidad	-2 3		-1 2				-4 4		-3 5	-4 6	-10 20	
		Inundaciones												
	Condiciones biológicas	Flora	Arboles	-5 7			-6 8	2 6	-4 5					-24
			Cosecha	-5 7			-3 5		-3 8	-3 5				-51
			Especies en peligro	-3 8		-3 4	-4 8		-4 6					-21 26
	Factores culturales	Uso del territorio	Agrícola	-4 6			-6 8		-5 5	-1 6				-16 25
			Zona residencial											
Nivel Cultural		Cultura o forma de vida	-4 5			5 10	8 10		4 7	5 5	5 8		89	
		Salud y seguridad				5 10	6 10		8 10	10 10	8 10		136	
		Empleo	7 8			6 10	8 10		8 10					

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.17.8. Plan de contingencia

Con el objetivo de reducir considerablemente los impactos negativos del proyecto se proponen las siguientes medidas de seguridad durante la construcción del proyecto:

- Señalizar adecuadamente el tramo carretero y colocar barandales en tramos donde existan terraplenes.
- Promover programas de reforestación a nivel municipal.
- Disponer de las aguas evacuadas para la alimentación del manto freático.
- Aplicación de capas vegetales adecuadas tanto en taludes como en terraplenes para facilitar el control de escorrentías y evitar la erosión del suelo.
- Capacitar al personal administrativo y obreros sobre seguridad industrial, manejo de materiales, maquinarias y químicos, uso adecuado de equipo de protección.

#### **2.1.18. Elaboración de plano finales**

Debido a la magnitud y área de terreno disponible, para el diseño del hospital para el municipio de San Pedro La Laguna, se elaboraron 29 planos divididos en tres fases: arquitectura, estructuras e instalaciones.

Los planos están distribuidos como se muestra a continuación:

- Plano de topografía
- Planta en conjunto
- Planta amueblada
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Planta de elevaciones y cortes
- Planta de cimentación y columnas
- Plano de detalles estructurales
- Plano de losas y vigas
- Plano de Joist y cubierta

- Plano de rampa vehicular y peatonal
- Planos de instalaciones

## CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), con apoyo de la Mancomunidad de Municipios La Laguna, introduce a la rama de la ingeniería civil a través de la práctica en el campo laboral. En este proceso es donde se ponen en práctica los conocimientos adquiridos en la universidad para resolver problemas reales dentro de la sociedad.
2. El edificio de dos niveles para el Hospital Regional de San Pedro La Laguna, departamento de Sololá, ha sido diseñado con respecto a las normas de construcción del ACI-2008 para estructuras especiales resistencias a momentos basado principalmente en el capítulo 21. De acuerdo al diseño elaborado, el edificio está capacitado para poder responder a las injerencias que en algún momento llegasen a provocar la inestabilidad de la estructura como sismos, vientos, entre otros.
3. El proyecto tendrá un costo inicial de construcción de Q 11 908 488,55 con un área de terreno total de 17 255,44 metros cuadrados en donde la construcción del hospital tendrá un área de 3 540,01 metros cuadrados.



## RECOMENDACIONES

1. Realizar una evaluación en la calidad de los materiales con los cuales la estructura será construida, tanto física como química para obtener una certeza en la calidad de la obra.
2. Tener una programación en la que se realicen los mantenimientos necesarios para obtener un perfecto funcionamiento y el tiempo de vida útil de la edificación.
3. Previo a licitar y ejecutar cada proyecto, se deberán actualizar los presupuestos y cronogramas de ejecución, los valores en los presupuestos son solamente de referencia, estos están sujetos a cambios tanto en materiales como mano de obra.
4. El proyecto genera un costo elevado de construcción, además de las vías de acceso serán evaluadas y proyectas a futuro, ya que no se cuenta con los servicios necesarios para la construcción, por lo cual se necesita realizar antes las construcciones de urbanización del sector previo a la construcción de la edificación.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. BAMBARÉN ALATRISTA, Seis. *Programa Médico Arquitectónico para el diseño de hospitales seguros*. Lima, Perú: SINCO, 2008. 49 p.
3. CABRERA SEIS, Jadenón Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 155 p.
4. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del reglamento para concreto estructural*. Estados Unidos de América: ACI, 2008. 518 p.
5. NILSON, Arthur. H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p.
6. SICAL RAXCACO, Axel Roely. *Detallado de diseño sísmico de hormigón armado con base al ACI 2005*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 36 p.



## **ANEXOS**



# Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial



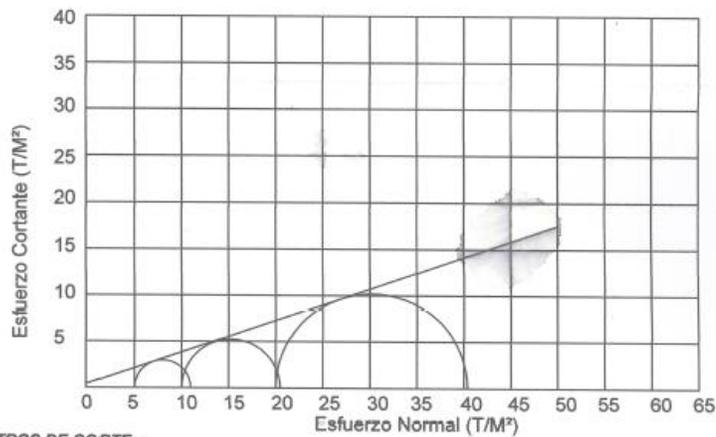
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0535S.S. O.T.: 31,798

INTERESADO: Kevin Estuardo Arriola Galindo  
 PROYECTO: EPS- Diseño del edificio de dos niveles para el hospital regional, San Pedro La Laguna, Sololá.  
 Ubicación: San Pedro La Laguna, Sololá  
 Fecha: 07 de agosto del 2013  
 pozo: 1 Profundidad: 2.6 metros Muestra: 1



### PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 18.94^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 0.41 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arenoso color café oscuro.  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	7.98	15.23	30.19
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $\epsilon_r$ (%)	1.5	4.0	8.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.11	1.11	1.11
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.50	1.50	1.50
HUMEDAD (%H)	35.0	35.0	35.0

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

## Anexo 2. Coeficientes para cálculo de momentos en losas

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.069 <b>0.022</b>	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Continuación del anexo 2.

$$M_{d,pos,dl} = C_{a,dl} w l_a^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b,pos,dl} = C_{b,dl} w l_b^2$$

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
$l_b$	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036 $C_{b,dl}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040 $C_{b,dl}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045 $C_{b,dl}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050 $C_{b,dl}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056 $C_{b,dl}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061 $C_{b,dl}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068 $C_{b,dl}$ 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074 $C_{b,dl}$ 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081 $C_{b,dl}$ 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088 $C_{b,dl}$ 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095 $C_{b,dl}$ 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

Fuente: Centro de Investigaciones De Ingeniería, Facultad De Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

### Anexo 3. Tablas coeficientes para cálculo de corte basal

#### Factores de zona

Zona	1	2 <sup>a</sup>	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40

Fuente: UCB 97 tabla 16-I. P. 2-30.

#### Tipos de fuente sísmica para factor Na

Tipo de fuente: sísmica	Distancia más cercana a la fuente: conocida		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,5	1,2	1,0
B	1,3	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Fuente: UCB 97 tabla 16-I. P. 2-35.

#### Coeficiente sísmico Ca

Perfil de suelo	Factor de zona sísmica				
	0,07	0,15	0,20	0,30	0,40
Sa	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 Nv
Sb	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40 Nv
Sc	0,09	0,18	0,24	0,33	0,40 Nv
Sd	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44 Nv
Se	0,19	0,30	0,34	0,36	0,36 Nv
Sf	Requiere estudio especial				

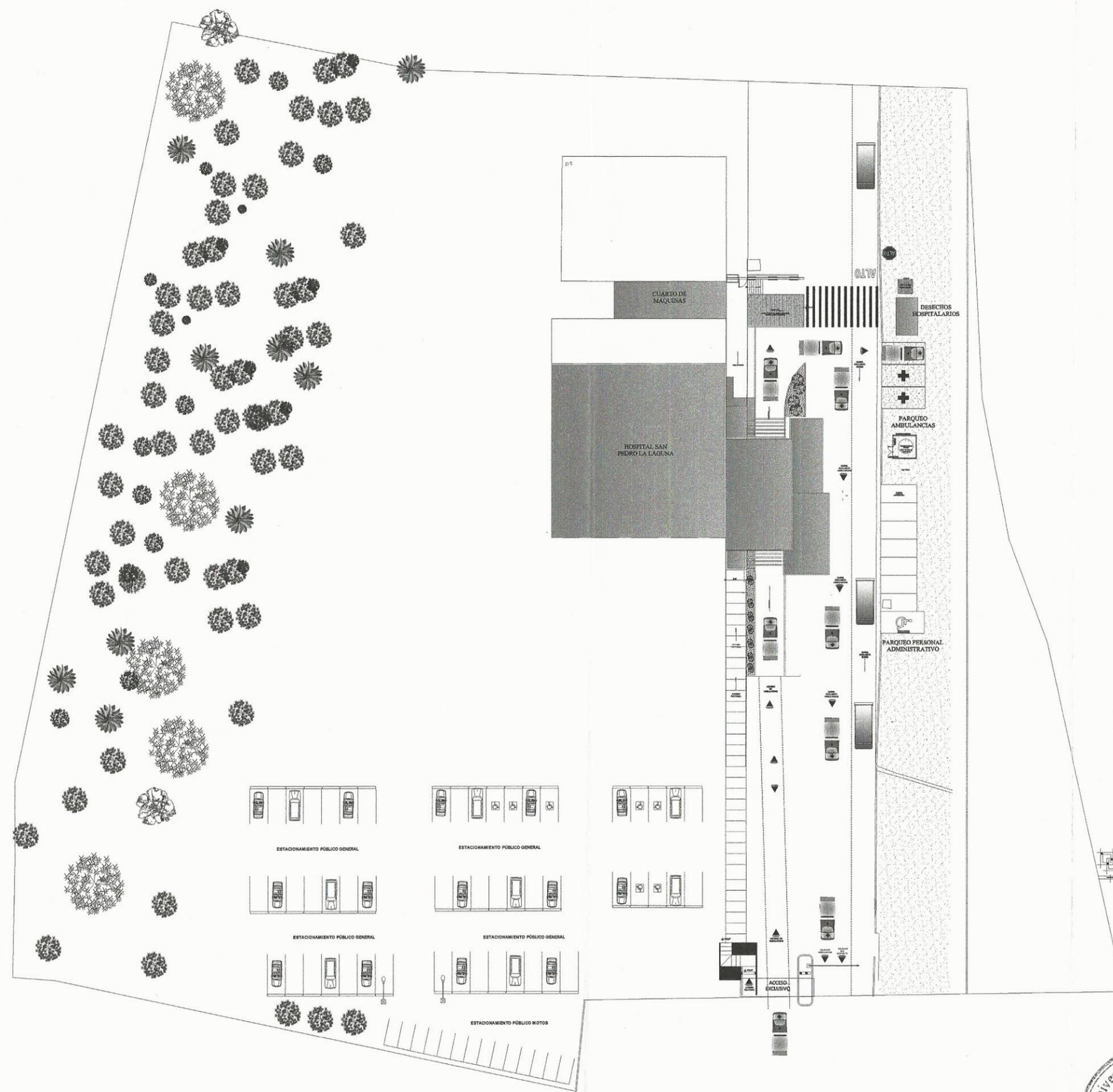
Fuente: UCB 97 tabla 16-Q. P. 2-34.

#### Coeficiente sísmico Ca

Perfil de suelo	Factor de zona sísmica				
	0,07	0,15	0,20	0,30	0,40
Sa	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 Nv
Sb	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40 Nv
Sc	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 Nv
Sd	0,18	0,32	0,40	0,54	0,64 Nv
Se	0,26	0,50	0,64	0,84	0,96 Nv
Sf	Requiere estudio especial				

Fuente: UCB 97 tabla 16-R. P. 2-35.





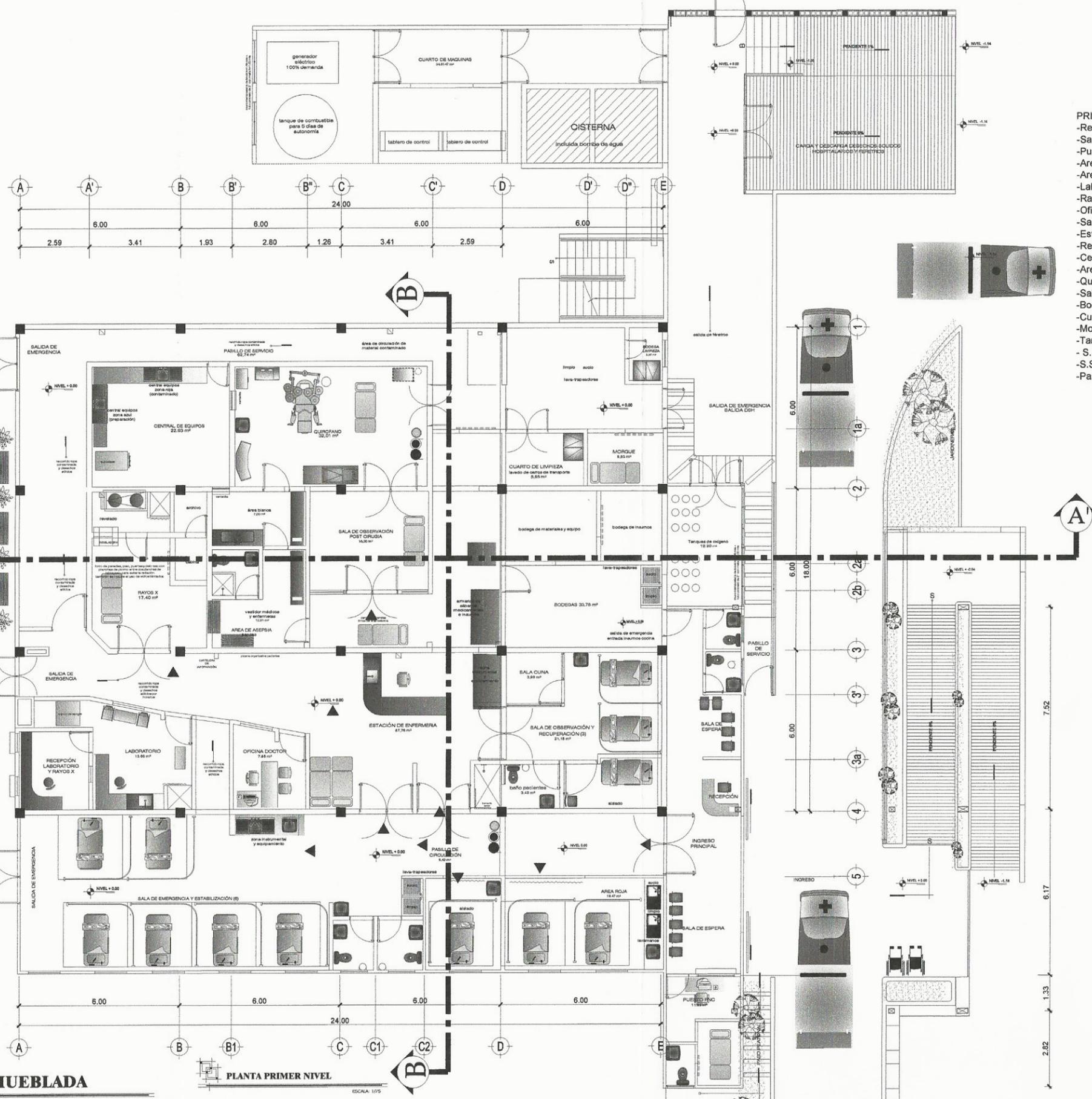
**CONTENIDO:**

1. Planta de Ubicación
2. Planta de Conjunto
- 3-4. Planta Amoblada
- 5-6. Planta Acotada
- 7-10. Planta de Acabados
11. Planta de Elevaciones y Cortes
- 12-13. Planta de Cimentación y Columnas
14. Planta de Detalles estructurales
- 15-16. Plano de Losas y Vigas
- 17-18. Plano de Armado de Vigas
19. Plano de Joist y Cubierta
20. Plano de Rampa Vehicular y peatonal
- 21-22. Planta de iluminación
- 23-24. Planta de Fuerza
- 25-26. Planta de Instalación Hidráulica
- 27-28. Planta de Drenajes
29. Detalle de Drenajes

**PLANTA DE CONJUNTO**

**PLANTA DE CONJUNTO**  
ESCALA: 1:250

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MAYORANIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA			
OBJETO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA			
INGENIERO RESPONSABLE	INGENIERO SUPERVISADO	FECHA INDICADA	FOLIO
Inga. Mayra Arriola	Ing. Ricardo Arriola Galindo	2	29
ASESORA	UNIDAD DE PRÁCTICA PROFESIONAL	FECHA	FOLIO
Ing. Mayra Arriola	Ing. Ricardo Arriola Galindo	SEPT. 2015	29



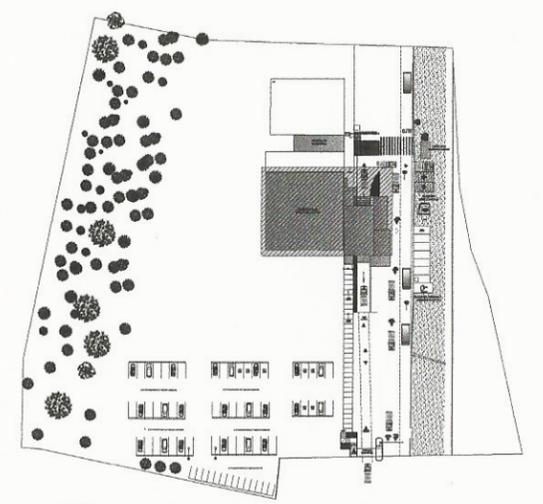
**PLANTA AMUEBLADA**

**PLANTA PRIMER NIVEL**

ESCALA 1/75

**AMBIENTES EN LA EDIFICACIÓN**

- PRIMER NIVEL**
  - Recepcion
  - Sala de espera
  - Puesto PNC
  - Area Roja
  - Area estabilizacion
  - Laboratorio
  - Rayos x
  - Oficina Director
  - Sala observacion
  - Estacion enfermeria
  - Recepcion de laboratorio y rayos x
  - Central de equipos
  - Area de asepsia + s.s medicos
  - Quirofano
  - Sala de observacion post cirugia
  - Bodega de equipo e insumos
  - Cuarto de limpieza
  - Morgue
  - Tanques de oxigenos(niunfor)
  - S.S público Hombres
  - S.S público Mujeres
  - Pasillo de servicio
- EXTERIOR**
  - Rampa de acceso silla rueda/peatonal
  - parqueo ambulancias
  - Area de carga y descarga de ferretos
  - cuarto de maquinas (tableros electricos y generador, cisterna tanque de gasolina)
  - Depositos de desechos hospitalarios
  - Tanque oxigeno liquidos
  - Estación eléctrica
- Segundo Nivel**
  - Cocina
  - Lavanderia
  - Sala reuniones medicos
  - Dormitorio
  - Servicios sanitarios médicos
  - Bodega de lavanderia
  - Almacén de materiales y suministros
  - Encamamiento



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

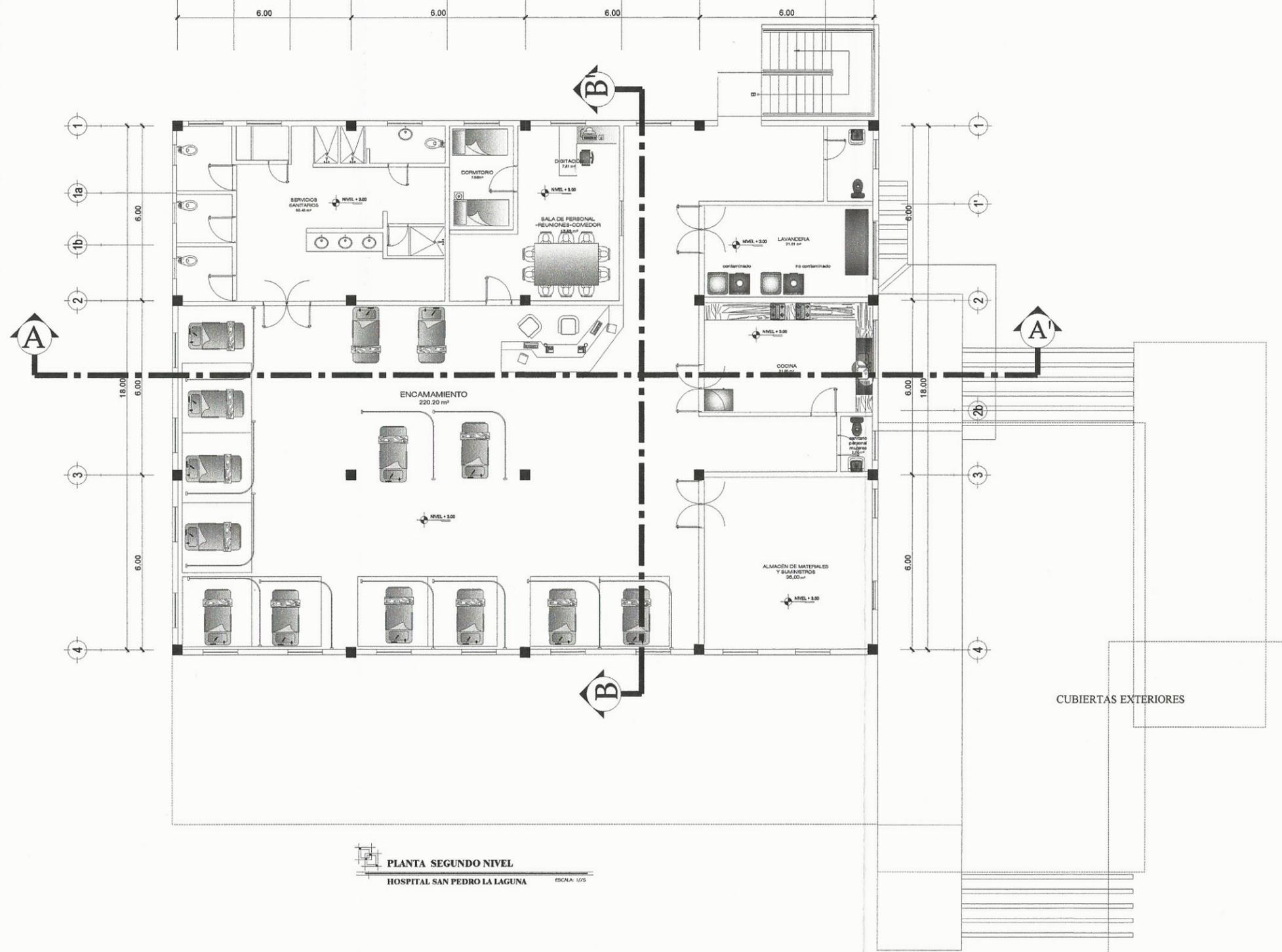
PROYECTO: DISEÑO DE LA FORMACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLELA

Inga. Mayra Rebeca García Soriano Sierra  
ASESORA SUPERVISORA DE OBRA  
Unidad de Ingeniería y EPS

SECCION INDICADA: 3  
FECHA: SEPT./2015  
PÁGINA: 29



A A' A'' B B' C C' D D' E  
 6.00 6.00 24.00 6.00 6.00

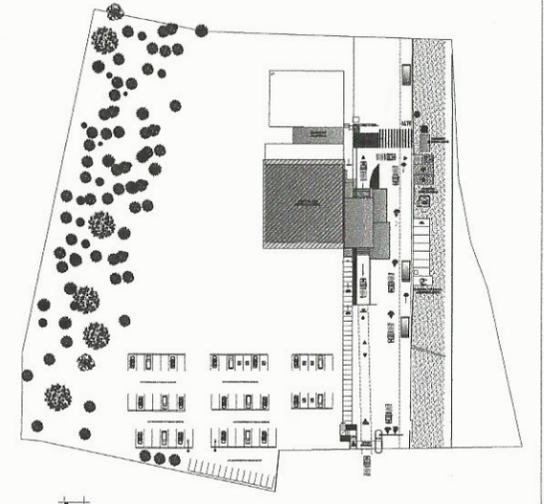


PLANTA SEGUNDO NIVEL  
 HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
 ESCALA: 1/75

PLANTA AMUEBLADA

AMBIENTES EN LA EDIFICACIÓN

- PRIMER NIVEL**
  - Recepcion
  - Sala de espéra
  - Puesto PNC
  - Area Roja
  - Area estabilizacion
  - Laboratorio
  - Rayos x
  - Oficina Director
  - Sala observacion
  - Estacion enfermeria
  - Recepcion de laboratorio y rayos x
  - Central de equipos
  - Area de asepsia + s.s medicos
  - Quirofano
  - Sala de observacion post cirugia
  - Bodega de equipo e insumos
  - Cuarto de limpieza
  - Morgue
  - Tanques de oxigenos(niunfor)
  - S.S público Hombres
  - S.S público Mujeres
  - Pasillo de servicio
- EXTERIOR**
  - Rampa de acceso silla rueda/peatonal
  - parqueo ambulancias
  - Area de carga y descarga de ferretos
  - cuarto de maquinas (tableros electricos y generador, cisterna tanque de gasolina)
  - Depositos de desechos hospitalarios
  - Tanque oxigeno liquidos
  - Estación eléctrica
- Segundo Nivel**
  - Cocina
  - Lavanderia
  - Sala reuniones medicos
  - Dormitorio
  - Servicios sanitarios médicos
  - Bodega de lavanderia
  - Almacén de materiales y suministros
  - Encamamiento



PLANTA DE CONJUNTO  
 UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
 SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA

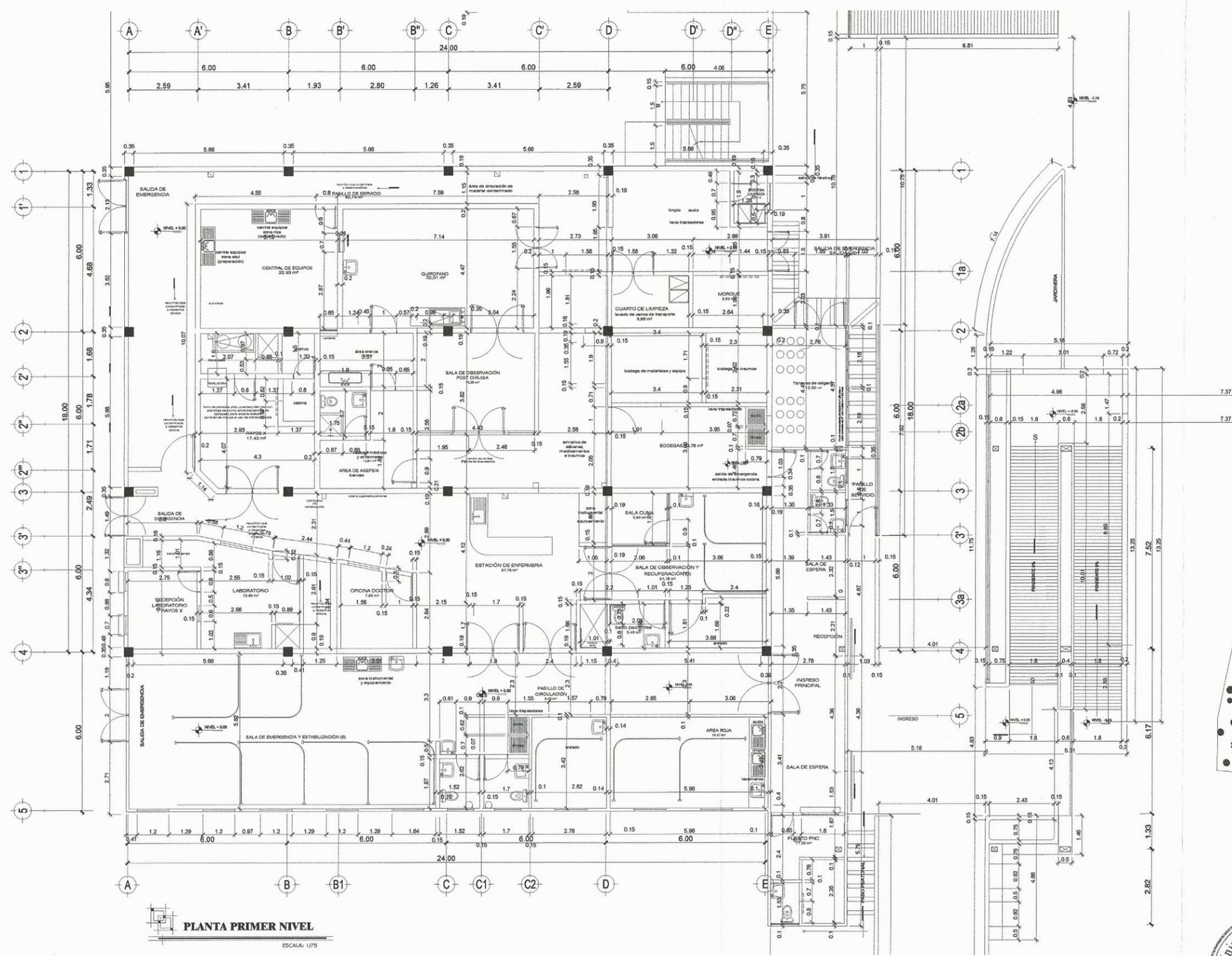
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
 MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

OBJETO DE LA OBRERA: LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

INGENIERO SUPERVISOR: Inga. María Rebeca Cordero Soriano  
 ASESORA SUPERVISORA DE EPS: Inga. María Rebeca Cordero Soriano  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

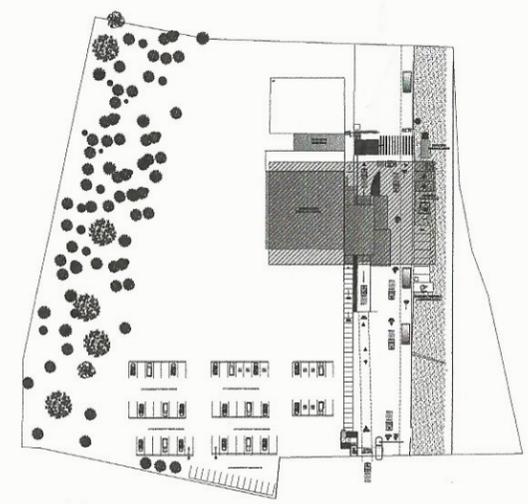
SEPT/2015

29



**PLANTA PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/75

**PLANTA ACOTADA**



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EXERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE MINGOPI LA LAGUNA

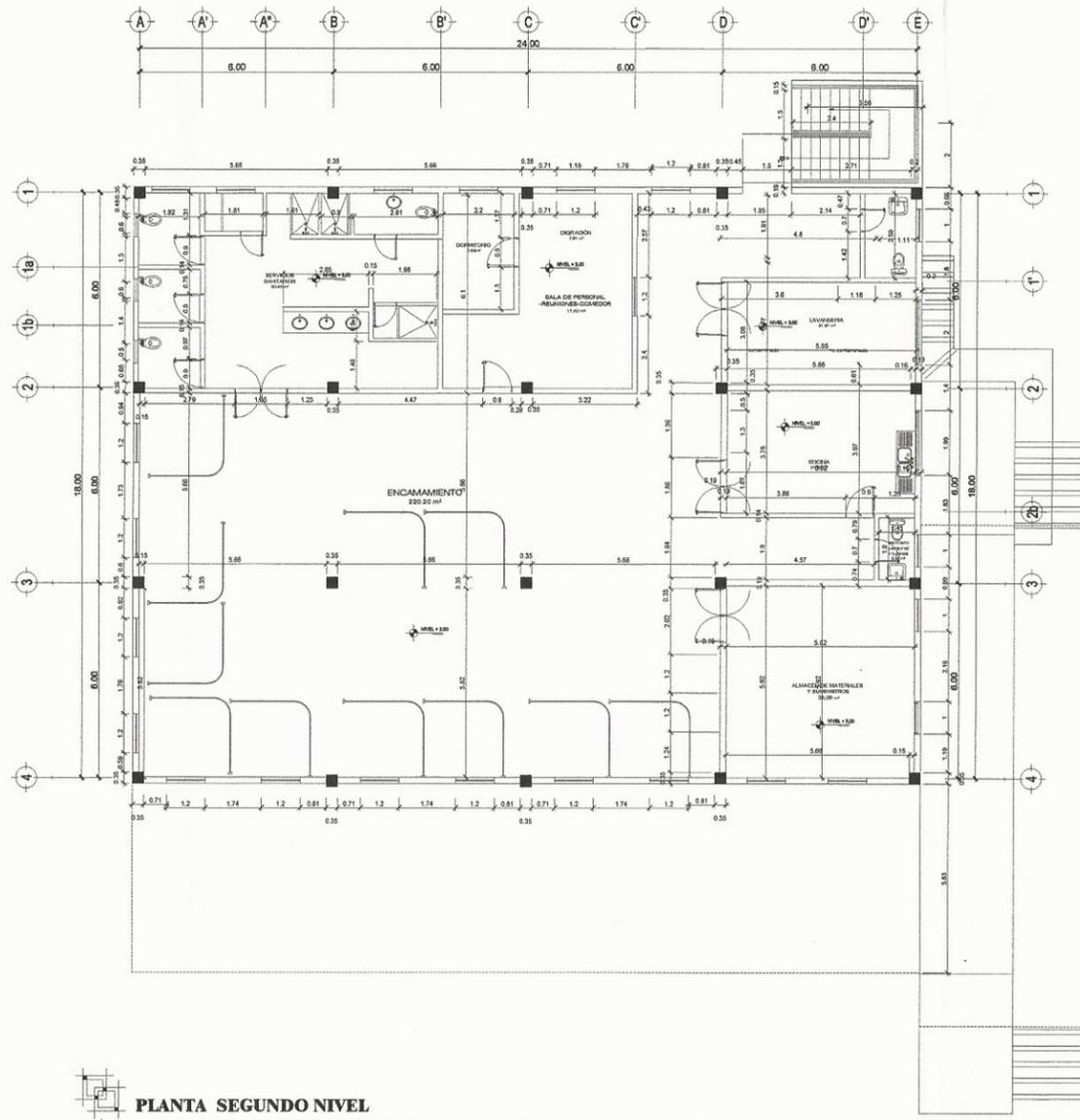
PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA

Inga. Maura Rebeca García Soría de Sierra  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

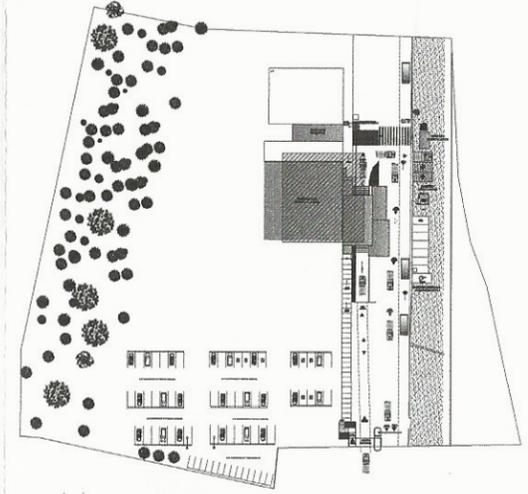
SEÑAL INDICADA: 5

FECHA: SEPT. 2016

SEÑAL INDICADA: 29



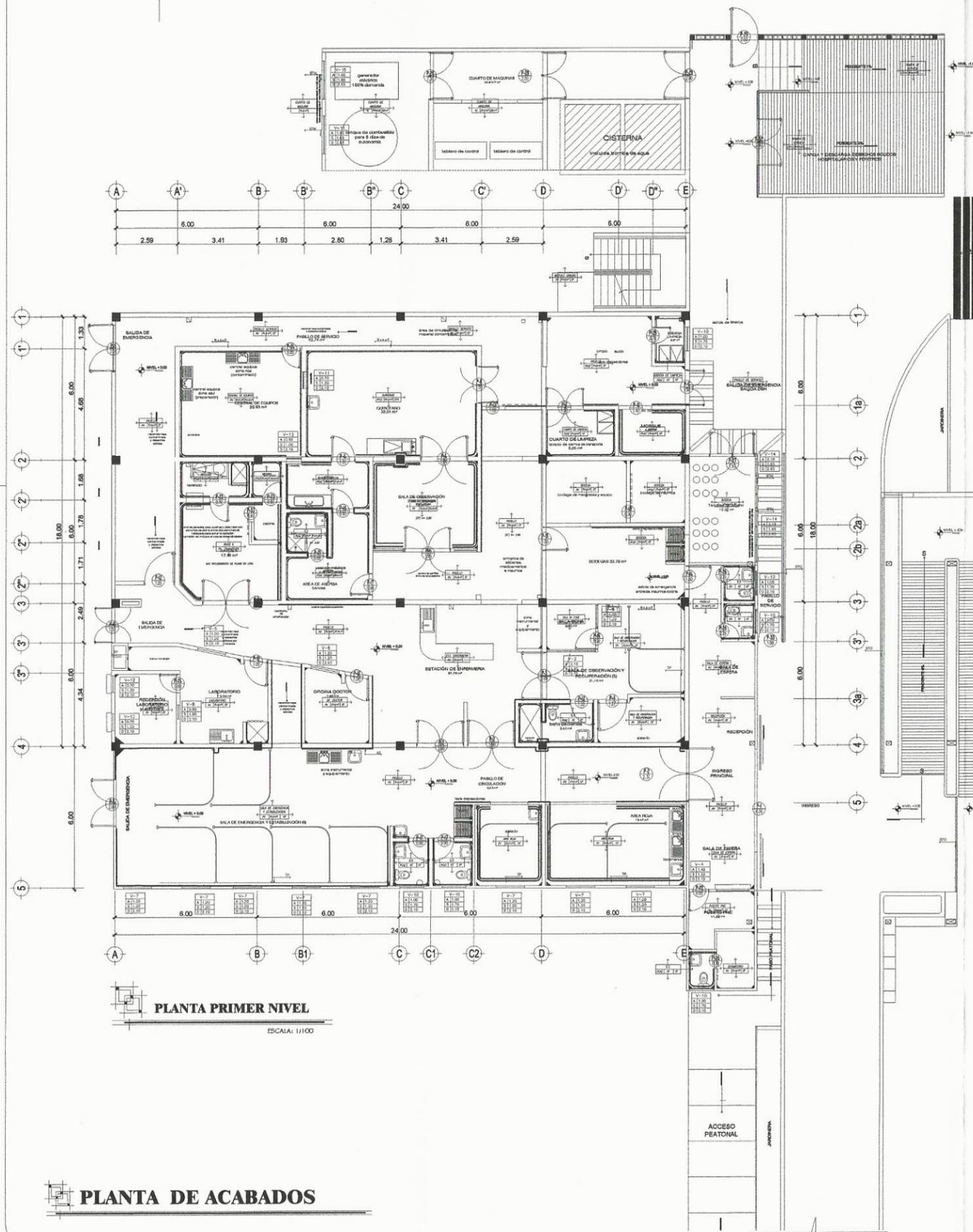
**PLANTA SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA: 1/75



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
SIN ESCALA

**PLANTA ACOTADA**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA			
DISEÑO DE LA UBICACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA			
CALLEJO KEVIN ARBICA Ingo. <i>Kevin Arbeca</i> ASISTENTE SUPERVISOR DE EPS	COORDINADOR Carolina Soria de Sotomayor HOSPITAL SAN PEDRO ASISTENTE SUPERVISOR DE EPS	ESCALA INDICADA 6	FECHA SEPT/2015 29
Unidad de Planeación de Ingeniería y EPS KEVIN ESTUARDO ANTELA GALZADO FACULTAD DE INGENIERIA			



**PLANTA PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/100

**PLANTA DE ACABADOS**

**PLANILLA DE PUERTAS**

TIPO	ANCHO	ALTO	UNI
P-1	4.35	2.10	1
P-2	2.30	2.10	3
P-3	2.00	2.10	2
P-4	2.00	2.10	1
P-5	2.00	2.10	2
P-6	1.95	2.10	1
P-7	1.58	2.10	1
P-8	1.55	2.10	1
P-9	1.50	2.10	2
P-10	1.40	2.10	1
P-11	1.27	2.10	1
P-12	1.00	2.10	4
P-13	1.00	2.10	1
P-14	1.00	2.10	2
P-15	1.00	2.10	1
P-16	0.95	2.10	1
P-17	0.90	2.10	3
P-18	0.90	2.10	1
P-19	0.90	2.10	2
P-20	0.90	2.10	3
P-21	0.88	2.10	1
P-22	0.85	2.10	1
P-23	0.80	2.10	2
P-24	0.80	2.10	2
P-25	0.80	2.10	1
P-26	0.70	2.10	6
P-27	1.93	2.10	1
P-28	2.00	2.10	3
P-29	1.20	2.10	1
P-30	2.00	1.00	1
P-31	0.90	1.40	3
P-32	1.55	2.10	1
P-33	1.00	1.40	2
P-34	1.20	1.40	1
P-35	1.45	2.10	1
P-36	1.65	2.10	1
P-37	0.80	2.10	1

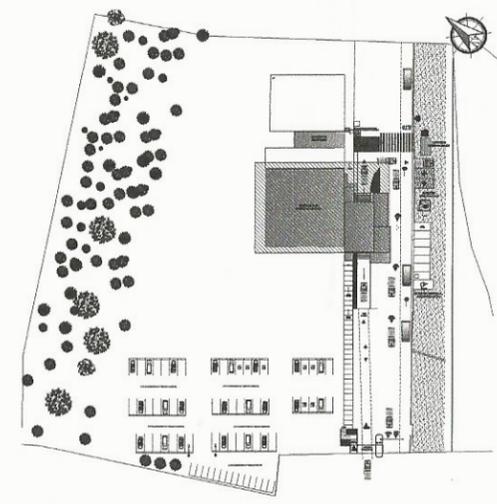
**PLANILLA DE VENTANAS**

TIPO	SILLAR	DINTEL	UNI	ALTO	ANCHO	MATERIAL
V-1	1.20	2.10	1	0.90	2.48	PVC
V-2	1.20	2.10	1	0.90	2.16	PVC
V-3	1.20	2.10	2	0.90	2.00	PVC
V-4	1.20	2.10	1	0.90	1.40	PVC
V-5	1.70	2.10	2	0.40	1.20	PVC
V-6	1.20	2.10	2	0.90	1.20	PVC
V-7	1.20	2.10	13	1.20	1.20	PVC
V-8	1.00	2.10	1	1.10	0.60	PVC
V-9	1.20	2.10	4	0.90	1.00	PVC
V-10	1.70	2.10	7	0.40	1.00	PVC
V-11	1.20	2.10	4	0.90	0.70	PVC
V-12	1.20	2.10	2	0.90	0.70	PVC
V-13	1.00	2.10	1	1.10	0.85	PVC
V-14	1.65	2.65	2	1.00	2.18	PVC
V-15	1.65	2.65	2	1.00	1.60	PVC

**NOMENCLATURA DE ACABADOS**

NOMENCLATURA	DESCRIPCIÓN
GENERAL	NOMBRE DEL AMBIENTE
GENERAL	ACABADO EN PARED / COLUMNAS BARRAS
GENERAL	ACABADO EN PISO
GENERAL	TIPO DE VENTANA
GENERAL	ANCHO DEL VISO
GENERAL	ANCHO DEL ALICATADO
GENERAL	ANCHO DEL ALICATADO
GENERAL	TIPO DE PUERTA
GENERAL	ANCHO DE PUERTA
GENERAL	ANCHO DE PUERTA
GENERAL	TIPO DE MALLA
GENERAL	BARRANDA DE TUBO ORNAMENTAL MATE
GENERAL	TABLA VISO + MALLA + PINTURA LATEX COLOR CELESTE
GENERAL	APLICACION 2 MANOS
GENERAL	PINTURA EPÓXICA
GENERAL	BANDA PROTECTORA PARA IMPACTO EN BARRAS DE ESTE Y BARRAS BARRANDOS 2 MANOS
GENERAL	REFELCHILLADO + PINTURA LATEX PARA EXTERIOR
GENERAL	APLICACION 2 MANOS
GENERAL	REFELCHILLADO + PINTURA LATEX PARA EXTERIOR
GENERAL	APLICACION 2 MANOS
GENERAL	ASÍLICO
GENERAL	PISO VINILO HOSPITALARIO DE 2mm
GENERAL	PISO VINILO CONDUCTIVO HOSPITALARIO DE 2mm
GENERAL	PISO DE BARRAS HOSPITALARIO
GENERAL	ALFOMBRILLA PLÁSTICA
GENERAL	FUNCIÓN DE LOSA DE CONCRETO
GENERAL	FUNCIÓN DE LOSA DE CONCRETO + ZANADO 1/2"
GENERAL	FUNCIÓN DE LOSA DE CONCRETO + ZANADO 1"
GENERAL	FUNCIÓN DE LOSA DE CONCRETO
GENERAL	PINTURA EL TIRAFICO COLOR ELABO
GENERAL	FUNCIÓN DE LOSA
GENERAL	REFELCHILLADO + PINTURA
GENERAL	TUBO PROCESO 2" + LAMINA AGRÍCOLA
GENERAL	RETELADO DE 2" X 2" CON PLANCHAS DE FIBRA DE VIDRIO PARA AMBIENTES HOSPITALARIOS Y RESTAURACION
GENERAL	CIELO FALDO TABLA VISO TIPO LOSA + PINTURA LATEX
GENERAL	APLICACION 2 MANOS
GENERAL	CIELO FALDO TABLA VISO PLANCHAS VERDES PARA HUBESAS + PINTURA LATEX COLOR CELESTE UN MANO EN MANOS
GENERAL	CUBIERTA ESTRUCTURAL METÁLICA + MANOS DE PINTURA ANTICORROSIÓN + LAMINA DE ALUMINIO 0.30"

NOTA: EN BARRA PEATONAL TENDRA UN ACABADO DE LOSA DE CONCRETO CON UN ACABADO DE ZANADO DE 1/2"  
EN BARRA VEHICULAR EMERGENCIA TENDRA UN ACABADO DE LOSA DE CONCRETO CON UN ACABADO DE ZANADO DE 1"



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

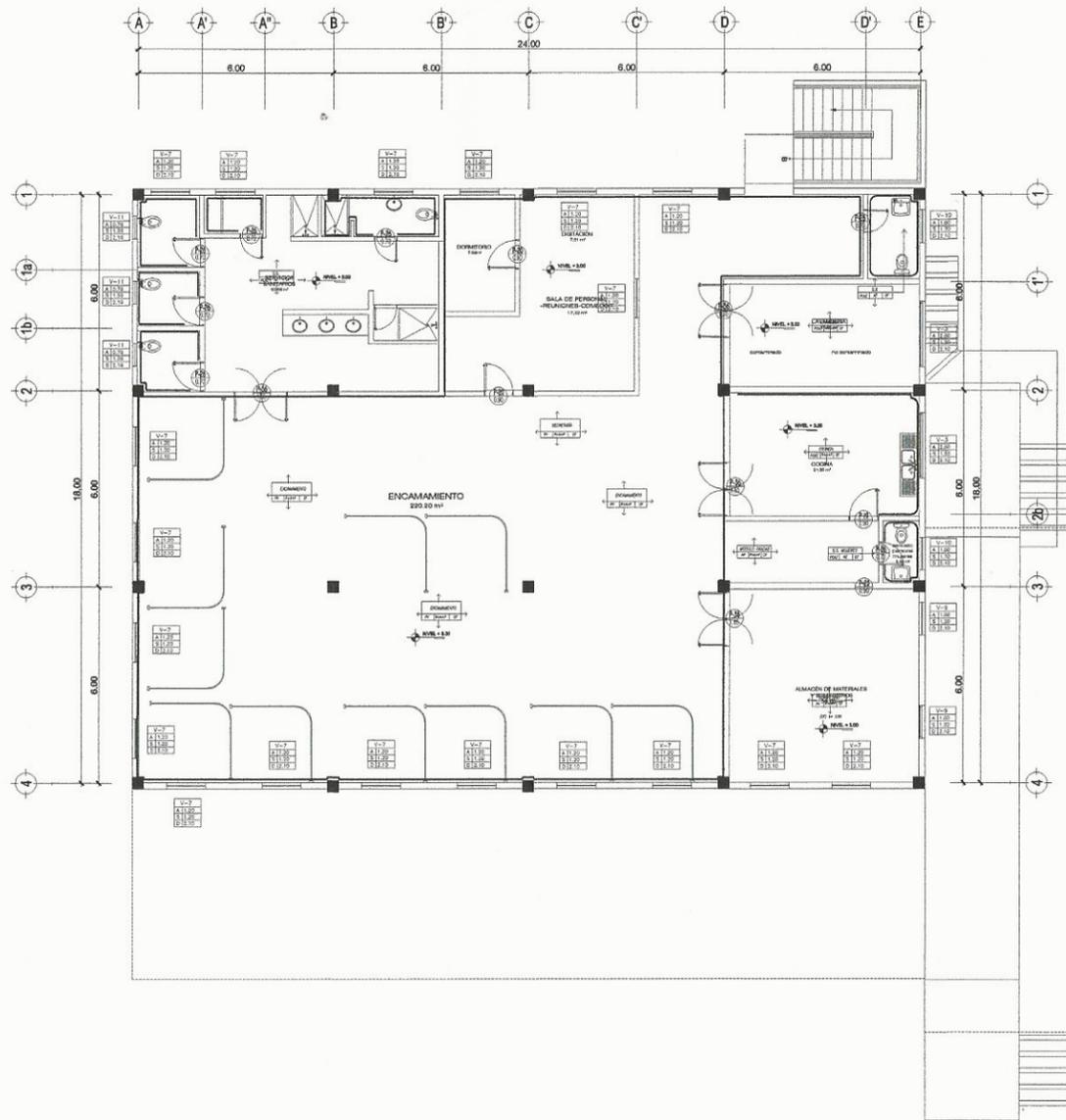
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPALIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

PROYECTO:  
DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

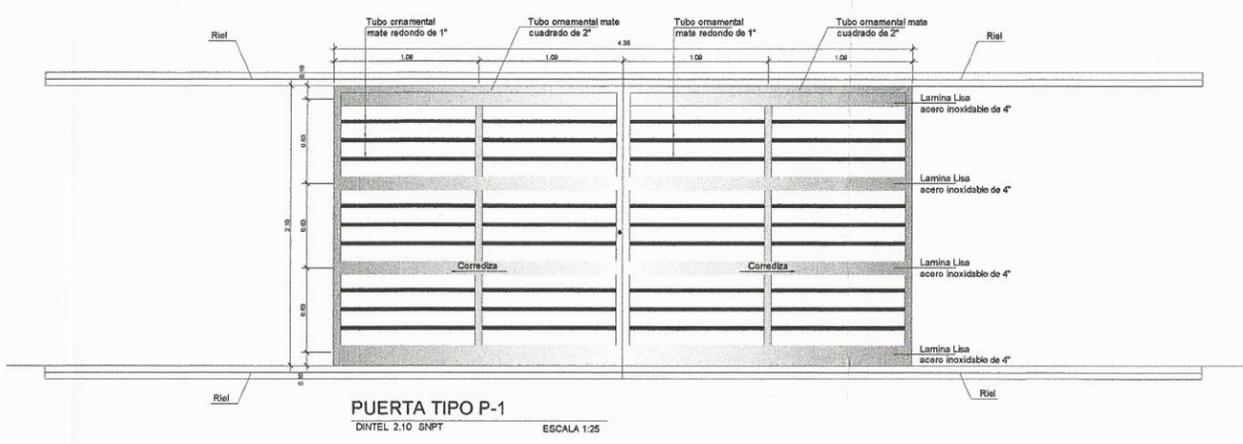
CONTEO: 7  
PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL

FECHA: 29  
SEPT. 2015

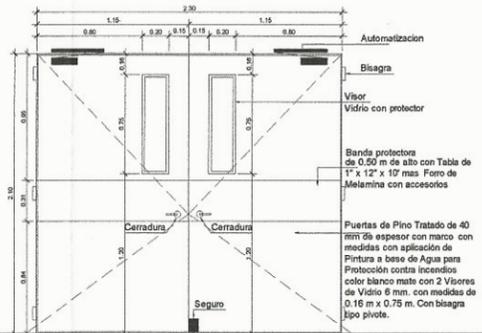
INGENIERO: KEVIN ESTUARDO ABRIL GALINDO  
CARNET: 807-8884



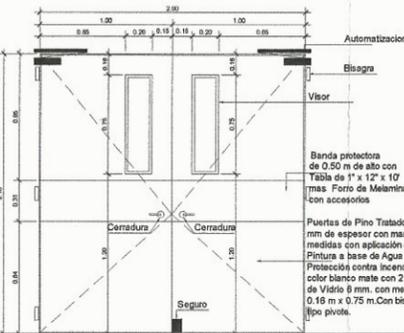
**PLANTA SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA: 1/100



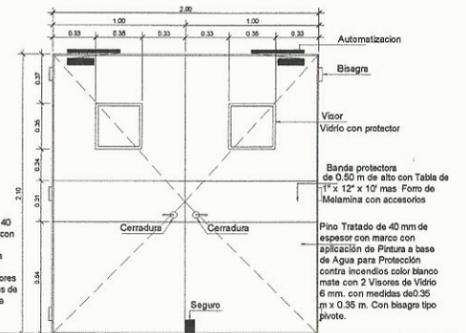
**PUERTA TIPO P-1**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



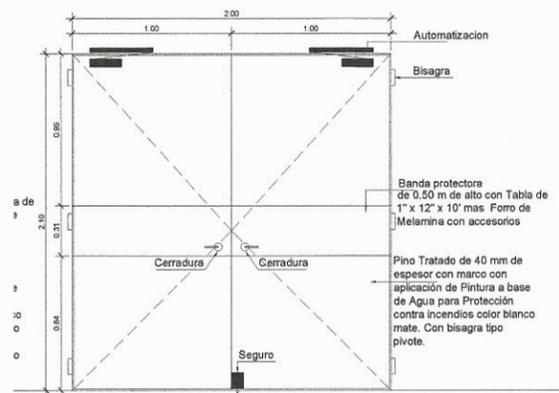
**PUERTA TIPO P-2**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



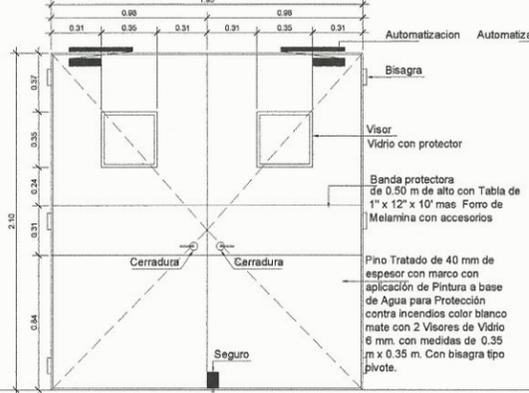
**PUERTA TIPO P-3**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



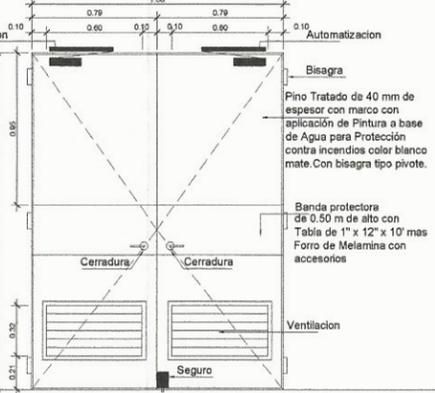
**PUERTA TIPO P-4**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



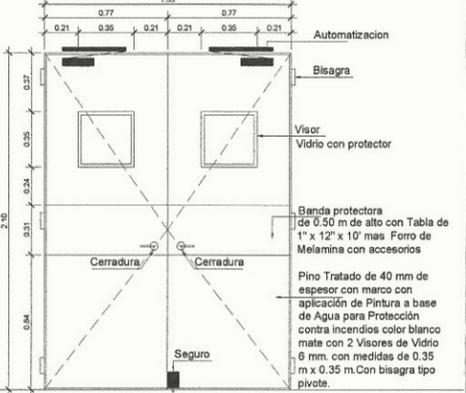
**PUERTA TIPO P-5**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



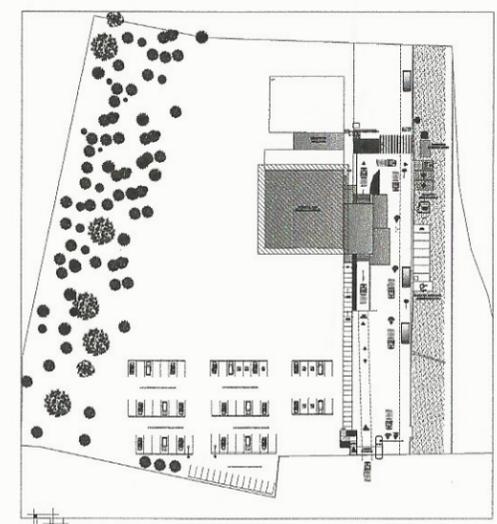
**PUERTA TIPO P-6**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



**PUERTA TIPO P-7**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



**PUERTA TIPO P-8**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION DE HOSPITAL SAN PEDRO

**PLANTA DE ACABADOS**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

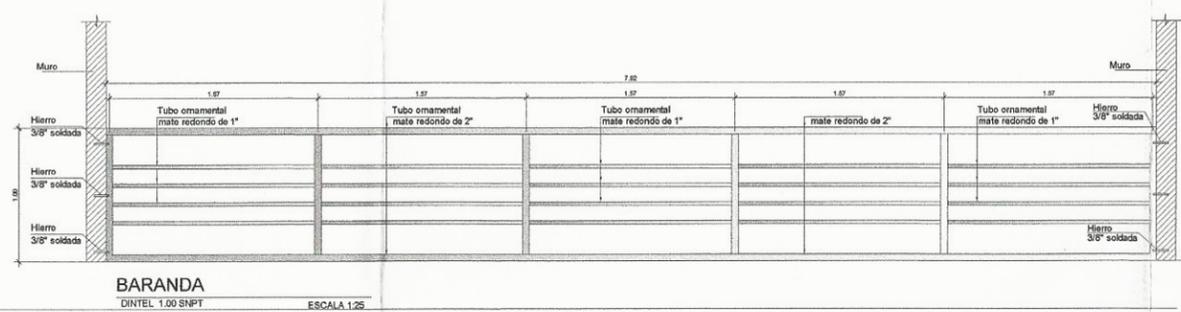
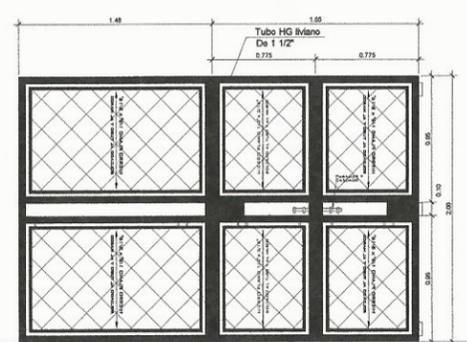
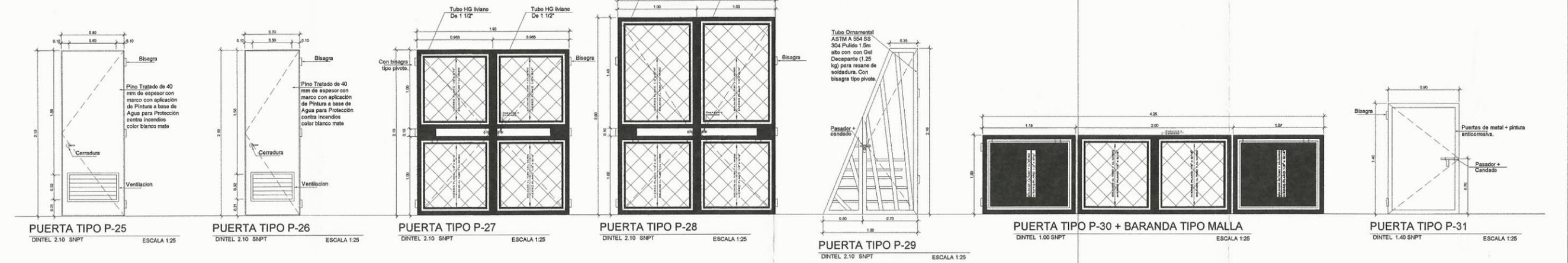
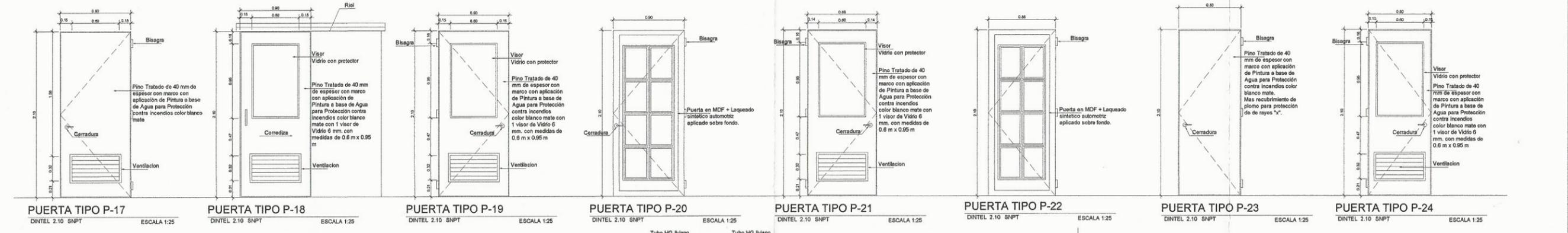
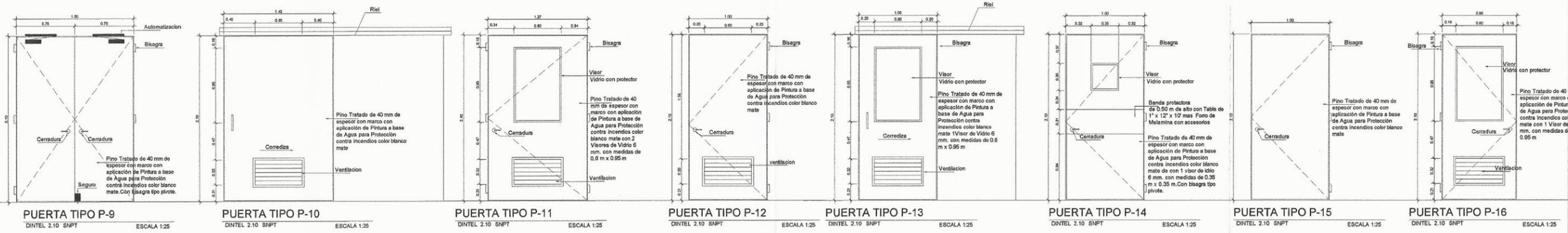
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

DISEÑO DE LA UBICACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Ingeniero: **Ing. Mayra Patricia Garcia Barrios Sierra**  
ASESOR: **Ing. Efraim Enriquez**  
Unidad de Práctica: **Ingeniería y EPS**

SENA INDICADA: 8  
ZONA: 2  
FECHA: SEPT/2015

INGENIERO: **Ing. Mayra Patricia Garcia Barrios Sierra**  
FECHA: SEPT/2015



**PUERTA TIPO P-32 + MURO TIPO MALLA**  
DINTEL 2.10 SNPT ESCALA 1:25

**BARANDA**  
DINTEL 1.00 SNPT ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MAYORADO DE MUNICIPIO LA LAGUNA

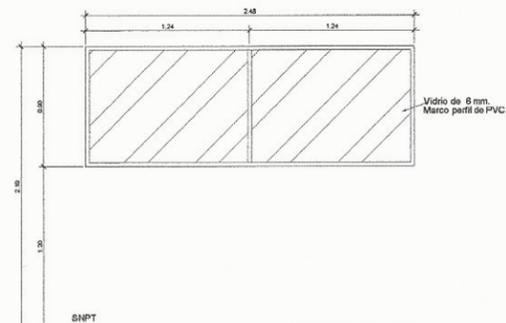
DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Ingeniero: **Ing. Heber Roberto García Solís de Sierra**  
ASISTENTE: **ASISTENTE TECNICO VISOR DE PLANOS DE ACABADO DE PUERTAS**

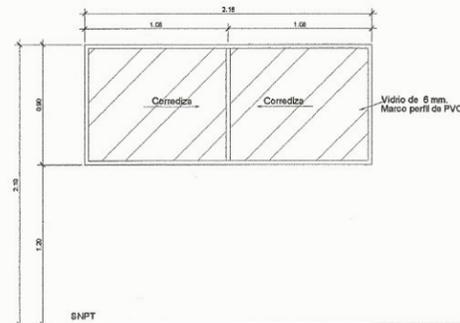
Unidad de Prácticas: **Ingeniería y EPC**  
ESTYDIO: **ESTYDIO ARQUITECTONICO GALINDO**

INDICADA	9
2da	2
REVIS	29

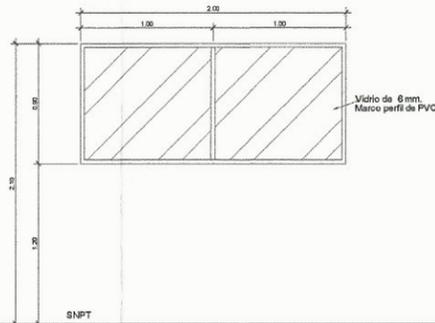
SEPT. 2015



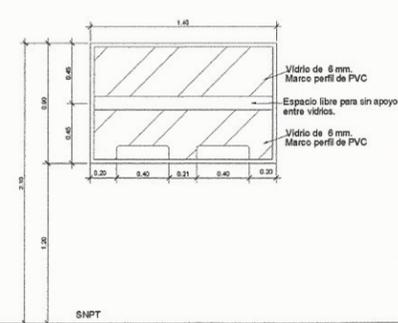
**VENTANA TIPO V-1**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



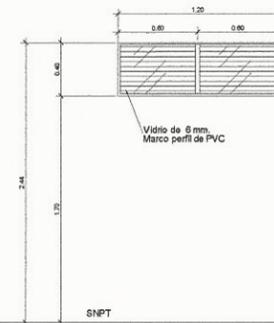
**VENTANA TIPO V-2**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



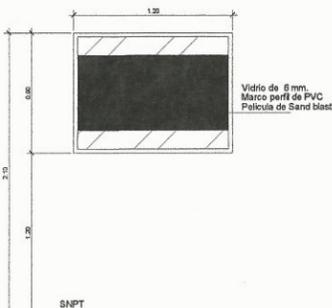
**VENTANA TIPO V-3**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



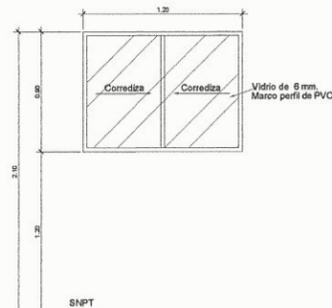
**VENTANA TIPO V-4**  
SILLAR 1.00 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



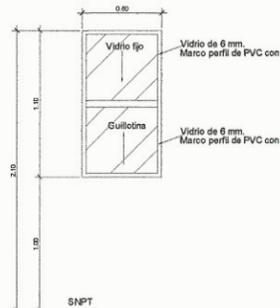
**VENTANA TIPO V-5**  
SILLAR 1.70 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



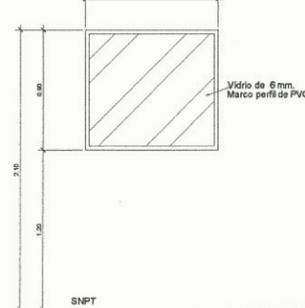
**VENTANA TIPO V-6**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



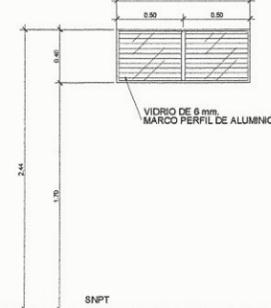
**VENTANA TIPO V-7**  
SILLAR 1.30 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



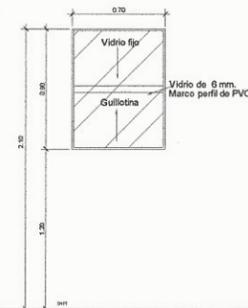
**VENTANA TIPO V-8**  
SILLAR 1.00 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



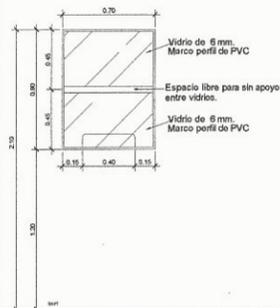
**VENTANA TIPO V-9**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



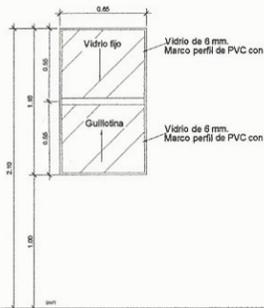
**VENTANA TIPO V-10**  
SILLAR 1.70 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



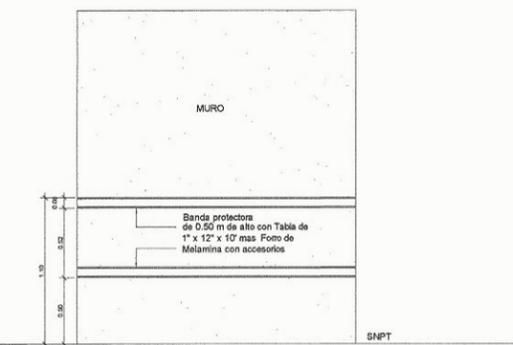
**VENTANA TIPO V-11**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



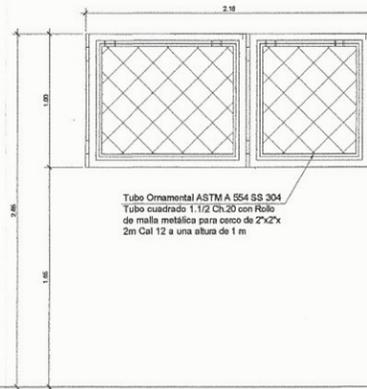
**VENTANA TIPO V-12**  
SILLAR 1.20 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



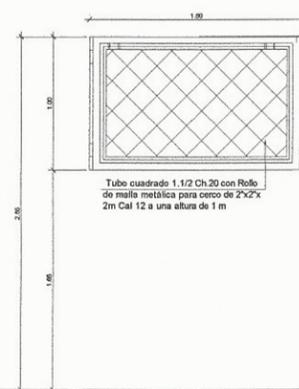
**VENTANA TIPO V-13**  
SILLAR 1.00 SNPT ESCALA 1:25  
DINTEL 2.10 SNPT



**BANDA PROTECTORA PARA IMPACTO DE MUROS**  
PARA INSTALACION SILLAR DE 0.50 SNPT SIN ESCALA  
TERMINACION DE BANDA 1:10 SNPT



**BARANDA / VENTANA V-14 TIPO MALL**  
SILLAR 1.65 ESCALA 1:25  
DINTEL 2.05



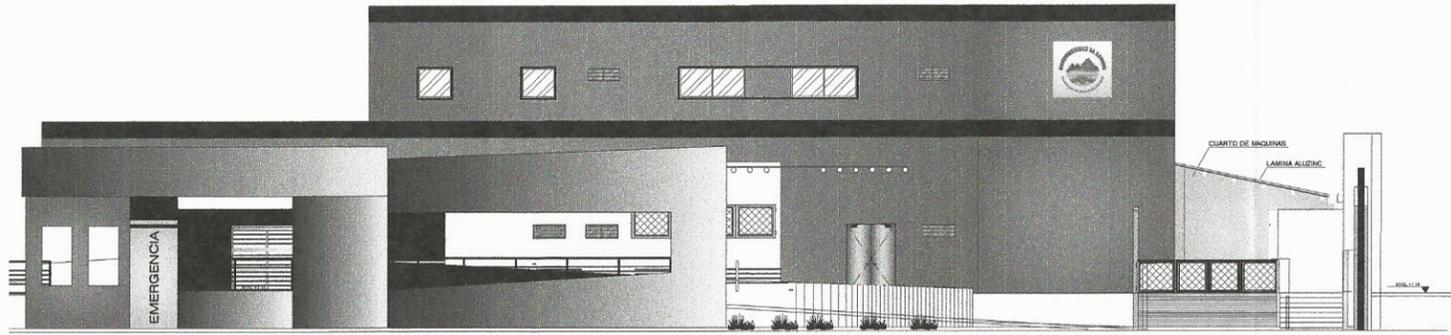
**BARANDA / VENTANA V-15 TIPO MALLA**  
SILLAR 1.65 ESCALA 1:25  
DINTEL 2.05

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

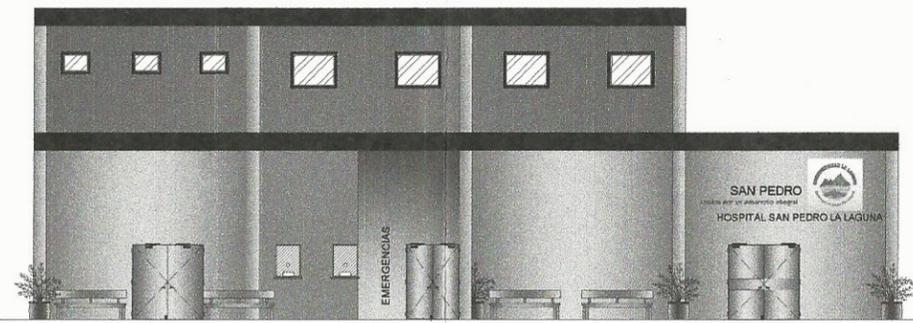
PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Inga. *Marta Patricia García Sierra*  
ASESORA EN ACABADOS DE VENTANAS  
Unidad de Ingeniería y ERS

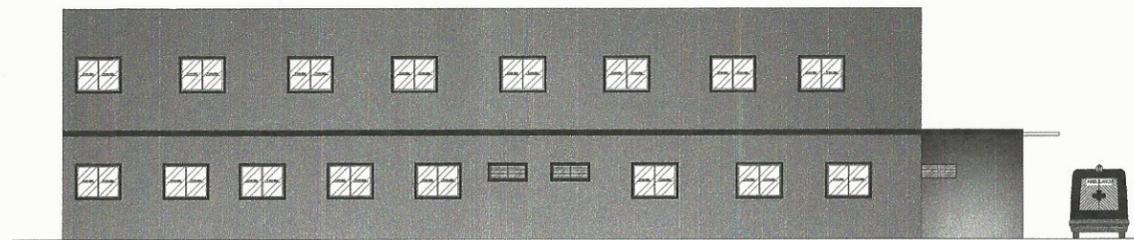
INDICADA: 10  
BOCA: 2  
BOCA: 29  
SEPT. 2015



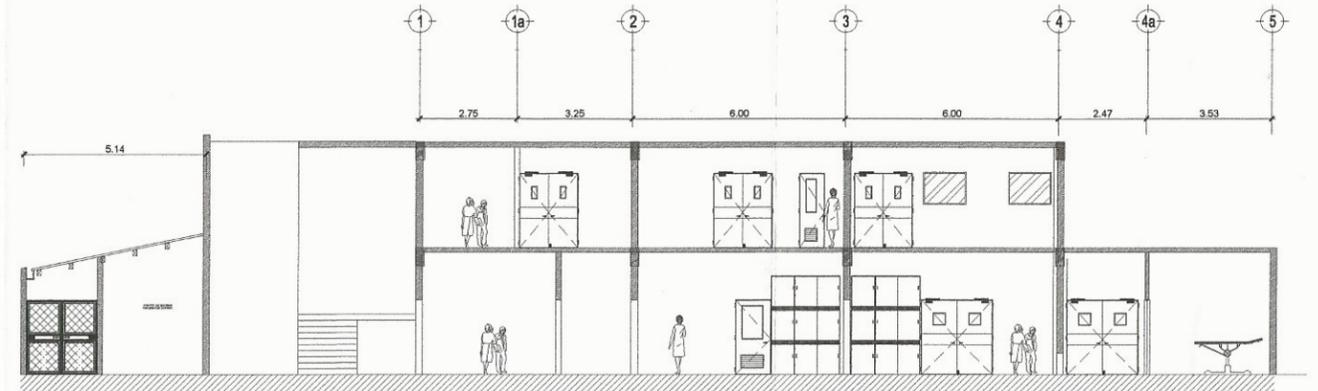
**ELEVACIÓN PRINCIPAL**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75



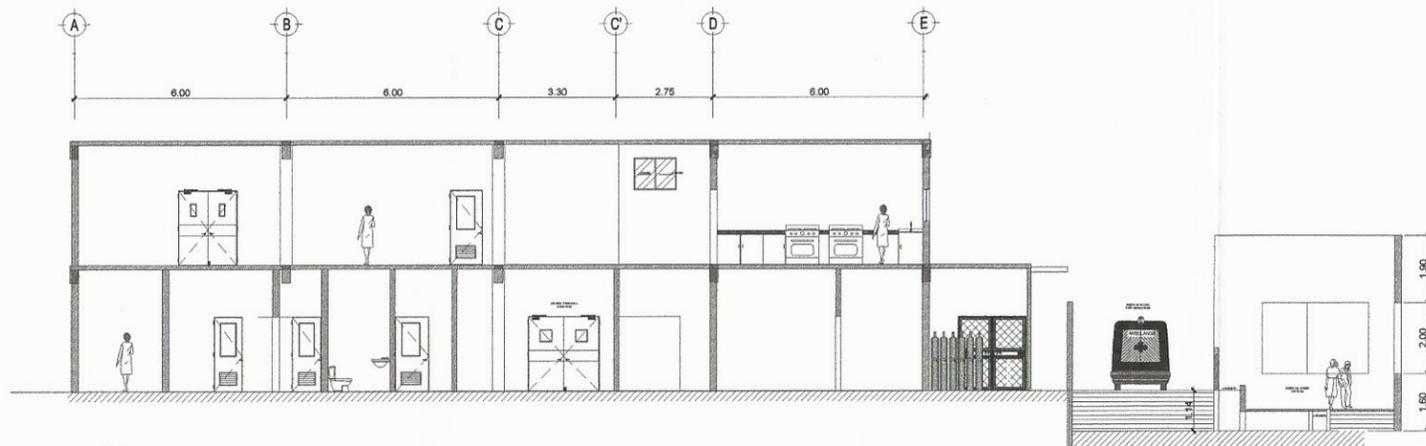
**ELEVACIÓN POSTERIOR**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75



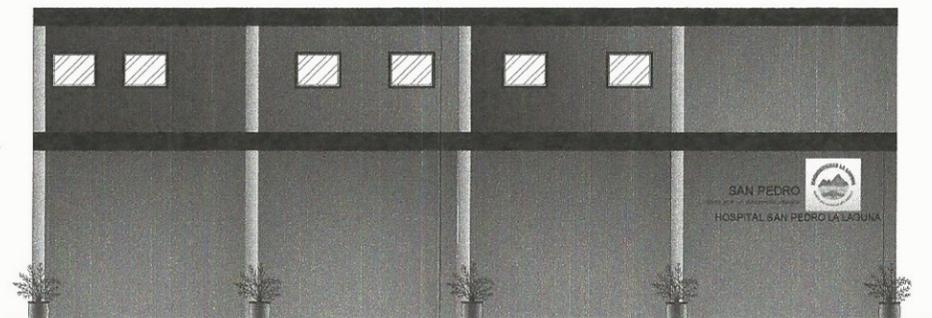
**ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75



**CORTE B-B'**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75



**CORTE A-A'**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75



**ELEVACIÓN LATERAL DERECHA**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

ING. CARLOS DE GUATEMALA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MARCOMANDADO DE MUNICIPIO LA LAGUNA

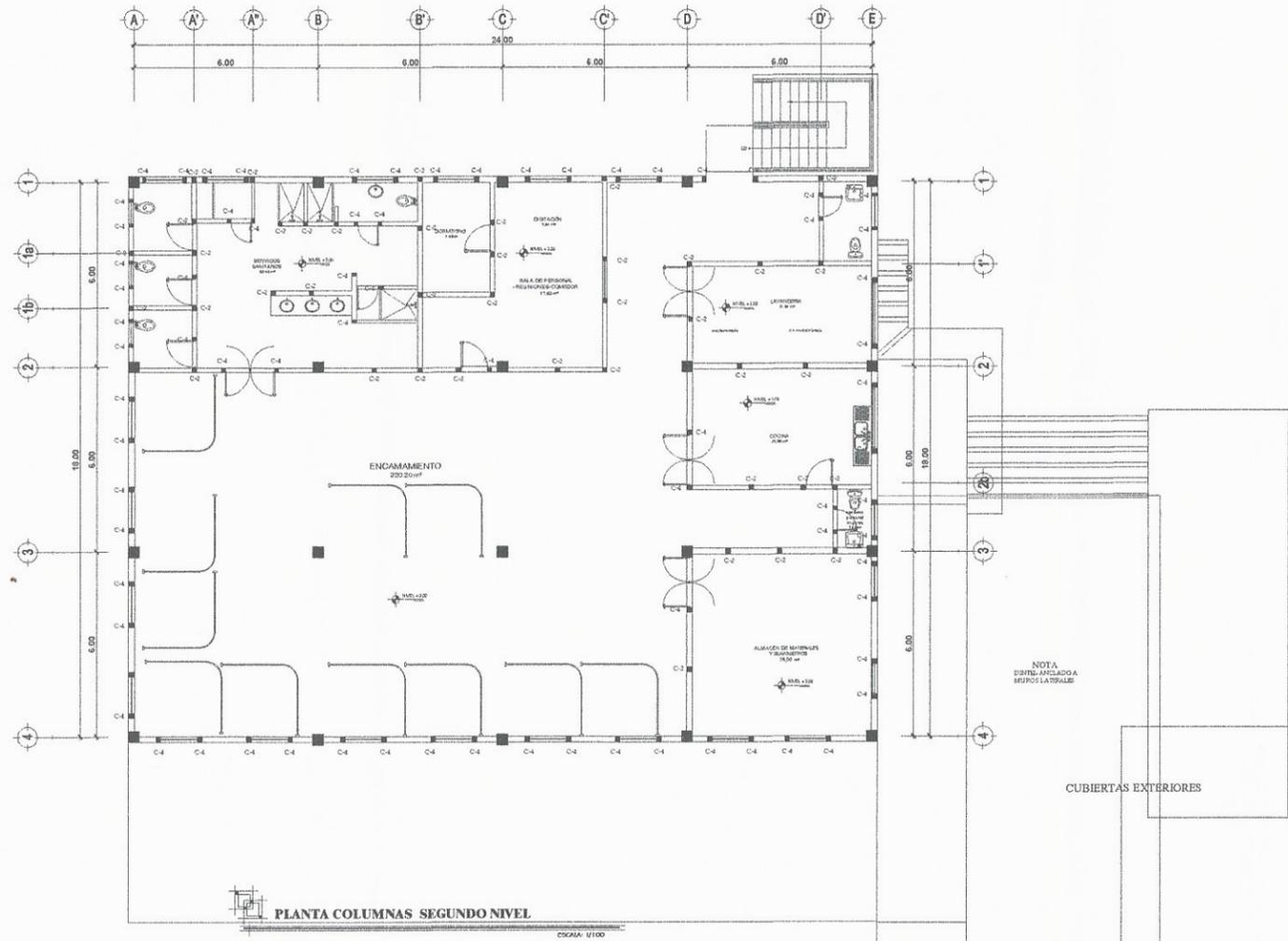
PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

ING. MAIRA REBECA CORTES SORIA DE SIERRA  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
UNIDAD DE ASISTENCIA TECNICA Y EPS

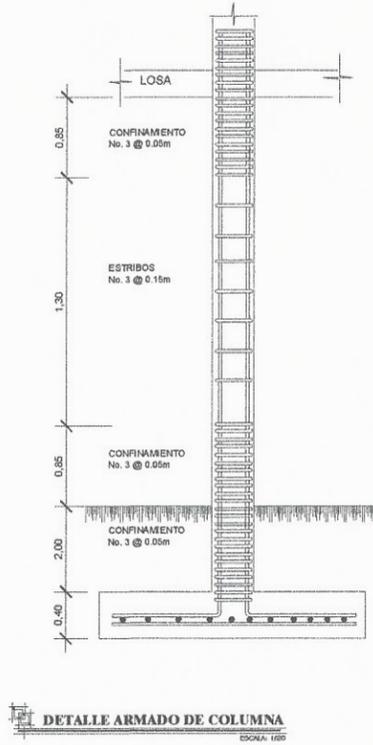
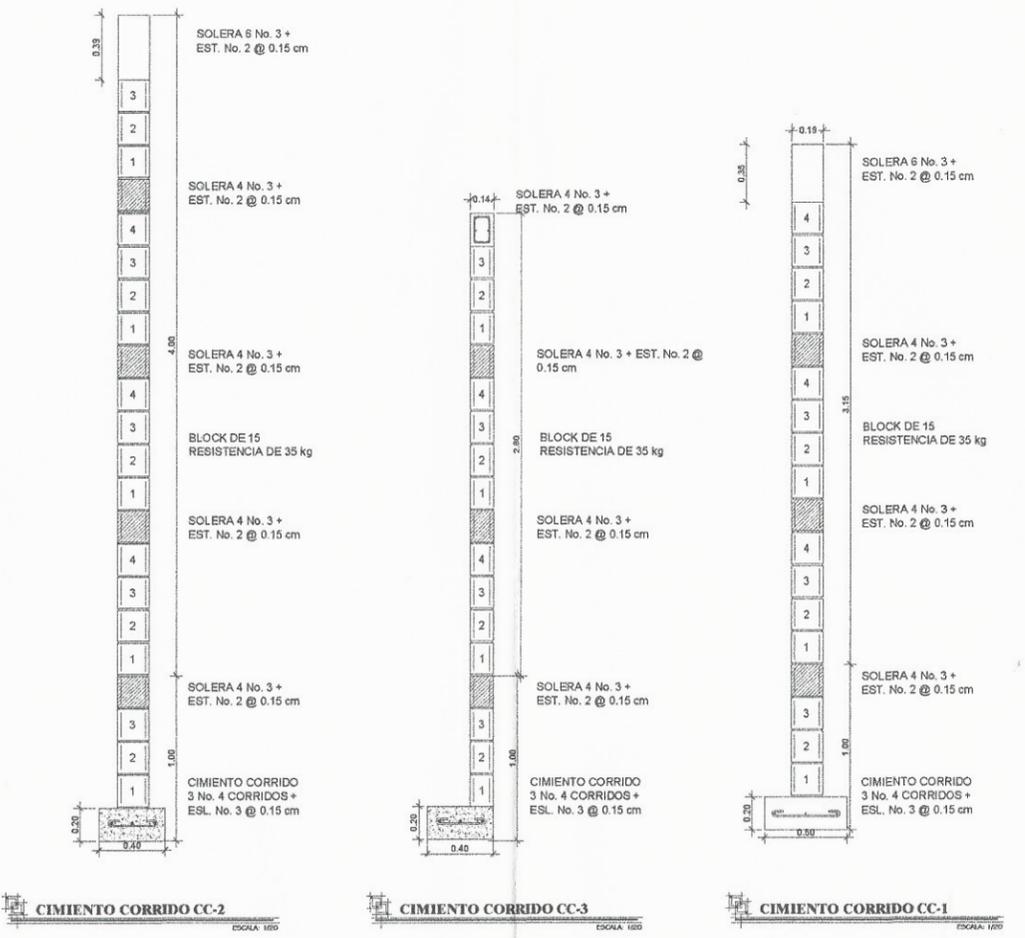
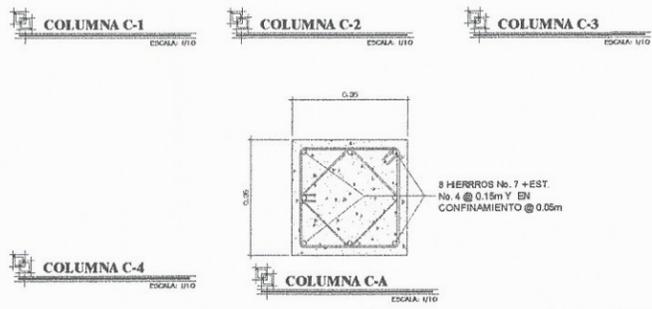
FECHA INDICADA	11
FECHA	29

SEPT. 2015





**DETALLE ARMADO DE COLUMNAS**



- NOTA:
1. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS SERÁ DE 4000 PSI (280KG/CM<sup>2</sup>)
  2. EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL SERÁ DE GRADO 40 (40,00PSI)
  3. EL VALO DE P/M DE LA MAMPOSTERIA DEBERÁ NO SER MENOR A 25 KG/CM<sup>2</sup>

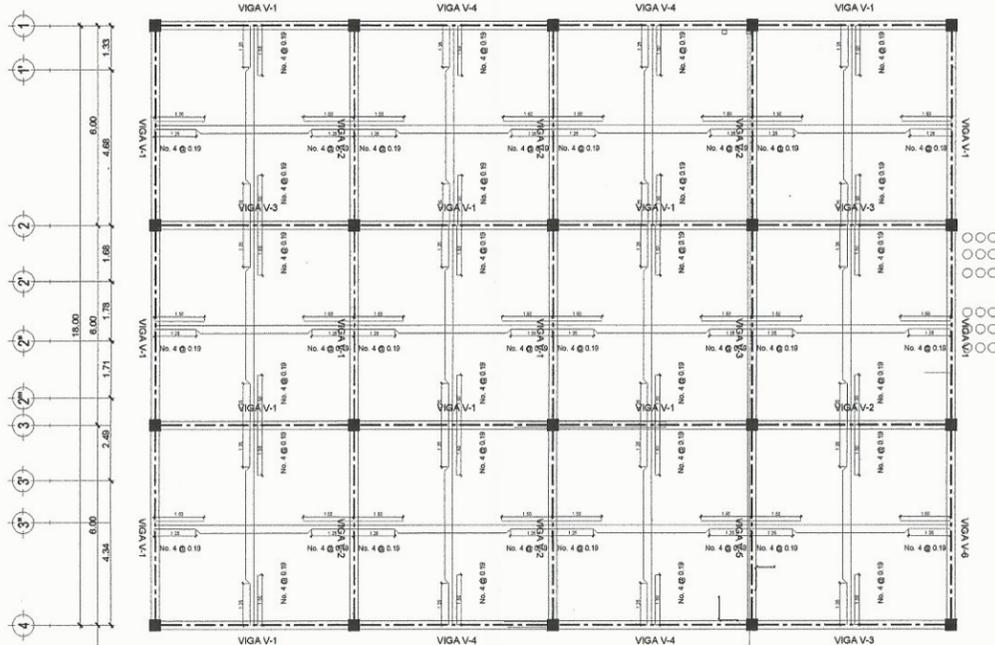
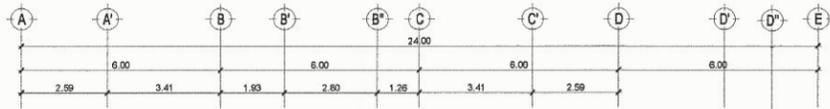
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

INGENIERO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MAYORÍA MUNICIPAL DE MICHOPIL LA LAGUNA

PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLA

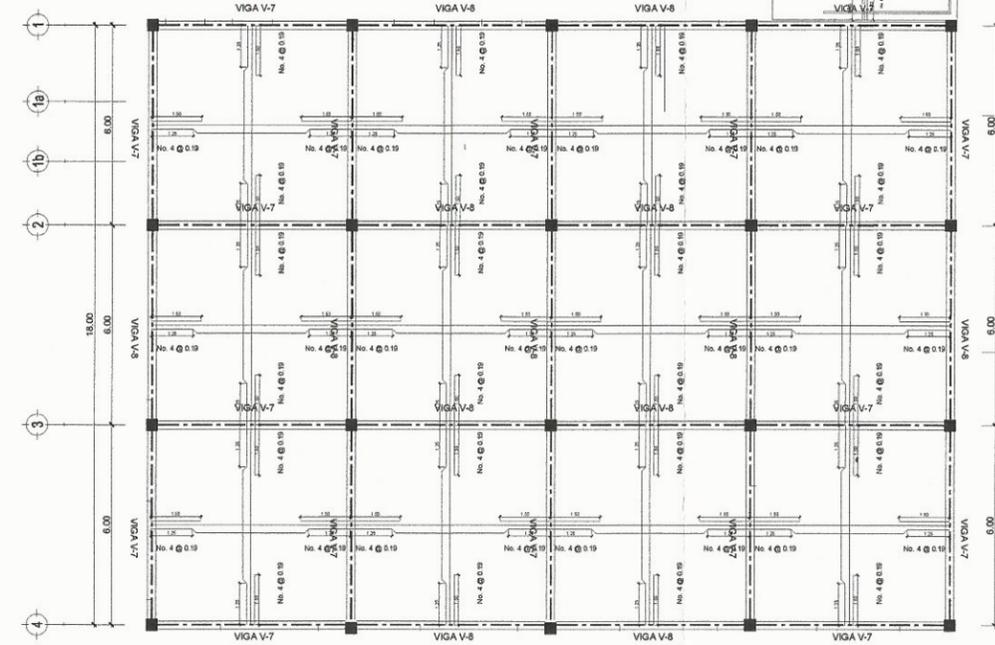
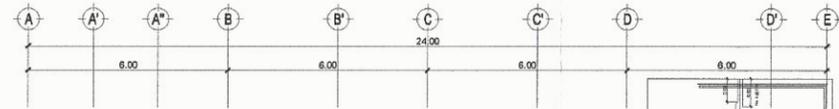
Inga. Merys Patricia Cordero de Sierra  
ASESORA SUPERVISORA DE OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL PRIMER NIVEL  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

INDICADA	13
FECHA	OCT. 2015
OTRO	29



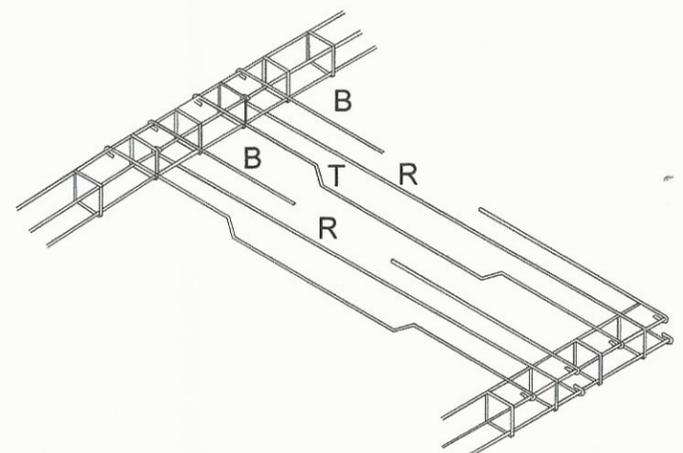
PLANTA DE LOSA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/100



PLANTA DE LOSA SEGUNDO NIVEL

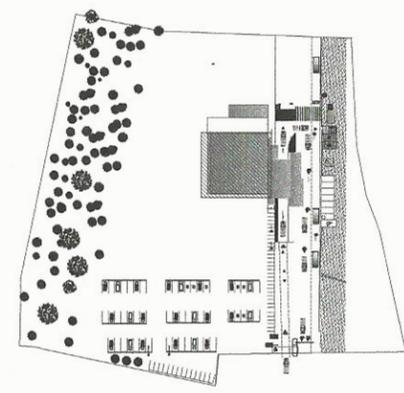
ESCALA: 1/100



DETALLE DE ARMADO DE LOSAS

SIN ESCALA

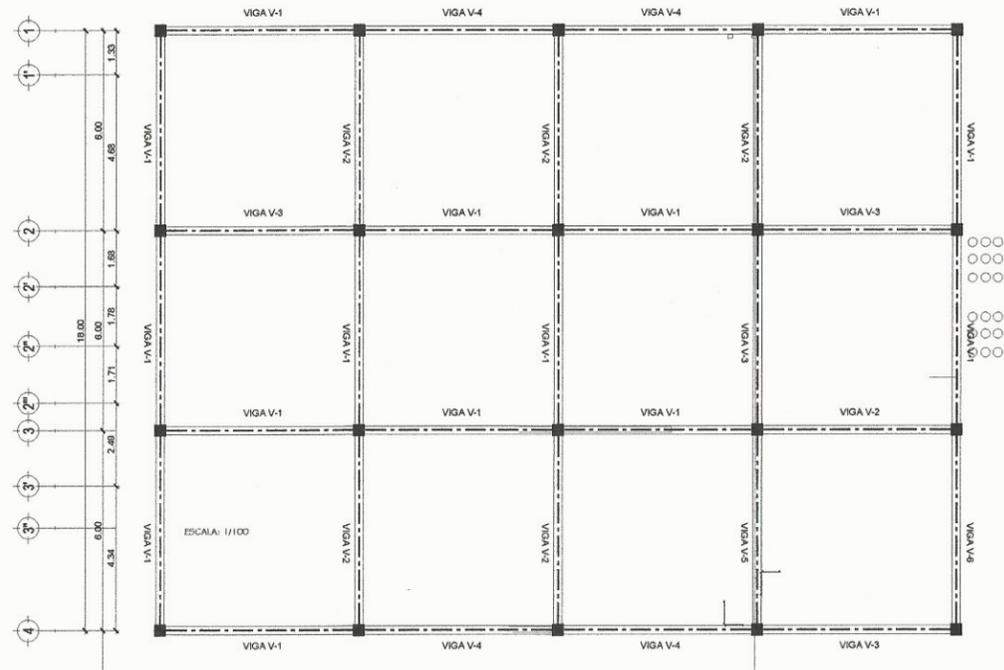
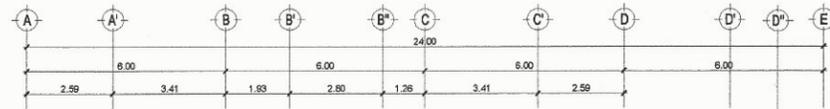
PLANTA PRIMER NIVEL LOSA Y VIGAS  
CENTRO DE URGENCIAS MEDICAS



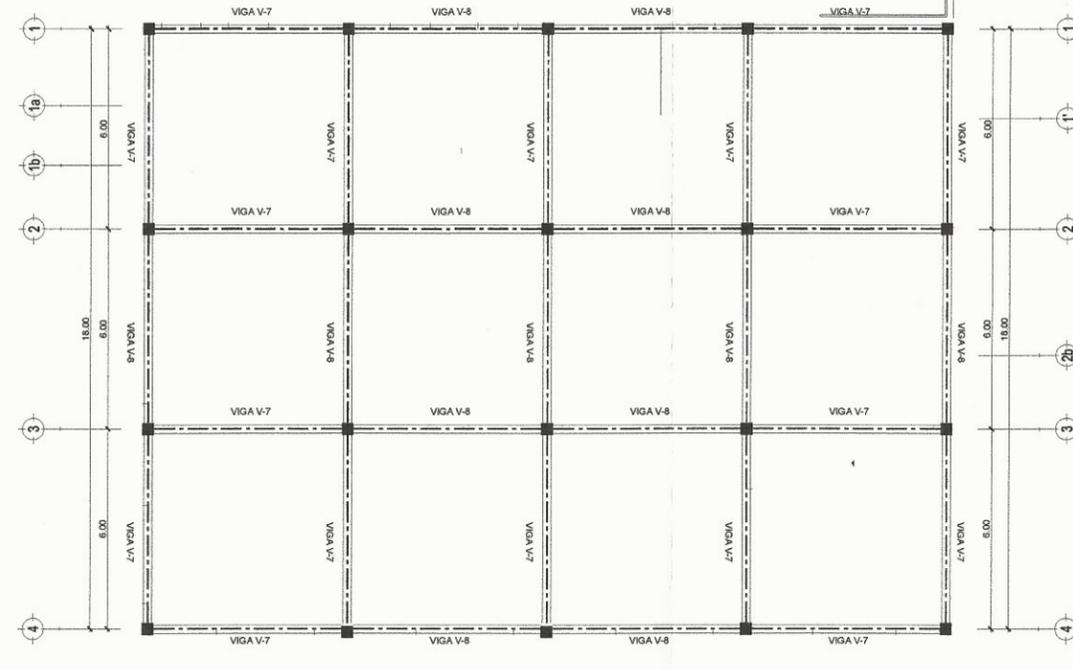
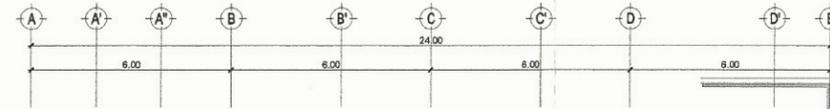
REFERENCIA PLANTA DE CONJUNTO

SIN ESCALA

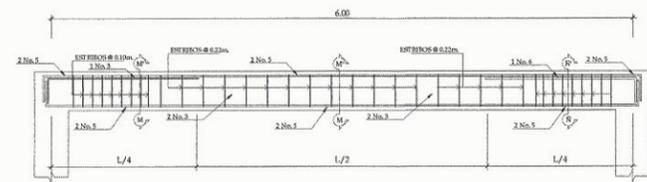
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA	
PROYECTO: DISEÑO DE LA AMPLIACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA	
Inga. Mercedes Barrera Guevara de Sierra ASESORA SUPERVISORA Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS	REDA INDICADA 15
PROYECTO: DISEÑO DE LA AMPLIACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA	REDA 29



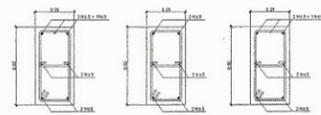
**PLANTA DE LOSA PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/1100



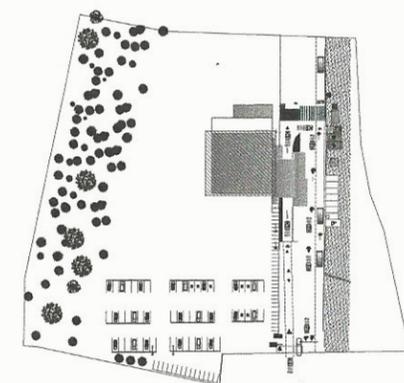
**PLANTA DE LOSA SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA: 1/1100



**ARMADO TÍPICO DE VIGAS**  
SIN ESCALA



**SECCIÓN TÍPICA DE VIGAS**  
SIN ESCALA



**REFERENCIA PLANTA DE CONJUNTO**  
SIN ESCALA

**PLANTA DE VIGAS**  
CENTRO DE URGENCIAS MEDICAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

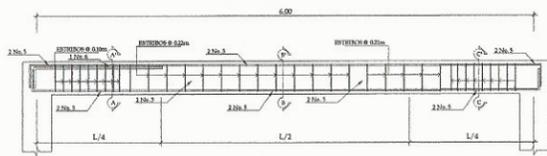
EXERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

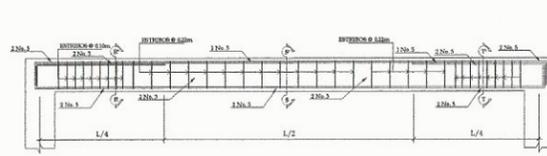
ING. MAURA BEHARA GARCIA SORIA DE SIERRA  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
UNIDAD DE SERVICIOS DE INGENIERIA Y EPS

INDICADA: 16  
FECHA: OCT. 2015  
29

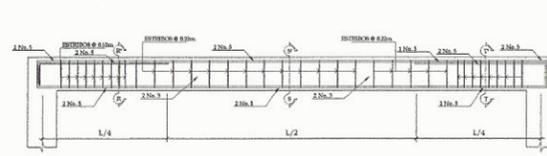
**ARMADO DE VIGAS EN EJE 1**



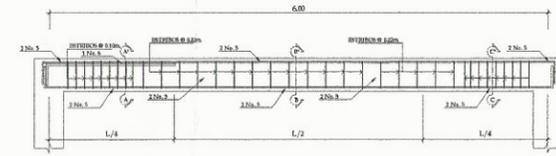
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-4**  
ESCALA: 1/75

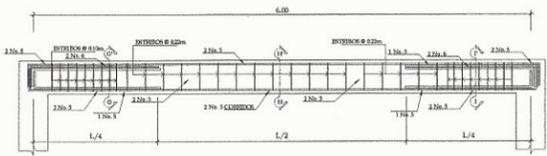


**VIGA TIPO V-4**  
ESCALA: 1/75

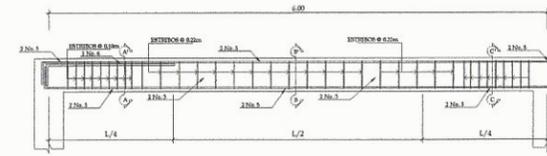


**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75

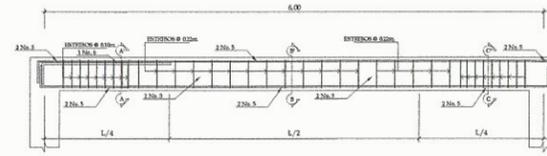
**ARMADO DE VIGAS EN EJE 2**



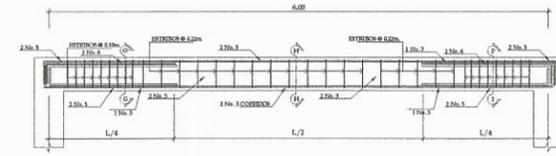
**VIGA TIPO V-3**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75

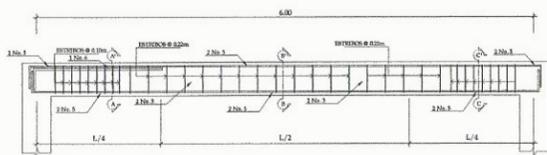


**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75

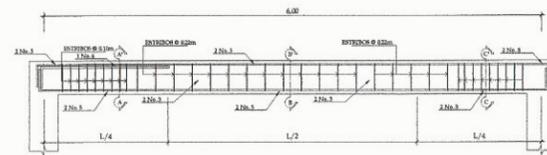


**VIGA TIPO V-3**  
ESCALA: 1/75

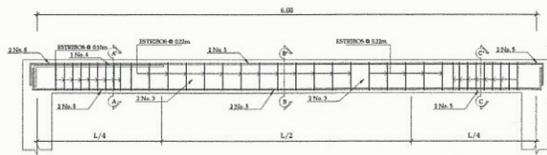
**ARMADO DE VIGAS EN EJE 3**



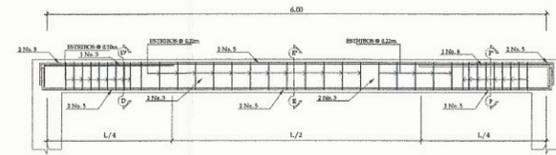
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75

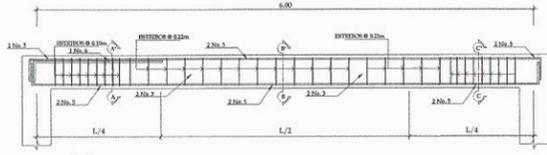


**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75

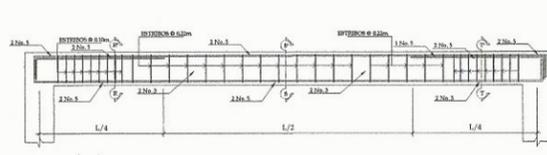


**VIGA TIPO V-2**  
ESCALA: 1/75

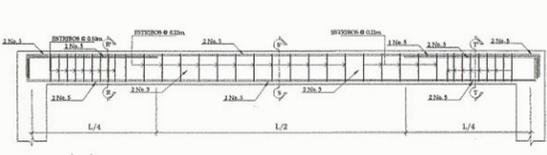
**ARMADO DE VIGAS EN EJE F**



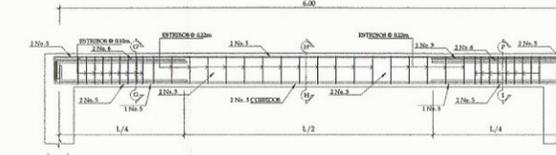
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-4**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-4**  
ESCALA: 1/75

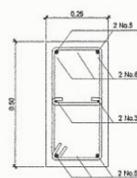


**VIGA TIPO V-3**  
ESCALA: 1/75



**DETALLE DE ARMADO DE VIGAS**

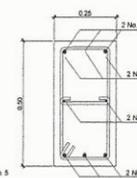
ESCALA: 1/75



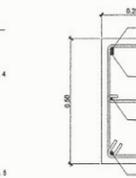
**DETALLE O-O**



**DETALLE F-F**



**DETALLE Q-Q**



**DETALLE R-R**



**DETALLE S-S**



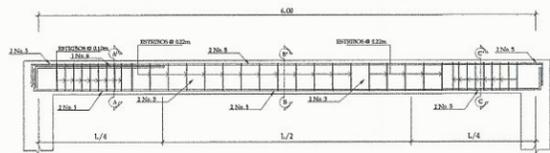
**DETALLE T-T**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA  
DIRECCION DE LA RECONSTRUCCION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
GENERAL, SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

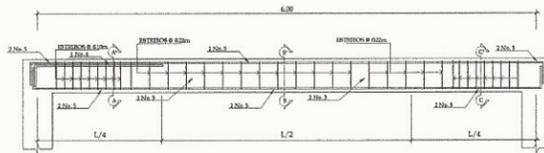
Inga. Mayra Patricia Cordero Soria  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
Unidad de Práctica Profesional de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

ESCALA INDICADA	17
NO. 2	
OCT. 2015	29

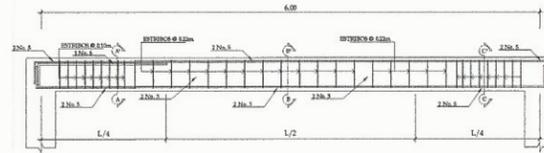
**ARMADO DE VIGAS EN EJE A**



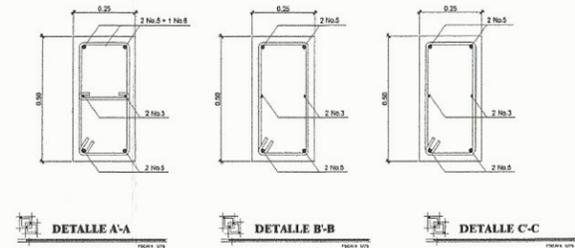
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



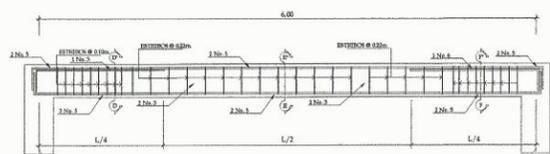
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



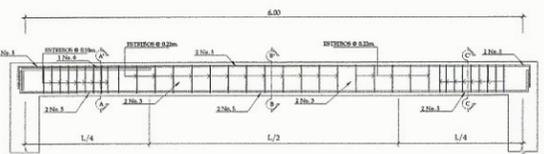
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



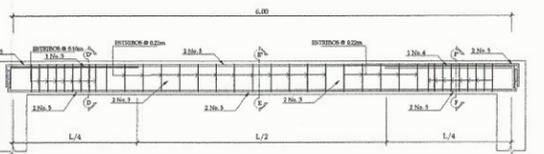
**ARMADO DE VIGAS EN EJE B Y C**



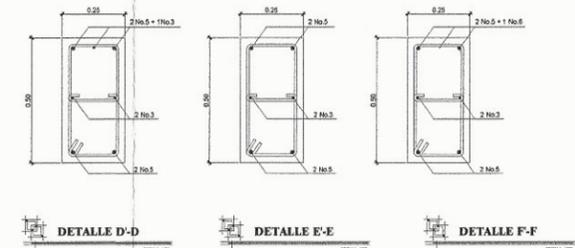
**VIGA TIPO V-2**  
ESCALA: 1/75



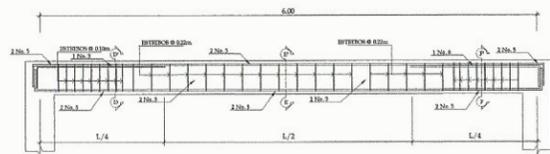
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



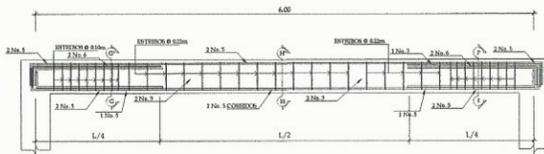
**VIGA TIPO V-2**  
ESCALA: 1/75



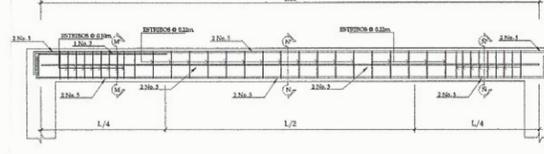
**ARMADO DE VIGAS EN EJE D**



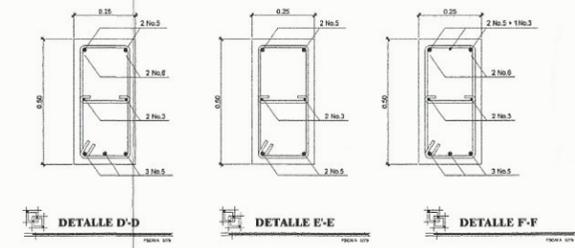
**VIGA TIPO V-2**  
ESCALA: 1/75



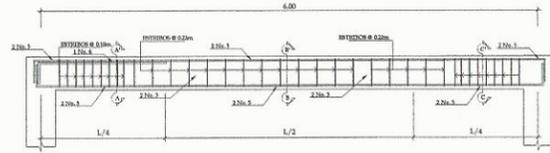
**VIGA TIPO V-3**  
ESCALA: 1/75



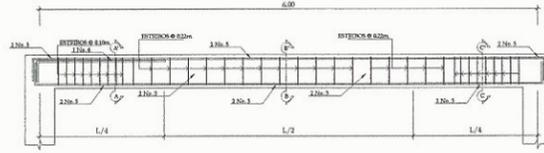
**VIGA TIPO V-5**  
ESCALA: 1/75



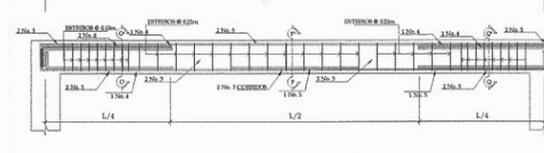
**ARMADO DE VIGAS EN EJE F**



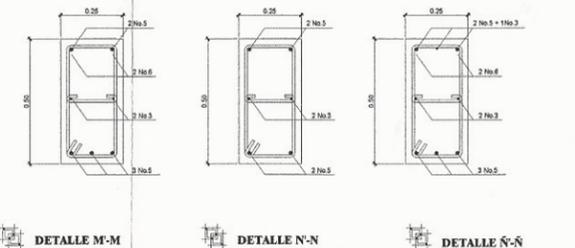
**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-1**  
ESCALA: 1/75



**VIGA TIPO V-6**  
ESCALA: 1/75



**DETALLE DE ARMADO DE VIGAS**

ESCALA: 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

OBJETO DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
HEMIPAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

INGENIERO: **Inga Maura Hebe García Sofía de Sotelo**  
ASISTENTE SUPERVISORA DE EPS

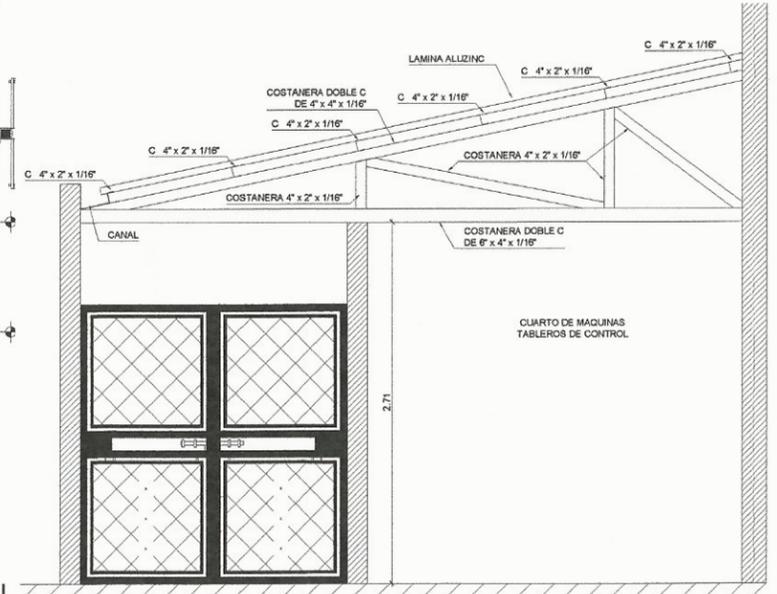
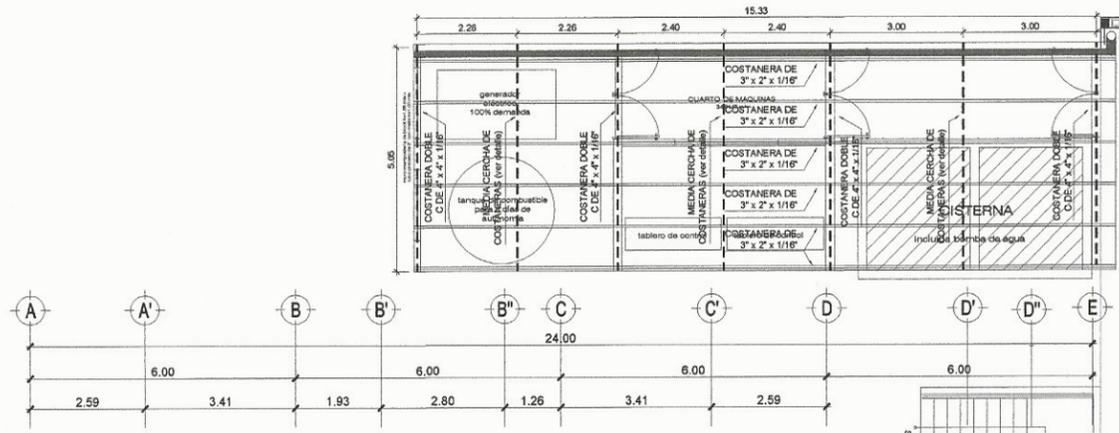
UNIDAD DE INGENIERIA Y EPS

INGENIERO AUXILIAR: **KEVIN ESTEBAN GARCIA GALETO**

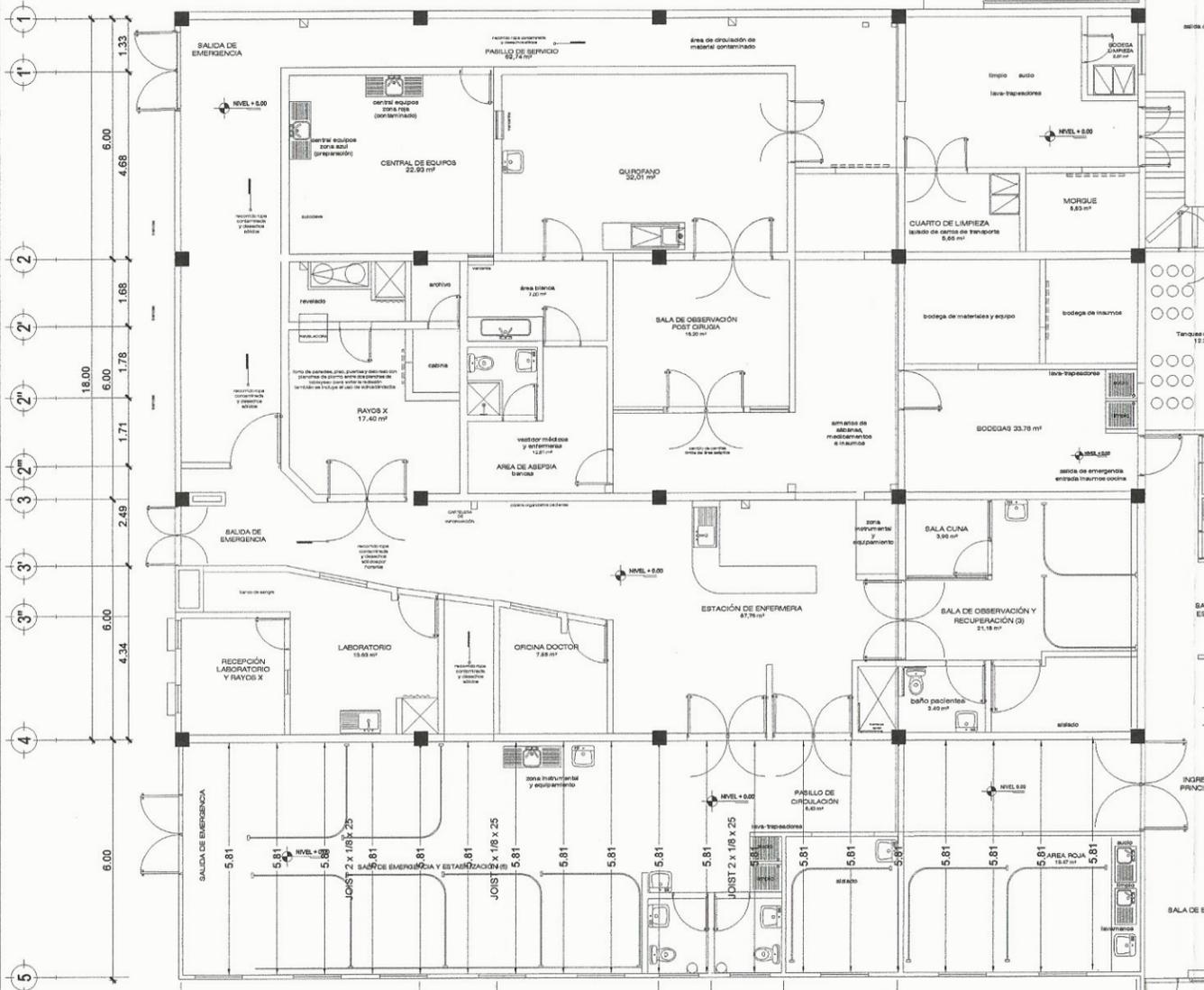
FECHA INDICADA: 2  
FECHA: 18

FECHA: OCT/2015  
FECHA: 29

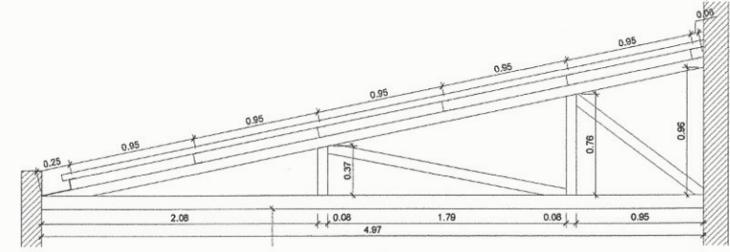
Facultad de Ingeniería



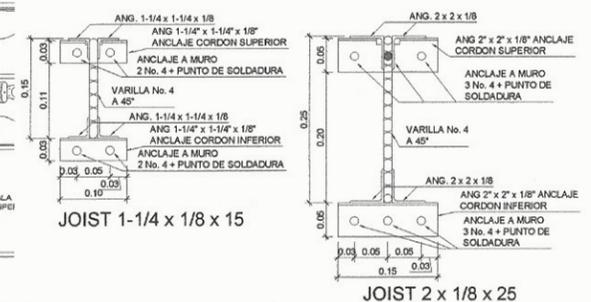
**SECCION CUARTO DE MAQUINAS**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESC. 1/25



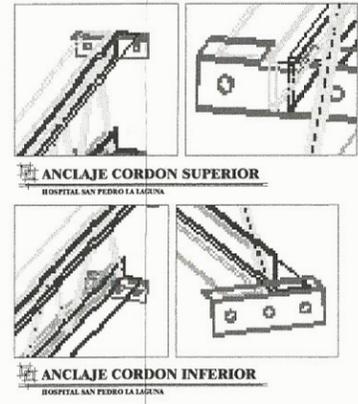
**PLANTA DE ESTRUCTURA METALICA Y JOIST**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESC. 1/75



**DETALLE DE MEDIA TIJERA**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESC. 1/25



**DETALLE ARMADO DE JOIST**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESC. 1/5



**ANCLAJE CORDON SUPERIOR**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

**ANCLAJE CORDON INFERIOR**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

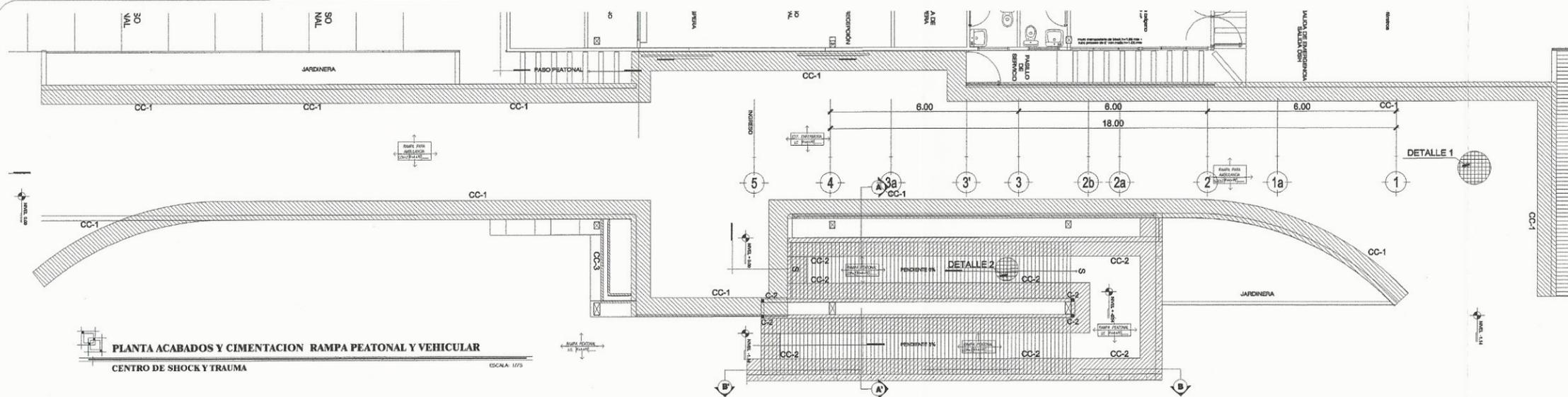
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIOS LA LAGUNA

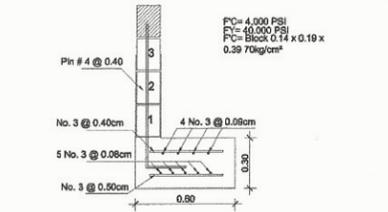
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Ingeniero: *[Signature]*  
ASESOR: *[Signature]*  
Unidad de Prácticas: Ingeniería y Estructuras  
Facultad de Ingeniería

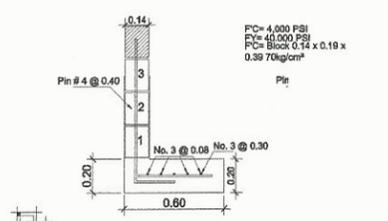
FECHA INDICADA	19
FECHA	29
SEPT. 2015	



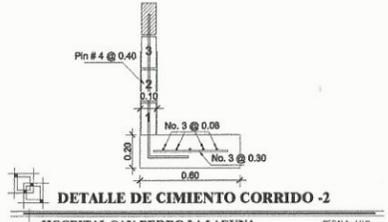
**PLANTA ACABADOS Y CIMENTACION RAMPA PEATONAL Y VEHICULAR**  
CENTRO DE SHOCK Y TRAUMA ESCALA: 1/75



**DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO -1**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



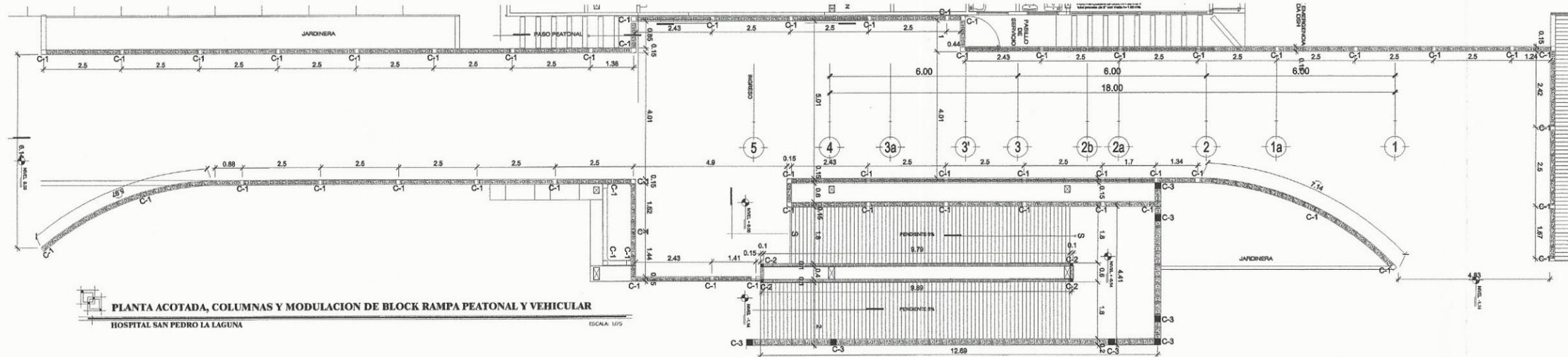
**DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO -2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



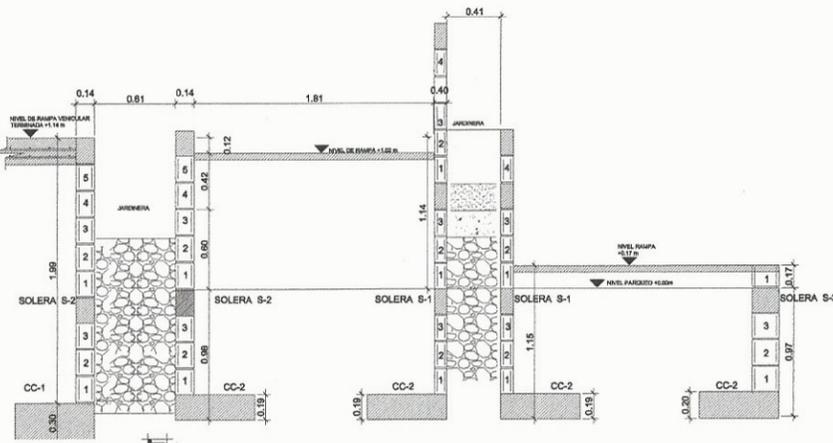
**DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO -2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO -3**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**PLANTA ACOTADA, COLUMNAS Y MODULACION DE BLOCK RAMPA PEATONAL Y VEHICULAR**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/75

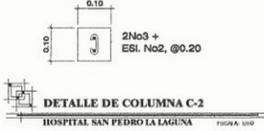


**SECCIÓN TRANSVERSAL MURO RAMPA**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/25

NOMENCLATURA DE ACABADOS	
NOMENCLATURA	DESCRIPCIÓN
<b>GENERAL</b>	
RAMPA	NOMBRE DEL AMBIENTE
PC	ACABADO EN CIELO
CV	ACABADO EN PARED / COLUMNAS 1ER NIVEL
AB	ACABADO EN PISO
<b>PARED</b>	
R+A+PE	REPELLO+ALISADO+PINTURA LATEX PARA EXTERIOR APLICACION 2 MANOS
<b>PISO</b>	
LC	FUNDICIÓN DE TORTA DE CONCRETO
LCP+Z	FUNDICIÓN DE LOSA DE CONCRETO + ZIZADO 1/2"
LCV+Z	FUNDICIÓN DE LOSA DE CONCRETO + ZIZADO 1"



**DETALLE DE COLUMNA C-1**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**DETALLE DE COLUMNA C-2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**DETALLE DE COLUMNA C-3**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



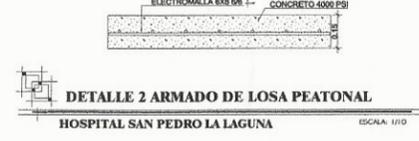
**DETALLE DE SOLERA S-1**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



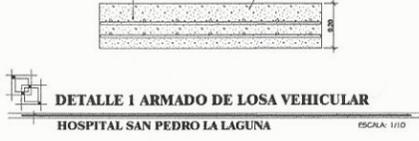
**DETALLE DE SOLERA S-2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



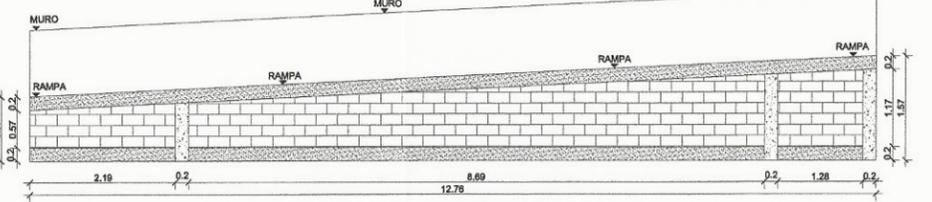
**DETALLE DE SOLERA S-3**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**DETALLE 2 ARMADO DE LOSA PEATONAL**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**DETALLE 1 ARMADO DE LOSA VEHICULAR**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA ESCALA: 1/10



**SECCIÓN LONGITUDINAL MURO RAMPA**  
CENTRO DE SHOCK Y TRAUMA B-B' ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIO LA LAGUNA

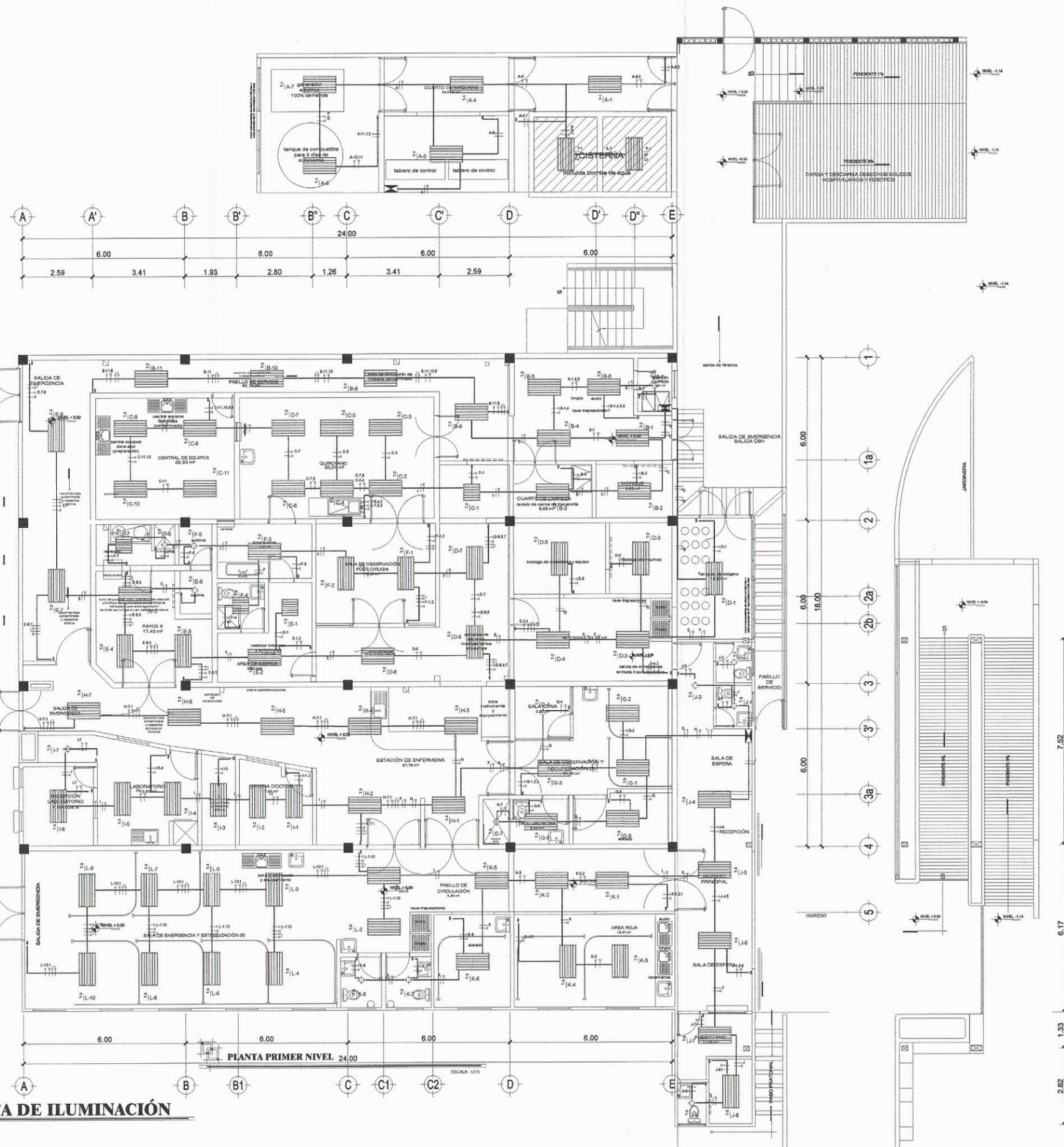
PROYECTO: DISEÑO Y EJECUCIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

INGENIERO SUPERVISOR: Inga. Mónica María García Sierra  
ASESOR SUPERVISOR: Inga. Mónica María García Sierra  
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS

FECHA DE MODIFICACION: 29/07/2015

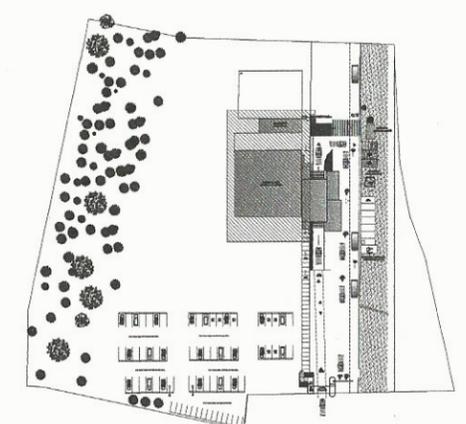
FECHA DE APROBACION: 29/07/2015

BOXA INDICADA: 20  
BOXA: 2  
BOXA: 29



**PLANTA DE ILUMINACIÓN**

**PLANTA PRIMER NIVEL**



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

SIMBOLOGIA DE DELIMITACION	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LAMPARA DOBLE TORO (TIPO LISTON)
	PLAFONERA
	INTERRUPTOR TRIPLE 1H=1.20S.N.P.T.
	LÍNEA NEUTRAL CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO THHN BLANCO
	LÍNEA DE FUENTE CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO THHN AMARILLO
	LÍNEA VIVA CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO THHN NEGRO
	LÍNEA DE RETORNO CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO THHN AZUL
	TUBO ELÉCTRICO 60/40
	INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
	TUBO ELÉCTRICO 60/40
	INDICADO EMPOTRADO EN TPO
	INTERRUPTOR 3w 1H=1.20S.N.P.T.
	INTERRUPTOR SIMPLE 1H=1.20S.N.P.T.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MAYORADO DE MUNICIPIO LA LAGUNA

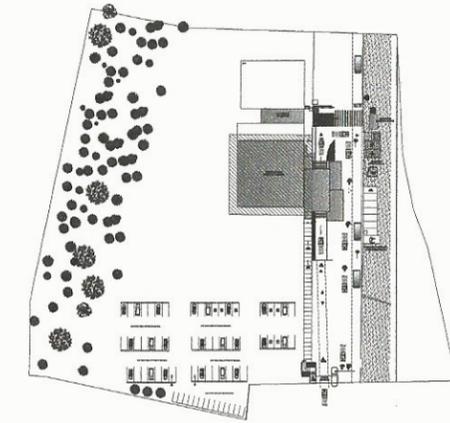
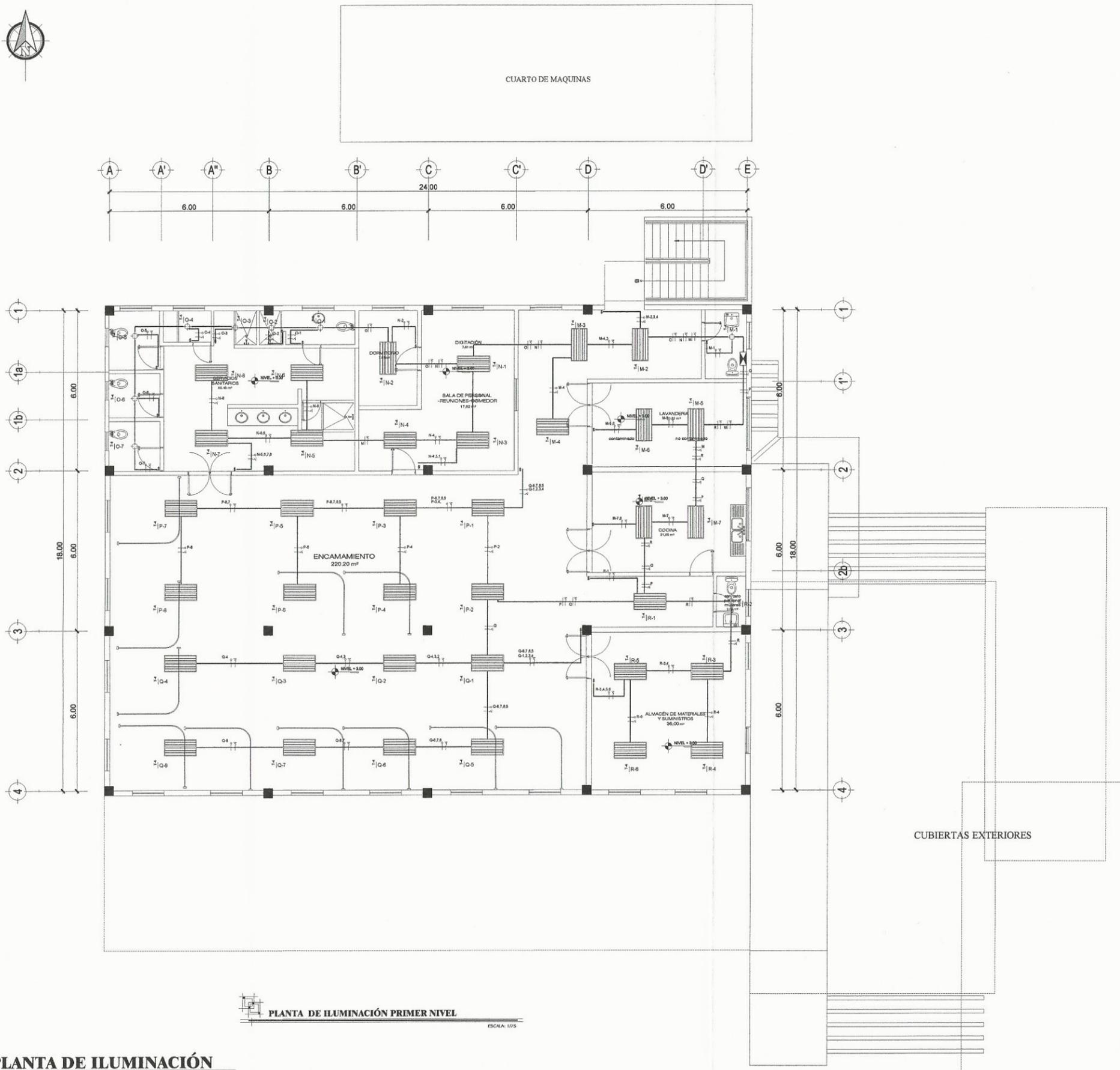
PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL, SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Inga. Mayra Rebecca García Sorio de Sierra  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

PLANTA DE ILUMINACIÓN  
PRIMER NIVEL

FECHA INDICADA	FECHA
2	21
FECHA	FECHA
SEPT./2015	29

DEBER DE INGENIERIA  
KEYVIN ESTEBANZO ARRIOLA GALENDO  
CAREER: 2007-2014



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA

SIMBOLOGIA DE ILUMINACION	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	LAMPARA DOBLE TORO (TIPO LISTON)
	PLAFONERA
	INTERRUPTOR TRIPLE H=1.20 S.N.P.T.
	LINEA NEUTRAL CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO TREN BLANCO
	LINEA DE PUENTE CABLE AWG No. 12 FORRO TIPO TREN AMARILLO
	LINEA VIVA CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO TREN NEGRO
	LINEA DE RETORNO CABLE AWG No. 12
	FORRO TIPO TREN AZUL
	TUBO ELÉCTRICO 60/40 INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
	TUBO ELÉCTRICO 60/40 INDICADO EMPOTRADO EN PISO
	INTERRUPTOR 3w H=1.20 S.N.P.T.
	INTERRUPTOR SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.

**PLANTA DE ILUMINACIÓN PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/25

**PLANTA DE ILUMINACIÓN**

CUBIERTAS EXTERIORES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

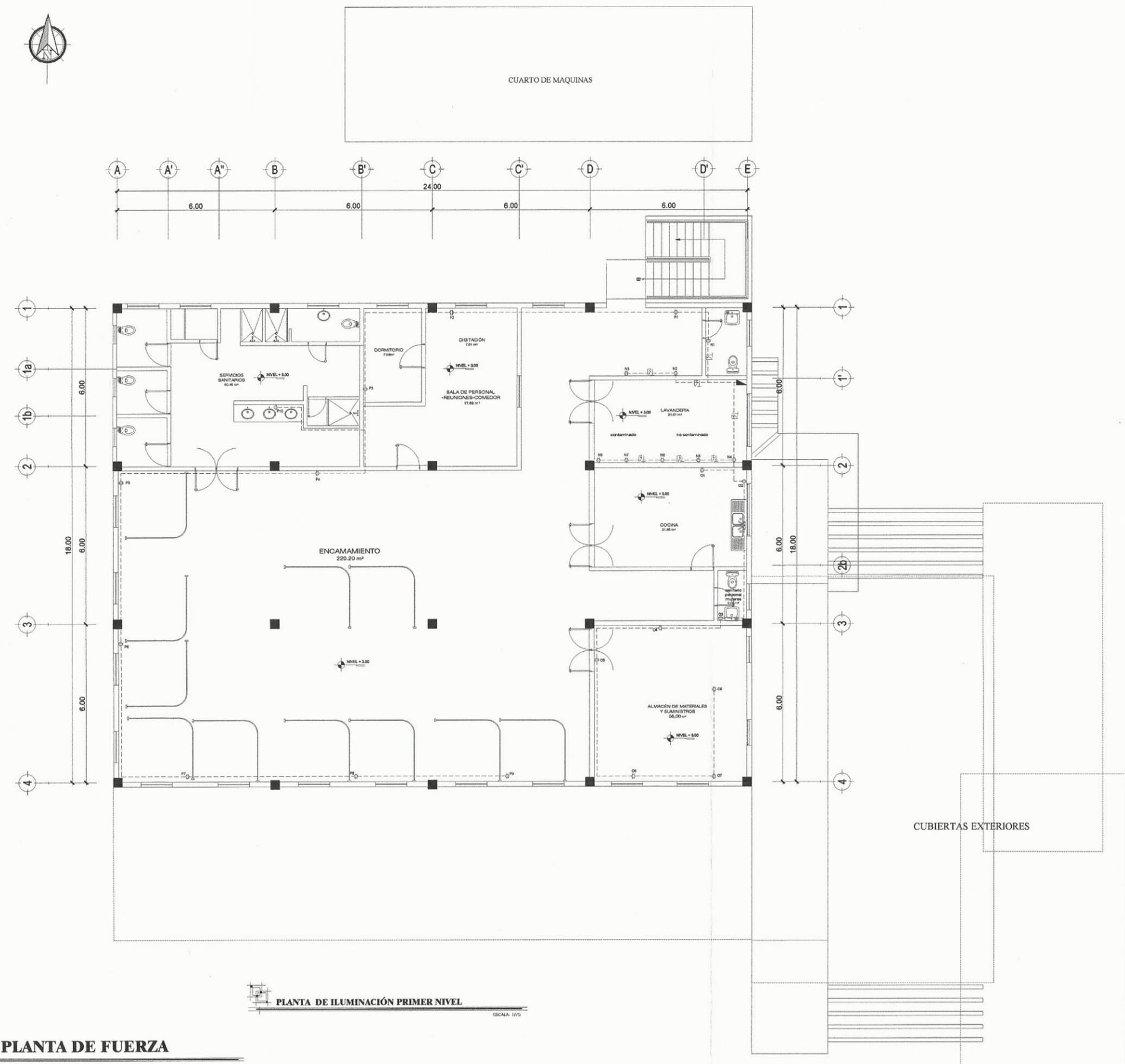
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MANCOMUNIDAD DE MUNICIPIOS LA LAGUNA

PROYECTO: DISEÑO DE LA ILUMINACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Ingeniero Supervisor: *Guillermo García Soriano de Sierra*  
ASESORA SUPERVISORA DE ILUMINACIÓN SEGUNDO NIVEL  
Unidad de Ingeniería y EPS

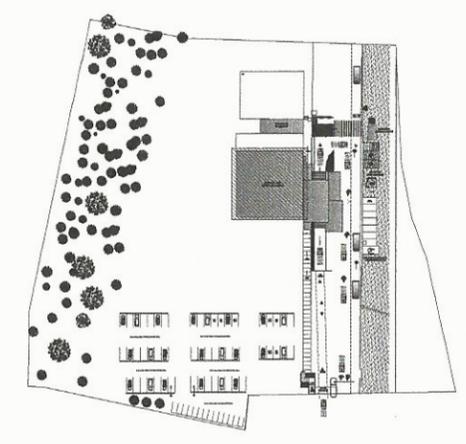
FECHA INDICADA: 22  
FECHA: 2  
FECHA: 29  
SEPT. 2016





**PLANTA DE FUERZA**

**PLANTA DE ILUMINACIÓN PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/75



**PLANTA DE CONJUNTO**  
UBICACION HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA SIN FISICA

SIMBOLOGIA DE FUERZA	
	INDICA TABLERO DE DISTRIBUCION DE MODULO
	INDICA TUBERIA PVC Ø 3/4" ELECTRICO SUBTERRANEA O EN EL ENTRESFIDO
	INDICA CONDUCTOR VIVO
	INDICA CONDUCTOR NEUTRO
	INDICA TIERRA FISICA
	INDICA TUBERIA PARA TOMACORRIENTES AEREOS
	TOMACORRIENTE DOBLE 120V 1+0.30m S.N.F.T.
	TOMACORRIENTE 220V
	INDICA AL CIRCUITO QUE PERTENECE
	LINEA 12, 14 AWG No. 2
	CONDUCTOR NEUTRO AWG No. 2
	TIERRA FISICA AWG No. 8
	CANAleta

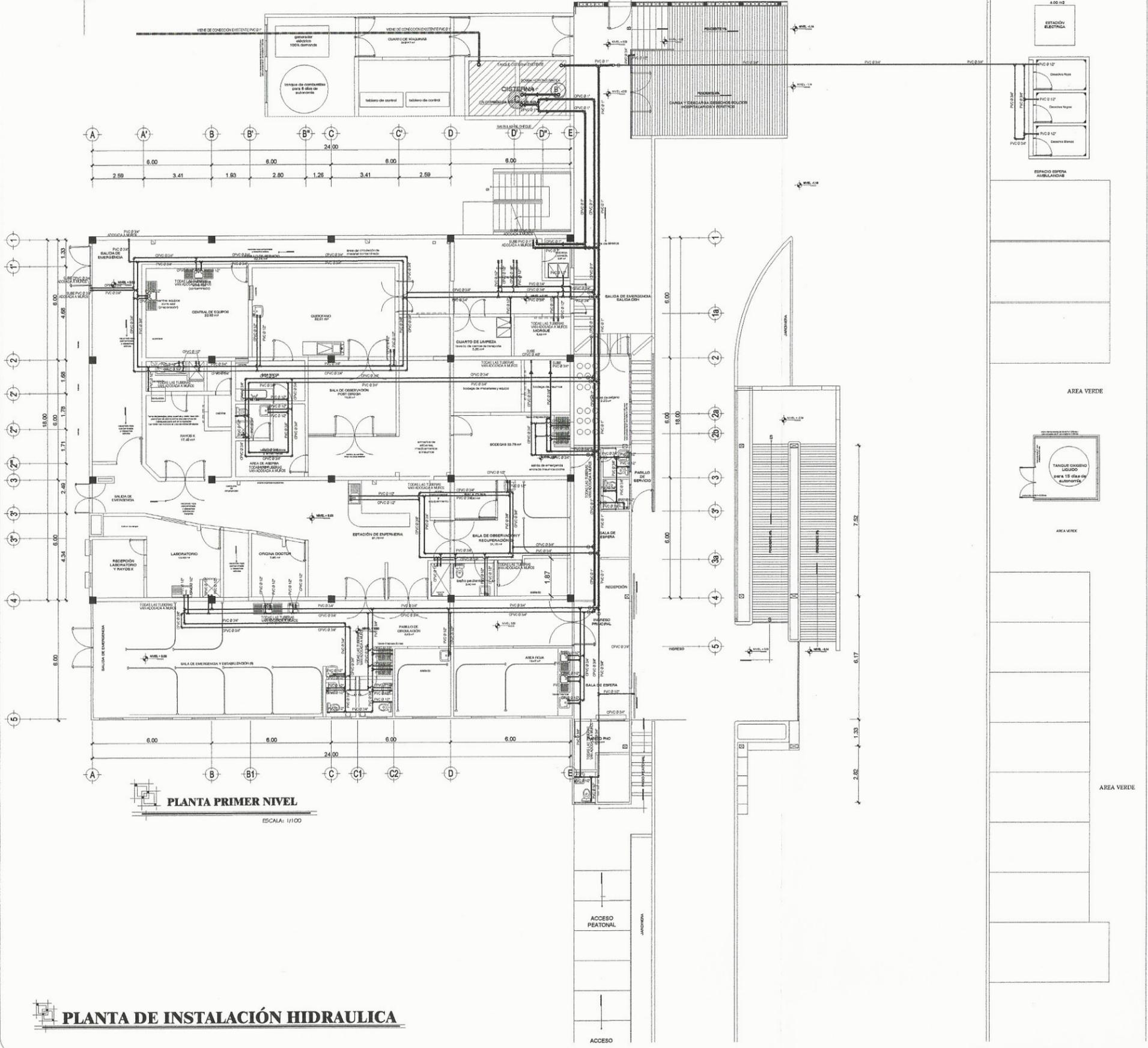
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MAYORIA DE MUNICIPIO LA LAGUNA

OBJETO DE LA OPORTUNIDAD DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL  
SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

INGENIERO: KEVIN ARRIOLA  
CORRESPONDO: Inga. Mónica Rebeca García Soriano  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS: KEVIN ARRIOLA  
Unidad de Asesoría en Ingeniería y EPS: KEVIN ESTUARDO ARRIOLA GALINDO

FECHA INDICADA: 24  
FECHA: SEPT. 2015



**PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRAULICA**

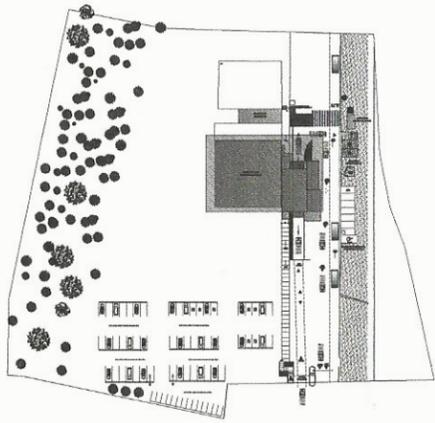
**PLANTA PRIMER NIVEL**  
ESCALA: 1/100

**SIMBOLOGIA DE AGUA POTABLE**

⊕	CODO PERDENTAL PVC DIAMETRO DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INSTALADO
⊖	TEE PERDENTAL PVC DIAMETRO DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INSTALADO
⊙	TEE PERDENTAL PVC DIAMETRO DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INSTALADO
⊗	CODO PERDENTAL PVC DIAMETRO DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INSTALADO
⊘	LLAVE DE GLOBO DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INSTALADA CON CARGA DE PRESION
⊙	TUBERIA PVC INSTALADA EN EL SUELO
⊖	TUBERIA CPVC INSTALADA EN EL SUELO
⊙	TUBERIA CPVC INSTALADA EN LA PARED
⊖	TUBERIA CPVC INSTALADA EN LA PARED
⊙	PRIMA HIDRODINAMICA
⊖	CALENTADOR
⊙	RENDICION PVC (ACERDO A CUANTIFICACION)
⊖	TANQUE CERRADO A PRESION EN EL SUELO

**NOMENCLATURA DE AGUA POTABLE**

PVC Ø	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA DE AGUA POTABLE
CPVC Ø	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA DE AGUA CALIENTE
C	INDICA SITUACION DE CALENTADOR
BAC	BAJA AGUA CALIENTE
SAC	SUBE AGUA CALIENTE
SAC	SUBE AGUA CALIENTE



**PLANTA DE CONJUNTO**  
SIN ESCALA

**PARA INSTALACION DE TUBERIA DE AGUA POTABLE**

LAS TUBERIAS PARA CONDUCCION DE AGUA POTABLE, SERAN SIN EXCEPCION LAS DETALLADAS Y CONTENIDAS EN ESPECIFICACIONES TECNICAS, RESPECTANDO DIAMETROS Y NORMAS ESTANDARIZADAS DE PRODUCCION QUE ESTEN CONSIGNADAS EN LA DOCUMENTACION RESPECTIVA.

LAS JUNTAS EN TUBERIAS, SERAN JUNTAS CEMENTADAS EFECTUADAS DE ACUERDO A PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ACEPTABLES, HACIENDO USO DE LA HERRAMIENTA NECESARIA, PARA EVITAR DAÑAR EL TUBO POR MANIPULACION O MAQUINACION CON HERRAMIENTA QUE NO HAYA SIDO DISEÑADA PARA LOS EFECTOS, SE EVITARA EN LO POSIBLE HACER MANIPULACIONES AL TUBO DE PVC POR MEDIO DE CALENTAMIENTOS CON LLAMA, Y AL MOMENTO DE SER NECESARIO EFECTUARLOS, DEBEN DE SER LLEVADOS A CABO DE TAL MANERA QUE SE PRESERVE LA INTEGRIDAD FISICA DEL OPERARIO Y DE LA PIEZA DE TUBERIA. EN NINGUN MOMENTO PODRA HACERSE USO DE UNA PIEZA DE PVC QUE PRODUCTO DE CALENTAMIENTO SUFRA QUEMADURAS O DECOLORACIONES EN EL CUERPO DEL TUBO.

LAS COTAS CONSIGNADAS EN ESTE PLANO, DEBEN DE RESPETARSE, Y AL MOMENTO DE SER NECESARIO DURANTE LA EJECUCION DEL PROYECTO CAMBIAR A CUALQUIERA COTA DE ALTURA DE ESPERA EN ACCESORIOS SANITARIOS, SE CONSULTARA EN TODO MOMENTO, PREVIO A EFECTUAR EL CAMBIO, AL SUPERVISOR ASIGNADO, QUIEN ANALIZARA LA SITUACION Y EVALUARA POSIBLES CAMBIOS INMEDIATOS, O CONSULTARA AL DISEÑADOR DEL PROYECTO LA POSIBILIDAD DE CAMBIO EN CAMPO.

UNA VEZ TERMINADO EL CIRCUITO DE TUBERIAS SE PROCEDERA A EFECTUAR LA PRUEBA DE PRESION HIDROSTATICA SOSTENIDA DURANTE UN PERIODO DE 24 HORAS, CON MANOMETROS EN PUNTOS ALEATORIOS PARA DETECTAR CAMBIOS DE PRESION. PASADAS LAS 24 HORAS, SI NO EXISTE VARIACION EN LA PRESION, SE APROBARA EL CIRCUITO Y SE PROCEDERA A LLENAR LA EXCAVACION, DE UNA MANERA CONTROLADA EVITANDO DAÑAR LA TUBERIA POR EXCESIVA COMPACTACION. SI EXISTE VARIACION EN LA PRESION, SE PROCEDERA A LOCALIZAR LA FUGA Y SE REEMPLAZARA LA PARTE DE LA TUBERIA, UNINDO CON NUEVOS ACCESORIOS, EFECTUANDO LAS JUNTAS DE TAL MANERA QUE SE GARANTICE LA UNION CEMENTADA, ESTE PROCESO SE EFECTUARA HASTA QUE LA PRESION NO CAMBIE EN UN PERIODO DE 24 HORAS.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA PROFESIONAL SUPERVISADO  
MUNICIPIO DE LA LAGUNA

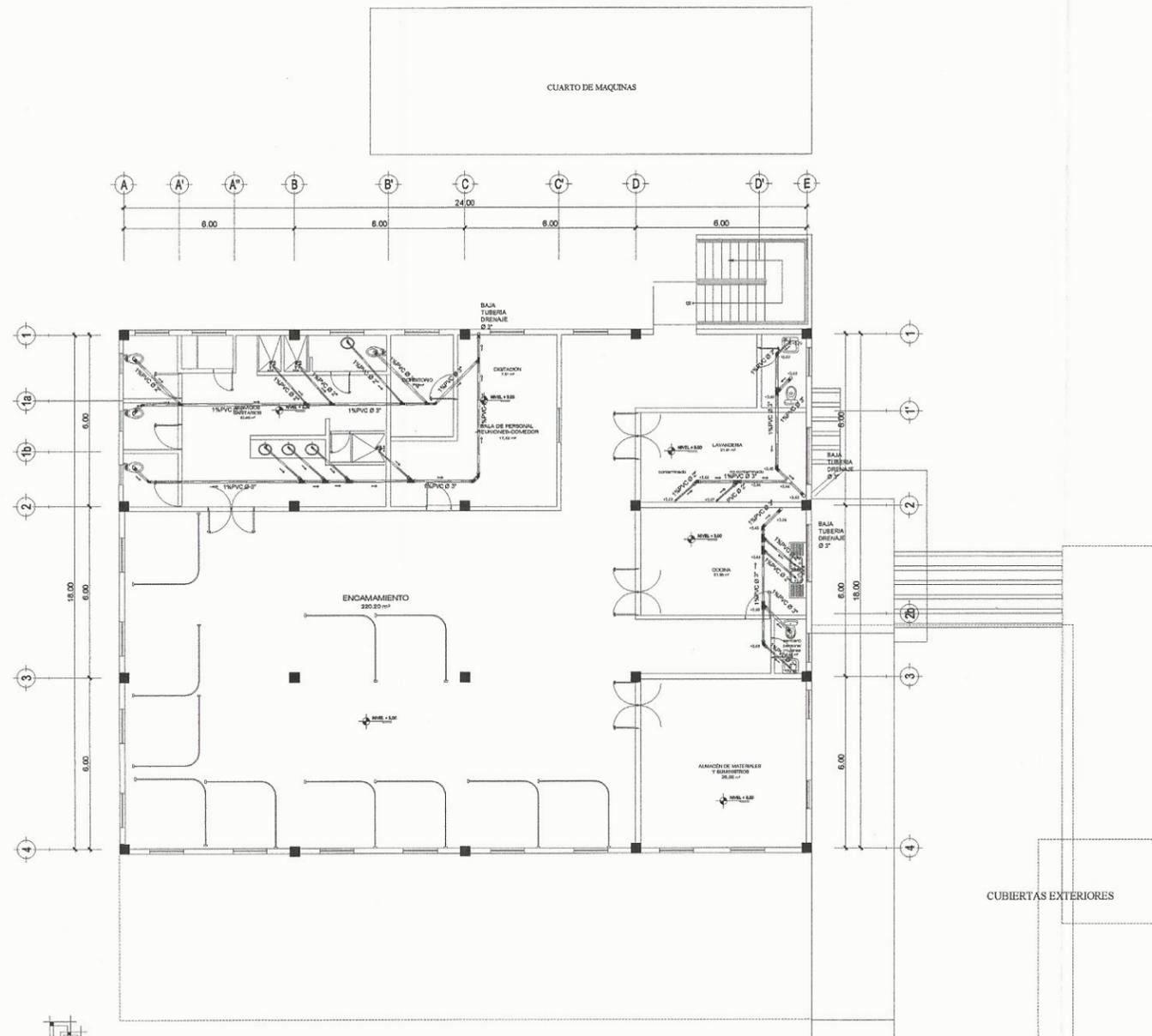
PROYECTO: DISEÑO DE LA INSTALACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL SAN PEDRO LA LAGUNA SOLOLA

Inga. Mayra Rebeca Garcia Soria de Sierra  
ASESORA SUPERVISORA DE EPS  
Unidad de Asesoría de Ingeniería y Construcción

FECHA INDICADA: 25  
FECHA: 29  
SEPT./2015







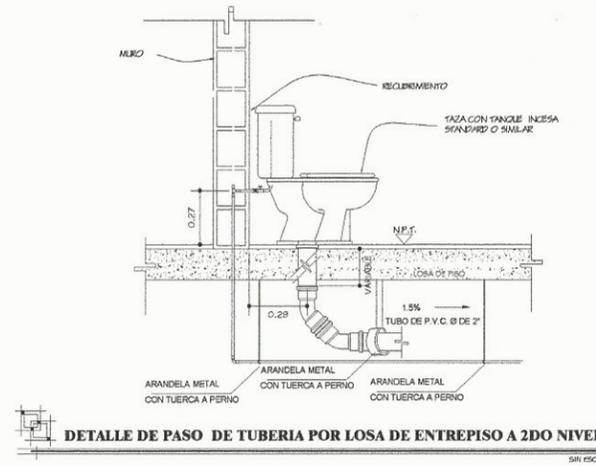
PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/100

NOMENCLATURA DE DRENAJES

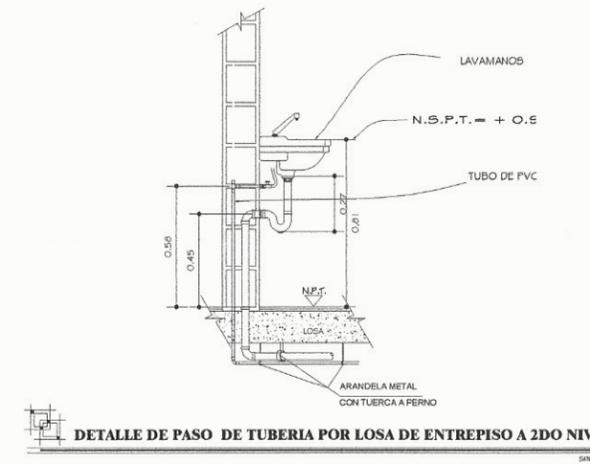
PEND 1%	INDICA PORCENTAJE DE PENDIENTE EN TUBERIA DE DRENAJE
PVC Ø	INDICA DIAMETRO DE TUBERIA DE DRENAJE
C.I.E	INDICA COTA INVERT DE ENTRADA A CAJA DE DIFERENTE TIPO
C.I.S	INDICA COTA INVERT DE SALIDA DE CAJA O ARTEFACTO SANITARIO
B.A.N	INDICA BAJADA DE AGUAS NEGRAS
CI	INDICA CAJA TIPO 1

PLANTA DRENAJES



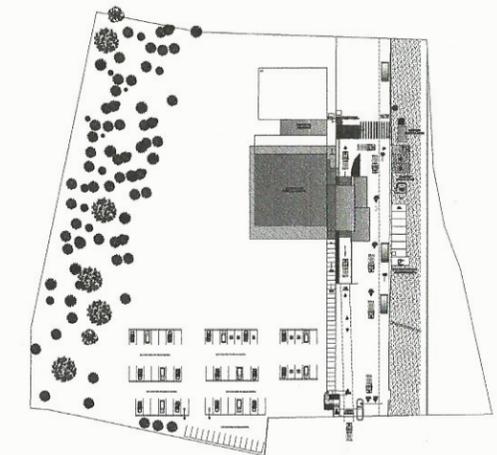
DETALLE DE PASO DE TUBERIA POR LOSA DE ENTREPISO A 2DO NIVEL

SIN ESCALA



DETALLE DE PASO DE TUBERIA POR LOSA DE ENTREPISO A 2DO NIVEL

SIN ESCALA



PLANTA CONJUNTO

SIN ESCALA

SIMBOLOGIA DE DRENAJES	
	REPOSADERA
	TEE VERTICAL
	YEE SANITARIA PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO
	CODO SANITARIO A 45° PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO
	CODO SANITARIO VERTICAL A 90° PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO
	CODO SANITARIO HORIZONTAL A 90° PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO
	TUBERIA PVC NORMA ASTM D3034, DIAMETRO INDICADO
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE
	REDUCIDOR SANITARIO PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO
	SIFÓN TERMINAL PVC DE ACUERDO A DIAMETRO DE TUBERIA INDICADO

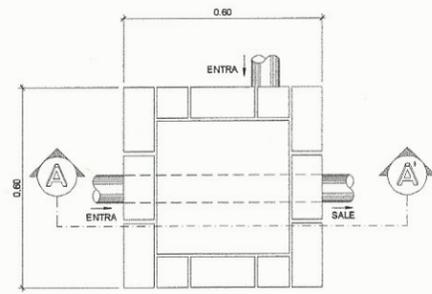
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
MARCOMANDO DE MUNICIPIO LA LAGUNA

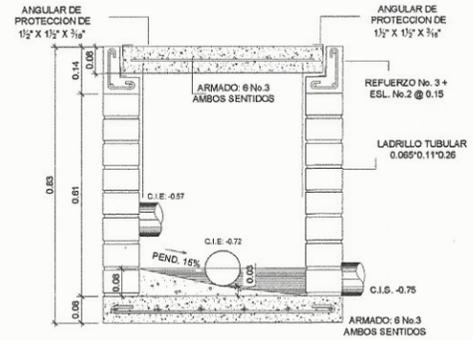
PROYECTO:  
DISEÑO DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA EL HOSPITAL REGIONAL DEL MUNICIPIO LA LAGUNA SOLOLA

Ing. *Deborah García Sorio de Sierra*  
ASOCIADA SUPERVISORA DE EPS DRENAJES  
PRIMER NIVEL  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

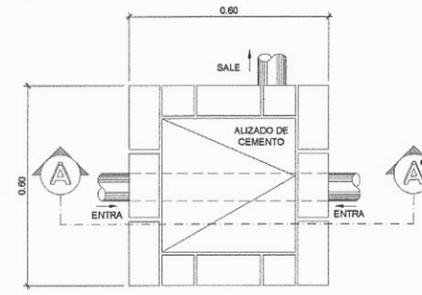
FECHA INDICADA: 28  
ZONA: 2  
MES: SEPT. 2015  
DIA: 29



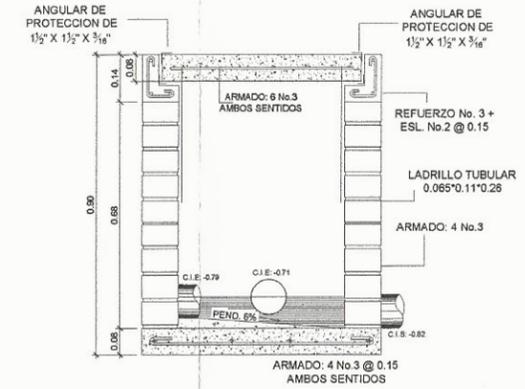
**PLANTA DE CAJA DE REGISTRO C-1**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



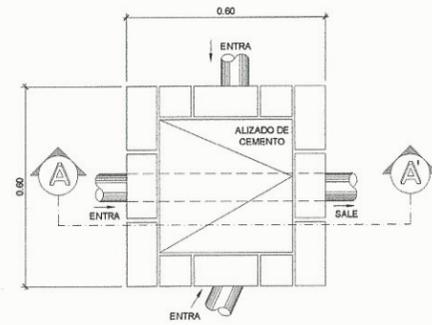
**SECCION LONGITUDINAL A-A' C-1**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



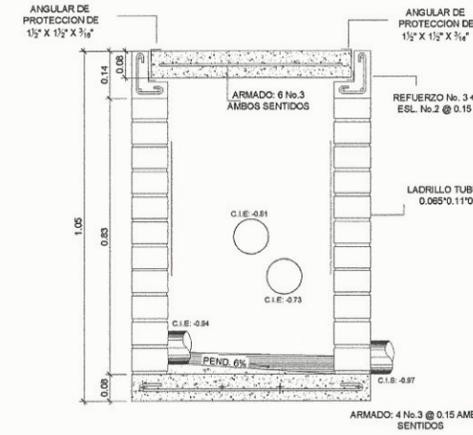
**PLANTA DE CAJA DE REGISTRO C-2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



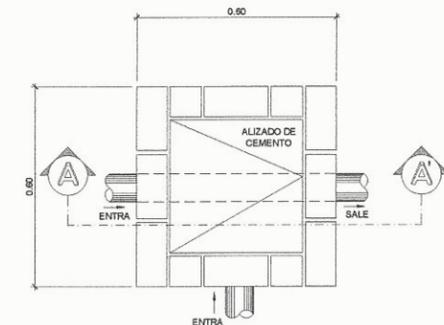
**SECCION LONGITUDINAL A-A' C-2**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



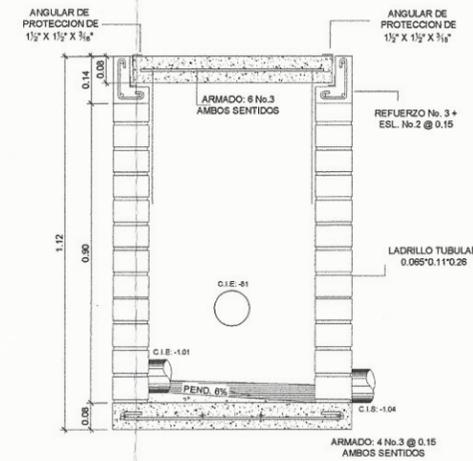
**PLANTA DE CAJA DE REGISTRO C-3**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



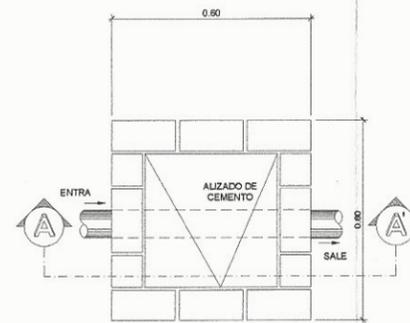
**SECCION LONGITUDINAL A-A' C-3**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



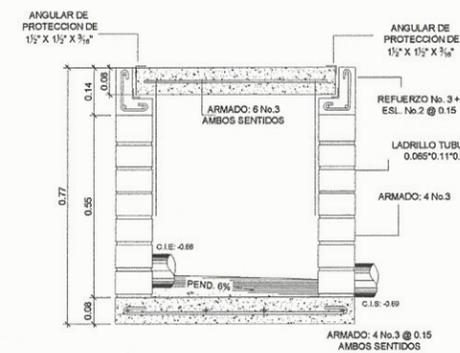
**PLANTA DE CAJA DE REGISTRO C-4**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



**SECCION LONGITUDINAL A-A' C-4**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



**PLANTA DE CAJA DE REGISTRO C-5**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10



**SECCION LONGITUDINAL A-A' C-5**  
HOSPITAL SAN PEDRO LA LAGUNA  
ESCALA: 1/10