

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

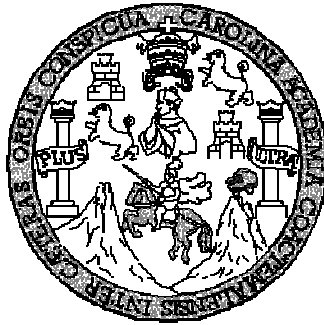
**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Juan Roberto Orozco Villatoro

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, noviembre de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JUAN ROBERTO OROZCO VILLATORO

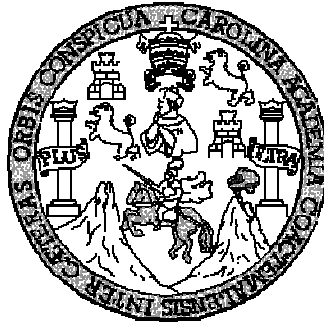
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADOR	Ing. Renzo Ricardo Grazioso Sierra
EXAMINADOR	Inga. Evelyn Maribel Morales Ramírez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo 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 Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de julio de 2009.

JUAN ROBERTO OROZCO VILLATORO



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 05 de octubre de 2009.
Ref.EPS.DOC.1411.10.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

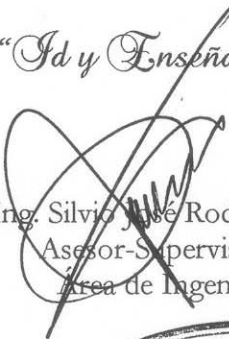
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan Roberto Orozco Villatoro** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511661**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 05 de octubre de 2009.
Ref.EPS.D.647.10.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan Roberto Orozco Villatoro**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Silvio José Rodríguez Serrano**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,
16 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan Roberto Orozco Villatoro, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



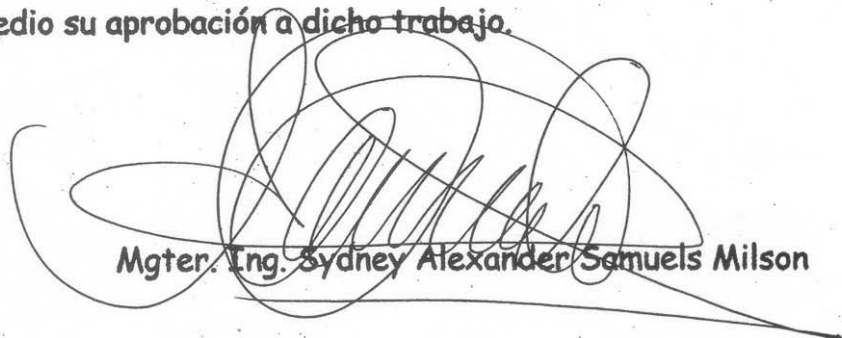
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Juan Roberto Orozco Villatoro, titulado DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson

Guatemala, noviembre 2009.



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECTOR
USAC

/lga.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.487.09

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 Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario **Juan Roberto Orozco Villatoro**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2009

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Ingeniero diseñador de mi existencia, autor principal de mis sueños y anhelos, no hay palabras para describir tu misericordia y gracia sobre mi vida.
- Mis padres** Carlos Roberto Orozco Mérida y Edi Gludubina Villatoro Villatoro.
- Con mucho amor y admiración por el esfuerzo que han realizado día a día desde mi nacimiento, por el ejemplo y apoyo incondicional cada instante de mi vida.
- Mi madre** Porque me enseñaste a buscar el éxito, a ser el mejor de los mejores, este logro es insuficiente comparado con todo lo que has luchado, espero en esta corta vida, ser un orgullo para tí, la mujer más bendita del planeta.
- Mis hermanos** Carlos Estuardo y Elia Maricruz Orozco Villatoro
- Por estar siempre a mi lado y contar con su apoyo en todo momento, aun cuando esto significó realizar sacrificios grandes.
- Mis abuelitas** Claudia Teodora Villatoro y Villatoro
Dina Leonor Mérida Oroxón

Por sus consejos, apoyo incondicional, y por el gran cariño que me han brindado a lo largo de mi caminar estudiantil.

Mis primos José Ignacio, Elías, Conrado, Jessica, por brindarme su apoyo.

Mi tíos Arturo, Danilo, Mynor y Julio Orozco, por creer en mí y en lo que he querido ser siempre.

Mis tías Clemencia y Consuelo Villatoro, por apoyarme en todo momento, aún cuando parecía tan difícil.

Mis sobrinos Por ser una luz que me motiva a luchar día a día.

Mi nena Nickole, por ser la bebé más hermosa del universo.

Amigos Por su amistad invaluable y compañía en todo momento.

.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por soñar con mi existencia, por diseñar mi corazón, porque aun siendo inmerecedor de tu misericordia, aun puedo estar ante tu gracia.
- Mi madre** Edi Gludubina Villatoro Villatoro, por darme el privilegio de ser llamado tu hijo, por brindarme la oportunidad de ser un profesional, por creer en mí y por darme la mejor formación para enfrentar la vida.
- Mis hermanos** Elia Maricruz Orozco Villatoro, por ese corazón valiente que ha estado conmigo siempre.
Carlos Estuardo Orozco Villatoro, por tu amistad incondicional y la muestra de que has sabido ser mi hermano mayor.
- Mi familia** A mis abuelitos, tíos y tías, primos y primas. Con todo cariño y aprecio.
- Asesor** El Ing. Silvio Rodríguez, por brindarme su asesoría y apoyo incondicional. Y especialmente, por darme la oportunidad de culminar un logro tan importante.
- USAC** Tricentenaria Universidad de San Carlos especialmente a la Facultad de Ingeniería, por darme las herramientas

necesarias y permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

Mis catedráticos Gracias por compartir conmigo sus conocimientos y experiencias. Especialmente al Ing. Jorge Mario Vettorazzi.

Mis amigos A todos y todas sin excepción por apoyarme en las buenas, en las malas y en las peores. Principalmente a quienes me acompañaron en este largo camino. Gracias por compartir conmigo la magia de la Ingeniería.

Mi pueblo San Pedro Sacatepéquez, San Marcos, porque es un honor haber crecido en tus alrededores y tu clima frío, espero poder trabajar en tu crecimiento.

Arq. Karen Espino Gracias por tu apoyo absoluto y desinteresado y especialmente por brindarme tu amistad sincera, es un verdadero placer conocer a una profesional como vos.

A todas las personas que han confiado en mí, e hicieron esto posible, agradezco a Dios su existencia y el privilegio de conocerlos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de El Progreso	1
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Datos históricos.	1
1.1.3 Localización geográfica	2
1.1.4 Extensión territorial	3
1.1.5 Clima	3
1.1.6 División político-administrativa	4
1.1.6.1 División política	4
1.1.6.2 Aldeas	4
1.1.6.3 Caseríos	5
1.1.6.4 Fincas	5
1.1.7 Datos de la población	6
1.1.7.1 Demografía	6
1.1.7.2 Densidad poblacional	8
1.1.7.3 Etnias	9
1.1.7.4 Migraciones	9
1.1.7.5 Nivel de pobreza	10

1.1.8	División administrativa	10
1.1.9	Tradiciones	11
1.1.9.1	Fiesta patronal	11
1.1.9.2	Feria de la producción	11
1.1.10	Educación	11
1.1.10.1	Analfabetismo	12
1.1.11	Salud	13
1.1.11.1	La salud en el municipio	13
1.1.11.2	Saneamiento básico	14
1.1.11.3	Infraestructura de salud	15
1.1.12	Recursos naturales	17
1.1.12.1	Hidrografía	17
1.1.12.2	Bosques	18
1.1.12.3	Suelos	19
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de El Progreso.	21
1.2.1	Descripción de las necesidades	21
1.2.2	Priorización de las necesidades	22

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño y planificación de salón de usos múltiples del municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.	23
2.1.1	Descripción del proyecto	23
2.1.2	Terreno disponible	24
2.1.3	Análisis de suelos	25
2.1.3.1	Ensayo triaxial	25

2.1.4	Diseño arquitectónico	29
2.1.4.1	Requerimiento de áreas	29
2.1.4.2	Ubicación del edificio en el terreno	30
2.1.4.3	Distribución de ambientes	30
2.1.4.4	Altura del edificio	31
2.1.4.5	Selección del sistema estructural a usar	31
2.1.5	Análisis estructural	32
2.1.5.1	Pre-dimensionamiento estructural	32
2.1.5.2	Modelos matemáticos de marcos rígidos	37
2.1.5.3	Cargas de diseño	39
2.1.5.3.1	Cargas horizontales y verticales aplicados a los marco rígidos	39
2.1.5.4	Análisis de marco rígidos, utilizando un software computacional SAP 2000.	
2.1.5.5	Comparación de resultados entre paquete computacional SAP 2000 y método numérico.	75
2.1.5.6	Momentos últimos por envolvente de momentos	79
2.1.5.7	Diagrama de momentos y cortes	88
2.1.6	Diseño estructural	90
2.1.6.1	Losas	90
2.1.6.2	Diseño de la cubierta con techo curvo (Curvotek)	107
2.1.6.3	Vigas	110
2.1.6.4	Columnas	119
2.1.6.5	Elementos de mampostería	142
2.1.6.6	Cimientos	143
2.1.7	Instalaciones	150
2.1.7.1	Agua potable	150
2.1.7.2	Drenajes	151
2.1.7.3	Electricidad	153

2.1.8	Planos constructivos	155
2.1.9	Presupuesto	156
2.1.9.1	Materiales	156
2.1.9.2	Mano de obra	156
2.1.9.3	Costo total del proyecto	156
2.1.9.4	Costo por metro cuadrado	159
2.1.10	Cronograma de ejecución	160
 CONCLUSIONES		163
RECOMENDACIONES		165
BIBLIOGRAFÍA		167
ANEXOS		169
APÉNDICE		173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa de ubicación geográfica	2
2	Organigrama división administrativa	10
3	Localización del terreno disponible	24
4	Áreas tributarias para pre-dimensionamiento de columna	33
5	Elevación marco típico, en el eje X, eje 2 y 5	38
6	Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos G, H, I	38
7	Elevación marco típico, en el eje Y. Marco A	38
8	Secciones de elementos estructurales	43
9	Vista en planta de primer nivel con vigas a analizar	44
10	Vista en planta de segundo nivel con vigas a analizar	44
11	Detalle de relación flecha luz y cargas de diseño	45
12	Diagramas de carga viva y carga muerta, primer nivel	54
13	Diagramas de carga viva y carga muerta, segundo nivel	55
14	Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco A	56
15	Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco I	56
16	Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco 2 y 6	56
17	Mapa de microzonificación sísmica de Guatemala	63
18	Distribución de fuerza por niveles, ejes literales	66
19	Distribución de fuerza por niveles, ejes numéricos	67
20	Modelo matemático marco eje A	74
21	Modelo matemático marco eje I	74
22	Modelo matemático marco eje 2	74
23	Paquete computacional SAP 2000 V12	75
24	Momentos por carga muerta en kg-m, marco A	76

25	Momentos por carga viva en kg-m, marco A	76
26	Momentos por carga de sismo en kg-m, marco A	77
27	Momentos por carga de sismo en kg-m, marco I	77
28	Momentos por carga viva en kg-m, marco I	78
29	Momentos por carga de sismo en kg-m, marco I	78
30	Modelo matemático marco eje I	79
31	Iteraciones efectuadas por el método de Kani	84
32	Envolvente de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco A	87
33	Envolvente de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco I	87
34	Envolvente de corte en vigas en kg, marco A	89
35	Envolvente de corte en columnas en kg, marco A	89
36	Planta típica de distribución de losas	91
37	Diagrama de momentos balanceados de losas	98
38	Fuerzas en un arco	107
39	Detalle de la cubierta del techo.	109
40	Detalle de viga canal y anclaje de techo	109
41	Envolvente de momentos viga entre ejes 2 y 3 del marco H	111
42	Representación de columna de diseño 1 y momentos actuantes	122
43	Representación de columna de diseño 2 y momentos actuantes	129
44	Armado longitudinal y transversal de columna	141
45	Corte simple en zapata	146
46	Corte punzonante en zapata	147
47	Detalle del armado de la zapata típica	150

TABLAS

I	División política, El Progreso, Jutiapa	4
II	Población total por edad y sexo en el municipio de El Progreso	7
III	Población urbana por edad y sexo en el municipio de El Progreso	7
IV	Población rural por edad y sexo en el municipio de El Progreso	8
V	Tipo de servicios y recursos educativos en el municipio de El Progreso	12
VI	Nivel de analfabetismo, años 1994 y 2002	13
VII	Diagnóstico de consulta, Año 2004	14
VIII	Condicionantes, deficiencias, potencialidades y proyectos del sector salud	16
IX	Valor soporte permisible, según tipo de suelo	26
X	Peraltes mínimos para pre-dimensionamiento de vigas	35
XI	Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente	41
XII	Estimación de cargas vivas	42
XIII	Estimación de cargas muertas	43
XIV	Reacciones correspondientes a la acción de cargas debidas a techo curvo de aluminio-zinc	45
XV	Rigideces de los miembros del marco I	80
XVI	Factores de giro de los miembros del marco I.	81
XVII	Momentos de empotramiento fijo, marco I	82
XVIII	Factores de desplazamiento en marco I	82
XIX	Comparación entre SAP 2000 y método de Kani	85
XX	Cálculo de momentos de losas en los dos niveles en kg-m	95
XXI	Refuerzo de losas para momentos específicos	101

XXII	Reacciones correspondientes a la acción de cargas debidas a techo curvo de aluminio-zinc	108
XXIII	Cálculo del área de acero para la viga entre ejes 2 y 3, del marco H	112
XXIV	Resumen de armado para vigas críticas del primer nivel	114
XXV	Resumen de armado para vigas críticas del segundo nivel	115
XXVI	Resumen de armado de estribos para las vigas del primer y segundo nivel	118
XXVII	Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario	152
XXVIII	Área máxima a drenar con tubería para drenaje pluvial	152
XXIX	Colocación de tomacorrientes	154
XXX	Presupuesto de salón de usos múltiples	157
XXXI	Cronograma de ejecución físico financiero	160

LISTA DE SÍMBOLOS

AASTHO	American Association of Highways and Transportation Officials
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máxima
As_{min}	Área de acero mínima
As_{tem}	Área de acero por temperatura
At	Área tributaria
Av	Área de la varilla
cm	Centímetro
CU	Carga última
e	Excentricidad
Es	Módulo de elasticidad del acero
f'c	Resistencia última del concreto
Fcu	Factor de carga última
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
I	Inercia
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m	Kilogramo por metro
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
M	Momento
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
MB	Momento balanceado

MCM	Momento de carga muerta
MCV	Momento por carga viva
MI	Momento de impacto
Mu	Momento último
Rec	Recubrimiento
S	Fuerza del sismo
S%	Pendiente en porcentaje
S_{max}	Espaciamiento máximo de estribos
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
Vs	Capacidad soporte del suelo
W	Peso
Φ	Factor de reducción de esfuerzos
ρ	Porcentaje de acero
ρ_{\max}	Porcentaje de acero máximo
ρ_{\min}	Porcentaje de acero mínimo
@	A distancia de; a cada

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Carga muerta	Carga permanente en la estructura.
Carga última	Carga por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente a través del tiempo, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.
Columna esbelta	Es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.

Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Excentricidad	Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Losa	Elemento estructural, plano, que soporta directamente las cargas vehiculares y las trasmite a diferentes apoyos.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.

RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como base primordial identificar, analizar y proponer, la solución más idónea a los problemas que se presenten, de acuerdo a las necesidades de las diversas comunidades que conforman el territorio guatemalteco. El presente estudio técnico fue realizado en el municipio de El Progreso, del departamento de Jutiapa.

El trabajo de graduación está constituido en una sola fase. En tal sentido, en el primer capítulo se hace una descripción del municipio, donde se puede encontrar: datos poblacionales, clima, topografía, tipo de suelo, recursos hidrológicos, entre otros datos. Además se realiza un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.

En la segunda fase denominada Servicio Técnico Profesional, contiene el desarrollo del diseño y la planificación de un salón municipal ubicado en la periferia del casco urbano. Dicho proyecto fue seleccionado con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales, COCODE y población beneficiaria.

En el diseño del salón municipal, se necesitó la medición del área por procesos topográficos, estudio de suelos, estimación de cargas, para proceder con el diseño de la estructura, es decir, cimentación, columnas y vigas rigiéndose por la integración de cargas vivas y muertas, y por último el diseño de los ambientes y acabados finales.

OBJETIVOS

General

- Diseño y planificación del salón de usos múltiples para el municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades prioritarias existentes en cuanto a servicios básicos e infraestructura el municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.
2. Contribuir con el desarrollo físico y sociocultural de los asociados, así como a las comunidades aledañas.
3. Hacer entrega del estudio completo del proyecto a la Municipalidad de El Progreso, Jutiapa, así como a la Mancomunidad del Lago de Güija, dejando el proyecto planificado con todas las fases que lo integran y de esta forma reunir los aspectos técnicos para su ejecución.

INTRODUCCIÓN

El presente informe de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en coordinación con la Mancomunidad del Lago de Güija, con sede en la municipalidad de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Tiene como objetivo principal desarrollar la planificación de un proyecto de suma importancia para dicha comunidad, previo a una investigación diagnóstica del municipio.

El proyecto realizado consiste en el diseño y planificación del salón de usos múltiples para el municipio de El Progreso, Jutiapa, el cual forma parte de la Mancomunidad del Lago de Güija; dicha edificación se encontrará en la periferia de casco urbano del municipio.

El salón municipal se diseñó con una estructura de marcos rígidos de concreto reforzado y muros de mampostería reforzada, con cubierta de lámina aluminio y zinc de tipo curvo y losa maciza. Para el análisis estructural se consideró el programa asistido por computadora SAP 2000 y un estudio de suelos consistente en un ensayo triaxial; también para el presupuesto del mismo se consideraron los renglones de trabajo con su respectivo precio unitario.

El proyecto en mención brinda desarrollo y beneficios a los habitantes de este municipio.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de El Progreso, Jutiapa

1.1.1 Aspectos generales

El Progreso conocido originalmente como Valle de Achuapa, situado al oriente del país posee un clima cálido, conforma uno de los diecisiete municipios del departamento de Jutiapa localizándose a 11 kilómetros de la cabecera departamental, siendo este también el mayor productor de arroz de la región.

Su nombre poético es “rubí de oriente”, el significado de su nombre es “tierra de achiote” este municipio fue creado el 6 de octubre de 1884 y luego en el año de 1984 su nombre fue cambiado a petición de los pobladores a “El Progreso”.

1.1.2 Datos históricos

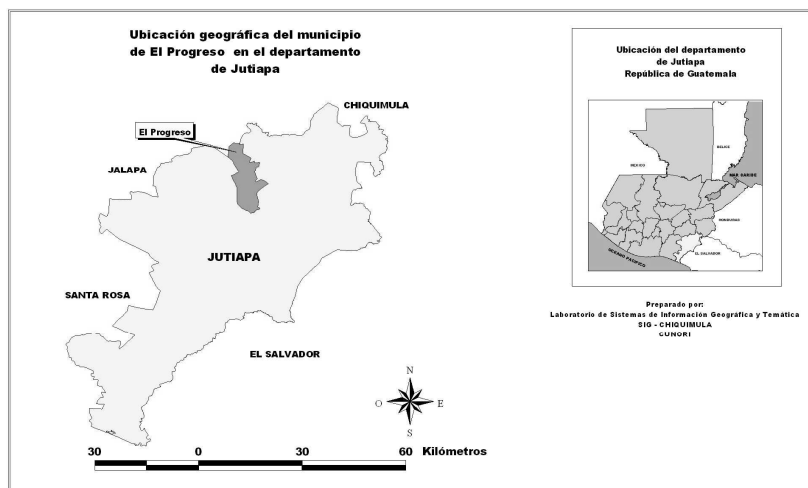
Fue creado como municipio el 6 de octubre de 1884, en el gobierno del general Justo Rufino Barrios, quien atendió la solicitud de los habitantes del Valle de Achuapa sus primeros pobladores fueron los pipiles, quienes cultivan maíz, cacao y achiote. Su riqueza cultural empieza con su fundación, ya que tenía autodidactas que sin ninguna preparación sistemática poseían una cultura natural.

1.1.3 Localización geográfica

El municipio El Progreso dista 128 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala y 11 de la cabecera departamental de Jutiapa, su altura moderada de 969 metros sobre el nivel del mar. Colinda al norte con el municipio de Monjas, departamento de Jalapa; al sur y oeste con el municipio de Jutiapa, al este con los municipios de Santa Catarina Mita y Asunción Mita del departamento de Jutiapa. Además, está ubicado en la parte oeste dentro de la cuenca del río Ostúa.

Se encuentra a una altura de 969 metros sobre el nivel del mar, en latitud norte $4^{\circ} 21' 18''$ y longitud oeste de $89^{\circ} 50' 56''$.

Figura 1. Mapa de ubicación geográfica.



1.1.4 Extensión territorial

De acuerdo con la ley de regionalización, el departamento de Jutiapa y el municipio El Progreso forma parte de la región IV de la República, denominada región sur-oriental. El Progreso cuenta con una extensión territorial de 68 kilómetros cuadrados los cuales representan el 2.11% de los 3219 kilómetros cuadrados que posee el departamento y el 0.66% de los 108,889 kilómetros cuadrados del territorio nacional.

1.1.5 Clima

El municipio de El Progreso tiene un clima agradable con una temperatura media anual de 19 a 24 grados centígrados. Es ligeramente baja en los meses de noviembre a febrero y cálida de marzo a junio, aspecto muy importante porque esta altura permite la adaptación de variados cultivos. La estación lluviosa abarca los meses de mayo a octubre. En algunas ocasiones tiene inviernos con poca precipitación, o bien, períodos secos prolongados, dentro de éstos, los vientos son de norte a suroeste, y los fuertes se hacen sentir en períodos discontinuos y especialmente en los meses de noviembre a marzo.

1.1.6 División político-administrativa

1.1.6.1 División política

El municipio cuenta con la cabecera municipal de El Progreso que lleva su mismo nombre, cuenta con ocho aldeas, ocho caseríos, diecinueve fincas, un parcelamiento y un paraje, de acuerdo con las investigaciones de campo efectuadas y datos proporcionados por la municipalidad.

1.1.6.2 Aldeas

Las aldeas que forman parte del Municipio son: Acequia, El Ovejero, Peñoncito, Las Flores, Las Piletas, Las Uvas, Morán y Valle Abajo.

Tabla I. División política, El Progreso, Jutiapa.

No.	Aldeas	Km.
1	El Ovejero	12
2	Peñoncito	6
3	Las Flores	3
4	Las Piletas	7
5	Las Uvas	2
6	Valle Abajo	1.5
7	Acequia	
8	Moran	

Fuente: Oficina municipal de planificación, El Progreso, Jutiapa.

1.1.6.3 Caseríos

Dentro del municipio se localizan los siguientes caseríos: La Ciénega, El Pino, El Porvenir o Porvenir, El Rodeo, El Terrero, Jerónimo, Laguna Retana y Pozas de Agua.

1.1.6.4 Fincas

Las Fincas con que cuenta el municipio son: Ciénega, Córcega, El Carmelo, El Limón, El Porvenir, El Rosario I, El Rosario II, Italia, Las Barrancas, La Carabina de Ambrosio, La Dalia, Las Delicias, Ocalitos, Rancho Alegre, San José Las Flores, Venecia, Villa Angélica, Villa Linda y Vista Hermosa.

Los habitantes del municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa, en algunos casos confunden centros poblados con categoría de caseríos, como aldeas, tal es el caso de los siguientes: El Porvenir, Pozas de Agua y El Pino; sin embargo, de conformidad con la investigación de campo y consultas realizadas, se determinó que estas categorías no están reconocidas oficialmente.

Además, dividen la aldea Morán en dos centros poblados con la misma categoría: Morán Arriba y Morán Abajo. La aldea Valle Abajo conforme al mapa urbano de la cabecera, se le considera como parte de la zona tres.

Lo anterior no está reconocido oficialmente, ya que la población no ha solicitado a los órganos competentes dicho cambio, esto se maneja de una forma costumbrista.

Para el X censo nacional de población, de 1994, el Instituto Nacional de Estadística -INE-, identificó treinta y tres centros poblados, en la actualidad existen treinta y ocho, y los cinco que se adicionan corresponden específicamente a las siguientes fincas: El Rosario I, El Rosario II, Vista Hermosa, La Carabina de Ambrosio y Las Barrancas.

1.1.7 Datos de la población.

1.1.7.1 Demografía

Analizar las diferentes variables de población, reviste especial importancia, ya que con éstas se busca identificar las condiciones socioeconómicas de la misma.

Según los censos nacionales XI de población y VI de habitación realizado en el año 2002, la distribución de la población en el municipio y principalmente en las áreas urbana y rural es el siguiente:

Tabla II. Población total por edad y sexo en el municipio de El Progreso

RANGO DE EDAD	TOTAL				TOTAL
	HOMBRES	%	MUJERES	%	
0 a 14 años	3,343	18	3,306	18	6,649
15 a 29 años	2,024	11	2,858	16	4,882
30 a 44 años	1,261	7	1,718	9	2,979
45 a 59 años	991	5	1,093	6	2,084
60 a 74 años	559	3	543	3	1,102
75 y más años	250	1	248	1	498
TOTAL	8,428	46	9,766	54	18,194

En el municipio, la población total de hombres y mujeres asciende a 18,194 habitantes para el año 2002, El 60% (10,953) se encuentra concentrada en el área rural y el 40% (7,241) en el área urbana, esto obedece a que gran parte de la economía de esta región depende de la agricultura, por lo que los habitantes necesitan vivir cerca de su lugar de trabajo. Sin embargo, la mayor parte de los servicios públicos se concentran en el área urbana.

Tabla III. Población urbana por edad y sexo en el municipio de El Progreso

RANGO DE EDAD	URBANA				TOTAL
	HOMBRES	%	MUJERES	%	
0 a 14 años	1203	17	1259	17	2462
15 a 29 años	798	11	1183	16	1981
30 a 44 años	535	7	775	11	1310
45 a 59 años	396	5	458	6	854
60 a 74 años	217	3	223	3	440
75 y más años	87	1	107	1	194
TOTAL	3236	45	4005	55	7241

Tabla IV. Población rural por edad y sexo en el municipio de El Progreso

RANGO DE EDAD	RURAL				TOTAL
	HOMBRES	%	MUJERES	%	
0 a 14 años	2140	20	2047	19	4187
15 a 29 años	1226	11	1675	15	2901
30 a 44 años	726	7	943	9	1669
45 a 59 años	595	5	635	6	1230
60 a 74 años	342	3	320	3	662
75 y más años	163	1	141	1	304
TOTAL	5192	47	5761	53	10953

En el municipio de El Progreso el 54% de la población se concentra en el sexo femenino, con dominancia plena en las áreas urbana y rural, esto puede estar influenciado directamente por la emigración de los hombres en busca de mejoras económicas, según la información recabada por la OMP.

Conforme las tablas II, III y IV, la población estimada es relativamente joven, en virtud que el 36% de la población se concentra entre las edades de cero a catorce años de edad, lo que indica que este rango depende económicamente de sus padres porque se dedican a sus tareas escolares y colaboran en algunas actividades del hogar, el restante 64% de 15 a más años, representan a la población potencial y económicamente activa del municipio.

1.1.7.2 Densidad poblacional

La densidad poblacional está definida por el número de personas que viven en una superficie determinada, que puede ser por terreno cultivable o kilómetro cuadrado.

Con base a lo anterior y conforme a la población estimada para el año 2002, se puede establecer que en el municipio El Progreso existe una relación de 267 habitantes/km², lo que evidencia una alta concentración de población en comparación con la media reportada para el departamento de Jutiapa, cuya densidad es considerablemente baja, con una cantidad estimada de 121 habitantes/km².

1.1.7.3 Etnias

En el municipio de El progreso, la población aborigen eran pipiles, que abarcaban el departamento de Jutiapa, Escuintla y El Salvador, estas etnias fueron desapareciendo gradualmente, latinizándose, al extremo de olvidar su idioma y abandonar su traje regional. En la actualidad en el municipio la población que predomina es la población ladina.

1.1.7.3 Migraciones

Las migraciones hacia el municipio generalmente se dan hacia su interior, por ser altamente comercial y por lo tanto genera un alto nivel de ingresos.

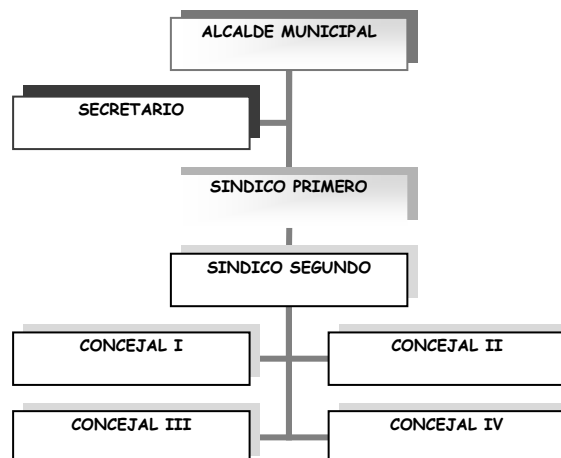
1.1.7.4 Nivel de pobreza

En el municipio, según el censo del Instituto Nacional de Estadística (INE) de 1994, el nivel de pobreza general es de 45.04%; mientras que la pobreza extrema es de 13.01%. Por lo que se pudo establecer que el nivel de pobreza existente en El Progreso es del 60 % del total de la población (22,220), esto quiere decir que aunque estén desarrolladas algunas actividades económicas la concentración de la riqueza se encuentra en el 40% restante de la población.

1.1.8 División administrativa

La Municipalidad se clasifica como categoría única (Pueblo), formada por el concejo municipal, el cual se integra así:

Figura 2. Organigrama división administrativa



1.1.9 Tradiciones

1.1.9.1 Fiesta patronal

La fiesta titular que se celebra del 9 al 13 de febrero en honor a la Virgen de Lourdes y su día principal es el 11, fecha en la cual la iglesia católica conmemora la aparición de la Inmaculada Virgen María en Lourdes, Francia.

1.1.9.2 Feria de la producción.

Celebrada durante el mes de octubre, dedicada a resaltar las principales actividades económicas del municipio, principalmente lo que refiere a la ganadería y la agricultura, misma que es organizada por la Asociación de Ganaderos y Agricultores de El Progreso (AGAP)

1.1.10 Educación

Conforme datos estadísticos proporcionados por la supervisión departamental del ministerio de educación, el municipio cuenta con varios centros educativos públicos y privados, que atienden a la población escolar desde el nivel pre-primario hasta el nivel universitario, a continuación se detallan, los servicios que prestan, la cantidad de centros educativos y la cantidad de alumnos que atienden:

Tabla V. Tipo de servicios y recursos educativos en el municipio de El Progreso.

Servicios	Recursos
<p>En el municipio se brindan los siguientes servicios en educación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Educación pre-primaria • Educación primaria • Educación básica • Diversificado con las siguientes carreras: <ul style="list-style-type: none"> Perito Contador Secretariado Bilingüe Bachillerato Industrial y perito en Electrónica Magisterio Bachiller en dibujo técnico • Nivel superior con las siguientes carreras: <ul style="list-style-type: none"> Abogacía y Notario con énfasis en medio ambiente Ingeniería Ambiental 	<ul style="list-style-type: none"> • 23 maestros en el nivel pre-primario • 114 en el nivel primario • 13 establecimientos de pre-primaria <ul style="list-style-type: none"> 02 de carácter público 3 de carácter privado • 22 establecimientos de primaria <ul style="list-style-type: none"> -19 públicos - 3 privados • 6 institutos de nivel básico <ul style="list-style-type: none"> -2 institutos por cooperativa -2 oficiales -2 privados <ul style="list-style-type: none"> • 1 Instituto por cooperativa para el nivel diversificado • 1 colegios privados para el nivel diversificado • Sede de la Universidad Rural

1.1.10.1 Analfabetismo

De conformidad con los datos obtenidos, por el X censo de población del Instituto Nacional de Estadística de 1994, se estableció que la tasa de analfabetismo asciende a un 23.92%, del cual corresponde el 13.04% al sexo

femenino y el 10.88% al sexo masculino, tal como se muestra en el cuadro siguiente:

Tabla VI. Nivel de analfabetismo, años 1994 y 2002

Descripción	Año 1994		Año 2002	
	Población	Porcentaje	Población	Porcentaje
Mujeres	2,150	13.04	3,160	14.66
Hombres	1,794	10.88	2,639	12.24
Totales	3,944	23.92	5,799	26.90

Se pudo establecer que de acuerdo con los datos obtenidos en el Comité Nacional de Alfabetización –CONALFA-, en el presente año el nivel de analfabetismo ascendió a un 26.90%, tomando en cuenta a las personas de 15 a 64 años de edad, distribuidos en la forma siguiente, un 14.66% para el sexo femenino y un 12.24% para el sexo masculino, observando un incremento del 2.98% de analfabetismo con relación al año 1994 y el año 2002. El analfabetismo es un indicador que permite determinar el grado de desarrollo del Municipio, determinado que se da más importancia a la integración temprana de los habitantes a la fuerza laboral familiar, que a la formación cultural y social de los habitantes.

1.1.11 Salud

1.1.11.1 La salud en el municipio

Según la estrategia de reducción de la pobreza del municipio la salud en el municipio es prestada a través de cuatro médicos privados en una clínica cada uno, y solamente uno del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social,

quien se apoya de una enfermera graduada y cinco enfermeras auxiliares, en un centro de salud tipo “B” ubicado en la cabecera municipal y dos puestos de salud: Uno en la aldea Acequia y otro en aldea El Ovejero.

Las principales causas de morbilidad de la población son en un su orden de importancia: parasitismo intestinal, neurosis, enfermedad péptica, infecciones urinarias, enfermedades de la piel y diarrea; mientras que la mortalidad es causada por neumonía, bronconeumonía, infarto, diabetes, insuficiencia cardíaca y heridas por arma de fuego. En el municipio de El Progreso, existe baja cobertura en salud, ya que los pobladores principalmente del área rural, con grandes dificultades, debido a los horarios de atención que coinciden con las jornadas de trabajo, tienen que acudir a la cabecera para poder disponer del servicio de salud.

Tabla VII. Diagnóstico de consulta, año 2004

Diagnóstico de consulta	Número	%
Infecciones respiratoria agudas	525	14
Parasitismo intestinal	457	12.2
Bronquitis	314	8.4
Mitalminosis	145	3.9
Diarreas	339	9.0
Resto de causas	2383	32%

1.1.11.2 Saneamiento básico

En el municipio todas las comunidades de El progreso, Jutiapa cuentan con el servicio de agua potable domiciliar. Las únicas que no cuentan con el servicio de cloración del agua son: Morán, Las Uvas, El Porvenir.

La administración del consumo del agua, en el municipio está a cargo de la municipalidad. Las únicas comunidades que administran éste recurso son El Peñoncito y Acequia.

1.1.11.2 Infraestructura de salud

En lo que se refiere a los servicios de salud, la cabecera municipal cuenta con un centro de salud y varias clínicas médicas particulares, así como las aldeas el Ovejero y Acequia que tienen un puesto de salud cada una, lo que indica que existe una cobertura limitada para satisfacer la demanda de atención médica de los habitantes del municipio.

En lo que refiere al centro de salud, cuenta con un médico del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, apoyada de una enfermera graduada y cinco enfermeras auxiliares en un centro de salud tipo “B” ubicado en la cabecera municipal.

A nivel privado en la cabecera municipal, se tiene lo siguiente:

- Cuatro clínicas privadas con un médico cada uno.
- 4 mecánicos dentales
- 2 odontólogos

Tabla VIII. Condicionantes, deficiencias, potencialidades y proyectos del sector salud

Sector Salud			
Condicionantes	Deficiencias	Potencialidades	Proyectos
1. Aguas Subterráneas	1. Deforestación	1. Cloración del agua	1. Planta de tratamiento de basura
2. Carretera Panamericana	2. Basureros no autorizados.	2. Nivel de educación de la población	2. Planta de tratamiento de aguas negras
3. Ubicación geográfica/ topografía.	3. Mala disposición final de la basura.	3. Organización del COMUDE.	3. ampliación de los servicios de salud y personal.
4. Planta de distribución de energía eléctrica.	4. No tratamiento de aguas negras.	4. Desarrollo económico del municipio.	4. Construcción y ampliación de proyectos de drenajes,
5. Suelos Inclinados	5. Falta de drenajes.	5. Ubicación geográfica.	5. Construcción de centro de salud tipo "A"
6. Laguna de Retana	6. Fuentes de agua desprotegidas.	6. Vías de acceso.	6. Protección de fuentes de agua.
7. Escasez de lluvia	7. Falta de tratamiento de agua entubada.	7. Centros y puestos de salud.	7. Implementación de pozos
8. Beneficios de arroz	8. Falta de infraestructura y	8. Sanatorios privados y de	8. Reforestar.
9. Desertificación	9. Falta de apoyo a los programas de salud por la	-----	9. Programas de concientización para manejo de basura y aguas
10. COMUDE	10. Falta de letrinización (área rural y	-----	10. Tren de aseo municipal para el área rural.
-----	11. Proliferación de animales en las calles.	-----	11. Puestos de salud en todas las comunidades.

1.1.12 Recursos naturales

El municipio de El Progreso cuenta con una gama de recursos naturales propios de la región suroriental del país, los cuales se detallan a continuación.

1.1.12.1 Hidrografía

El Municipio se encuentra ubicado en las microcuencas de la subcuenca Lago Guija, cuenca Ostúa-Guija.

Dentro del municipio El Progreso, departamento de Jutiapa se localizan los siguientes ríos:

1. Chiquito y Ovejero al norte,
2. Colorado al este y
3. Moran al oeste y sur.

La vertiente hidrográfica que recorre el municipio está en el valle de drenaje del río Lempa, que desemboca en el océano pacífico. Además se localizan en el municipio las quebradas, Las Uvas, De La Cueva, San Jerónimo, Honda y El Zope.

El caudal de los ríos mencionados ha disminuido debido al uso irracional de los recursos forestales, fenómenos climáticos, y a la presión que se ejerce sobre éstos por su utilización en los sistemas de riego de los diferentes cultivos existentes en el área.

Otro recurso hidrográfico importante del municipio, lo constituye la laguna de Retana, que en la época lluviosa, acumula o capta grandes cantidades de agua que son utilizadas en la época seca para el riego de productos agrícolas, que se cultivan en la misma.

1.1.12.2 Bosques

En esta región la formación vegetal corresponde a los tipos de bosques secos subtropical y húmedo subtropical templado.

De acuerdo con los datos otorgados por autoridades del Instituto Nacional de Bosques –INAB- del departamento de Jutiapa, las pocas especies que aún existen se encuentran en extensiones aisladas y no representativas, entre éstos se mencionan, Roble, Encino y Pino Colorado.

El Progreso es uno de los municipios del departamento de Jutiapa que ha sido seriamente deforestado por múltiples factores: el incremento de la población, la cual ejerce mayor presión sobre el recurso bosque, para aumentar la frontera agrícola, la extensión de pastizales. A pesar de esto, todavía se encuentran unas pocas áreas boscosas, como testigos vivientes de lo que fueron, que probablemente siguieron un desarrollo de noroeste o sureste, de acuerdo con la dirección del viento en esta región.

Así mismo, los incendios forestales extinguen la espesura de matorrales que son otro tipo de bosque que subsisten en el municipio, donde predominan los arbustos y las herbáceas, concretamente los que se pueden denominar como pastos; estos incendios provocan desequilibrios totales entre las especies vegetales y animales con su medio físico.

1.1.12.3 Suelos

Los suelos de municipio, se han desarrollado sobre cenizas volcánicas y elevaciones medias que se caracterizan por poseer una capa delgada de suelo y con frecuencia tienen afloración de rocas.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de El Progreso, Jutiapa.

1.2.1 Descripción de las necesidades

El municipio de El Progreso, a pesar de encontrarse en un desarrollo constante, padece una serie de necesidades tanto de servicios básicos como de infraestructura tales como:

Infraestructura

- Establecimientos educativos
- Mejoramiento de caminos
- Centro comercial municipal
- Salón para reuniones político-sociales
- Sistemas de disposición de aguas residuales
- Puentes para salvar obstáculos
- Mejoramiento de la calidad del agua de consumo
- Creación de espacios destinados para estacionamiento

Sociales

Ayuda a las comunidades para el fortalecimiento de los COCODE, ayuda profesional a los agricultores de la localidad para mejorar la calidad de sus productos. Además de asesorías para el mejoramiento de la industria zapatera de la localidad.

1.2.2 Priorización de las necesidades

La razón por la cual se priorizaron dichos proyectos, es la siguiente:

Salón de usos múltiples.

- El municipio de El Progreso, Jutiapa no cuenta con un edificio destinado a la celebración de sus actividades sociales y culturales, por lo que resulta primordial el diseño y planificación de un proyecto de este tipo.
- La realización de actividades propias del municipio se realizan en instalaciones alquiladas, por lo que representa un gasto adicional el incluir un rubro específico para tal efecto.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño y planificación de salón de usos múltiples del municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño de un edificio que tendrá capacidad para realizar actividades de carácter social y cultural. Para la planificación del mismo se tiene un predio con la forma que tiene el plano de arquitectura mostrado en el apéndice del presente trabajo; contando con el área de 5,932.03 metros cuadrados ubicados a un costado del estadio municipal de El Progreso, Jutiapa; el edificio tendrá servicios generales y básicos por que es un salón dedicado a la población en general; las opciones en materiales y sistemas constructivos preferenciales son: marcos de concreto reforzado y muros de mampostería reforzada, losa de tipo maciza, por razones climáticas de la región y por solicitud del concejo municipal se decidió utilizar una cubierta auto soportable curva de aluminio y zinc, acabados de la mejor calidad, contará con los servicios de agua potable, drenajes sanitarios y pluviales e instalaciones eléctricas.

El edificio contará con un mezzanine en su parte interior, así como instalaciones adecuadas para la celebración de actividades sociales y culturales. El diseño del salón municipal estará basado en el código ACI 318-05, normas AGIES y para distribución de áreas y ambientes el manual de

NEUFERT, así también, los muros de división serán de mampostería de block pómez de un espesor de 0.15 metros.

2.1.2 Terreno disponible

El terreno con el que se cuenta es un área ubicada a un costado del estadio municipal, el cual se encuentra en un estado óptimo para la construcción de un proyecto de este tipo, debido a que su extensión y topografía son las adecuadas.

Figura 3. Localización del terreno disponible.



2.1.3 Análisis de suelos

2.1.3.1 Ensayo triaxial

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia a la fuerza cortante equivale a su vez, a la suma de dos componentes fricción y cohesión.

Cuando se pretende calcular la capacidad soporte de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo por medio del ensayo triaxial, para tal efecto es preciso extraer una muestra inalterada de suelo de 1 pie cúbico de volumen y luego enviarla a un laboratorio de suelos acreditado, para por medio de los resultados establecer las propiedades del suelo y su consiguiente relación con la cimentación del edificio.

Tabla IX. Valor soporte permisible, según tipo de suelo.

MATERIAL DEL SUELO	TON/M ²	OBSERVACIONES
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones. Página 193.

- Los resultados del ensayo de laboratorio para la muestra de suelo extraída en el lugar destinado para la construcción del proyecto indican que el ángulo de fricción interna es de $\phi = 14.65^\circ$ y la cohesión es de $C_u = 7.65 \text{ ton/ mt}^2$, dicho informe se muestra en el anexo 1 del presente documento.

Cálculo del valor soporte de suelo

Datos:

Ángulo de fricción interna = $\phi = 14.65^\circ$

Cohesión de suelo = $C_u = 7.65 \text{ ton}/\text{m}^2$

Peso específico del suelo = $\gamma_{\text{suelo}} = 1,410.00 \text{ kg}/\text{m}^3$

Utilizando la ecuación general de Terzaghi

$$q_u = 1.3C_u N_c + D_f \gamma_{\text{suelo}} N_q + 0.40B \gamma_{\text{suelo}} N_\gamma$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna del suelo.

C_u = Cohesión de suelo

D_f = Desplante de cimentación = 1.5m.

Ángulo de fricción interna = $\phi = 14.65^\circ = 0.2556 \text{ rad}$

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot 0.2556 \text{ rad} \times \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - 0.2556 \text{ rad}/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{0.2556 \text{ rad}}{2} \right)} - 1 \right]$$

$$N_c = 12.86$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 = \frac{e^{2(3\pi/4 - 0.2556 \text{ rad}/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{0.2556 \text{ rad}}{2} \right)} - 1$$

$$N_q = 4.45$$

$$N_{\gamma} = \left[\frac{\left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) - 1}{\cos^2 \phi} \right] \times \frac{\tan \phi}{2} = 1.52$$

Calculando la carga última que soporta el suelo

$$q_u = 1.3 \times 7.65 \text{ ton/m}^2 \times 12.86 + 1.50 \text{ m} \times 1.41 \text{ ton/m}^3 \times 4.45 + 0.40 \times 2 \text{ m} \times 1.41 \text{ ton/m}^3 \times 1.52$$

$$q_u = 139.02 \text{ ton/m}^2$$

La carga admisible se calcula de la siguiente forma

$$q_u = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Donde FS = Factor de seguridad, depende de la importancia de la edificación.}$$

FS = 3 , debido a que se pretende utilizar el salón de usos múltiples como albergue en caso de una catástrofe, por ello, el valor tan alto.

$$q_u = \frac{139.02 \text{ ton/m}^2}{3} = 46.33 \text{ ton/m}^2$$

2.1.4 Diseño arquitectónico

2.1.4.1 Requerimiento de áreas

Entre los ambientes requeridos para el salón, se construirán los siguientes:

- Cocina-tienda: será de uso exclusivo para la preparación de los alimentos, contando también con servicio sanitario privado.
- Vestidor para caballeros y damas: de uso exclusivo con sanitario privado para la preparación de actores y actrices.
- Cuarto de sonido: destinado para el ajuste de sonido y luces secundarias dentro del escenario.
- Escenario: espacio físico para la realización de actividades artísticas y de otra índole.
- Bodega: para almacenamiento de útiles de limpieza y su ubicación es anexa al servicio sanitario de caballeros y damas.
- Área social y mezzanine: El área social está calculada para el acomodamiento de 1,000 personas sentadas, ocupando cada una un área promedio de 0.80 mts² con espacio de circulación y mobiliario de 1.20 mts². El mezzanine lo comprende un área de 322.04 mts², el cual puede ser ocupado por 161 personas sentadas, con un área por cada una de ellas de 2 mts².
- Taquilla: destinada para la venta de boletos y monitoreo interno dentro del edificio.

2.1.4.2 Ubicación del edificio en el terreno

El edificio está orientado prácticamente de Noroeste a Sureste, para mejor aprovechamiento de la luz solar, es por ello la presencia de ventanas en algunas zonas específicas del diseño y abarca toda el área descrita y destinada a él, con espacio disponible para una evacuación segura.

2.1.4.3 Distribución de ambientes

En este proyecto se tomaron en cuenta varios factores, el más importante, sin duda alguna, es la capacidad de albergar a los asistentes, para lo cual es necesario ubicar diversos ambientes e instalaciones propias de un edificio de este tipo.

La distribución de áreas quedará de la siguiente manera:

- Cocina-tienda: 35.28mts².
- Mezzanine: 322.04 mts²,
- Vestidor caballeros y damas: 37.50 mts² cada uno, total 75.00 mts².
- Cuarto de sonido: 20.30mts².
- Escenario: 104.00 mts².
- Bodega : 20.30 mts².
- Área social: 1090.20mts²,
- Taquilla: 9.50 mts².
- Baño de caballeros y damas: 20.20 mts² cada uno, total 40.40 mts²
- Área de conferencias: 81.25 mts².
- Sala de reuniones: 36.85 mts²

También se incluirá un área para jardinería, iluminación y ventilación natural.

2.1.4.4 Altura del edificio

Como se mencionó en la descripción del proyecto, el salón no podrá ser utilizado para actividades deportivas, debido a que estas actividades requieren de espacios más amplios. Para las alturas se consideraron condiciones del clima en la región y el mayor número de usuarios que albergará el edificio, siendo estos 1,161 asistentes con un espacio por cada uno de 2 metros cuadrados; según el diseño, comprenderá un mezanine en la nave central, por lo que se requerirá doble altura en todo el perímetro del salón, siendo esta de 6.25 metros en los extremos y en la parte central de la cubierta tendrá 11.25 metros, a partir del nivel de referencia adoptado.

2.1.4.5 Selección del sistema estructural a usar

Para elegir un sistema estructural, no requiere de operaciones matemáticas, sino que conlleva a muchas consideraciones, las cuales se determinan con objetivos importantes, tales como:

- Cumplir los requisitos de funcionalidad de la edificación.
- La estructura debe de soportar las cargas.
- Ser una estructura segura y económica.

Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados. Para este proyecto se decidió utilizar el sistema de marcos dúctiles, con losas planas de concreto reforzado y algunos muros de mampostería reforzada, así como la cubierta curva de aluminio-zinc.

2.1.5 Análisis estructural

Llamamos análisis estructural a la determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura, debido a la aplicación de cargas.

2.1.5.1 Pre-dimensionamiento estructural

Ésta acción, consiste en estimar secciones preliminares, para lo cual el proyectista puede basarse en la experiencia, en ayudas de diseño, a través de tablas, gráficas, etc.

- **Predimensionamiento de columna**

Para predimensionar una columna básicamente se determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta, como lo considera el ACI 318-05, en el capítulo 10. En este caso se desea guardar simetría en las dimensiones de las

columnas, por tal razón se toma la columna crítica o sea la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Datos:

$$f'c = \text{Resistencia última del concreto} = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'y = \text{Resistencia a la fluencia del acero} = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$At = \text{Área tributaria } 41.69 \text{ m}^2$$

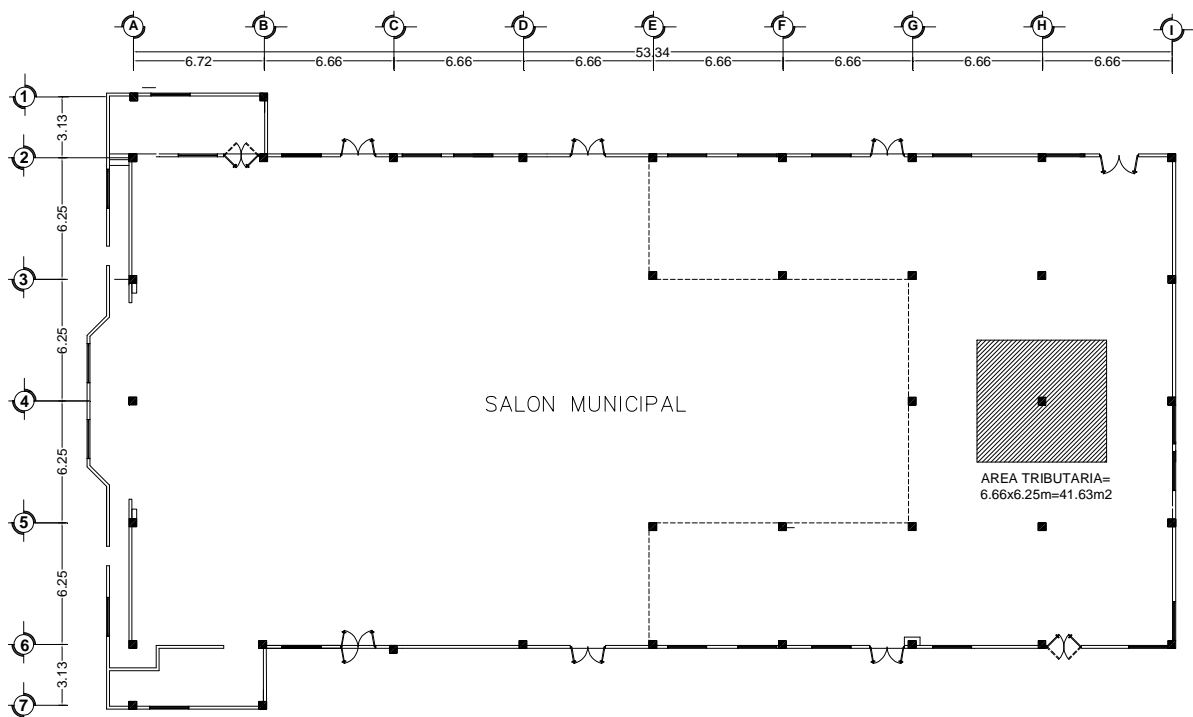
$$\text{Peso específico del concreto} = 2,400 \text{ kg/ m}^3$$

$$Ag = \text{Área gruesa de columna}$$

$$As = \text{Área de acero, } 1\%(Ag) \leq As \leq 6\%(Ag)$$

Según ACI 318-05 Capítulo 10 sección 10.9.1

Figura 4. Áreas tributarias para predimensionamiento de columna.



Sustituimos los datos en la fórmula de carga puntual,

$P = \text{Peso específico} \times \text{Área tributaria} \times \text{franja unitaria}$

$$P = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 41.69 \text{ mts}^2 = 100,056.00 \text{ kg}$$

El resultado multiplicado por los dos niveles que son,

$$P = 100,056 \text{ kg} \times 2 = 200,112.00 \text{ kg}$$

Si sustituimos valores en la ecuación de la carga puntual, se obtiene el área gruesa,

$$P = 0.8[0.85 * f'c(Ag - As) + F'y * As]; \quad \text{donde: } As = \rho * Ag$$

$$1\%Ag \leq \rho \leq 8\%Ag$$

$$Ag = \left[\frac{P}{0.80[0.85 * f'c(1 - \rho) + F'y * \rho]} \right]$$

$$Ag = \left[\frac{200,112}{0.80[0.85 * 281(1 - 0.01) + 2,810 * 0.01]} \right]$$

Donde, $\rho = \text{cuantía de acero} = 1\%$,

$$Ag = 756.39 \text{ cm}^2$$

$$Ag = 756.39 = B^2 \Rightarrow B = 27.50 \text{ cm}$$

Dimensión mínima

Columnas centrales	$h_n / 10$
Columnas de borde	$h_n / 9$
Columnas de esquina	$h_n / 8$

El código ACI recomienda una sección mínima de 400 cm² para columnas estructurales de concreto reforzado.

$$h_c = \frac{4.5 - 2 \times 0.25}{9} = 0.44 \text{mts} \approx 0.40 \text{mts}.$$

Se propone una sección de 40 cm. x 40 cm. = 1600 cm² > 756.39cm² , debido a que el edificio tendrá altos requerimientos de carga viva.

- **Predimensionamiento de viga**

Para predimensionar vigas, se puede calcular con los siguientes criterios, por cada metro lineal libre de luz, ocho centímetros de peralte y la base equivale ½ peralte o el código ACI 318-05 en el capítulo 9 tabla 9.5(a). Ver tabla a continuación, da diferentes situaciones para predimensionamiento, en este caso se tomó cuando una viga es continua en ambos extremos.

Tabla X. Peraltes mínimos para predimensionamiento de vigas.

Peralte mínimo (h)				
Elemento	Simplemente	Con un extremo	Ambos Extremos	En Voladizo
	Apoyado	Continuo	Continuos	
	Elementos que no soportan o están ligados a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Vigas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: ACI 318-05 capítulo 9.

Longitud de viga mayor = 6.67m.

$$h_{\text{viga}} = 8\% * \text{Longitud de viga mayor}$$

$$h_{\text{viga}} = 0.08 * 6.67 \text{ m.} = 0.53 \text{ m.} = 53\text{cm} \rightarrow \text{aproximamos a 50cm}$$

O con el otro criterio,

$$h_{\text{viga}} = L/21 = 6.67\text{m}/21 = 0.31 \text{ m.} \approx 31\text{cm.}$$

Para predimensionar la viga usamos el valor mayor

$$\text{Altura de viga } h = 50 \text{ cms}$$

$$\text{Base de viga } b = 50/2 = 25 \text{ cm.}$$

Se propone una sección de viga de 25x50 cm.

- **Predimensionamiento de losa**

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como para transmitir cargas verticales y horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en:

- cascarones ($t < 0.09$)
- planas ($0.09 \leq t \leq 0.18$)
- nervadas ($t > 0.18$)

Para losas en dos direcciones, ACI recomienda:

Espesor de Losa (t) = perímetro / 180

$$t = (6.67 \times 2 + 6.25 \times 2) / 180$$

$$t = 0.1435 \text{ m.} \approx 0.15 \text{ m.}$$

Espesor de Losa = 15 cm.

Se propone losa tradicional con espesor de 15 cm.

2.1.5.2 Modelos matemáticos de marcos rígidos

El modelo matemático de un marco dúctil, es la gráfica que representa tanto la forma, como las cargas que soporta el marco y que sirve para realizar el análisis estructural. Por su similitud en cargas y la geometría de la edificación, se analizan únicamente los aspectos críticos.

Las figuras a continuación muestran los marcos dúctiles en el eje X y en el eje Y, respectivamente. La integración de cargas muertas y vivas se realizará junto con el modelo matemático a partir de los marcos ya mencionados.

Figura 5. Elevación marco típico, en el eje X, eje 2 y 6.

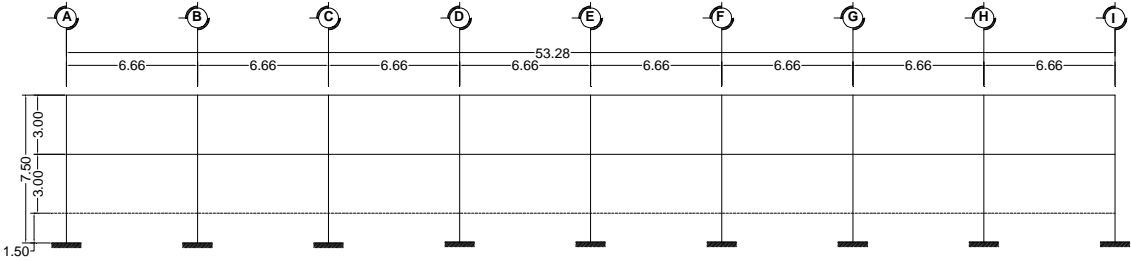


Figura 6. Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos G, H, I

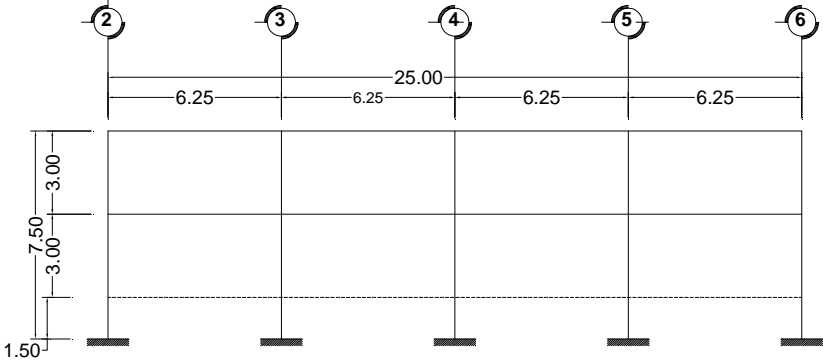
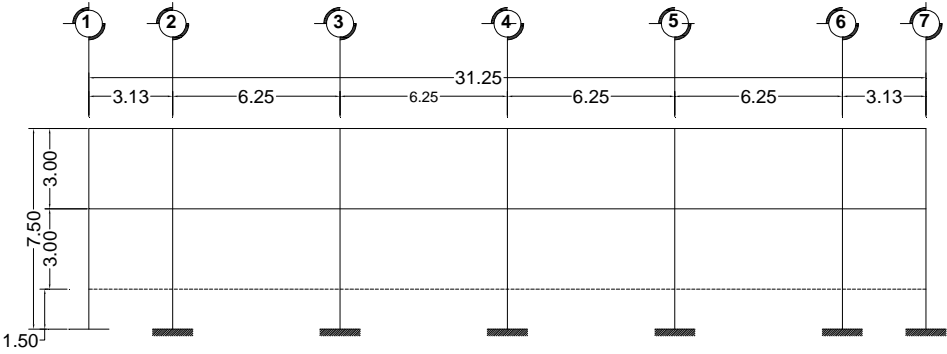


Figura 7. Elevación marco típico, en el eje Y. Marco A.



2.1.5.3 Cargas de diseño

Llamamos cargas de diseño a todas aquellas cargas que actuaran en la estructura a construir.

2.1.5.3.1 Cargas horizontales y verticales aplicados a los marcos rígidos

- **Cargas verticales**

Conocidas también como cargas por gravedad, se divide en carga viva y carga muerta.

Cargas vivas (CV)

Son cargas que pueden cambiar en magnitud y posición, entre estas se tienen las que se mueven con su propia fuente de energía que son las móviles y las que pueden ser movidas que son las movibles, otras cargas vivas pueden ser causadas por las operaciones de la construcción, el viento, la lluvia, los sismos, las explosiones y los cambios de temperatura.

La determinación de la carga viva apropiada, para un sistema estructural es complicada, debido a la incertidumbre de la magnitud en si misma y el lugar sobre el que actúa la carga en cualquier instante dado.

Cargas de ocupación o uso: Son cargas de piso que se aplican a un área dada de una construcción y dependen de su utilización u ocupación, existe una diversidad de cargas de ocupación estandarizadas para diferentes tipos de construcciones y para uso de estas debe consultarse bibliografía mas extensa.

Cargas de impacto: son causadas por las vibraciones de las cargas móviles y por lo general se presentan súbitamente.

Cargas por temperatura: se presenta cuando varía la temperatura de una estructura o de alguno de sus miembros, el material tendera a expandirse en una forma ocasionando esfuerzos a la estructura.

Carga por viento: el viento puede actuar en cualquier dirección y debe investigarse cual es la dirección que produce efectos desfavorables en la estructura; estas cargas laterales varían en magnitud según la localidad geográfica, la altura sobre el terreno, el tipo de terreno que rodea al edificio, etc. Las presiones de viento se suponen en general uniformemente aplicadas a la superficie de barlovento de los edificios, en Guatemala las velocidades mínimas de diseño para cargas de viento son de 90km/h.

Cargas por sismo: un sismo ocasiona aceleración en al superficie del terreno y puede provocar daños a las estructuras, de acuerdo a la magnitud con que actúa en un momento dado.

Otras cargas: entre otras cargas vivas que pueden en algún momento afectar a la estructura están las ocasionadas por la presión de la tierra y las ocasionadas por la presencia de agua.

Para anticipar las diferentes clases de cargas y fuerzas que puedan llegar a actuar en la estructura que se esta diseñando, el ingeniero cuenta con la ayuda de los códigos de diseño en donde se especifican, en general, las cargas más usuales para las estructuras, sin embargo, en ocasiones se tiene que acudir al criterio u otros métodos para la determinación de los valores.

Tabla XI. Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente.

Tipo de ocupación o uso	W_v (kg/m²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales - encamamiento y habitaciones	200
Hospitales - servicios médicos y laboratorio	350
Hoteles - alas de habitaciones	200
Hoteles - servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestibulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	ver nota ^(a)
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garages	
Automóviles	250
Vehículos pesados	según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Cubiertas pesadas (inciso 8.3.3(f))	
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75 ^(b)
Cubiertas livianas (inciso 8.3.3(g))	
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^(b)
Notas: ^(a) carga depende del tipo de cancha	
^(b) sobre proyección horizontal	

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

Aplicar las cargas de diseño a una estructura, es considerar los efectos críticos en sus diferentes combinaciones de las cargas, que pueden afectar a esta, las cargas aplicadas según recomendación del fabricante del techo, deben considerarse de acuerdo al uso y efectos posibles en la estructura y son la carga muerta, la carga viva y la velocidad del viento, aplicándose valores a cada una de ellas, según la tabla XII.

Tabla XII. Estimación de cargas vivas

No.	Descripción	Peso	Unidad
1	Cubierta auto soportable	39.12	Kg/m ²
2	Losas en general (con acceso)	200	Kg/m ²
3	Escenario y mezzanine	500	Kg/m ²

Cargas muertas (CM)

Son todas aquellas cargas derivadas del peso propio de la construcción, generalmente incluyen el peso de la cubierta del techo, la estructura de marcos rígidos de concreto reforzado, losas, muros de mampostería reforzada, repellos, cernidos en techos y paredes, pisos, obras falsas y todo tipo de instalaciones, etc. En la tabla III se muestra el peso de varios materiales utilizados en la construcción del salón municipal

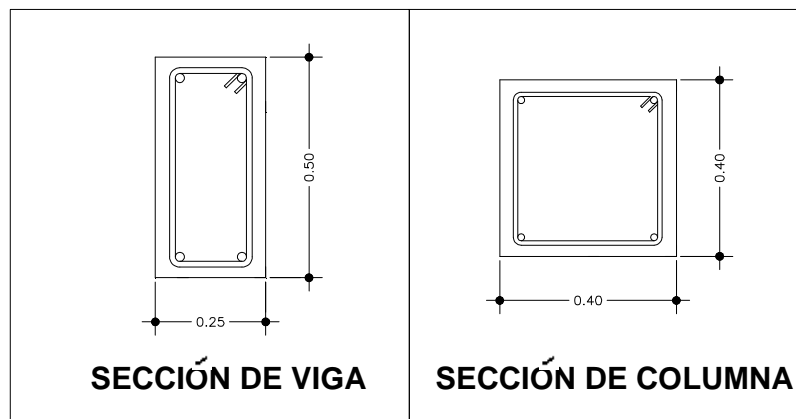
Tabla XIII. Estimación de cargas muertas

No.	Descripción	Aplicado	Peso	Unidad
1	Cubierta auto soportable		12,88	kg/m ²
2	Losa maciza	15cm	360	kg/m ²
3	Repello	2cm	15	kg/m ²
4	Cernido	2cm	15	kg/m ²
5	Mampostería Reforzada	15cm	250	kg/m ²
6	Mampostería Reforzada	20cm	333,33	kg/m ²
7	Relleno de concreto	volumétrico	1600	kg/m ³
8	Relleno + piso	2,5cm	200	kg/m ²
9	Panel covintec + mortero	10 cm	172	kg/m ²
10	Peso vidrio templado	5mm	12,5	kg/m ²
11	Peso balcón mezzanine		50	kg/m ²

Integración de cargas

Para la integración de cargas, tanto para vigas, losas, columnas y demás elementos que componen la estructura es necesario conocer las dimensiones del diseño arquitectónico, así como relacionar las secciones de los elementos con sus respectivas cargas; para tal efecto realizaremos la integración a diferentes vigas del edificio.

Figura 8. Secciones de elementos estructurales



Para la integración de cargas se han sugerido las vigas indicadas en la figura 9.

Figura 9. Vista en planta de primer nivel con vigas a analizar.

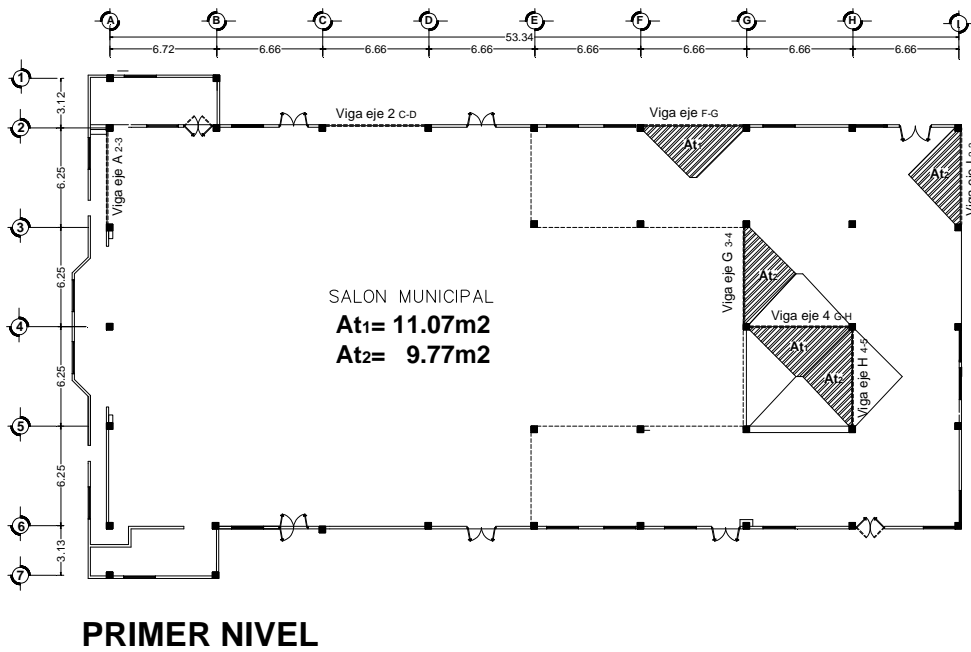


Figura 10. Vista en planta de segundo nivel con vigas a analizar



Cargas debidas al techo

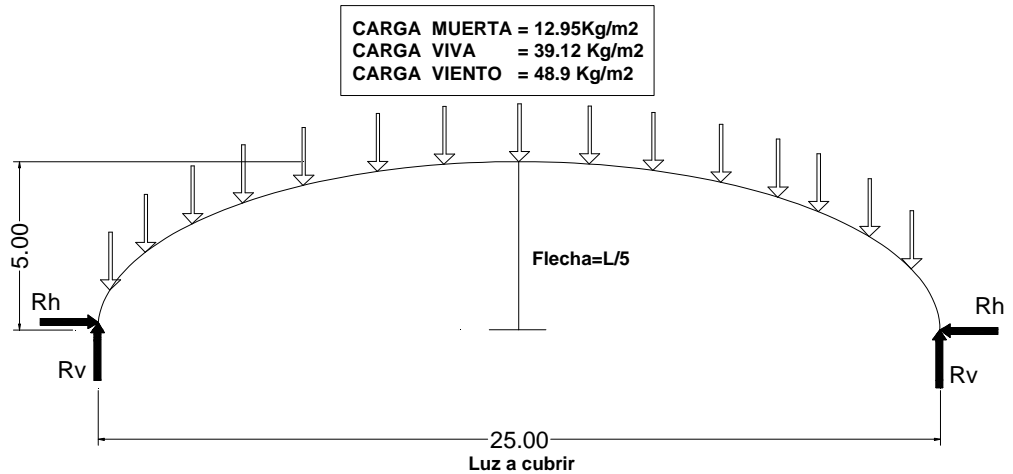


Figura 11. Detalle de relación flecha luz y cargas de diseño.

A continuación se muestran en la tabla, los valores de las reacciones en Lb/pie y Kg/m respectivamente, producidas por las cargas consideradas por el fabricante.

Tabla XIV. Reacciones correspondientes a la acción de cargas, debidas a techo curvo de aluminio-zinc

			EXTREMO IZQUIERDO			EXTREMO DERECHO				
			Reacción Vertical	Reacción horizontal		Reacción Vertical	Reacción horizontal			
CARGA MUERTA	2,65	Lb/pie ²	119,72	Lb/pie	141,70	Lb/pie	119,72	Lb/pie	141,70	Lb/pie
	12,96	kg/m ²	178,38	kg/m	211,13	kg/m	178,38	kg/m	211,13	kg/m
CARGA VIVA	8,00	Lb/pie ²	328,10	Lb/pie	400,47	Lb/pie	488,87	Lb/pie	400,47	Lb/pie
	39,12	kg/m ²	488,87	kg/m	596,70	kg/m	728,42	kg/m	596,70	kg/m
CARGA DE VIENTO	10,00	Lb/pie ²	16,41	Lb/pie	115,35	Lb/pie	16,41	Lb/pie	48,70	Lb/pie
	48,90	kg/m ²	24,45	kg/m	171,87	kg/m	24,45	kg/m	72,56	kg/m

Fuente: CURVOTEK S. A. Guatemala;

Integración de cargas

Primer nivel

- **Viga de eje 4, entre ejes G y H**

Carga muerta

$$\text{Peso propio viga} = W_{\text{CONCRETO}} \times b_{\text{viga}} \times h_{\text{viga}} = [\text{kg}/\text{m}]$$

$$\text{Peso propio viga} = 2400 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 0.25\text{m} \times 0.50\text{m} = [300\text{kg}/\text{m}]$$

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{W_{\text{repello+cernido}} \times b_{\text{viga}} \times 2h_{\text{viga}}}{Luz_{\text{viga}}} = [\text{kg}/\text{m}]$$

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{(15 + 15)\text{kg}/\text{m}^2 \times 0.25\text{m} \times 2 \times 0.50\text{m}}{6.67\text{m}} = [1.13\text{kg}/\text{m}]$$

$$W_{\text{LOSA}} = W_{\text{CONCRETO}} \times t_{\text{LOSA}} + W_{\text{PISO+RELLENO}} + W_{\text{REPELLO+CERNIDO}} + W_{\text{SOBRECARGA+MUROS INTERNOS}} = [\text{kg}/\text{m}^2]$$

$$W_{\text{LOSA}} = 2400\text{kg}/\text{m}^3 \times 0.15\text{m} + 200\text{kg}/\text{m}^2 + 30\text{kg}/\text{m}^2 + 150\text{kg}/\text{m}^2 = 740\text{kg}/\text{m}^2$$

$$\text{Peso} \times \text{losa} = \frac{740\text{kg}/\text{m}^2 \times 2 \times 11.07\text{m}^2}{6.67\text{m}} = [2,456 \text{ kg}/\text{m}]$$

$$W_{\text{CM}} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello + cernido} + \text{peso} \times \text{losa}$$

$$W_{\text{CM}} = 300\text{kg}/\text{m} + 1.13\text{kg}/\text{m} + 2,456\text{kg}/\text{m} = 2,757.13\text{kg}/\text{m}$$

Carga viva

$$W_{\text{CV}} = \frac{500\text{kg}/\text{m}^2 \times 2 \times 11.07\text{m}^2}{6.67\text{m}} = [1,659.67 \text{ kg}/\text{m}]$$

- **Viga eje 2 entre ejes C y D**

Carga muerta

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{W_{\text{repello+cernido}} \times b_{\text{viga}} \times 2h_{\text{viga}}}{Luz_{\text{viga}}} = [\text{kg} / \text{m}]$$

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{(15 + 15)\text{kg} / \text{m}^2 \times 0.25\text{m} \times 2 \times 0.50\text{m}}{6.67\text{m}} = [1.13\text{kg} / \text{m}]$$

$$W_{CV} = \frac{500\text{kg} / \text{m}^2 \times 2 \times 11.07\text{m}^2}{6.67\text{m}} = [1,659.67 \text{kg} / \text{m}]$$

$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello + cernido viga} + \text{peso muro}$
mamposteria ($t = 0.15\text{m}$ y $h = 2\text{m}$) + *peso vidrio + repello + cernido muro* = kg / m

$$W_{CM} = 300\text{kg} / \text{m} + 1.13\text{kg} / \text{m} + 250\text{kg} / \text{m}^2 \times 2.0\text{m} + 12.5\text{kg} / \text{m}^2 \times 1.1\text{m} +$$

$$30\text{kg} / \text{m}^2 \times 2\text{m} \times 2\text{m} \times 2\text{lados} = 933.63\text{kg} / \text{m}$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500\text{kg} / \text{m}^2 \times 0.5\text{m} \times 6.67\text{m}}{6.67\text{m}} = 250\text{kg} / \text{m}$$

- **Viga eje 2 entre ejes F y G**

Carga muerta

$$\text{Peso propio viga} = W_{\text{CONCRETO}} \times b_{\text{viga}} \times h_{\text{viga}} = [\text{Kg}/m]$$

$$\text{Peso propio viga} = 2400 \text{ Kg}/m^3 \times 0.25m \times 0.50m = [300\text{Kg}/m]$$

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{W_{\text{repello+cernido}} \times b_{\text{viga}} \times 2h_{\text{viga}}}{Luz_{\text{viga}}} = [\text{Kg} / m]$$

$$\text{Peso repello + cernido} = \frac{(15+15) \text{ Kg}/m^2 \times 0.25m \times 2 \times 0.50m}{6.67m} = [1.13\text{Kg} / m]$$

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello + cernido viga} + \text{peso muro mamposteria}(15\text{cm}) + \text{repello + cernido muro} + \text{pesolosa} + \text{pesovidrio} = \text{Kg} / m$$

$$W_{CM} = 300\text{kg} / m + 1.13\text{kg} / m + 30\text{kg} / m^2 \times 2m \times 2\text{lados} + 250\text{kg} / m^2 \times 2.0m + 12.5\text{kg} / m^2 \times 1.1m + 740\text{kg} / m^2 \times 11.07m^2 / 6.67m = 2,161.78\text{kg} / m$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500\text{kg} / m^2 \times 11.07m^2}{6.67m} = 829.83\text{kg} / m$$

- **Viga eje A entre ejes 2 y 3**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{sobrecarga} + \text{peso vidrio} + \text{peso muro mampostería (15cm)} + \text{peso}_{\text{REPELLO+CERNIDO+MURO}} = \text{kg} / \text{m}$$

$$W_{CM} = 300 \text{kg} / \text{m} + 1.13 \text{kg} / \text{m} + 500 \text{kg} / \text{m} + 12.5 \text{kg} / \text{m}^2 \times 1.0 \text{m} + 250 \text{kg} / \text{m}^2 \times 2 \text{m} + 30 \text{kg} / \text{m}^2 \times 2 \text{m} \times 2 \text{ lados} = 1,433.63 \text{kg} / \text{m}$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500 \text{kg} / \text{m}^2 \times 0.5 \text{m} \times 6.25 \text{m}}{6.25 \text{m}} = 250.00 \text{kg} / \text{m}$$

- **Viga eje G entre ejes 3 y 4**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{peso balcón} + \text{peso losa} = \text{Kg} / \text{m}$$

$$W_{CM} = 300 \text{kg} / \text{m} + 1.13 \text{kg} / \text{m} + 50 \text{kg} / \text{m}^2 \times 1.30 \text{m} + 740 \text{kg} / \text{m}^2 \times 9.77 \text{m}^2 / 6.25 \text{m} = 1,522.9 \text{kg} / \text{m}$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500 \text{kg} / \text{m}^2 \times 9.77 \text{m}^2}{6.25 \text{m}} = 781.6 \text{kg} / \text{m}$$

- **Viga eje H entre ejes 4 y 5**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{peso losa} = \text{Kg} / m$$

$$W_{CM} = 300 \text{kg} / m + 1.13 \text{kg} / m + 740 \text{kg} / m^2 \times 2 \times 9.77 \text{m}^2 / 6.25 \text{m} = 2,614.67 \text{kg} / m$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500 \text{kg} / m^2 \times 2 \times 9.77 \text{m}^2}{6.25 \text{m}} = 1,563.2 \text{kg} / m$$

- **Viga eje H entre ejes 4 y 5**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{peso losa} = \text{kg} / m$$

$$W_{CM} = 300 \text{kg} / m + 1.13 \text{kg} / m + 740 \text{kg} / m^2 \times 2 \times 9.77 \text{m}^2 / 6.25 \text{m} = 2,614.67 \text{kg} / m$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500 \text{kg} / m^2 \times 2 \times 9.77 \text{m}^2}{6.25 \text{m}} = 1,563.2 \text{kg} / m$$

- **Viga eje I entre ejes 2 y 3**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernidoviga} + \text{pesolosa} + \text{pesovidrio} + \text{pesomuromamposteria} + \text{peso}_{\text{REPELLO+CERNIDOMURO}} = \text{kg} / \text{m}$$

$$W_{CM} = 300\text{kg} / \text{m} + 1.13\text{kg} / \text{m} + 740\text{kg} / \text{m}^2 \times 9.77\text{m}^2 / 6.25\text{m} + 12.5\text{kg} / \text{m}^2 \times 1\text{m} + 250\text{kg} / \text{m}^2 \times 2\text{m} + 30\text{kg} / \text{m}^2 \times 2 \times 2\text{m} = 2,090.40\text{kg} / \text{m}$$

Carga viva

$$W_{CV} = \frac{500\text{kg} / \text{m}^2 \times 9.77\text{m}^2}{6.25\text{m}} = 781.6\text{kg} / \text{m}$$

Segundo nivel

- **Viga eje 2 entre ejes C y D**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernidoviga} + \text{pesotabique prefabricado} + \text{pesotechocurvo} = \text{kg} / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Pesotabique prefabricado} &= (\text{pesopanel}_{1.22 \times 2.44\text{m}} + \text{pesomortero}_{t=10\text{cms}}) \times \text{altura} \\ &= 172\text{kg} / \text{m}^2 \times 5\text{m} = 860\text{kg} / \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Pesotecho curvo} \Rightarrow \text{Carga muerta} = 178.38\text{kg} / \text{m} (\text{Ambos extremos})$$

$$\text{Carga viva} = 488.87\text{kg} / \text{m} (\text{Extremo izquierdo})$$

$$= 728.42\text{kg} / \text{m} (\text{Extremo derecho})$$

$$W_{CM} = 300\text{kg} / m + 1.13\text{kg} / m + 860\text{kg} / m + 178.38\text{kg} / m = 1,339.51\text{kg} / m$$

Carga viva

$$W_{CV} = \text{Carga viva en viga} + \text{carga de techo} = \text{kg} / m$$

$$W_{CV} = 500\text{kg} / m^2 \times 0.50m \times 6.67m / 6.67m + 488.87\text{kg} / m = 738.87\text{kg} / m$$

- **Viga eje 2 entre ejes F y G**

Carga muerta

El cálculo para la actual viga es el mismo que para la viga del eje 2 entre ejes C y D, por lo tanto:

$$W_{CM} = 1,339.51\text{kg} / m$$

$$W_{CV} = 738.87\text{kg} / m$$

- **Viga eje A entre ejes 2 y 3**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{peso tabique prefabricado} \\ \text{peso forro techo curvo} = \text{kg} / m$$

$$W_{CM} = 300\text{kg} / m + 1.13\text{kg} / m + 860\text{kg} / m + 150\text{kg} / m = 1,311.13\text{kg} / m$$

Carga viva

$$W_{CV} = \text{Carga viva en viga} + \text{carga de techo} = \text{kg} / m$$

$$W_{CV} = 500\text{kg} / m^2 \times 0.50m \times 6.25m / 6.25m + 488.87\text{kg} / m = 738.87\text{kg} / m$$

- **Viga eje I entre ejes 2 y 3**

Carga muerta

$$W_{CM} = \text{Peso propio viga} + \text{peso repello} + \text{cernido viga} + \text{peso tabique prefabricado} \\ \text{peso forro techo curvo} = \text{kg} / \text{m}$$

$$W_{CM} = 300 \text{kg} / \text{m} + 1.13 \text{kg} / \text{m} + 860 \text{kg} / \text{m} + 150 \text{kg} / \text{m} = 1,311.13 \text{kg} / \text{m}$$

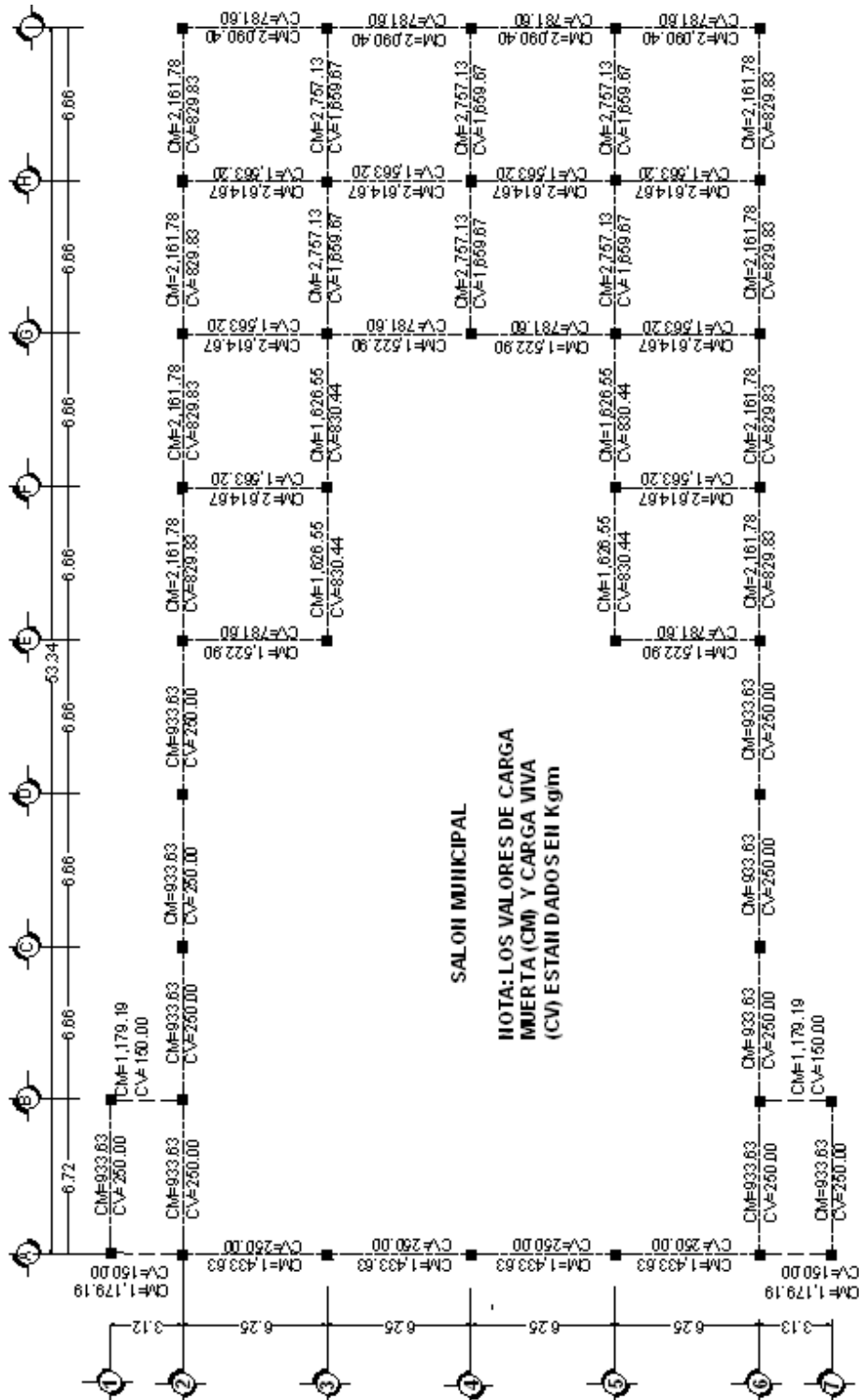
Carga viva

$$W_{CV} = \text{Carga viva en viga} + \text{carga de techo} = \text{kg} / \text{m}$$

$$W_{CV} = 500 \text{kg} / \text{m}^2 \times 0.50 \text{m} \times 6.25 \text{m} / 6.25 \text{m} + 488.87 \text{kg} / \text{m} = 738.87 \text{kg} / \text{m}$$

A continuación se presenta los diagramas de carga viva y carga muerta sin factores de amplificación, debido a que se incluirán en las diferentes combinaciones estimadas en el análisis estructural correspondiente al primer y segundo nivel de la estructura que conforma el salón municipal.

Figura 12. Diagramas de carga viva y carga muerta, primer nivel.



PRIMER NIVEL

Figura 13. Diagramas de carga viva y carga muerta, segundo nivel.

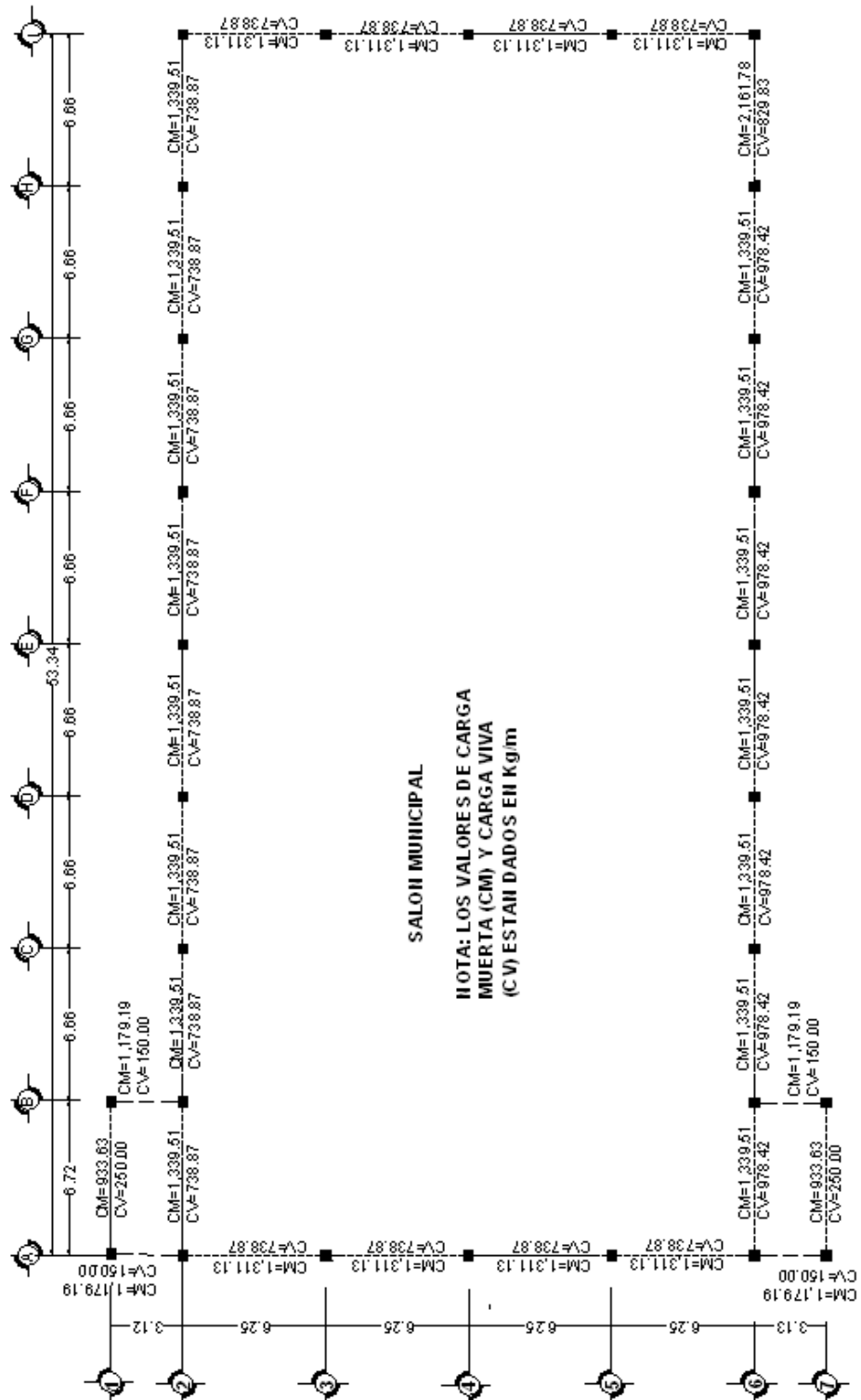


Figura 14. Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco A

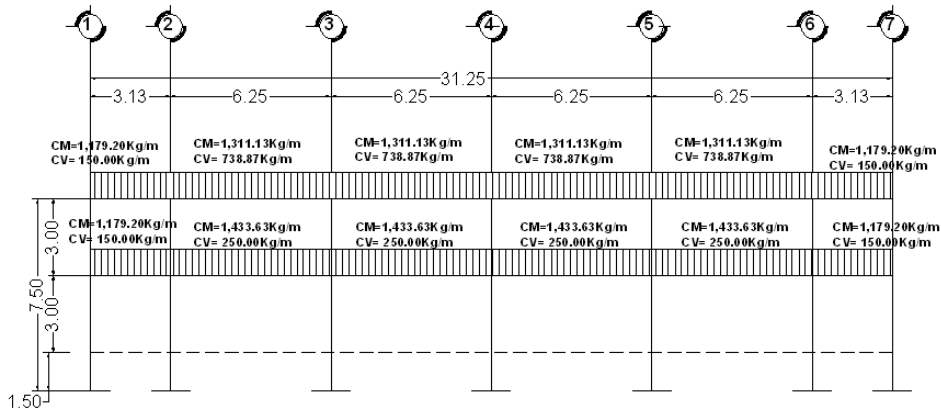


Figura 15. Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco I

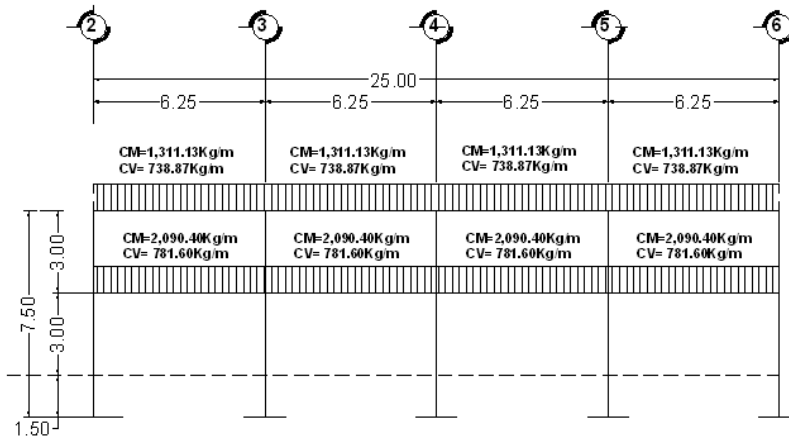
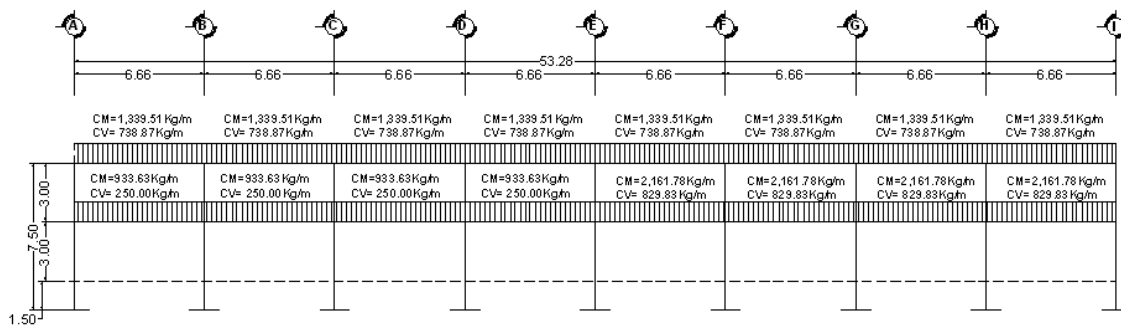


Figura 16. Carga viva y muerta uniformemente distribuida, marco 2 y 6.



- **Cargas horizontales**

De este tipo de cargas existen dos fuerzas horizontales, viento y sismo, a las que está expuesto un edificio. Generalmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala claramente es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas en la edificación, se aplicó el método S.E.A.O.C. del reglamento UBC-85, así como el correspondiente UBC-97. Para lo cual, es necesario calcular el peso de la estructura del edificio de la manera siguiente:

Peso de la estructura

$$W_{PRIMERNIVEL} = W_{COLUMNAS} + W_{VIGAS} + W_{LOSAS} + W_{MAMPOSTERIA} + W_{PARTICIONESMOVILES} + W_{VENTANAS} + 25\%CV$$

$$W_{SEGUNDONIVEL} = W_{COLUMNAS} + W_{VIGAS} + W_{LOSAS} + W_{TECHOCURVO} + W_{MAMPOSTERIA} + W_{VENTANAS} + W_{SILLARES} + W_{COVINTECFACHADA} + 25\%CV$$

$$W_{TOTAL} = W_{PRIMERNIVEL} + W_{SEGUNDONIVEL}$$

El porcentaje (%) de carga viva adoptado se debe a la probabilidad de ocupación del edificio al momento de un sismo, por lo que al referirse a una estructura de carácter social y cultural, solo estará ocupado cuando existan actividades de este tipo.

Peso primer nivel

$$W_{COLUMNAS} = W_{COLUMNA} \times L_{COLUMNA} \times b_{COLUMNA} \times h_{COLUMNA} \times No.Columnas$$

$$W_{COLUMNA} = W_{CONCRETO} + W_{REPELLO+CERNIDO}$$

$$W_{COLUMNAS} = (2,400 \text{ kg/m}^3 \times 4.50\text{m} \times 0.40\text{m} \times 0.40\text{m} + 30 \text{ kg/m}^2 \times 1.60\text{m} \times 4.50\text{m}) \times 38\text{col}$$
$$= 73,872.00\text{kg}$$

$$W_{VIGAS} = W_{CONCRETO} \times b_{VIGA} \times h_{VIGA} \times Longitud_{VIGAS}$$

$$W_{VIGAS} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 0.25\text{m} \times 0.50\text{m} \times 324.12\text{m} = 97,236.00\text{kg}$$

$$W_{LOSAS} = W_{LOSA} \times Area_{LOSA}$$

$$W_{LOSAS} = 740 \text{ kg/m}^2 \times (6.25\text{m} \times 26.64\text{m} \times 2 + 12.50\text{m} \times 13.32\text{m} + 3.13\text{m} \times 6.66\text{m} \times 2)$$
$$= 400,481.78\text{kg}$$

$$W_{MAMPOSTERIA} = W_{MAMPOSTERIA} \times Longitud_{MAMPOSTERIA} \times Altura_{MAMPOSTERIA}$$

$$W_{MAMPOSTERIA} = 250 \text{ kg/m}^2 \times (163.02\text{m} \times 1.50\text{m}) = 61,132.50\text{kg}$$

$$W_{PARTICIONESMOVILES} = W_{PARTICIONMOVIL} \times Area_{LOSAS}$$

$$W_{PARTICIONESMOVILES} = 75 \text{ kg/m}^2 \times (541.19\text{m}^2) = 40,589.25\text{kg}$$

$$W_{VENTANAS} = W_{VIDRIO} \times Area_{VIDRIO}$$

$$W_{VENTANAS} = 12.50 \text{ kg/m}^2 \times (6.20\text{m} \times 1.20\text{m} \times 27\text{ven tan as}) = 2,511.00\text{kg}$$

$$\%CV = 25\% \times C \text{ arg aviva} \times Area_{LOSAS}$$

$$\%CV = 25\% \times 500 \text{ kg/m}^2 \times 541.19\text{m}^2 = 67,648.75\text{kg}$$

$$W_{PRIMERNIVEL} = 73,872.00\text{kg} + 97,236.00\text{kg} + 400,481.78\text{kg} + 61,132.50\text{kg} +$$
$$40,589.25\text{kg} + 2,511.00\text{kg} + 67,648.75\text{kg}$$

$$W_{PRIMERNIVEL} = 743,471.20\text{kg}$$

Peso segundo nivel

$$W_{COLUMNAS} = W_{COLUMNA} \times L_{COLUMNA} \times b_{COLUMNA} \times h_{COLUMNA} \times No.Columnas$$

$$W_{COLUMNA} = W_{CONCRETO} + W_{REPELLO+CERNIDO}$$

$$W_{COLUMNAS} = (2,400 \text{ kg/m}^3 \times 3.00\text{m} \times 0.40\text{m} \times 0.40\text{m} + 30 \text{ kg/m}^2 \times 1.60\text{m} \times 3.00\text{m}) \times 28$$
$$= 36,288.00\text{kg}$$

$$W_{VIGAS} = W_{CONCRETO} \times b_{VIGA} \times h_{VIGA} \times Longitud_{VIGAS}$$

$$W_{VIGAS} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 0.25\text{m} \times 0.50\text{m} \times 182.52\text{m} = 54,756.00\text{kg}$$

$$W_{LOSAS} = W_{LOSA} \times Area_{LOSA}$$

$$W_{VIGAS} = 740 \text{ kg/m}^2 \times (6.66\text{m} \times 3.12\text{m} \times 2) = 30,753.22\text{kg}$$

$$W_{TECHOCURVO} = C \text{ arg amuerta}_{TECHO} \times Area_{TECHOCURVO}$$

$$W_{TECHOCURVO} = 39.12 \text{ kg/m}^2 \times (27.28\text{m} \times 54\text{m}) = 57,628.45\text{kg}$$

$$W_{MUROEXTERIOR} = W_{COVINTEC+MORTERO} \times Area_{TABIQUEXTERIOR}$$

$$W_{MUROEXTERIOR} = 172 \text{ kg/m}^2 \times (5\text{m} \times 168.95\text{m}) = 145,297.00\text{kg}$$

$$\%CV = 25\% \times C \text{ arg aviva} \times Area_{LOSAS} + 25\% \times C \text{ arg aviva}_{TECHO} \times Area_{TECHO}$$

$$\%CV = 25\% \times (500 \text{ kg/m}^2 \times 41.59\text{m}^2 + 39.12 \text{ kg/m}^2 \times 27.28\text{m} \times 54\text{m})$$

$$\%CV = 19,605.86\text{kg}$$

$$W_{SEGUNDONIVEL} = 36,288.00\text{kg} + 54,756.00\text{kg} + 30,753.22\text{kg} + 57,628.45\text{kg} +$$
$$145,297.00\text{kg} + 19,605.86\text{kg}$$

$$W_{SEGUNDONIVEL} = 344,328.53\text{kg}$$

$$W_{TOTALESTRUCTURA} = 743,471.20\text{kg} + 344,328.53\text{kg}$$

$$W_{TOTALESTRUCTURA} = 1,087,799.73\text{kg} = 1,087.80\text{ton}$$

Corte basal (V): Es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. El corte basal está dado por la fórmula siguiente:

Cálculo del corte basal

Según UBC 1,985

$$V_b = ZIKCSW$$

Donde:

Z = Coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona, que en este caso es zona 4.2

$$Z = 1$$

I = Coeficiente que depende de la importancia de la estructura, después de un evento sísmico.

$$I = 1.25$$

K = Coeficiente para marco espacial dúctil 100% resistente a carga sísmica.

$$K = 0.67$$

C = Coeficiente ligado al periodo de vibración de la estructura.

S = Coeficiente que depende del suelo de

Cimentación

$$S = 1.5$$

W = Peso propio de la estructura + 25%WCV

NOTA: El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio.

Por tal razón, se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X e Y longitudinal y transversal respectivamente, con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

El factor C depende del periodo natural fundamental de vibración de la estructura T. El valor C debe ser menor que 0.12, si este valor da más que 0.12 se debe de usar 0.12. El valor C se determina, en el sentido X y en el sentido Y, de la manera siguiente:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad ; \quad T = \frac{0.0906 * hn}{\sqrt{b}}$$

Donde:

hn = altura total del edificio

b = base del eje que se esta analizando

$$Tx = \frac{0.0906 * 7.50}{\sqrt{53.34}} = 0.0930s$$

$$Cx = \frac{1}{15\sqrt{0.0930}} = 0.2186$$

$$Ty = \frac{0.0906 * 7.50}{\sqrt{25}} = 0.1359s$$

$$Cy = \frac{1}{15\sqrt{0.1359}} = 0.1808$$

Ya que $C > 0.12$, tanto para el eje “x” como el eje “y” usaremos el valor $C = 0.12$, asimismo el producto de $C*S$ no puede ser mayor a 0.14, de lo contrario se usará este último.

$$C_x * S = 0.12 * 1.50 = 0.18$$

$$CS = 0.14$$

$$C_y * S = 0.12 * 1.50 = 0.18$$

$$CS = 0.14$$

$$V_b = ZIKCSW$$

$$V_{bx} = (1) * (1.25) * (0.67) * (0.14) * (1,087.8 \text{ ton.}) = 127.54 \text{ ton.}$$

$$V_{by} = (1) * (1.25) * (0.67) * (0.14) * (1,087.80 \text{ ton.}) = 127.54 \text{ ton.}$$

Según UBC 1,997

$$V_b = \frac{C_v I}{RT} \times W_{TOTAL}$$

Donde:

- R Coeficiente que depende del tipo de estructura (Tabla 16-N UBC 1,997)
Estructura de concreto resistente a momento (R = 8.5)
- I Factor de importancia de la estructura (Tabla 16-K UBC 1,997)
Edificación destinada a reuniones y celebraciones (I=1.25 UBC 1,997)
- C_v Factor que depende del tipo de suelo y de la ubicación geográfica de la estructura (Tabla 16-R UBC 1,997)
La estructura se encuentra ubicada en la zona sísmica 4 por lo cual el factor de zona sísmica es (Z=0.40), según tabla 16-I UBC 1,997.
Suelo S_E y Z=0.4, entonces C_v=0.96N_v
Donde N_v depende de la cercanía de la estructura a la ubicación de la falla, en este caso, el municipio de El Progreso, Jutiapa se encuentra a

una distancia aproximada de 4 kilómetros, según la tabla 16-T UBC 1,997 , $N_v=1.6$

$$C_v = 0.96(1.6) = 1.536$$

T Período fundamental de la estructura (Ecuación 30-8 UBC 1,997)

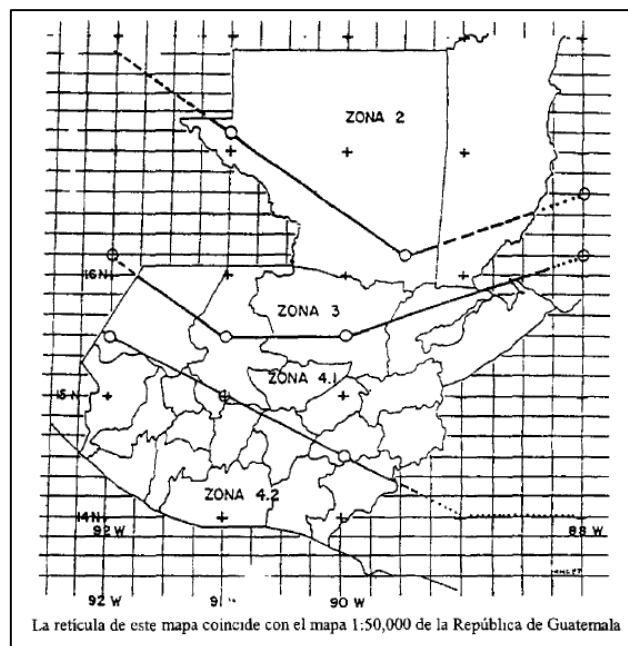
$$T = C_t \times (h_n)^{3/4}$$

$C_t = 0.03$ (Marcos dúctiles resistentes a 100% de carga sísmica)

$h_n = 7.5\text{m}$ o 25pies

$$T = 0.03 \times (25)^{3/4} = 0.3354\text{seg.}$$

Figura 17. Mapa de microzonificación sísmica de Guatemala.



$$V_b = \frac{C_V I}{RT} \times W_{TOTAL} = \frac{1.536 \times 1.2}{8.5 \times 0.3354} \times 1,087.80 \text{ton.} = 703.29 \text{ton.}$$

Según UBC 1997, el corte basal no necesita exceder la ecuación 30-5.

$$V_b = \frac{2.5 C_A I}{R} \times W_{TOTAL}$$

Donde C_a es el coeficiente de sismo que depende del tipo de suelo y zona sísmica considerada, según tabla 16-Q de UBC 1997 $C_a = 0.36 N_a$, en la cual N_a depende de la cercanía a la falla, tabla 16-S, en este caso, aproximadamente a 4 kilómetros, $N_a = 1.2$

$$C_a = 0.36 \times 1.2 = 0.432$$

$$V_b = \frac{2.5 \times 0.432 \times 1.25}{8.5} \times 1,087.80 \text{ton.} = 172.77 \text{ton.}$$

Según UBC 1997, el corte basal no debe ser menor al valor dado por la ecuación 30-6

$$V_b = 0.11 C_a I \times W_{TOTAL}$$

$$V_b = 0.11 \times 0.432 \times 1.25 \times 1,087.80 \text{ton.} = 64.61 \text{ton.}$$

Según UBC 1997, en zona sísmica 4, el corte basal no debe ser menor al valor dado por la ecuación 30-7

$$V_b = \frac{0.8 Z_N I}{R} \times W_{ESTRUCTURA}$$

$$V_b = \frac{0.8 \times 0.4 \times 1.6 \times 1.25}{8.5} \times 1,087.80 \text{ton.} = 81.90 \text{ton.}$$

Para efectos de diseño se elige el valor del corte basal

$$V_b = 172.77 \text{ ton.}$$

Debido al cumplimiento de todos los requisitos del código de diseño UBC 1997.

Siendo el corte basal la fuerza total que actúa horizontalmente en el edificio, es necesario distribuirla uniformemente en cada piso y en los respectivos ejes X y Y, con las siguientes fórmulas:

$$F_t = 0.07 * T * V_b \quad ; \quad F_{ni} = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum(W_i * h_i)}$$

Donde:

V_b = Corte basal (kg. o ton.)

F_t = Fuerza en la cúspide, si T (período natural de vibración) es menor que 0.25 seg, entonces, $F_t = 0$, de lo contrario se debe calcular F_t

F_{ni} = Fuerza por nivel (kg)

W_i = Peso de cada nivel (kg)

h_i = altura de cada nivel (m)

Según lo que calculamos anteriormente con el período T, la fuerza en la cúspide estaría dada por la ecuación

$$F_t = 0.07 * 0.3354 * 172.77 \text{ ton.} = 4.05 \text{ ton.}$$

$$W_{TOTAL} = W_{NIVEL1} + W_{NIVEL2}$$

$$W_{TOTAL} = 743,471.20kg + 344,328.53kg$$

$$W_{TOTAL} = 1,087,799.73kg = 1,087.80ton.$$

Fuerza por nivel

Nivel 2

$$Fn2 = \left[\frac{(172.77 - 4.05)ton * 344.33ton * 7.5m}{(344.33ton * 7.5m + 743.47ton * 4.5m)} \right] = 73.5ton$$

Nivel 1

$$Fn1 = \left[\frac{(172.77 - 4.05)ton * 743.47ton * 4.5m}{(344.33ton * 7.5m + 743.47ton * 4.5m)} \right] = 95.22ton$$

Como comprobación = Ft + F1 + F2 = 4.05 ton. + 73.51 ton. + 95.22 ton.

$$= 172.77 ton.$$

Figura 18. Distribución de fuerza por niveles, ejes literales.

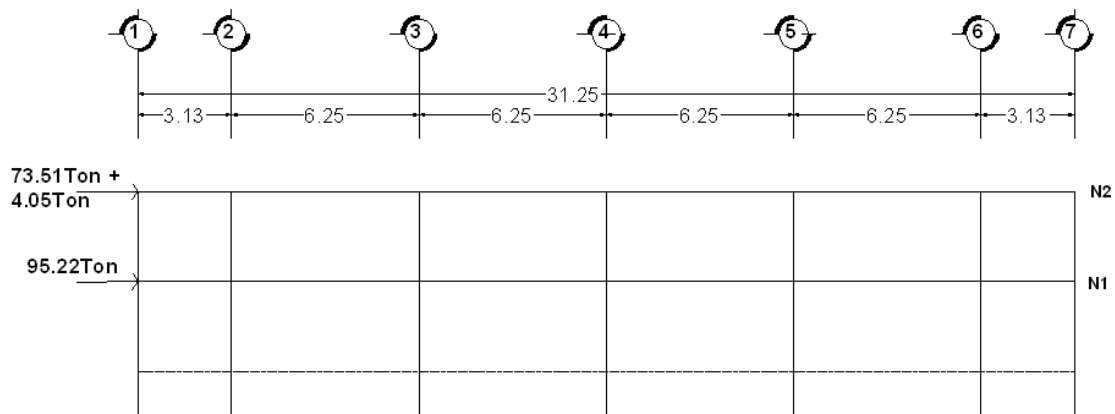
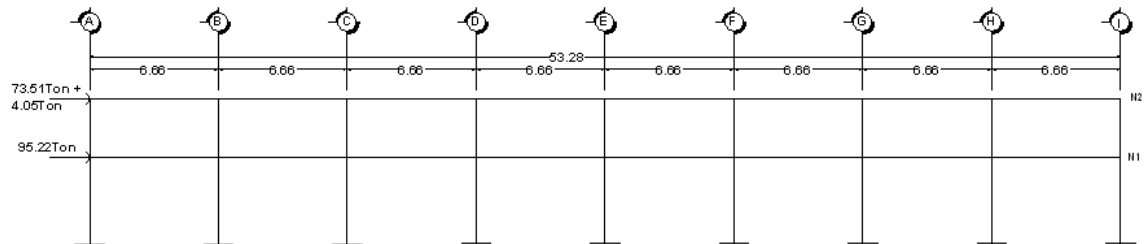


Figura 19. Distribución de fuerza por niveles, ejes numéricos.



Fuerza por marco

Dado a que la distribución de carga sísmica depende de la simetría estructural del edificio, y debido a que tenemos un edificio asimétrico procederemos al cálculo de las rigideces relativas de los marcos rígidos.

Rigideces

Las cortantes de entrepiso que se originan de la respuesta torsional y traslacional, se distribuyen sobre la altura del edificio, proporcionalmente, a las rigideces de los diversos elementos del edificio.

La rigidez calculada de la estructura debería tomar en cuenta la rigidez de los pisos y la estructura de los pisos, actuando como un elemento distribuidor. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y los debidos a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez del nivel, con las rigideces determinadas por las

fuerzas correspondientes aun desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a esas rigideces.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Para fines de nuestro análisis calcularemos las rigideces de los marcos con la fórmula:

$$K = \frac{4EI}{L}$$

Donde:

K = Rigidez (Kg/cm)

E = Módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm²)

I = Módulo de Inercia de la sección $I = \frac{1}{12bh^3}$, (cm⁴)

b = Base de la sección (cm)

h = Altura de la sección (cm)

L = Longitud del elemento (cm)

Según el predimensionamiento efectuado anteriormente las secciones de las vigas son de 25x50cm. Así mismo nuestras columnas tienen una sección de 40x40cm y en el primer nivel una longitud de 4.5m y en el segundo de 3m., por lo que procedemos al cálculo de las rigideces; cabe mencionar que debido a la distribución y características de las vigas, lo que hace crítica la rigidez de los respectivos niveles a analizar, es la rigidez proporcionada por las columnas del sistema, por lo que calcularemos la rigidez de las columnas únicamente, para luego, considerar la rigidez relativa de los marcos que componen la estructura.

Rigidez de columnas

$$K_{columna} = \frac{E_c b L}{H \left[\left(\frac{H}{L} \right)^2 + 3 \right]}$$

Columna primer nivel

Sección 40cmx40cm (16pulgx16pulg) y L = 4.5m (15pies)

$$K_{Columnanivel1(X,Y)} = \frac{E_c \times 16'' \times 16''}{15' \times 12'' \left[\left(\frac{15' \times 12''}{16''} \right)^2 + 3 \right]} = 0.01097 E_c$$

Columna segundo nivel

Sección 40cmx40cm (16pulgx16pulg) y L = 3.00m (10pies)

$$K_{Columnanivel1(X,Y)} = \frac{E_c \times 16'' \times 16''}{10' \times 12'' \left[\left(\frac{10' \times 12''}{16''} \right)^2 + 3 \right]} = 0.0360 E_c$$

Como se pudo observar, la rigidez de las columnas de la estructura, tanto para el eje "x", como el eje "y", es la misma, debido a la simetría en planta; con esto aclarado, procedemos a calcular la rigidez de cada uno de los marcos, la cual, no es más que la sumatoria de las columnas ubicadas en cada eje, tanto en el sentido "x" como en el sentido "y", para los correspondientes dos niveles de la estructura.

Nivel 2

Rigidez ejes literales

$$K_A = 7(0.036E_c) = 0.252E_c$$

$$K_B = 4(0.036E_c) = 0.144E_c$$

$$K_C = 2(0.036E_c) = 0.072E_c$$

$$K_D = 2(0.036E_c) = 0.072E_c$$

$$K_E = 4(0.036E_c) = 0.144E_c$$

$$K_F = 4(0.036E_c) = 0.144E_c$$

$$K_G = 5(0.036E_c) = 0.180 E_c$$

$$K_H = 5(0.036E_c) = 0.180 E_c$$

$$K_I = 5(0.036E_c) = 0.180 E_c$$

$$K_{\text{piso}} = 1.368 E_c$$

Rigidez ejes numéricos

$$K_1 = 2(0.036E_c) = 0.072E_c$$

$$K_2 = 9(0.036E_c) = 0.324E_c$$

$$K_3 = 6(0.036E_c) = 0.216E_c$$

$$K_4 = 4(0.036E_c) = 0.144E_c$$

$$K_5 = 6(0.036E_c) = 0.216E_c$$

$$K_6 = 9(0.036E_c) = 0.324E_c$$

$$K_7 = 2(0.036E_c) = 0.072E_c$$

$$K_{\text{piso}} = 1.368 E_c$$

Nivel 1

Rigidez ejes literales

$$K_A = 7(0.01097E_c) = 0.07679E_c$$

$$K_B = 4(0.01097E_c) = 0.04388E_c$$

$$K_C = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_D = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_E = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_F = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_G = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_H = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_I = 5(0.01097E_c) = 0.05485 E_c$$

$$K_{\text{piso}} = 0.30716E_c$$

Rigidez ejes numéricos

$$K_1 = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_2 = 9(0.01097E_c) = 0.09873E_c$$

$$K_3 = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_4 = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_5 = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_6 = 9(0.01097E_c) = 0.09873E_c$$

$$K_7 = 2(0.01097E_c) = 0.02194E_c$$

$$K_{\text{piso}} = 0.30716 E_c$$

Distribución de fuerza de nivel a marcos

La distribución de la fuerza por nivel se hará proporcionalmente a la rigidez de cada marco, es decir, dependiendo del número de elementos que posea cada marco, así será distribuida la fuerza respectiva en cada nivel.

$$F_{EJE} = \frac{K_{EJE}}{K_{PISO}} \times F_{NIVEL}$$

Nivel 2

Ejes literales

$$F_A = (0.252E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 14.29 \text{ ton}$$

$$F_B = (0.144E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 8.16 \text{ ton}$$

$$F_C = (0.072E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 4.08 \text{ ton}$$

$$F_D = (0.072E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 4.08 \text{ ton}$$

$$F_E = (0.144E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 8.16 \text{ ton}$$

$$F_F = (0.144E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 8.16 \text{ ton}$$

$$F_G = (0.180E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 10.21 \text{ ton}$$

$$F_H = (0.180E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 10.21 \text{ ton}$$

$$F_I = (0.180E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 10.21 \text{ ton}$$

Ejes numéricos

$$F_1 = (0.072E_c/1.368 E_c)(73.51+4.05) \text{ ton} = 4.08 \text{ ton}$$

$$F_2 = (0.324E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 18.37 \text{ ton}$$

$$F_3 = (0.216E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 12.25 \text{ ton}$$

$$F_4 = (0.144E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 8.16 \text{ ton}$$

$$K_5 = (0.216E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 12.25 \text{ ton}$$

$$K_6 = (0.324E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 18.37 \text{ ton}$$

$$K_7 = (0.072E_c/1.368 E_c) (73.51+4.05) \text{ ton} = 4.08 \text{ ton}$$

Nivel 1

Ejes literales

$$F_A = (0.07679E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 23.81 \text{ ton}$$

$$F_B = (0.04388E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 13.60 \text{ ton}$$

$$F_C = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_D = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_E = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_F = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_G = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_H = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_I = (0.05485E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 17.01 \text{ ton}$$

Ejes numéricos

$$F_1 = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_2 = (0.09873E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 30.61 \text{ ton}$$

$$F_3 = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_4 = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_5 = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

$$F_6 = (0.09873E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 30.61 \text{ ton}$$

$$F_7 = (0.02194E_c/0.30716E_c) (95.22) \text{ ton} = 6.80 \text{ ton}$$

Figura 20. Modelo matemático marco eje A.

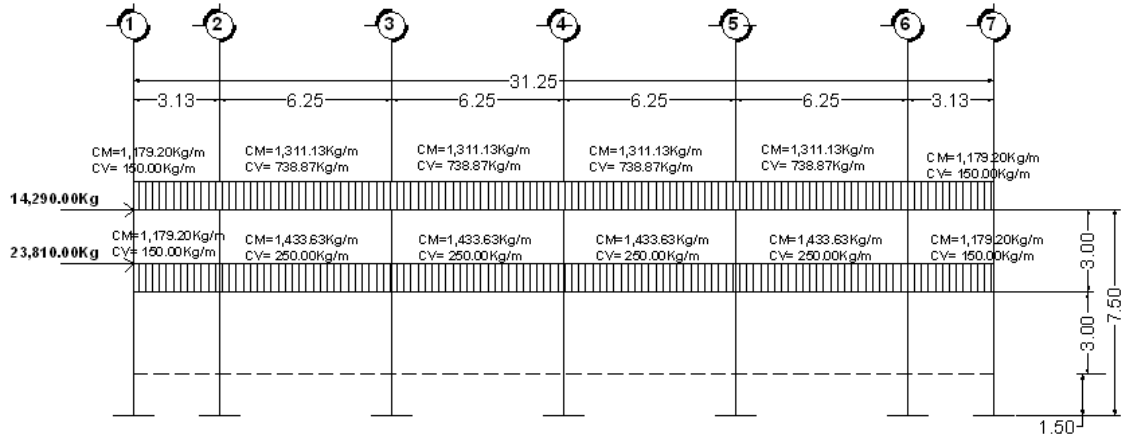


Figura 21. Modelo matemático marco eje I.

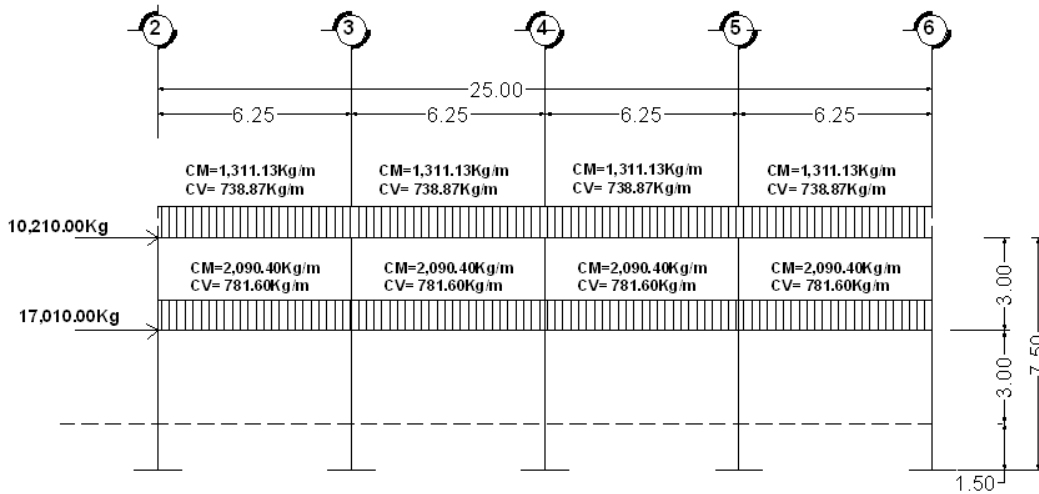
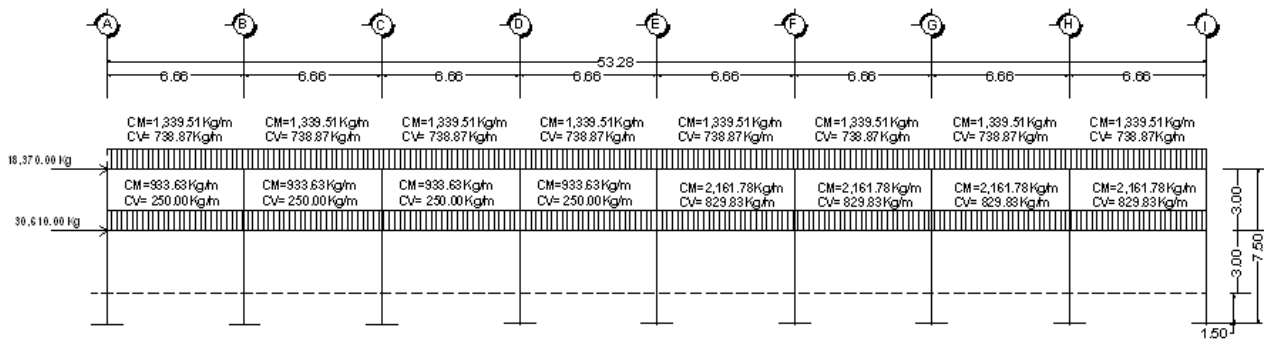


Figura 22. Modelo matemático marco eje 2.

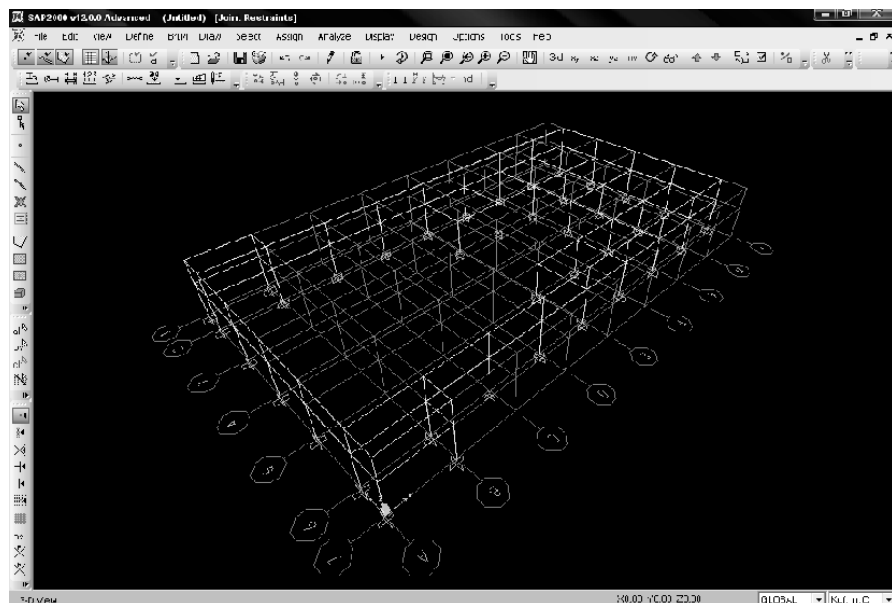


2.1.5.4 Análisis de marcos rígidos, utilizando un software computacional SAP 2000.

Habiendo ya propuesto un predimensionamiento en las secciones de columnas y vigas que se usarán en el análisis y diseño, se procede a la determinación de las cargas que actuarán sobre la estructura, pues éstas producen esfuerzos de corte, flexión, torsión, etc.

El software que se escogió para el análisis de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos, es SAP V12 como método de análisis, éste programa crea un modelo consistente de los sistemas de piso, pórtico vertical y pórtico lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Mientras que a manera de comprobación por un método numérico se analizó con el método de Kani, llegando a la conclusión de que los resultados entre ellos variaron en un rango de $\pm 7.6\%$, en promedio por lo que se considera que estamos en un rango aceptable.

Figura 23. Paquete computacional SAP 2000 V12.



El resumen de resultados del análisis que se generaron en el programa SAP V12 se describe a continuación:

Figura 24. Momentos por carga muerta en kg-m, marco A.

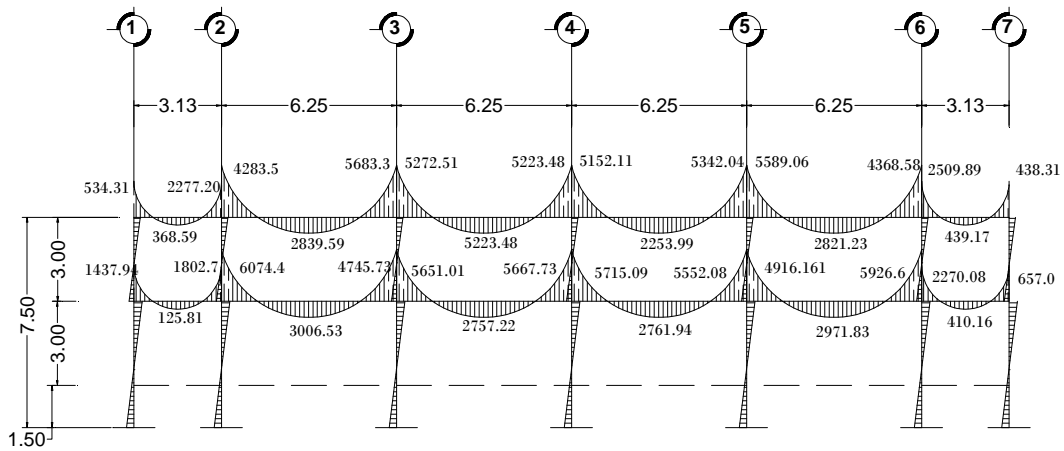


Figura 25. Momentos por carga viva en kg-m, marco A.

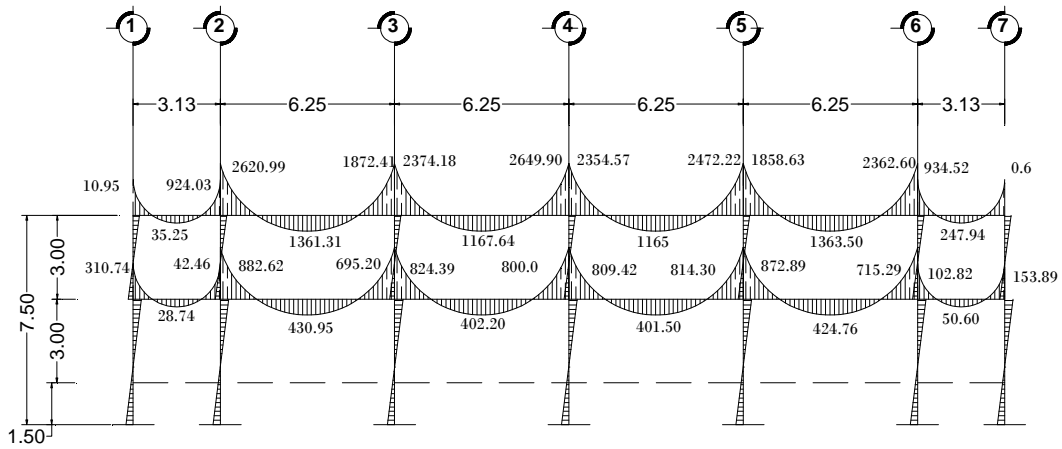


Figura 26. Momentos por carga de sismo en kg-m, marco A.

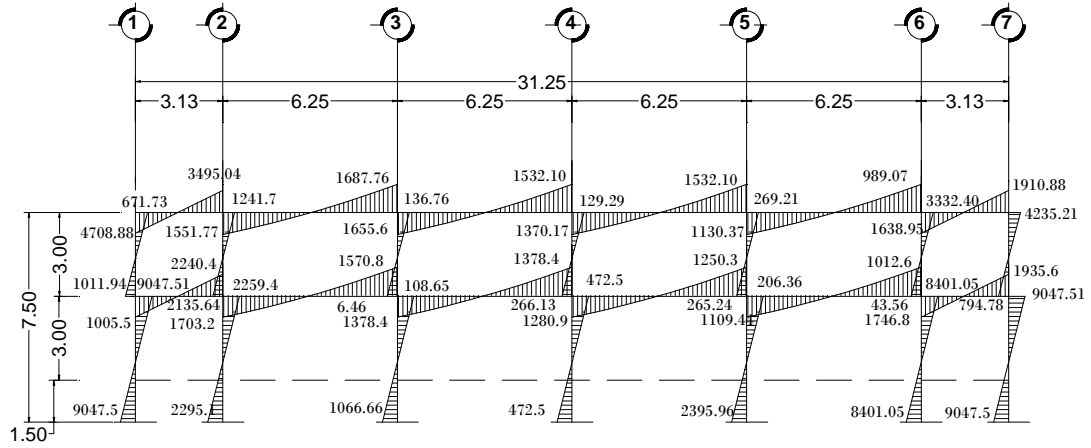


Figura 27. Momentos por carga muerta en kg-m, marco I.

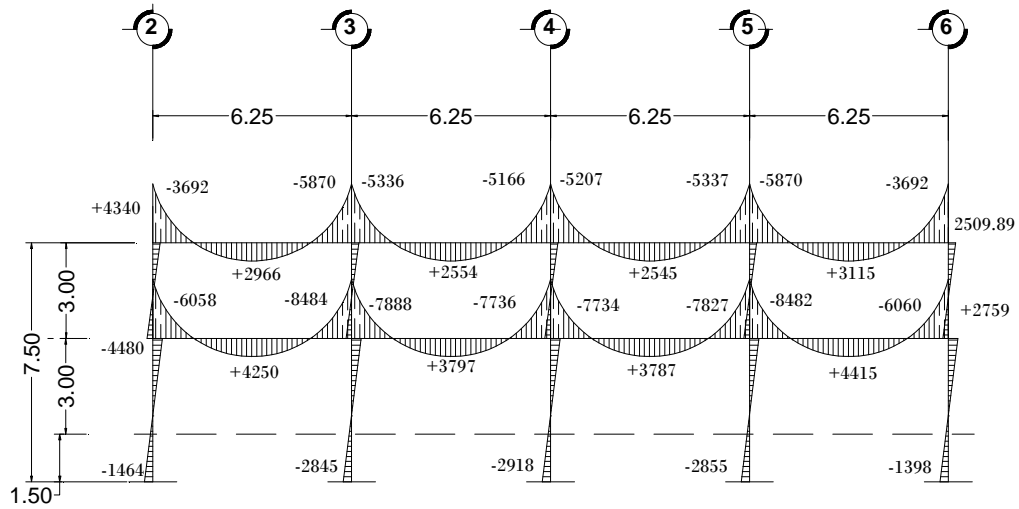


Figura 28. Momentos por carga viva en kg-m, marco I.

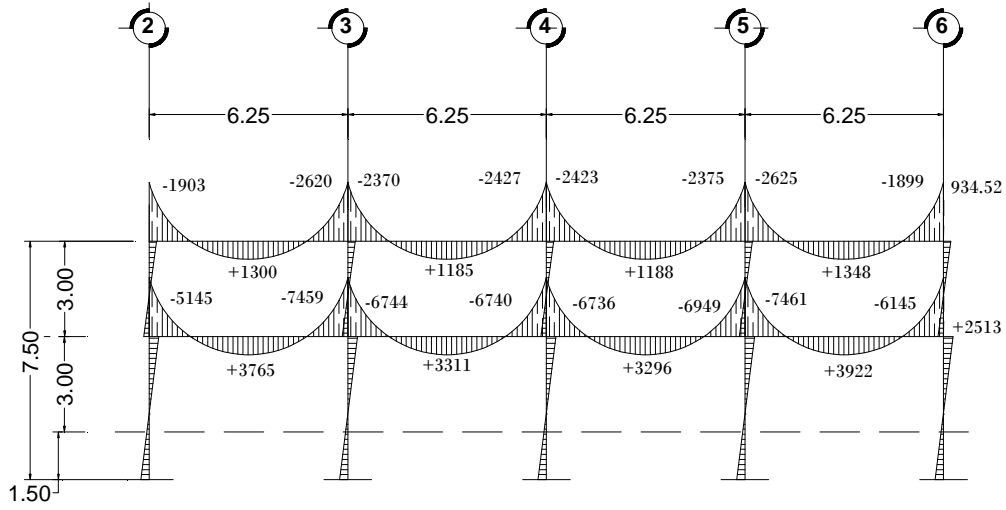
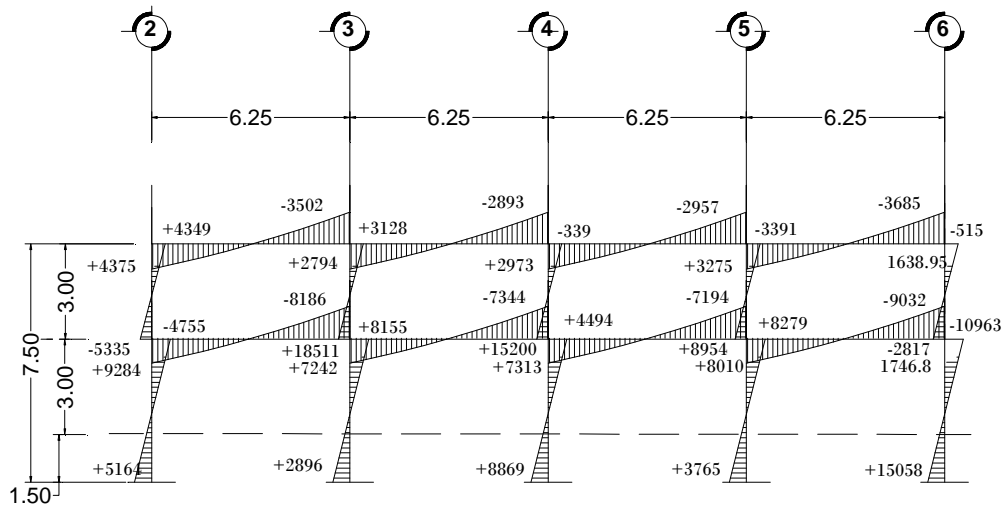


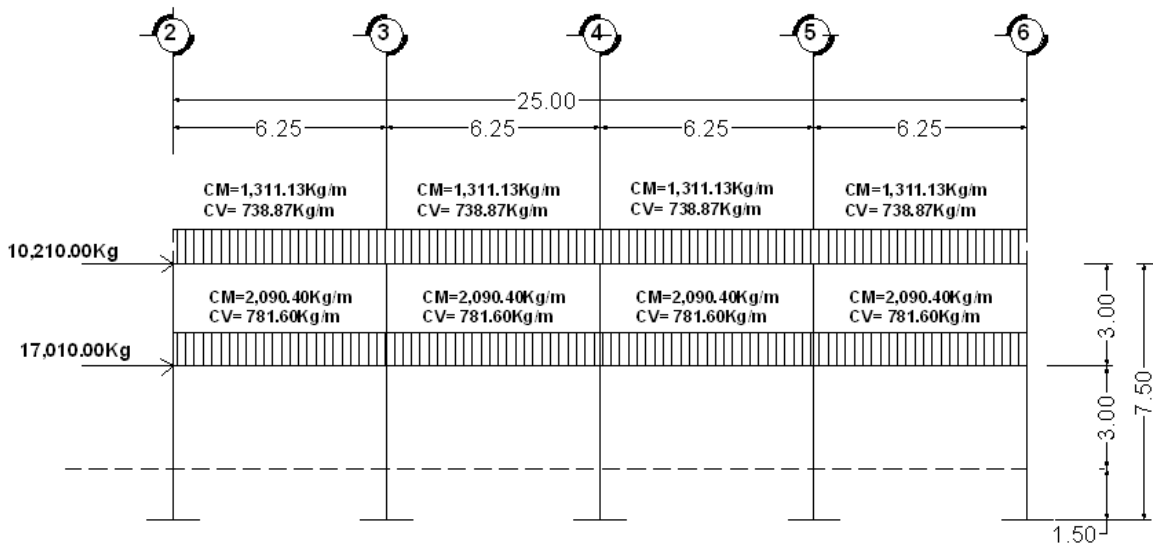
Figura 29. Momentos por carga de sismo en kg-m, marco I.



2.1.5.5 Comparación de resultados entre paquete computacional SAP 2000 y método numérico.

Los resultados de momento para los marcos seleccionados utilizando el paquete por computadora SAP 2000 se muestran con anterioridad, para corroborar la veracidad de los mismos, se analizará un marco por el método de Kani, luego se calculará la variación entre el método numérico y el método computarizado.

Figura 30. Modelo matemático marco eje I.



Método de Kani

Para realizar el análisis de este método, se requiere el cálculo previo de los siguientes parámetros:

1. Factores de giro o coeficientes de reparto, dados por la ecuación.

$$\mu_{ik} = -(1/2) * (K / \sum K)$$

Donde:

$K = \text{Rigidez del elemento} = I / L$

$\Sigma K = \text{Sumatoria de las rigideces de los elementos que convergen en el nudo } i.$

Estos valores va indicados previamente en la tabla se reproducen en la tabla XV siguiente:

Tabla XV. Rigideces de los miembros del marco I

RIGIDECES				
Barra	Inercia	Long	I / L	K relativa
AB	260416,67	6,25	41666,67	1,00
AF	213333,33	3,00	71111,11	1,71
BG	213333,33	3,00	71111,11	1,71
BC	260416,67	6,25	41666,67	1,00
CH	213333,33	3,00	71111,11	1,71
CD	260416,67	6,25	41666,67	1,00
DI	213333,33	3,00	71111,11	1,71
DE	260416,67	6,25	41666,67	1,00
EJ	213333,33	3,00	71111,11	1,71
FG	260416,67	6,25	41666,67	1,00
FK	213333,33	4,50	47407,41	1,14
GH	260416,67	6,25	41666,67	1,00
GL	213333,33	4,50	47407,41	1,14
HI	260416,67	6,25	41666,67	1,00
HM	213333,33	4,50	47407,41	1,14
IJ	260416,67	6,25	41666,67	1,00
IN	213333,33	4,50	47407,41	1,14
JO	213333,33	4,50	47407,41	1,14

Tabla XVI. Factores de giro de los miembros del marco I.

FACTORES DE GIRO					
Nudo	Barra	K relativa	Sum K rel	U	suma
A	AB	1,00	2,71	-0,185	-0,5
	AF	1,71		-0,315	
B	BA	1,00	3,71	-0,135	-0,5
	BG	1,71		-0,230	
	BC	1,00		-0,135	
C	CB	1,00	3,71	-0,135	-0,5
	CH	1,71		-0,230	
	CD	1,00		-0,135	
D	DC	1,00	3,71	-0,135	-0,5
	DI	1,71		-0,230	
	DE	1,00		-0,135	
E	ED	1,00	2,71	-0,185	-0,5
	EJ	1,71		-0,315	
F	FA	1,71	3,84	-0,222	-0,5
	FG	1,00		-0,130	
	FK	1,14		-0,148	
G	GF	1,00	4,84	-0,103	-0,5
	GL	1,14		-0,117	
	GH	1,00		-0,103	
	GB	1,71		-0,176	
H	HG	1,00	4,84	-0,103	-0,5
	HC	1,71		-0,176	
	HM	1,14		-0,117	
	HI	1,00		-0,103	
I	IH	1,00	4,84	-0,103	-0,5
	ID	1,71		-0,176	
	IJ	1,00		-0,103	
	IN	1,14		-0,117	
J	JI	1,00	3,84	-0,130	-0,5
	JE	1,71		-0,222	
	JO	1,14		-0,148	

2. Momentos de empotramiento fijo para cargas de trabajo:

Para el presente análisis se estudiará la carga muerta del marco correspondiente al eje I. Todos los momentos se calculan por medio de la ecuación y se muestran en la tabla XVII.

$$M_{FiK} = (1/12) * (W L^2)$$

Donde:

W = Carga muerta uniformemente distribuida en el tramo en kg/m.

L = Longitud del tramo en mts.

Tabla XVII. Momentos de empotramiento fijo, marco I.

Mf (AB)	4268,00 kg-m	Mf (BA)	-4268,00 kg-m
Mf (BC)	4268,00 kg-m	Mf (CB)	-4268,00 kg-m
Mf (CD)	4268,00 kg-m	Mf (DC)	-4268,00 kg-m
Mf (DE)	4268,00 kg-m	Mf (ED)	-4268,00 kg-m
Mf (FG)	6804,69 kg-m	Mf (GF)	-6804,69 kg-m
Mf (GH)	6804,69 kg-m	Mf (HG)	-6804,69 kg-m
Mf (HI)	6804,69 kg-m	Mf (IH)	-6804,69 kg-m
Mf (IJ)	6804,69 kg-m	Mf (JI)	-6804,69 kg-m

3. Momentos de sujeción.

Los momentos de sujeción se calculan utilizando la ecuación (2-6)

$$M_s = \sum MF \text{ en el nudo}$$

4. Calculamos los factores de desplazamiento.

Tabla XVIII. Factores de desplazamiento en marco I.

PISO	COLIMNA	K Relativa	Corrección	C*K relativa	C ² x k RELAT	Σ C ² X kr	Γ
1	FK	1,14	1,00	1,14	1,14	5,69	-0,3
	GL	1,14	1,00	1,14	1,14		-0,3
	HM	1,14	1,00	1,14	1,14		-0,3
	IN	1,14	1,00	1,14	1,14		-0,3
	JO	1,14	1,00	1,14	1,14		-0,3
2	AF	1,71	1,00	1,71	1,71	8,53	-0,3
	BG	1,71	1,00	1,71	1,71		-0,3
	CH	1,71	1,00	1,71	1,71		-0,3
	DI	1,71	1,00	1,71	1,71		-0,3
	EJ	1,71	1,00	1,71	1,71		-0,3

5. Calculamos los momentos de piso.

$$M_{\text{piso}} = Qr \cdot hr / 3$$

$$M_{\text{piso}(2)} = 10210 \quad \text{kg-m}$$

$$M_{\text{piso}(1)} = 25515 \quad \text{kg-m}$$

Los parámetros obtenidos en los incisos anteriores, se trasladan a la hoja de cálculo. Las sucesivas influencias del giro de los nudos a los momentos M'_{ik} se determinan por iteraciones de la ecuación.

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

Sumando los momentos de empotramiento en los extremos de las barras M_{ik} con la influencia de los giros, se obtienen los momentos definitivos de los extremos de cada barra. Así, para un extremo de la barra i-k se obtiene la ecuación:

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

Las iteraciones efectuadas se muestran en la figura 31 y la comparación entre los 2 análisis realizados para la acción de carga muerta correspondiente al marco I, se muestran en la tabla XIX.

Figura 31. Iteraciones efectuadas por el método de Kani.

Tabla XIX. Comparación entre SAP 2000 y método de Kani.

	KANI		SAP 2000	
M (AB)	4011,92	kg-m	3692	8,0%
M (AF)	-4011,48	kg-m	-4340	8,2%
M (BA)	-5326,76	kg-m	-5870	10,2%
M (BC)	5382,13	kg-m	5336	0,9%
M (BG)	-1555,73	kg-m	-1456	6,4%
M (CB)	-4678,30	kg-m	-5166	10,4%
M (CH)	-2189,34	kg-m	-2256	3,0%
M (CD)	5385,92	kg-m	5207	3,3%
M (DC)	-5099,24	kg-m	-5337	4,7%
M (DI)	-2955,01	kg-m	-2723	7,9%
M (DE)	6059,93	kg-m	5870	3,1%
M (ED)	-3403,76	kg-m	-3692	8,5%
M (EJ)	2903,82	kg-m	2509,89	13,6%
M (FA)	-4383,42	kg-m	-4480	2,2%
M (FK)	-6850,54	kg-m	-6524	5,0%
M (FG)	6733,96	kg-m	6058	11,2%
M (GF)	-7854,58	kg-m	-8484	7,4%
M (GL)	-6270,54	kg-m	-6352	1,3%
M (GB)	-228,857	kg-m	-200	14,4%
M (GH)	8354,05	kg-m	7888	5,9%
M (HG)	-6676,9	kg-m	-7736	13,7%
M (HM)	6679,91	kg-m	7734	13,6%
M (HC)	-892,803	kg-m	-856,5	-4,2%
M (HI)	8049,79	kg-m	7734	4,1%
M (IH)	7020,69	kg-m	7827	10,3%
M (ID)	-1474,04	kg-m	-1541	4,3%
M (HC)	-692,803	kg-m	-718	3,5%
M (IN)	-7355,26	kg-m	-8482	13,3%
M (IJ)	9052,59	kg-m	8482	6,7%
M (JI)	-531,774	kg-m	-606	12,2%
M (JE)	2998,74	kg-m	2759	8,7%
M (JO)	2963,29	kg-m	2759	7,4%

Dados los valores obtenidos a través del análisis estructural por computadora y por un método numérico se establece que la variación promedio entre los dos métodos es de 7.6%.

2.1.5.6 Momentos últimos por envolvente de momentos

Es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de las cargas muerta, viva y sismo, tanto en vigas como en columnas, las combinaciones que se usan son del código ACI para concreto reforzado:

$$M = 1.2CM + 1.6CV$$

$$M = 1.2CM + 1.6 CV \pm 1.0 S)$$

$$M = 0.9CM \pm 1.43S$$

Es por ello que se tomaran aquellas cuyos valores sean los máximos, y se comprobó que los valores críticos se encuentran en las combinaciones de las ecuaciones **1 y 2**, ya que para el momento positivo en los marcos solo influyen dos cargas las cuales son carga muerta y carga viva, se utiliza para encontrar el momento mayor la ecuación **1** y para los momentos de empotramiento influyen las tres cargas analizadas: carga viva, carga muerta y carga de sismo, por lo que se utiliza la ecuación **2**. Ambas ecuaciones dan los mayores momentos en los marcos.

A continuación se presentan el diagrama de envolvente de momentos en vigas y columnas.

Figura 32. Envoltura de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco A

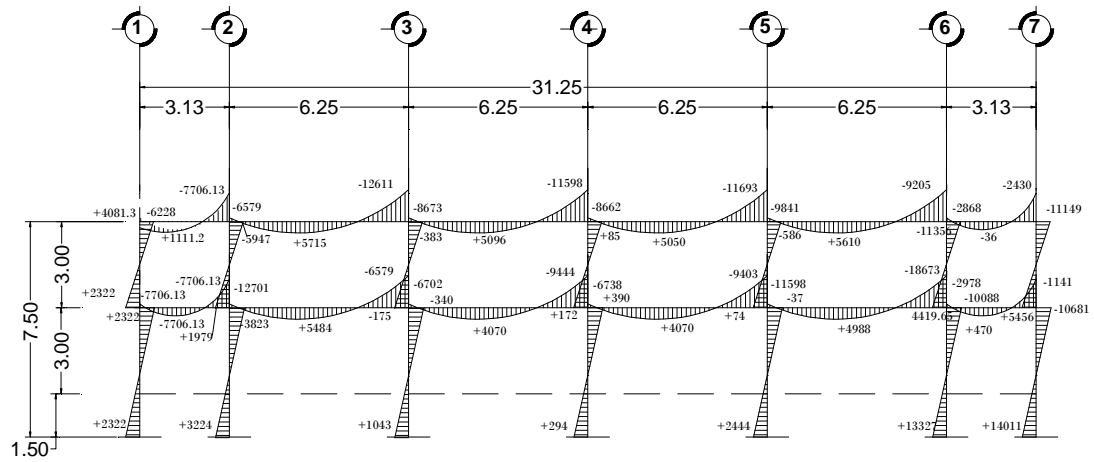
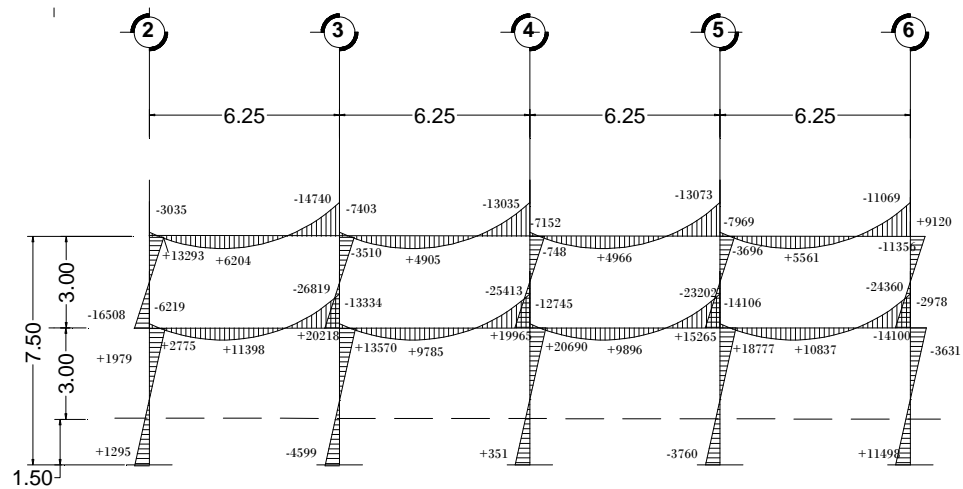


Figura 33. Envoltura de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco I



2.1.5.7 Diagrama de momentos y cortes

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

Corte en vigas

$$V_v = 0.75 * \left[\frac{1.2(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1.6(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1.0(\sum Ms)}{L} \right]$$

Corte en columnas

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

Ejemplo de corte en marco A, segundo nivel:

$$V_{1-2} = 0.75 * \left[\frac{1.2(1,227 * 4.5)}{2} + \frac{1.6(1,215 * 4.5)}{2} + \frac{1.0(4972.7 + 4551.09.09)}{4.5} \right] = 7351.29.Kg.$$

$$V_{A-F} = \frac{2,600.06 + 1,889.40}{3.00} = 1,496.4 \text{ kg}$$

Figura 34. Envolvente de corte en vigas en kg, marco A

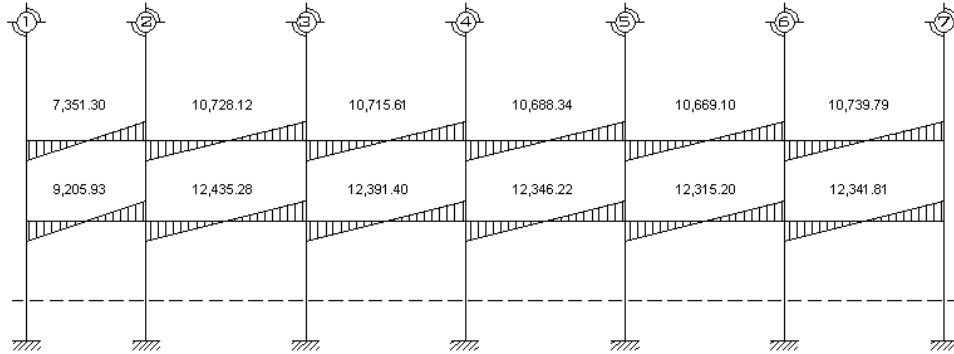
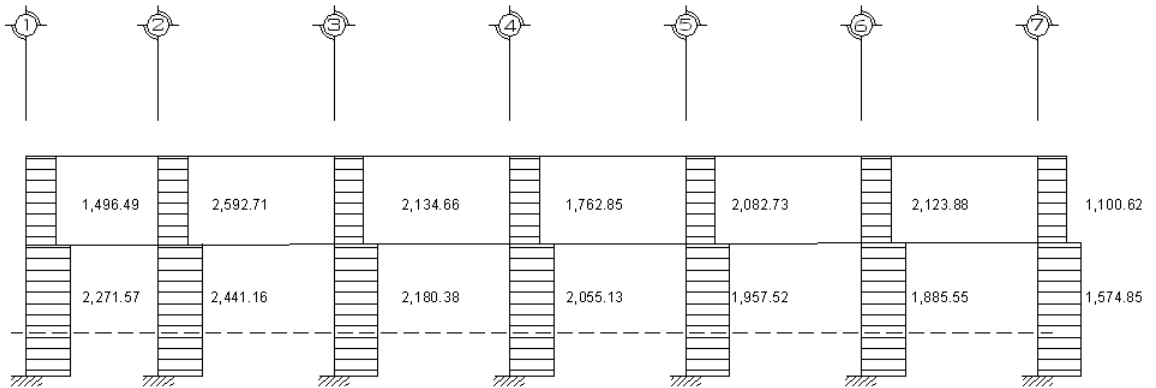


Figura 35. Envolvente de corte en columnas en kg, marco A



2.1.6 Diseño estructural

En ésta parte se cuenta ya con todos los resultados del análisis estructural, por lo que se tiene la libertad de acción y las soluciones pueden variar según el criterio o los reglamentos que se usen. Es así como procedemos a realizar los cálculos necesarios para armados de losas, vigas, columnas y zapatas de la estructura, el diseño de elementos de concreto armado se ha hecho en base al Código ACI 318-05.

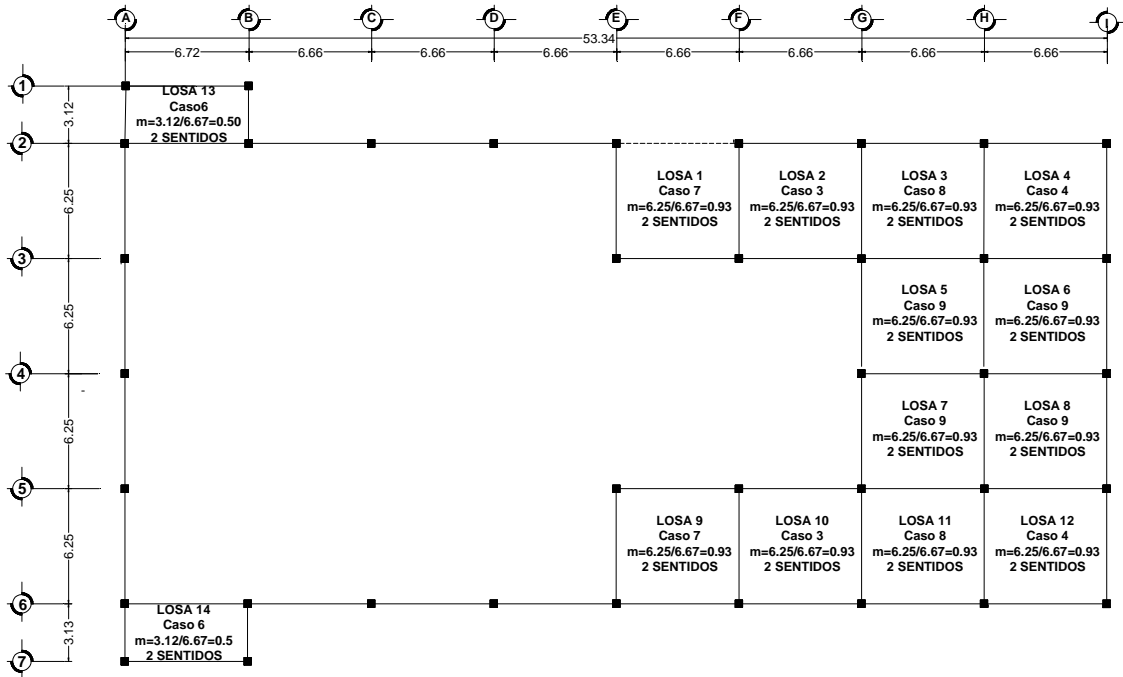
2.1.6.1 Losas

Es la encargada de proporcionar una superficie plana útil para su uso, trasladando cargas vivas al resto de los elementos. Las losas serán apoyadas en los cuatro lados, a modo de obtener una acción de losas en dos direcciones. El acero de refuerzo se colocará en dirección paralela a las superficies. A menudo se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan hacia arriba para proporcionar el refuerzo para cubrir los esfuerzos negativos sobre los apoyos.

Del predimensionamiento estructural, se obtuvo el espesor de la losa, de quince centímetros, para diseñarla se aplicará el cálculo de las losas según el Método 3 del ACI 318, como lo ejemplificamos a continuación.

Debido a la rigidez proporcionada por las vigas de concreto reforzado que posee el sistema estructural, de sección 25x40cms, es posible suponer continuidad en los extremos de las losas, para lo cual, según el método 3 del ACI, las losas del sistema estarían contempladas como caso 2.

Figura 36. Planta típica de distribución de losas



Datos de diseño:

Peso específico de concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Acabados + instalaciones = 90 Kg/m^2

Peso de piso = 200 Kg/m^2

Muros divisorios = 150 Kg/m^2

Sobrecarga = 90 Kg/m^2

$f'c$ = 281 Kg/cm^2

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

Cargas vivas

Losas escenario y mezzanine = 500 Kg/m²

El cálculo del espesor de losa se realizó en el inciso 2.1.5.1 y se determinó un $t = 0.15$ m.

Cálculo de la carga última o carga de diseño

Nivel 1

Losas 1 – 12

$$CM = t_{losa} * W_{concreto} + W_{Acabados} + W_{Muros} + W_{Piso+repello} + W_{sobrecarga}$$

$$CM = (0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 + 90 + 150 + 200+90) \text{ Kg/m}^2 =$$

$$CM = 890.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$CU = 1.2 (890) + 1.6(500) = 1,868.00 \text{ Kg/m}^2$$

Se diseñara con base a una franja unitaria de 1.00 m de ancho, así:

$$CUT = 1,868.00 \text{ Kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,868.00 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momentos

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

$$Ma^+ = Ca^+CM^*(CMU)(a)^2 + Ca^+CV^*(CVU)(a)^2$$

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

$$Mb^+ = Cb^+CM^*(CMU)(b)^2 + Cb^+CV^*(CVU)(b)^2$$

Donde:

Ca (-) y Cb (-)	coeficientes para momentos negativos
Ca (+) CV y Cb (+) CV	coeficientes para momentos por carga viva
Ca (+) CM y Cb (+) CM	coeficientes para momentos por carga muerta
CU	carga última
CVU	carga viva última
CMU	carga muerta última
a	lado corto de la losa
b	lado largo de la losa

En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

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

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

Losa 1, m = 0.93, caso 7

$$Ca^- = 0, Cb^- = 0.071$$

Lado b

$$Mb (-) = Cb (-) * CUT * b^2$$

$$Mb (-) = 0.067 * 1,868.00 * 6.66^2 = 5,551.37 \text{ kg-m}$$

$$Mb (+) = Cb (+) CV * CVU * b^2 + Cb (+) CM * CMU * b^2$$

$$\begin{aligned} Mb (+) &= 0.032 * 1.6 * 500 * 6.66^2 + 0.031 * 1.2 * 890 * 6.66^2 \\ &= 2,604.03 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$Ma (+) = Ca (+) CV * CVU * a^2 + Ca (+) CM * CMU * a^2$$

$$\begin{aligned} Ma (+) &= 0.036 * 1.6 * 500 * 6.25^2 + 0.031 * 1.2 * 890 * 6.25^2 = \\ &= 2,418.28 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

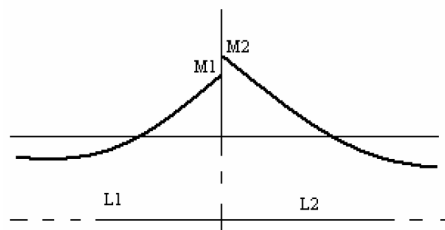
$$Ma (-) = (1/3)Ma^+$$

$$Ma (-) = (1/3) * 2,418.28 \text{ kg-m} = 806.09 \text{ kg-m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, dando como resultado los datos de la tabla XX.

Balance de momentos

Cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez; esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente:



Sí $M_2 > M_1$:

6. Si $M_1 > 0.8 * M_2$; entonces, $MB = (M_1 + M_2) / 2$
7. Sí $M_1 < 0.8 * M_2$; esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas como:

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

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

Donde:

K_1, K_2 = las rigideces de las losas a y b

L_1, L_2 = longitudes de losa consideradas

D1, D2 = los factores de distribución de las losas 1 y 2.

Para realizar la distribución se efectúa según el cálculo de la tabla siguiente:

D1	D2
M1	M2
$(M2 - M1) * D1 + M1$	$(M2 - M1) * D2 + M2$
MB	MB

Balance de momentos

Losa 3 y 5:

$$M2 = 4,639.95 \text{ kg-m}$$

$$M1 = 2,402.83 \text{ kg-m}$$

$$0.80 * 4,639.95 = 3,711.96 \text{ kg-m}$$

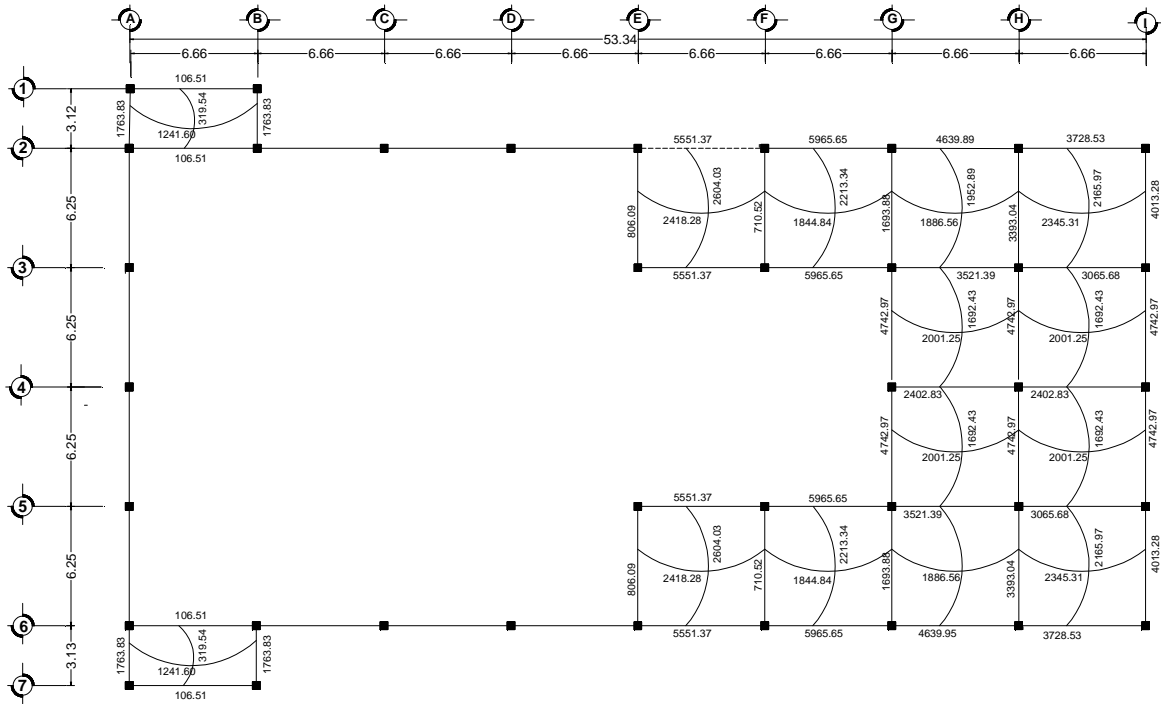
$3,711.96 \text{ kg-m} > 2,402.83 \text{ kg-m}$, entonces: Balance de momentos por rigidez.

$$K1 = 1/6.25 = 0.16, K2 = 1/6.25 = 0.16$$

$$D1 = (0.16)/(0.16+0.16) = 0.5 = D2$$

$$MB = (4,639.95 - 2,402.83) * 0.5 + 2,402.83 = 3,521.39 \text{ Kg-m}$$

Figura 37. Diagrama de momentos balanceados de losas.



PRIMER NIVEL

Con los momentos balanceados de la figura anterior, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

El peralte (d) se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - \text{Rec.} - \frac{\varnothing_{\text{varilla}}}{2}$$

$$d = 15\text{cm} - 2.54\text{cm} - 0.47\text{cm} = 11.99 \text{ cm.}$$

El área de acero mínimo ($A_{s\text{min}}$), se calcula usando un ancho unitario de 1.00 m.

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) * b * d = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) * 100 * 11.99 = 6.02 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S), usando una varilla No.3 que tiene un área de 0.71 cm². El espaciamiento se calcula por medio de una regla de 3 de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 6.02 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 11.79 \text{ cm} \approx 11 \text{ cms}$$

El espaciamiento máximo (S_{máx}) en una losa está dado por:

$$S_{máx.} = 2 * t = 2 * 15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Cálculo de momento soportado usando A_{Smin}

$$M_{ASmin} = 0.90 \left[A_s * f_y \left[d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'c * b} \right] \right]$$

$$M_{ASmin} = 0.90 \left[(6.02)(2,810) \left[11.99 - \frac{(6.02)(2,810)}{1.7(281)(100)} \right] \right] = 177,151.42 \text{ Kg - cm}$$

$$= 192,362.00 \text{ Kg-cm} * (1.0 \text{ m} / 100 \text{ cm}) = \mathbf{1,771.51 \text{ Kg-m}}$$

Para los momentos menores que resiste el A_{Smin}, se armarán con el S_{ASmin} = 11 cm.

Áreas de acero para momentos mayores a A_s min.

Para: $M = 5,965.65$ kg-m el cual representa el momento máximo que se generará en la estructura

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0.003825 f'c}} \right] * 0.85 \left(\frac{f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 11.99 - \sqrt{(100 * 11.99)^2 - \frac{(5,965.65 * 100)}{0.003825 * 281}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{2810} \right)$$

$$A_s = 22.06 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 22.06 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 5.52 \approx 3.22 \text{ cm}$$

Por lo que el armado de una losa con un refuerzo que este a cada 3 cms es muy difícil, se propone utilizar hierro No. 4. ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$\left. \begin{array}{l} 22.06 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 5.81 \approx 5 \text{ cm}$$

Tabla XXI. Refuerzo de losas para momentos específicos

Momento (Kg-m)	As(cm ²)	Refuerzo Φ (cm)	S (cm)
5,965.65	22.06	1.27(No. 4)	5
5,551.37	20.34	1.27(No. 4)	6
4,639.89	16.66	1.27(No. 4)	7
3,728.53	13.14	1.27(No. 4)	9
4,013.28	14.23	1.27(No. 4)	8
4,742.97	17.11	1.27(No. 4)	7
2,418.28	8.31	1.27(No. 4)	15
1,763.83	5.99	1.27(No. 4)	21

Chequeo por corte

El corte debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{C_u * L}{2}$$

Donde:

$C_u = 1,868.00 \text{ Kg/m}$ (Ver carga de diseño de losa)

$L =$ lado corto, de los lados cortos de losas se toma el mayor = 6.25m

$B =$ base, franja unitaria = 100 cm

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1,868.00 \text{Kg} / m \times 6.66m}{2} = 6,220.44 \text{Kg}$$

Cálculo de corte máximo que resiste el concreto

$$V_{res} = \phi \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{281} * 100 * 11.99 = 17,084.07 \text{ Kg}$$

$\phi = 0.85$ para cortante

Comparar V_{res} con $V_{m\acute{a}x}$,

Si, $V_{res} > V_{m\acute{a}x}$, el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar "t"

$$17,810.75 \text{Kg} > 6,220.44 \text{Kg}$$

Como $V_{res} > V_{m\acute{a}x}$, el espesor es el adecuado.

Cálculo de losa de escenario

Las dimensiones de la losa más grande ubicada en el área del escenario son 3.36x4.66m. para la cual realizaremos su respectivo diseño.

Datos de diseño:

Peso específico de concreto = 2,400 Kg/m³

Acabados + instalaciones = 90 Kg/m²

Peso de piso = 200 Kg/m²

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

$$fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte de losa

$$t = \text{Perímetro}/180 = 2(4.66+3.36)\text{m}/180 = 0.089\text{m}$$

Utilizaremos una losa de espesor 10cms.

Integración de cargas

$$CM = 2400\text{Kg/m}^3 \times 0.10\text{m} + 90 \text{ Kg/m}^2 + 200 \text{ Kg/m}^2 = 530 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$CUT = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CUT = 1.2 \times 530 \text{ Kg/m}^2 + 1.6 \times 500 \text{ Kg/m}^2 = 1,436.00 \text{ Kg/m}^2$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1.00 m de ancho, así:

$$CUT = 1,436.00 \text{ Kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 1,436.00 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momentos

$$Ma^- = Ca^-(CUT)(a)^2 \qquad Ma^+ = Ca^+CM^*(CMU)(a)^2 + Ca^+CV^*(CVU)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(CUT)(b)^2 \qquad Mb^+ = Cb^+CM^*(CMU)(b)^2 + Cb^+CV^*(CVU)(b)^2$$

Donde:

Ca (-) y Cb (-) coeficientes para momentos negativos

Ca (+) CV y Cb (+) CV coeficientes para momentos por carga viva

Ca (+) CM y Cb (+) CM	coeficientes para momentos por carga muerta
CU	carga última
CVU	carga viva última
CMU	carga muerta última
a	lado corto de la losa
b	lado largo de la losa

Losa escenario, m = 3.36/4.66 = 0.72 , caso 8

$Ca^- = 0.068$, $Cb^- = 0.029$, $Ca^{+CM} = 0.040$, $Ca^{+CV} = 0.054$, $Cb^{+CM} = 0.011$, $Cb^{+CV} = 0.014$

Lado b

$$Ma (-) = Ca (-) * CUT * a^2$$

$$Ma (-) = 0.068 * 1436 * 3.36^2 = 1102.40 \text{ kg-m}$$

$$Ma (+) = Ca (+) CV * CVU * a^2 + Ca (+) CM * CMU * a^2$$

$$Ma (+) = 0.054 * 800 * 3.36^2 + 0.040 * 636 * 3.36^2 = 774.91 \text{ kg-m}$$

$$Mb (-) = Cb (-) * CUT * b^2$$

$$Mb (-) = 0.029 * 1436 * 4.66^2 = 904.32 \text{ kg-m}$$

$$Mb (+) = Cb (+) CV * CVU * b^2 + Cb (+) CM * CMU * b^2$$

$$Mb (+) = 0.014 * 800 * 4.66^2 + 0.011 * 636 * 4.66^2 = 395.13 \text{ kg-m}$$

El peralte (d) se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - \text{Rec.} - \varnothing_{\text{varilla}}/2$$

$$d = 10\text{cm} - 2.5\text{cm} - 0.47\text{cm} = 7.03 \text{ cm.}$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{\text{mín}}}$), se calcula usando un ancho unitario de 1.00 m.

$$A_{s_{\text{mín}}} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) * b * d = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) * 100 * 7.03 = 3.53\text{cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S), usando una varilla No.3 que tiene un área de 0.71 cm^2 . El espaciamiento se calcula por medio de una regla de 3 de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 3.53\text{cm}^2 \text{ ----- } 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 20.11\text{cm} \approx 20\text{cms}$$

El espaciamiento máximo ($S_{\text{máx}}$) en una losa está dado por:

$$S_{\text{máx.}} = 2 * t = 2 * 10\text{cm} = 20 \text{ cm}$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s_{\text{mín}}}$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 0.90 \left[A_s * f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1.7 f' c * b} \right] \right]$$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 0.90 \left[(3.53)(2,810) \left[7.03 - \frac{(3.53)(2,810)}{1.7(281)(100)} \right] \right] = 609.05\text{Kg} \cdot \text{m}$$

Para los momentos menores que resiste el $A_{s\text{mín}}$, se armarán con el $S_{A_{s\text{mín}}} = 20 \text{ cm}$.

Áreas de acero para momentos mayores a $A_{s \text{ min}}$.

Para: $M = 1102.40\text{Kg-m}$, el cual representa el momento máximo que se generará

en la estructura

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0.003825 f'c}} \right] * 0.85 \left(\frac{f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 7.03 - \sqrt{(100 * 7.03)^2 - \frac{(1102.40 * 100)}{0.003825 * 281}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{2810} \right)$$

$$A_s = 6.56 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 6.56 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 10.82 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el momento de valor $M = 904.32 \text{ kg-m}$ el área de acero es 5.32 cm^2 , el cual requiere hierro No. 4 a cada 13 cms.

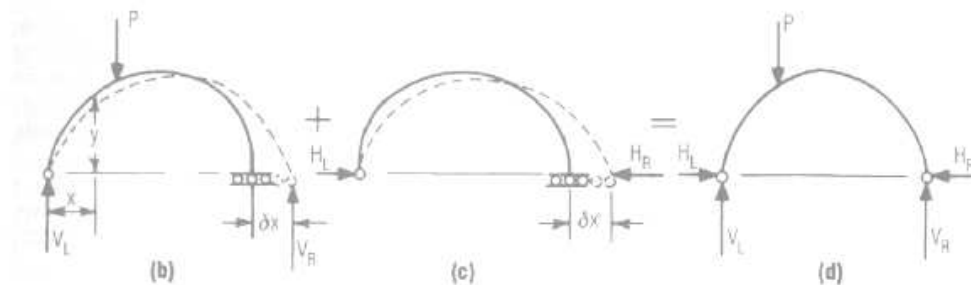
2.1.6.2 Diseño de la cubierta con techo curvo (Curvotek)

Las fuerzas en un arco se deben a las siguientes consideraciones:

- Las cargas en un arco inducen esfuerzos de flexión y de compresión directa.
- Las reacciones en un arco tienen componentes horizontales aunque todas las cargas sean verticales.
- Las deflexiones tienen componentes tanto verticales como horizontales.

Cuando un arco tiene articulaciones solo en los soportes, es estáticamente indeterminado; se tiene una componente de reacción desconocida más que pueden determinarse con las tres ecuaciones de equilibrio. Otra ecuación puede escribirse en función del comportamiento elástico del arco. Un procedimiento consiste en suponer que uno de los soportes es deslizante (figura 36b). El arco es entonces estáticamente determinado y la reacción y movimiento horizontal del soporte pueden calcularse para esta condición (figura 36c). A continuación, puede calcularse la fuerza horizontal requerida para regresar el soporte móvil a su posición original. (figura 36d). Finalmente, se obtiene las reacciones para el arco biarticulado, sobreponiendo el primer conjunto de reacciones sobre el segundo.

Figura 38. Fuerzas en un arco



Arco de 2 articulaciones

Tabla XXII. Reacciones correspondientes a la acción de cargas debidas a techo curvo de aluminio-zinc

		EXTREMO IZQUIERDO				EXTREMO DERECHO				
		Reacción Vertical		Reacción horizontal		Reacción Vertical		Reacción horizontal		
CARGA MUERTA	2,65	Lb/pie2	119,72	Lb/pie	141,70	Lb/pie	119,72	Lb/pie	141,70	Lb/pie
	12,96	kg/m2	178,38	kg/m	211,13	kg/m	178,38	kg/m	211,13	kg/m
CARGA VIVA	8,00	Lb/pie2	328,10	Lb/pie	400,47	Lb/pie	488,87	Lb/pie	400,47	Lb/pie
	39,12	kg/m2	488,87	kg/m	596,70	kg/m	728,42	kg/m	596,70	kg/m

Fuente: CURVOTEK S. A. Guatemala;

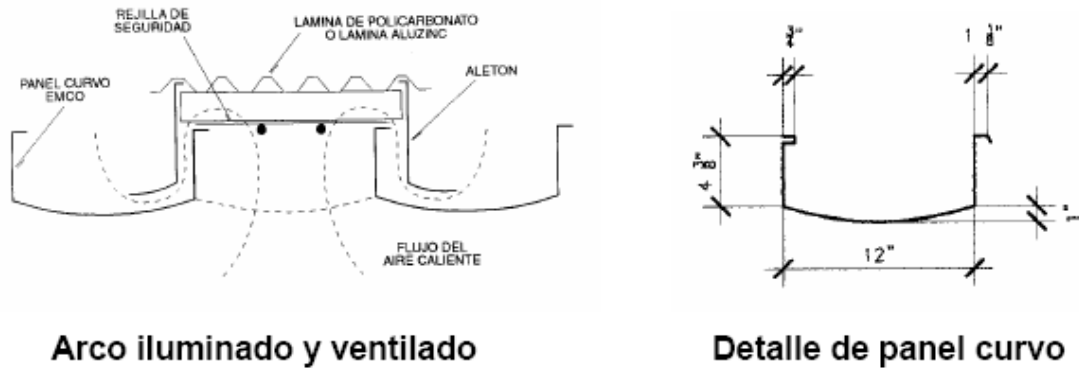
Las reacciones dadas en kg/m mostradas en la tabla anterior fueron previamente incluidas en la integración de cargas para las vigas correspondientes, de tal forma que la implicación de las mismas repercute en el análisis estructural realizado.

Material y accesorios de la cubierta: la materia prima consiste en rollos de lámina de acero, de calidad estructural, recubierta con “ALUZINC” (una aleación de aluminio y zinc; en su mayoría aluminio) que es extremadamente resistente a la corrosión, lo que da como resultado un techo de mayor duración.

El ancho a cubrir y las cargas a las que esta será sometida definen los espesores de la lámina que se utilizará en cada caso, los cuales equivalen aproximadamente a lo que comercialmente se conoce como calibres 22, 24 y 26. Las cubiertas en ningún calibre exceden 2.8 libras por pie cuadrado de peso propio.

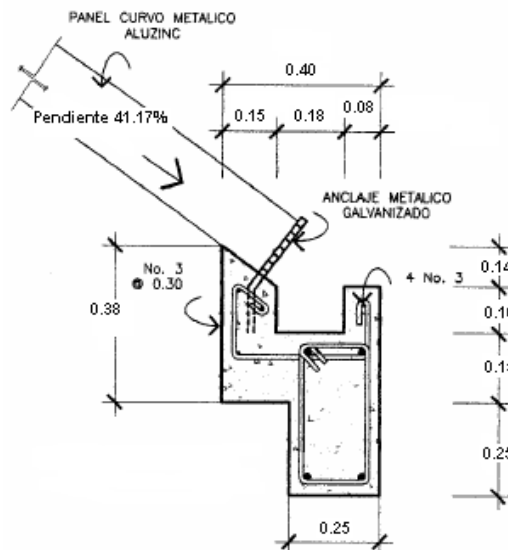
Los accesorios son totalmente opcionales y están destinados básicamente a optimizar la ventilación e iluminación, la separación recomendada es de 6 metros, los tipos de paneles se ven en la figura 37.

Figura 39. Detalle de la cubierta del techo



Detalle de apoyos: el apoyo consiste en una viga de tipo canal de concreto reforzado, y los paneles rolados estarán sujetos mediante anclajes metálicos como se observa en la figura 40.

Figura 40. Detalle de viga-canal y anclaje de techo



2.1.6.3 Vigas

Son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Son los elementos que soportan el peso de la losa y el propio y las transmiten a las columnas y muros si es el caso.

El procedimiento seguido para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga entre eje 3 y 4 del marco H. Los datos se obtienen del análisis estructural mostrado con anterioridad.

Datos:

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 50\text{cm} - 4\text{cm} - (6/8)*(2.54/2) = 45\text{cm}$$

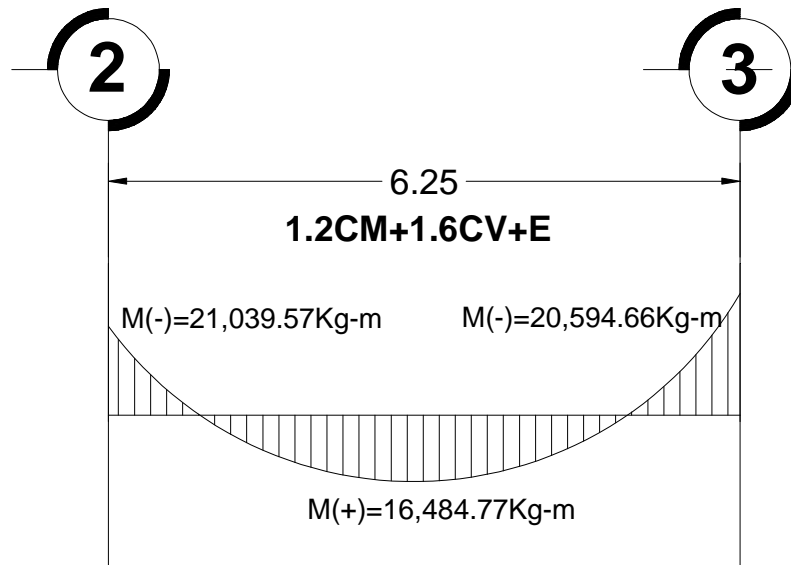
$$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Sección} = 25 * 50 \text{ cm}$$

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

$$M(-)1 = -21,039.57 \text{ kg} - \text{m} \quad M(-)2 = -20,594.66 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(+) = 16,484.77 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 41. Envolvente de momentos viga entre ejes 2 y 3 del marco H.



Límites de acero

$$As_{min} = \frac{14.1}{fy} b * d \quad As_{max} = 0.50 * \rho_{bal} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{2,810} * 25 * 45 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * f_c}{F_y} * \frac{6,115}{6,115 + F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 281}{2,810} * \frac{6,115}{6,115 + 2,810} = 0.05$$

$$As_{max} = 0.50 * 0.05 * 25 * 45.04 = 27.84 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) * \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left(25 * 45 - \sqrt{(25 * 45)^2 - \frac{21,039.57 * 25}{0.003825 * 281}} \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right) = 20.70 \text{ cm}^2$$

Tabla XXIII. Cálculo del área de acero para la viga entre ejes 2 y 3, del marco H.

MOMENTO		$A_{s_{req}}$	$A_{s_{mín}}$	$A_{s_{máx}}$
M(-)1	21,039.57 kg-m	20.70 cm ²	5.65 cm ²	27.84 cm ²
M(+)	16,484.77 kg-m	15.77 cm ²	5.65 cm ²	27.84 cm ²
M(-)2	20,594.66 kg-m	20.21 cm ²	5.65 cm ²	27.84 cm ²

Para calcular el armado de la viga, se deben cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cáp. 21:

- Cama superior:

Colocar 2 varillas como mínimo

$A_{s_{mín}}$

5.64cm²

33% $A_{s(-)}$ mayor

6.831 cm²

} → Se coloca el mayor

$$As_{min.} = 6.831 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 7 = 7.76 cm² si cumple

- Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo

As_{min}	5.64 cm ²	} → Se coloca el mayor
50% As(+)	7.775 cm ²	
33% As(-) mayor	6.831 cm ²	

$$As_{min.} = 7.885 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto 2 varillas No. 7 = 7.78 cm² si cumple

Se realiza este procedimiento para cada viga y el resumen se presenta a continuación en la tabla XXIV.

Tabla XXIV. Resumen de armado para vigas críticas del primer nivel.

	Viga	Momento (Kg-m)		Asreq (cm ²)	As mín (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Armado de Viga	As(cm ²) armado	Chequeo
PRIMER NIVEL	H (3-4)	M(-)1	26500	27,10	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 5 bastones No. 7	27,16	OK
		M(+)	11184,41	10,38	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 2 bastones No. 5	11,72	OK
		M(-)2	24036,18	24,14	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 6 bastones No. 6	24,86	OK
	I (2-3)	M(-)1	6219,4	5,62	5,65	27,84	2 corridas No. 7	7,76	OK
		M(+)	11898,34	11,09	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 2 bastones No. 5	11,72	OK
		M(-)2	26819,25	27,49	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 6 bastones No. 6 + 2 No. 5	28,82	OK
	4 (G-H)	M(-)1	26280,92	26,83	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 5 bastones No. 7	27,16	OK
		M(+)	16510,34	15,80	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 3 bastones No. 6	16,31	OK
		M(-)2	27054,25	27,78	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 6 bastones No. 6 + 2 No. 5	28,82	OK
	F (2-3)	M(-)1	388,52	0,34	5,65	27,84	2 corridas No. 7+1 bastón No. 6	10,61	OK
		M(+)	22064,2	21,86	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 4 bastones No. 7	23,28	OK
		M(-)2	27096,23	27,83	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 6 bastones No. 6 + 2 No. 5	28,82	OK
	2 (H-I)	M(-)1	26546,16	27,15	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 5 bastones No. 7	27,16	OK
		M(+)	12962,51	12,15	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 2 bastones No. 6	13,46	OK
		M(-)2	17229,67	16,56	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 5 bastones No. 5	17,66	OK
	6 (E-F)	M(-)1	17701	17,06	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 5 bastones No. 5	17,66	OK
		M(+)	12922,24	12,11	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 4 bastones No. 4	12,83	OK
		M(-)2	26966,37	27,67	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 6 bastones No. 6 + 2 No. 5	28,82	OK

Tabla XXV. Resumen de armado para vigas críticas del segundo nivel.

	Viga	Momento (Kg-m)	Asreq (cm ²)	As mín (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Armado de Viga	As(cm ²) armado	Chequeo	
SEGUNDO NIVEL	I (2-3)	M(-)1	3035,82	2,70	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(+)	6204,33	5,61	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	14740,36	13,96	5,65	27,84	2 No. 7 + 5 No. 4	14,09	OK
	I (5-6)	M(-)1	7969,64	7,27	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(+)	5561,92	5,01	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	11069,94	10,27	5,65	27,84	2 corridas No. 7+1 bastón No. 6	10,61	OK
	A (2-3)	M(-)1	12701,28	11,89	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 4 bastones No. 4	12,83	OK
		M(+)	5484,2	4,94	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	6579,59	5,96	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
	A (5-6)	M(-)1	11598,97	10,79	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 2 bastones No. 5	11,72	OK
		M(+)	4988,23	4,48	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	8673,84	7,94	5,65	27,84	2 No. 7 + 1 No. 4	9,03	OK
	2 (H-I)	M(-)1	11935,29	11,12	5,65	27,84	2 corridas No. 7 + 2 bastones No. 5	11,72	OK
		M(+)	6621,94	6,00	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	9280,45	8,53	5,65	27,84	2 No. 7 + 1 No. 4	9,03	OK
	2 (A-B)	M(-)1	14096,58	13,30	5,65	27,84	2 No. 7 + 5 No. 4	14,09	OK
		M(+)	7137,62	6,48	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK
		M(-)2	6558,42	5,94	5,65	27,84	2 No. 7	7,76	OK

Cálculo de corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 25 * 45.04 = 8,503.30 \text{ kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

$$S_{\text{máx.}} = d/2 < 30 \text{ cm.}$$

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde

A_v = Área de la varilla a utilizarse (ACI 318-05 recomienda varilla No.3 como mínimo = 0.71cm^2)

F_y = = $2,810 \text{ Kg./cm.}^2$

d = 45.04cm

V_u = Corte crítico en vigas kg

$$S_{\text{máx.}} = 45.04/2 = 22.52\text{cm. Usar mínimo acero No. 3}$$

En este caso, $V_r = 8,503.30 \text{ Kg} < V_u = 24,665.38\text{kg}$, entonces se utiliza la ecuación anterior:

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2,810 * 45.04}{24,665.38} = 7.28\text{cm} \approx 7.00\text{cm}$$

Ya que el espaciamiento requerido es menor que el máximo, usamos el de $S = 7.00 \text{ cm}$.

Por razones de formaleta y vertido del concreto al momento de la fundición, haremos el análisis del espaciamiento del estribo con una barra de mayor diámetro, en este caso la barra No. 4 con diámetro de 1.27cm.

$$S = \frac{2 * 1.27 * 2,810 * 45.04}{24,665.38} = 13.03cm \approx 13.00cm$$

Ya que el espaciamiento requerido es menor que el máximo, usamos el de S=13.00 cm. utilizando hierro No. 4 como refuerzo transversal en los elementos sometidos a flexión.

Los requisitos mínimos para corte en zona confinada, según el código ACI -318-05 en el artículo 21.3.3.2:

- Estribos cerrados de confinamiento a una distancia igual a 2d en ambos extremos = 2*45.04cm = 90.08cm
- Primer estribo a no más de 5cm
- S no debe ser mayor que:
 - $d/4 = 45.04/4 = 11.26cm$.
 - 8Φ longitudinal menor diámetro = $8*1.27 = 10.16cm$
 - 24Φ estribo = $24*1.27 = 30.48cm$
 - No mayor de 30cm

} usar el menor
de todos

S en zona confinada es de 10 cm

El armado de estribos final para la viga del marco H entre ejes 3 y 4 del primer nivel es el siguiente: el primer estribo No. 4 a 5cm de cada extremo

+ 8 estribos No. 4 a cada 10cm. en zona confinada en una distancia igual a 90cm en ambos extremos y el resto a cada 13cm. en zona no confinada.

Se debe repetir este procedimiento para cada viga en ambos ejes la tabla X muestra el resumen.

Tabla XXVI. Resumen de armado de estribos para las vigas del primer y segundo nivel.

	Viga	Vc (Kg)	S viga (cm)	Armado de Viga
PRIMER NIVEL	H (3-4)	24665,38	13,00	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 13 cm
	I (2-3)	23270,88	13,78	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 13 cm
	4 (G-H)	27416,8	11,70	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 11 cm
	F (2-3)	28880,02	11,10	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 11 cm
	2 (H-I)	22736,25	14,11	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 14 cm
	6 (E-F)	22837,87	14,04	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 14 cm
SEGUNDO NIVEL	I (2-3)	11599,81	27,65	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm
	I (5-6)	10247,17	31,30	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm
	A (2-3)	10716,86	29,93	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm
	A (5-6)	9811	32,69	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm
	2 (H-I)	10888,19	29,45	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm
	2 (A-B)	11621,42	27,60	1 No. 4 a 5cm + 8 No. 4 @ 10cm. + resto @ 22 cm

2.1.6.4 Columnas

Son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. El refuerzo principal es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga axial, que es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna y está determinada por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se toma para el diseño, el mayor de los dos momentos actuantes en los extremos de la columna.

Para este caso, se diseña la columna más crítica, Las cargas que actúan sobre las columnas se tomarán del área tributaria de losas y vigas sobre la columna crítica.

Datos:

Sección de columna = 40 cm x 40 cm	Longitud de columnas = 4.5mts.	
Espesor de losa = 15cm	Área tributaria = 41.69 m ²	
Mx = 13,683.45 kg – m	My = 15,086.14 kg – m	
Vx = 6006.93 Kg	Vy = 6672.98 Kg	
CM ₁ = 890.00 Kg/m ²	CM ₂ = 740 Kg/m ²	CV = 500 Kg/m ²

Basándome en el Código ACI 318 – 05 en su capítulo 21, el porcentaje de área mínima de acero longitudinal: 0.01Ag y el porcentaje de área máxima de acero longitudinal: 0.08Ag (Ag = área gruesa) para zona sísmica; y el número mínimo de barras longitudinales debe ser de 4 varillas en columnas rectangulares y 6 varillas en columnas circulares.

Carga Axial: $CU = 1.2 CM + 1.6 CV$

$$CU_2 = 1.2 (890\text{Kg/m}^2) + 1.6 (500 \text{ Kg/m}^2)$$

$$CU_2 = 1,868.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_1 = 1.2 (740 \text{ Kg/m}^2) + 1.6 (500 \text{ Kg/m}^2) = 1,688.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 1,868.00 + 1,688.00 = 3,556.00 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{3,556.00}{2630.00} = 1.35$$

Cálculo de la carga axial:

$$P_u = (A_T * CU) + (PP \text{ vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (41.67\text{m}^2 * 3,556.00 \text{ Kg/m}^2) + (301.13\text{Kg/m} * (6.66\text{m} + 6.25\text{m})) * 1.35$$

$$P_u = 152,030.55 \text{ Kg.}$$

Clasificación de columnas por su esbeltez (E)

Se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, y, si son largas no se construyen.

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

$$\psi = \frac{(\sum K_{col})}{(\sum k_{viga.})}$$

$$K_{(rigidez)} = I / L;$$

I = Inercia

L = Longitud del elemento

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

$$I_{viga} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} = \frac{40 * 40^3}{12} = 213,333.33 \text{ cm}^4$$

$$K_{viga(6.66 \text{ mts})} = \frac{260,416.67}{6.66} = 39,101.60$$

$$K_{viga(6.25 \text{ mts})} = \frac{260,416.67}{6.25} = 41,666.67$$

$$K_{col(h=4.5 \text{ mts})} = \frac{213,333.33}{4.5} = 47,407.41$$

$$K_{col(h=3 \text{ mts})} = \frac{213,333.33}{3} = 71,111.11$$

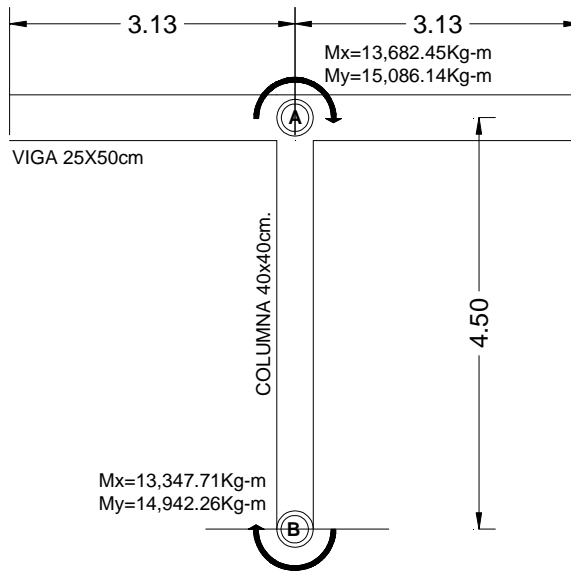
Analizaremos la columna mas crítica de la estructura, en este caso es la ubicada en el primer nivel, justo en la intersección de los ejes H y 4.

$$\psi_{ax} = \frac{47,407.41}{2 * 41,666.67} = 0.56 \qquad \psi_{ay} = \frac{47,407.41}{2 * 39,101.60} = 0.60$$

Extremo inferior de la columna. Por definición sabemos que este valor es cero al estar empotrado en una base o zapata.

$$\psi_{bx} = \psi_{by} = 0$$

Figura 42. Representación de columna de diseño 1 y momentos actuantes.



Promedio:

$$\psi_{Xpromedio} = \frac{0.56 + 0}{2} = 0.28$$

$$\psi_{Ypromedio} = \frac{0.60 + 0}{2} = 0.30$$

Cálculo del coeficiente K

$$K = \frac{20 + \psi_p}{20} * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \leq 2$$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2$$

$$K_x = \frac{20 + 0.28}{20} * \sqrt{1 + 0.28} = 1.14$$

$$K_y = \frac{20 + 0.30}{20} * \sqrt{1 + 0.30} = 1.16$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * L}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0.3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E_x = \frac{1.14 * 4.5}{0.30 * 0.40} = 41.75 \rightarrow 22 > 41.75 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

$$E_y = \frac{1.16 * 4.5}{0.30 * 0.40} = 43.5 \rightarrow 22 < 43.5 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

Cuando se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos lateral de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. En este caso, se trabajará de acuerdo al método de magnificación de momentos del código ACI 318-05 sección 10, capítulo 13, que se describe a continuación.

Carga crítica por pandeo de Euler:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * Lu)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = momento de inercia de la sección del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración el esfuerzo

K = factor de pandeo

Lu = longitud de la columna

Para calcular la elasticidad del concreto y la inercia utilizamos (ACI 10.12.3)

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 - \beta d}$$

Donde:

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

Ig = $b \cdot h^3 / 12 = (40)(40^3) / 12 = 213,333.33 \text{ cm}^4$

βd = factor de flujo plástico

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto (βd)

El factor de flujo plástico del concreto puede suponerse como $\beta d = 0.6$, según la sección R10.12.3 del capítulo 10 del ACI 318-05.

Calculamos EI

$$EI = \frac{0.4 \times 15,100 \sqrt{281} \times 213,333.33}{1 + 0.6} = 1.2959 \times 10^{10} \text{ Kg} - \text{cm}^2 = 1,295.90 \text{ ton} - \text{m}^2$$

$$P_{CRX} = \frac{\pi^2 \times 1,295.90}{(1.14 * 4.50)^2} = 486.00 \text{ton} .$$

$$P_{CRY} = \frac{\pi^2 * 1,295.90}{(1.16 * 4.5)^2} = 469.38 \text{ton} .$$

Magnificador:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75 * P_{CR}}} \geq 1$$

Donde:

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme. Capítulo 10, ACI 318-05

P_u = carga de diseño última ($P_u = 154.087 \text{ Ton}$)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

Donde M_1/M_2 es positivo si la columna esta flectada en curvatura simple.

$$C_m(x) = 0.6 + 0.4 \left(\frac{13,347.71}{13,682.45} \right) \geq 0.4$$

$$C_m(x) = 0.6 + 0.4 \left(-\frac{13,347.71}{13,682.45} \right) = 0.99$$

$$\delta_x = \frac{0.99}{1 - \frac{152.03}{0.75 * 486}} = 1.70 > 1 \rightarrow OK$$

$$C_m(y) = 0.6 + 0.4 \left(\frac{14,942.26}{15,086.14} \right) = 0.996$$

$$\delta_y = \frac{0.996}{1 - \frac{152.03}{0.75 * 469.38}} = 1.753 > 1 \rightarrow OK$$

Cálculo de los momentos de diseño (Md)

$$Md = \delta * Mu$$

$$M_x = 13,683.45 \text{ kg} - \text{m} \quad M_y = 15,086.14 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dx} = 1.70 * 13,683.45 \text{ kg} - \text{m} = 23,261.87 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 1.753 * 15,086.14 \text{ kg} - \text{m} = 26,446.00 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el Método BRESLER

Consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además, es uno de los métodos más utilizados porque su procedimiento es sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

Cálculo de límites de acero: Estos fueron calculados según el código ACI 318-05, capítulo 10, sección 9.1.

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.08A_g$$

$$A_{s_{\min}}: 0.01 * (40 \times 40) = 16.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}}: 0.08 * (40 \times 40) = 128.00 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado inicial de: $A_s = 8 \text{ No. } 8 = 8 (5.06 \text{ cm}^2) = 40.48 \text{ cm}^2$

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

Valor de la gráfica

$$\gamma_y = \gamma_x = \frac{H_{nucleo}}{H_{columna}} = \frac{b - 2rec}{h} = \frac{0.40 - 2 * 0.0381}{0.40} = 0.809$$

Valores de la curva

$$\rho_m = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g} = \frac{40.48 * 2,810}{0.85 * 281 * 1600} = 0.2976$$

Excentricidades

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{23,261.87}{152,030.55} = 0.15m \quad e_y = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{26,446.00}{152,030.55} = 0.17m$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0.15/0.40 = 0.375 \quad e_y/h_y = 0.17/0.40 = 0.425$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y en los diagramas de iteración, mostrados en el anexo 3, siendo estos:

$$K'_x = 0.80 \text{ y } K'_y = 0.51$$

Cálculo de P'o

$$P'o = 0.85 f' c A_g + A_{st} f_y$$

$$P'o = 0.85 \times 281 \text{ Kg./cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} + 40.53 \text{ cm}^2 \times 2810 \text{ Kg./cm}^2$$

$$P'o = 496,049.30 \text{ Kg}$$

Cálculo de P'ox y P'oy

$$P'ox = k'_x f' c A_g$$

$$P'oy = k'_y f' c A_g$$

$$P'ox = 0.80 \times 281 \times 1600 \text{ cm}^2 = 359,680.00 \text{ Kg}$$

$$P'oy = 0.51 \times 281 \times 1600 \text{ cm}^2 = 229,296.00 \text{ Kg}$$

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e (P'u)

Fórmula de Bresler: Cálculo de la carga de resistencia de la columna (P'u)

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'ox} + \frac{1}{P'oy} - \frac{1}{P'o}$$

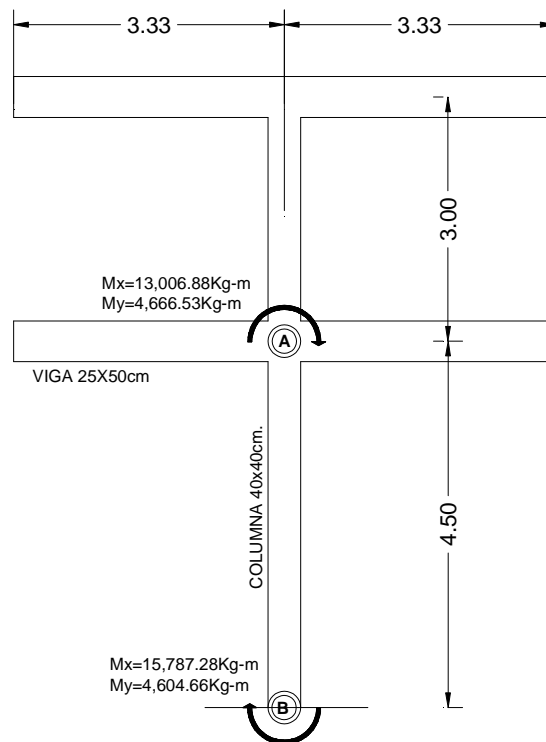
$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{359,680.00} + \frac{1}{229,296.00} - \frac{1}{496,049.30}$$

$$P'u = 195,103.08 \text{ kg} > 152,030.55 \text{ Kg.} \Rightarrow \text{Si resiste.}$$

Como P'u = 195,103.08Kg. es mayor a Pu (carga axial) = 152,030.55Kg, el armado propuesto si resiste las cargas aplicadas, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

Analizaremos también la columna ubicada en el primer nivel, en la intersección de los ejes H y 6, el respectivo diseño se muestra a continuación.

Figura 43. Representación de columna de diseño 2 y momentos actuantes.



Datos:

Sección de columna = 40 cm x 40 cm	Longitud de columnas = 4.5mts.	
Espesor de losa = 15cm	Área tributaria = 20.82 m ²	
Mx = 13,006.88 kg – m	My = 4,666.53 kg – m	
Vx = 2060.27 Kg	Vy = 6,398.70 Kg	
CM ₁ = 890.00 Kg/m ²	CM ₂ = 740 Kg/m ²	CV = 500 Kg/m ²

Carga Axial: $CU = 1.2 CM + 1.6 CV$

$$CU_2 = 1.2 (890\text{Kg/m}^2) + 1.6 (500 \text{ Kg/m}^2)$$

$$CU_2 = 1,868.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_1 = 1.2 (740 \text{ Kg/m}^2) + 1.6 (500 \text{ Kg/m}^2) = 1,688.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 1,868.00 + 1,688.00 = 3,556.00 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{3,556.00}{2630.00} = 1.35$$

Cálculo de la carga axial:

$$P_u = (A_T * CU) + (PP \text{ vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (20.82\text{m}^2 * 3,556.00 \text{ Kg/m}^2) + (301.13\text{Kg/m} * (6.66\text{m} + 6.25\text{m})) * 1.35$$

$$P_u = 79,284.17 \text{ Kg.}$$

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

$$\psi = \frac{(\sum K_{col})}{(\sum k_{viga.})}$$

$$\psi_{ax} = \frac{47,407.41 + 71,111.11}{2 * 39,101.60} = 1.515$$

$$\psi_{ay} = \frac{47,407.41 + 71,111.11}{2 * 41,666.67} = 1.42$$

Extremo inferior de la columna. Por definición sabemos que este valor es cero al estar empotrado en una base o zapata.

$$\psi_{bx} = \psi_{by} = 0$$

Promedio:

$$\psi_{Xpromedio} = \frac{1.515 + 0}{2} = 0.76 \qquad \psi_{Ypromedio} = \frac{1.42 + 0}{2} = 0.71$$

Cálculo del coeficiente K

$$K = \frac{20 + \psi_p}{20} * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \leq 2$$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2$$

$$K_x = \frac{20 + 0.76}{20} * \sqrt{1 + 0.76} = 1.37$$

$$K_y = \frac{20 + 0.71}{20} * \sqrt{1 + 0.71} = 1.354$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * L}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0.3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E_x = \frac{1.37 * 4.5}{0.30 * 0.40} = 51.37 \rightarrow 22 > 51.37 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

$$E_y = \frac{1.354 * 4.5}{0.30 * 0.40} = 50.77 \rightarrow 22 < 50.77 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

Carga crítica por pandeo de Euler:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * Lu)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = momento de inercia de la sección del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración el esfuerzo

K = factor de pandeo

Lu = longitud de la columna

Para calcular la elasticidad del concreto y la inercia utilizamos (ACI 10.12.3)

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 - \beta d}$$

Donde:

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

Ig = $b * h^3 / 12 = (40)(40^3) / 12 = 213,333.33 \text{ cm}^4$

βd = factor de flujo plástico

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto (β_d)

El factor de flujo plástico del concreto puede suponerse como $\beta_d = 0.6$, según la sección R10.12.3 del capítulo 10 del ACI 318-05.

Calculamos EI

$$EI = \frac{0.4 \times 15,100 \sqrt{281} \times 213,333.33}{1 + 0.6} = 1.2959 \times 10^{10} \text{ Kg} - \text{cm}^2 = 1,295.90 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

$$P_{CRX} = \frac{\pi^2 \times 1,295.90}{(1.37 \times 4.50)^2} = 336.52 \text{ Ton}$$

$$P_{CRY} = \frac{\pi^2 \times 1,295.90}{(1.354 \times 4.5)^2} = 344.52 \text{ Ton}$$

Magnificador:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75 * P_{CR}}} \geq 1$$

Donde:

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme. Capítulo 10, ACI 318-05

P_u = carga de diseño última ($P_u = 79,284.17 \text{ Kg}$)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

Donde M_1/M_2 es positivo si la columna esta flectada en curvatura simple.

$$C_m(x) = 0.6 + 0.4 \left(\frac{13,006.88}{15,787.28} \right) = 0.920$$

$$\delta_x = \frac{0.92}{1 - \frac{79.284}{0.75 * 336.52}} = 1.34 > 1 \rightarrow OK$$

$$C_m(y) = 0.6 + 0.4 \left(\frac{4,604.66}{4666.53} \right) = 0.994$$

$$\delta_y = \frac{0.994}{1 - \frac{79.284}{0.75 * 344.52}} = 1.434 > 1 \rightarrow OK$$

Cálculo de los momentos de diseño (Md)

$$Md = \delta * Mu$$

$$M_x = 13,006.88 \text{ kg} - \text{m} \quad M_y = 4,666.53 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dx} = 1.34 * 13,006.88 \text{ kg} - \text{m} = 17,429.22 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 1.434 * 4,666.53 \text{ kg} - \text{m} = 6,691.80 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el Método BRESLER

Cálculo de límites de acero: Estos fueron calculados según el código ACI 318-05, capítulo 10, sección 9.1.

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.08A_g$$

$$A_{s_{\min}}: 0.01 * (40 \times 40) = 16.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}}: 0.08 * (40 \times 40) = 128.00 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado inicial de: $A_s = 6 \text{ No. } 8 = 6 (5.06 \text{ cm}^2) = 30.36 \text{ cm}^2$

Para este método se usan los diagramas de interacción incluidos en el anexo 3 del presente documento, utilizado para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica

$$\gamma_y = \gamma_x = \frac{H_{nucleo}}{H_{columna}} = \frac{b - 2rec}{h} = \frac{0.40 - 2 * 0.0381}{0.40} = 0.809$$

Valores de la curva

$$\rho_u = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g} = \frac{30.36 * 2,810}{0.85 * 281 * 1600} = 0.2232$$

Excentricidades

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{13,006.88}{79,284.17} = 0.164m \quad e_y = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{4,666.53}{79,284.17} = 0.058m$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0.164/0.40 = 0.41 \quad e_y/h_y = 0.058/0.40 = 0.145$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y . en los diagramas de iteración, mostrados en el apéndice XXX, siendo estos:

$$K'_x = 0.45 \text{ y } K'_y = 0.78$$

Cálculo de P'0

$$P'0 = 0.85 f' c A_g + A_{st} f_y$$

$$P'0 = 0.85 \times 281 \text{ Kg./cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} + 30.40 \text{ cm}^2 \times 2810 \text{ Kg./cm}^2$$

$$P'0 = 467,584.00 \text{ Kg}$$

Cálculo de P'ox y P'oy

$$P'ox = k'_x f' c A_g$$

$$P'oy = k'_y f' c A_g$$

$$P'ox = 0.45 \times 281 \times 1600 \text{ cm}^2 = 202,320.00 \text{ Kg}$$

$$P'oy = 0.78 \times 281 \times 1600 \text{ cm}^2 = 350,688.00 \text{ Kg}$$

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e (P'u)

Fórmula de Bresler: Cálculo de la carga de resistencia de la columna (P'u)

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'ox} + \frac{1}{P'oy} - \frac{1}{P'0}$$

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{202,320.00} + \frac{1}{350,688.00} - \frac{1}{467,584.00}$$

$$P'u = 176,817.48 \text{ kg} > 79,284.17 \text{ Kg.} \Rightarrow \text{Si resiste.}$$

Como P'u = 176,817.48kg es mayor a Pu (carga axial) = 79,284.17kg, el armado propuesto si resiste las cargas aplicadas, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

Refuerzo transversal

Se proveerá de refuerzo transversal por medio de estribos para resistir los esfuerzos de corte y armado. Por otro lado, en zonas sísmicas como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, esto se logra por medio del confinamiento de estribos en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto y además permite una deformación unitaria mayor del elemento. El procedimiento para proveer de refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Se debe chequear V_r con V_u con los siguientes criterios:

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

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

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 \sqrt{281} * 40 * 36.25 = 10,950.04 \text{ Kg}$$

Corte Actante

$$V_u = 6,398.70 \text{ Kg}; \text{ y } V_u = 6672.98 \text{ Kg}$$

$V_r > V_u$; los estribos se colocaran en zona no confinada a $d/2$.

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla utilizada en este diseño será la No. 3. En este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a:

$$S = d / 2 = 36.25 \text{ cm.} / 2 = 18.1 \text{ cm.}$$

Los estribos se colocaran a cada 18 cm con varillas No. 3.

Refuerzo por confinamiento

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

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} Lu / 6 \left\{ \begin{array}{l} \text{Nivel 1} \Rightarrow 4.5\text{m}/6=0.75\text{m} \\ \text{Nivel 2} \Rightarrow 3\text{m}/6=0.5\text{m} \end{array} \right. \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0.40 \text{ m} \\ 48\emptyset \text{ varilla transversal (No.3).} = 48 * 0.95\text{cm} = 45.6\text{cm.} \\ 16\emptyset \text{ varilla longitudinal (No. 8).} = 40.64\text{cm.} \end{array} \right.$$

Se tomará la longitud de 0.75 m para el confinamiento en las columnas del primer nivel y de 0.50m para las columnas del segundo nivel.

Cálculo de la relación volumétrica

$$S_o = \frac{2A_v}{\rho_s L_n}$$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right); \text{ pero debe cumplir con } \rho_s \geq 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

S_0 = espaciamiento entre estribos en área confinada

A_v = área transversal de la varilla que se utiliza como estribo (varilla No. 3
Área=0.71cm²)

A_{ch} = área del núcleo de columna.

A_g = área gruesa

ρ_s = relación volumétrica de la columna

L_n = longitud no soportada del estribo

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{40^2}{32.5^2} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right) = 0.01969$$

$$\rho_s \geq 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.12 * \left(\frac{281}{2,810} \right) = 0.012$$

Como $0.01969 \geq 0.012$, por lo que se utiliza ρ_s

Utilizando varillas No. 3 para los estribos, el espaciamiento en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.019 * 25} = 3.00 \text{ cm}$$

Debido a la dificultad de fundición del concreto y de sus agregados en una separación tan pequeña entre estribos, se decide utilizar varillas No. 4.

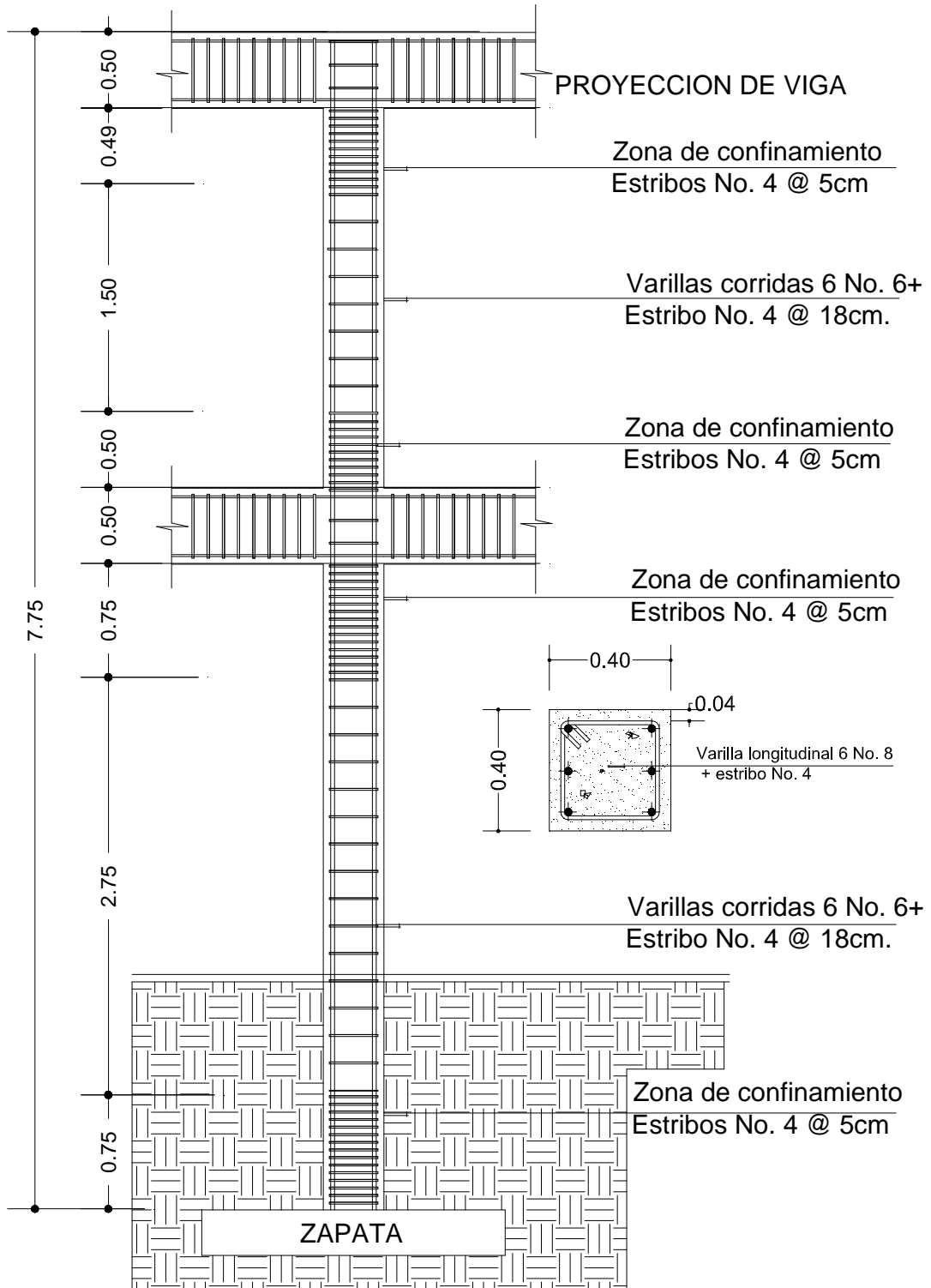
$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 1.27}{0.019 * 25} = 5.34 \text{ cm} \approx 5.00 \text{ cm}$$

Por tanto, en el primer nivel se colocarán estribos No. 4 @ 0.05 m, en la longitud de confinamiento de 75 cm medidos desde la cara del nudo, y estribos No. 4 @ 0.18m en la longitud del centro de la columna. Mientras que en el segundo nivel el armado será de estribos No. 4 @ 0.05m, en la longitud de confinamiento de 50cm medidos desde la cara del nudo, y estribos No. 4 @ 0.18 m en la longitud del centro de la columna.

Por tener varillas en las caras de la columna se colocará estribos rotados a 45° alternados, según el código ACI 318, artículo 7.10.5.3

El armado longitudinal y transversal de las columnas se muestra en la figura 44.

Figura 44. Armado longitudinal y transversal de columna



2.1.6.5 Elementos de mampostería

La función estructural está ligada a la capacidad del muro para soportar o no carga, diferente a la de su propio peso, por lo cual se definirán los siguientes tipos de mampostería según el código de diseño UBC 94:

Muros de relleno

Es aquella cuya función principal es la de conformar muros que sirva para dividir espacios, sin tener una función expresa o tácita de soportar techos o niveles superiores. Este tipo de mampostería conforma las particiones o fachadas en edificios con sistemas portantes en pórticos de concreto, acero o, incluso, madera.

Muros de carga

La mampostería para muros de carga impone, adicionalmente a las características enunciadas anteriormente, de acuerdo al tipo de exposición, la necesidad de una resistencia superior en los elementos, suficiente para soportar las cargas que debe soportar, o que tengan una resistencia tal que se diseñe la estructura para ella. Esto en cuanto a las unidades, pero como conjunto, aparece la participación del refuerzo, lo que le ha dado la dimensión que posee la mampostería en la actualidad, dentro de los sistemas estructurales.

Habiendo definido ambos conceptos de mampostería en el caso específico de nuestro proyecto se utilizarán muros de relleno con block con un $f'm = 35 \text{Kg/cm}^2$ para tabicar nuestros módulos y la fachada de edificio, debido a que contamos con un sistema pórticos de concreto armado, por lo tanto, los

muros de mampostería incluidos en la estructura del salón municipal solamente formarán parte de los diferentes pesos incluidos en la integración de cargas.

2.1.6.6 Cimientos

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para el presente proyecto se utilizará 1 zapata típica y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

Zapata típica

Datos:

$$M_x = 19.11 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 14.94 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 116.76 \text{ ton}$$

$$V_s = 46.33 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.41 \text{ ton/m}^3$$

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

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

$$\text{Desplante } D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1.35$$

Cálculo de las cargas de trabajo

$$P'_t = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{116.76}{1.35} = 86.48 \text{ ton.}$$

$$Mtx = \frac{Mx}{Fcu} = \frac{19.11}{1.35} = 14.15 \text{ ton} - m$$

$$Mty = \frac{My}{Fcu} = \frac{14.94}{1.35} = 11.06 \text{ ton} - m$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$Az = \frac{1.5P't}{Vs} = \frac{1.5 * 86.48}{32.33} = 4.01 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$Az = 2.0 * 2.0 = 4.0 \text{ m}^2$$

Revisión de presión sobre el suelo

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mtx}{Sx} \pm \frac{Mty}{Sy}$$

Se debe tomar en cuenta que “q” no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$Sx = Sy = \frac{2.0 * 2.0^2}{6} = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = P't + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = P't + (b * h * l * P_{\text{concreto}}) + (Az * Df * P_{\text{suelo}}) + (Az * t * P_{\text{concreto}})$$

$$P = 86.48 + (0.40 * 0.40 * 7.50 * 2.4) + (2.0 * 2.0 * 1.50 * 1.41) + (2.0 * 2.0 * 0.50 * 2.4)$$

P = 102.56 ton.

$$q = \frac{102.56}{4.0} \pm \frac{14.15}{1.33} \pm \frac{11.06}{1.33}$$

$q_{\text{máx}} = 44.59 \text{ ton/m}^2$ cumple, no excede el $V_s = 46.33 \text{ ton/m}^2$

$q_{\text{mín}} = 6.68 \text{ ton/m}^2$ cumple, sólo compresiones

Por lo que las dimensiones de la zapata son correctas.

Presión última

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 44.59 * 1.35 = 60.19 \text{ Ton/m}^2$$

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing \text{ var No. 6/2}$$

$$t_{\text{asumido}} = 0.50 \text{ m}$$

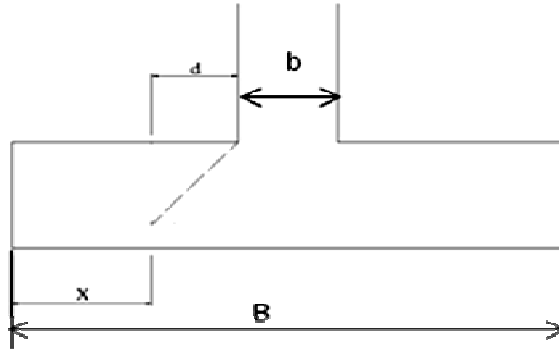
$$d = 50\text{cm} - 7.5\text{cm} - 1.90\text{cm}/2$$

$$d = 41.5 \text{ cm}$$

Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 45.

Figura 45. Corte simple en zapata.



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

$$x = \frac{2.0}{2} - \frac{0.40}{2} - 0.406 = 0.394m$$

$$V_{act} = \text{Área} \cdot q_u = 2.0 \cdot 0.406 \cdot 60.19 = 48.87 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281} \cdot 200 \cdot 41.5$$

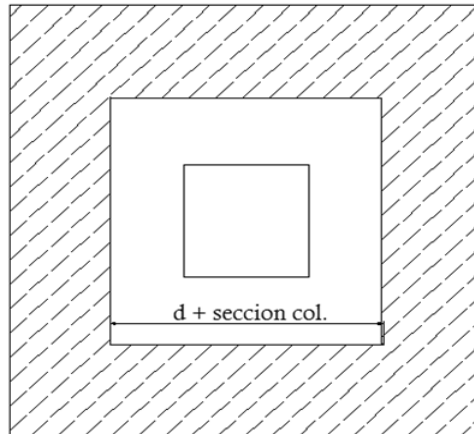
$$V_r = 62,679.58\text{kg} \approx 62.68 \text{ ton.}$$

48.87 ton < 62.68 ton si cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple

Revisión de corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. Ver figura 46.

Figura 46. Corte punzonante en zapata.



La revisión que se realiza es:

$$b_o = 4 \cdot \text{perímetro de adentro} = 4 \cdot (d + \text{sección de columna})$$

$$b_o = 4 \cdot (41.5\text{cm} + 40\text{cm}) = 4 \cdot 81.5 = 326.00\text{cm}$$

$$V_{act} = (A - (d + \text{sección de columna})^2) \cdot q_u$$

$$V_{act} = ((2.0 \cdot 2.0) - (0.415 + 0.40)^2) \cdot 60.19$$

$$V_{act} = 200.80 \text{ ton.}$$

$$V_r = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{281} \cdot 326.00 \cdot 41.5$$

$$V_r = 204.34 \text{ ton.}$$

$V_{act} < V_r$ cumple; el peralte propuesto resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último: Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$Mu = \frac{qu * L^2}{2} = \frac{60.19 * \left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.40}{2}\right)^2}{2} = 19.26 \text{ ton} - m$$

Donde:

L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

Área de acero: el área de acero se define por la ecuación:

$$As = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left[200 * 41.50 - \sqrt{(200 * 41.50)^2 - \frac{19,260.00 * 200}{0.003825 * 281}} \right] * \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right)$$

$$As = 18.59 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{fy} * b * d = \frac{14.1}{2,810} * 200 * 41.50 = 41.65 \text{ cm}^2$$

Dado a que $A_s < A_{s_{\min}}$, se usará $A_{s_{\min}}$.

Por contar con un espesor de zapata relativamente grande es recomendable distribuir el acero en dos camas (superior e inferior).

Espaciamiento entre varillas.

Usando varilla No. 6 (Área = 2.85 cm^2)

$$\left. \begin{array}{l} 41.65 \text{ cm}^2 \text{ -----} 200 \text{ cm} \\ 2.85 \text{ cm}^2 \text{ -----} \quad S \end{array} \right\} S = 13.68 \text{ cm} \Rightarrow 13 \text{ cm}$$

Cama Superior

Acero por Temperatura

$$A_{st} = 0.002 * b * t$$

$$A_{st} = 0.002 * 200 * 50 = 20 \text{ cm}^2$$

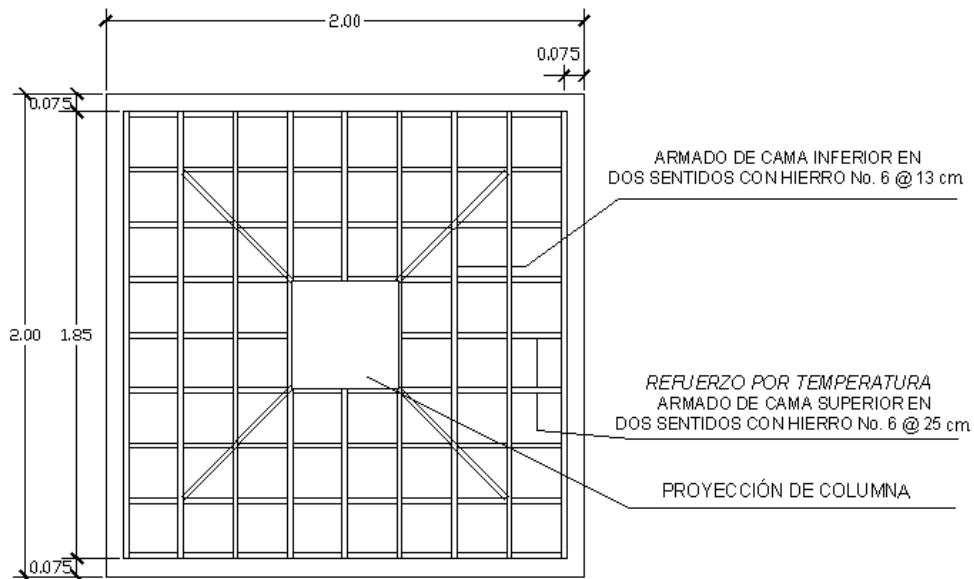
Usando varilla No. 6 (2.85 cm^2)

$$\left. \begin{array}{l} 20 \text{ cm}^2 \text{ -----} 200 \text{ cm} \\ 2.85 \text{ cm}^2 \text{ -----} \quad S \end{array} \right\} S = 28.5 \Rightarrow 28 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para el armado de la zapata se utilizará varilla No. 6 @ 13 cm en ambos sentidos en cama inferior, en la cama superior var. No. 6 @ 28

cm en ambos sentidos, por facilidad de construcción se usará, en la cama inferior var. No. 6 @ 25cm. Ver figura 47.

Figura 47. Detalle del armado de la zapata típica



2.1.7 Instalaciones

2.1.7.1 Agua potable

El proyecto se proveerá de agua potable en cantidad y presión suficiente para satisfacer las necesidades y servicio de los usuarios de acuerdo a los siguientes requisitos mínimos:

- El servicio de agua potable será continuo durante las 24 horas del día.
- La dotación mínima aceptable es de 200 litros/persona/día.
- Son aceptables redes de distribución diseñados por circuitos cerrados.

- En puntos estratégicos de fácil acceso, deben instalarse válvulas de control, que permitan aislar tramos de tubería para operaciones de mantenimiento; sin que para esto sea necesario cortar el servicio de agua a todo el edificio.
- El tipo de tubería a utilizar será de cloruro polivinilo PVC de 3/4" de diámetro para ramales principales y PVC de 1/2" de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios.
- Las tuberías deben colocarse lo más apartado posible de las de drenaje y nunca a nivel inferior que estas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua y drenaje, las primeras deben quedar por lo menos 20 cms., por encima protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1 mt., a cada lado del cruce.
- Cuando la presión y el servicio de agua no sean suficientes, se instalarán sistemas que proporcionen un abastecimiento adecuado; siendo estos tanques o cisternas con equipos hidroneumáticos.

2.1.7.2 Drenajes

La función del sistema de drenaje en el edificio consistirá en eliminar con seguridad y rapidez los desechos sólidos de acuerdo a los siguientes requisitos mínimos:

- Deberá dotarse de un sistema separativo de drenajes, que garantice la correcta evacuación y disposición de las aguas negras y pluviales.
- El objetivo del drenaje sanitario es la evacuación de las aguas residuales provenientes de sanitarios, cocinas y otros, debiendo diseñarse de acuerdo a los requisitos siguientes:

Tabla XXVII. Diámetros mínimos de tubería por accesorio sanitario

ARTEFACTO	DIÁMETRO MÍNIMO
Inodoro	4"
Lavamanos	1 ½"
Urinal	1 ½"
Pila	2"
Reposadera de piso	1 ½"

- Las tuberías enterradas deben tener una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6%.
- El objetivo del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de la escorrentía producida por la precipitación pluvial, debiendo diseñarse el sistema de acuerdo a los requisitos siguientes:
- Las bajadas deben ubicarse si es posible en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.
- El área máxima para drenar con un bajante, según su diámetro es el siguiente:

Tabla XXVIII. Área máxima a drenar con tubería para drenaje pluvial

DIÁMETRO	ÁREA MÁXIMA(M ²)
2	30
2 ½	60
3	100
4	210
6	625

Para intensidad de lluvia de 200 mm/hr

- Los diámetros requeridos para tuberías horizontales son aceptables de 4" en áreas interiores y 6" para áreas exteriores.

2.1.7.3 Electricidad

Todo el edificio se dotará de instalaciones eléctricas que cubran las necesidades en cuanto a iluminación artificial y otros usos de la corriente. Las instalaciones deberán llevarse a cabo en base al Reglamento de la Empresa Eléctrica de Guatemala.

LOCALIZACIÓN DE SALIDAS PARA ILUMINACIÓN

En las áreas interiores se ubicarán en cualquier lugar considerado, con el fin de producir el efecto de iluminación que se desee.

LOCALIZACIÓN DE INTERRUPTORES

Serán colocados dentro del ambiente útil, del lado opuesto al que se habrán las puertas y lo mas cercano posible a ellas, a una altura recomendable de 1,20mts. Los interruptores de luces exteriores se ubicarán en puntos funcionales dentro del edificio.

CIRCUITOS

Para las salidas de iluminación y tomacorrientes de uso general, excluyendo los correspondientes a estufas, calentadores, etc., deberá proveerse un circuito de 15 ó 20 amperios por cada 12 unidades como máximo, debiendo estar distribuido el total de salidas en forma equitativa entre los circuitos que se instalen.

El calibre de los conductores esta de acuerdo al calculo respectivo, pero en ningún caso será menor que el No. 12 AWG, aceptándose el No. 14 únicamente para regreso de interruptores.

LOCALIZACIÓN DE TOMACORRIENTES

En la siguiente tabla se especifica el número mínimo aceptable de tomacorrientes y las alturas recomendables de colocación

Tabla XXIX. Colocación de tomacorrientes

AMBIENTES	No. MÍNIMO UNIDADES	H. RECOMENDABLE
Vestíbulos en edificio	1 por cada 12 m ²	0.30 m
Cocina	1 para mesa de trabajo	1.20 m
Bar y cafetería	1 para refrigerador	1.20 m
Vestidores	1 por cada 6 m de perímetro	0.30 m
Escenario	1 por cada 12 m ²	030 m

Obligatorio deben ser unidades dobles

CAJAS DE DISTRIBUCIÓN

Se colocarán en el cuarto de máquinas a una altura máxima de 1.75 mts., sobre el nivel de piso. También se colocarán con el número necesario de flipones de acuerdo a los circuitos de uso inmediato y tendrán capacidad para la instalación de por lo menos 2 más en el futuro.

DUCTOS

El tipo de material a utilizar será de cloruro de polivinilo (pvc) de diámetro de 1", debido al número y calibre de los alambres que se conduzcan. Todas las uniones deberán ser impermeables y los ductos que se coloquen en las losas

de concreto se instalarán sobre la cama de refuerzo, amarrados adecuadamente para evitar desplazamientos en el momento de la fundición.

2.1.8 Planos constructivos

Para este proyecto se elaboró un juego de planos divididos en tres fases: Arquitectura, Estructuras e Instalaciones

Los siguientes planos son:

- Plano topográfico.
- Planta conjunto.
- Planta arquitectónica y criterios
- Planta acotada.
- Secciones y elevaciones.
- Planta de acabados puertas y ventanas.
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de losas y vigas
- Detalle de techos y vigas
- Plano de cortes de muros.
- Planta de instalación hidráulica
- Planta de drenajes
- Planta de iluminación-fuerza.

2.1.9 Presupuesto

2.1.9.1 Materiales

Los precios de los materiales para la elaboración del presupuesto se obtuvieron, mediante cotizaciones en centros de distribución de la región.

2.1.9.2 Mano de obra

Los salarios de mano de obra se asignaron de acuerdo a los que la municipalidad maneja en proyectos ejecutados en la actualidad.

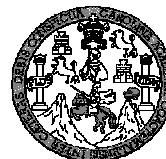
2.1.9.3 Costo total del proyecto

El presupuesto se realizó a base de precios unitarios. A este se le aplicó un factor de indirectos del 20%. El costo total del proyecto sería de Cuatro millones trescientos nueve mil ochocientos setenta y cuatro quetzales con noventa y cinco centavos. (Q. 4,309,874.95). Ver tabla XXX:

Tabla XXX. Presupuesto de salón de usos múltiples

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EPS INGENIERÍA CIVIL
 EPESISTA: JUAN ROBERTO OROZCO VILLATORO
 MANCOMUNIDAD DEL LAGO DE GUIJA
 MUNICIPALIDAD DE EL PROGRESO, JUTIAPA
 PROYECTO: SALÓN DE USOS MÚLTIPLES



CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO							
No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL	TOTAL (Q)	TOTAL (\$)
1	TRABAJOS PRELIMINARES						
1.1	LIMPIEZA Y CHAPEO	m2	5,932.00	Q1.25	Q7,415.00		
1.2	NIVELACION DEL TERRENO	m2	5,932.00	Q0.50	Q2,966.00		
1.3	TRAZO Y ESTAQUEADO	ml	327.26	Q4.00	Q1,309.04		
1.4	BODEGA PROVISIONAL	global	1.00	Q4,000.00	Q4,000.00		
1.5	RÓTULO DE IDENTIFICACIÓN	unidad	1.00	Q1,500.00	Q1,500.00	Q17,190.04	\$2,069.84
2	CIMENTACION						
2.1	ZAPATAS TIPO Z-1 (2,0x2,0mt)	UNIDAD	38.00	Q6,927.45	Q263,243.02		
2.2	ZAPATAS TIPO Z-2 (0.80x0.80m)	UNIDAD	9.00	Q1,631.10	Q14,679.90		
2.3	VIGA CONECTORA (0,30*0,30 mt)	UNIDAD	25.00	Q508.28	Q12,706.88		
2.4	CIMIENTO CORRIDO TIPO-1 (0,60 X 0,25 mt)	ML	414.92	Q284.62	Q118,094.95		
2.5	CIMIENTO CORRIDO TIPO-2 (0,40*0,20mt)	ML	97.35	Q152.38	Q14,833.87	Q423,558.62	\$51,000.44
3	COLUMNAS, SOLERAS Y MUROS						
3.1	COLUMNA TIPO C-A (0,40 x 0,40 mt)	ML	67.50	Q833.26	Q56,245.10		
3.2	COLUMNA TIPO C-B (cuadrada 0.40x0.40 mt)	ML	172.50	Q756.16	Q130,436.82		
3.3	COLUMNA TIPO C-1 (0,15X0.15 mt)	ML	509.10	Q113.19	Q57,623.31		
3.4	COLUMNA TIPO C-2 (0,10*0,15 mt)	ML	132.00	Q39.26	Q5,182.20		
3.5	COLUMNA TIPO C-3 (0,20*0,20 mt)	ML	30.00	Q102.87	Q3,085.95		
3.6	COLUMNA TIPO C-4 (0,15*0,15 mt)	ML	30.00	Q151.68	Q4,550.43		
3.7	LEVANTADO DE MUROS	M²	2036.09	Q89.96	Q183,165.64		
3.8	SOLERA INTERMEDIA (0,15 x 0,20 mt)	ML	937.32	Q50.60	Q47,424.77		
3.9	SOLERA DE HUMEDAD(0,15 x 0,20 mt)	ML	312.44	Q95.00	Q29,683.36		
3.1	SOLERA CORONA (0,14*0,30 mt)	ML	94.72	Q177.21	Q16,785.68	Q534,183.26	\$64,320.68
4	ESTRUCTURA DE TECHOS						
4.1	VIGA TIPO - 1 (0,25*0,50 mt)	ML	188.54	Q664.84	Q125,348.83		
4.2	VIGA TIPO - 2 (0,25*0,50 mt)	ML	79.96	Q728.94	Q58,286.23		
4.3	VIGA TIPO - 3 (0,25*0,50 mt)	ML	38.10	Q593.00	Q22,593.26		
4.4	VIGA TIPO - 4 (0,25*0,50 mt)	ML	123.27	Q631.39	Q77,831.12		
4.5	CANAL TECHO CURVO	ML	106.68	Q209.04	Q22,300.26		
4.6	LOSA MACIZA t = 0,15m	M2	575.47	Q888.64	Q511,387.78		
4.7	LOSA MACIZA t = 0,10m	M2	93.63	Q1,686.84	Q157,939.21		
4.8	CUBIERTA AUTOSOPORTABLE CURVA	M2	1394.25	Q312.68	Q435,956.72	Q1,411,643.41	\$169,975.12
5	ACABADOS Y RECUBRIMIENTOS						
5.1	PISO CERÁMICO	M2	1927.59	Q147.59	Q284,488.57		
5.2	PISO ANTIDESLIZANTE	M2	36.00	Q141.30	Q5,086.71		
5.3	REPELLO + CERNIDO Y PINTURA	M2	3054.14	Q118.39	Q361,564.78		
5.4	AZULEJO	M2	96.00	Q158.71	Q15,236.00	Q666,376.06	\$80,237.94

6	MÓDULO DE GRADAS						
6.1	GRADAS INTERIORES	GLOBAL	1.00	Q12,350.76	Q12,350.76		
6.2	GRADAS EXTERIORES	GLOBAL	1.00	Q14,566.90	Q14,566.90	Q26,917.66	\$3,241.14
7	PUERTAS Y VENTANAS						
7.1	PUERTA TIPO P-1	UNIDAD	1.00	Q5,000.00	Q5,000.00		
7.2	PUERTA TIPO P-2	UNIDAD	14.00	Q3,000.00	Q42,000.00		
7.3	PUERTA TIPO P-3	UNIDAD	9.00	Q1,500.00	Q13,500.00		
7.4	PUERTA TIPO P-4	UNIDAD	14.00	Q500.00	Q7,000.00		
7.5	PUERTA TIPO P-5	UNIDAD	2.00	Q1,000.00	Q2,000.00		
7.6	VENTANA TIPO V-1	UNIDAD	22.00	Q450.00	Q9,900.00		
7.7	VENTANA TIPO V-2	UNIDAD	1.00	Q850.00	Q850.00		
7.8	VENTANA TIPO V-3	UNIDAD	1.00	Q2,750.00	Q2,750.00		
7.9	VENTANA TIPO V-4	UNIDAD	20.00	Q1,400.00	Q28,000.00		
7.1	VENTANA TIPO V-5	UNIDAD	1.00	Q350.00	Q350.00		
7.11	VENTANA TIPO V-6	UNIDAD	2.00	Q2,500.00	Q5,000.00	Q116,350.00	\$14,009.63
8	RAMPA						
8.1	RAMPA	UNIDAD	8.00	Q1,024.68	Q8,197.44		
9	INSTALACIONES					Q8,197.44	\$987.05
9.1	INSTALACION HIDRAULICA	GLOBAL	1.00	Q73,035.80	Q73,035.80		
9.2	INSTALACION DRENAJES	GLOBAL	1.00	Q112,609.21	Q112,609.21		
9.3	INSTALACIONES ELECTRICAS	GLOBAL	1.00	Q107,417.15	Q107,417.15	Q293,062.16	\$35,287.44
10	ENCAMINAMIENTOS						
10.1	ADOQUINAMIENTO ARQUITECTÓNICO	M2	568.49	Q199.69	Q113,523.65		
10.2	TORTA DE CONCRETO	M2	107.5	Q234.07	Q25,162.67		
10.3	ADOQUINADO EN PARQUEO	M2	3,760.46	Q167.75	Q630,811.71		
10.4	JARDINIZACIÓN	M2	235.19	Q125.00	Q29,398.28		
10.5	SEÑALIZACIÓN + PINTURA EN PARQUEO	M2	3,760.46	Q3.59	Q13,500.00	Q812,396.31	\$97,820.15
COSTO TOTAL DEL PROYECTO:					Q4,309,874.95	Q4,309,874.95	\$518,949.42

EL COSTO DEL PROYECTO ASCIENDE A LA CANTIDAD DE:

CUATRO MILLONES TRESCIENTOS NUEVE MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y CUATRO QUETZALES CON 95/100.

EL TIEMPO MAXIMO PROPUESTO PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO ES:

DIEZ (10) MESES

COSTO POR METRO CUADRADO DE CONSTRUCCIÓN Q2,565.40

Si se considera una tasa de cambio de Q. 8.30 por cada dólar americano como tasa promedio del mes de septiembre de 2009 y se realiza la conversión, nuestro presupuesto ascendería a una cantidad de Quinientos dieciocho mil novecientos cuarenta y nueve dólares con cuarenta y dos centavos (US\$ 518,949.42).

2.1.9.4 Costo por metro cuadrado

El costo por metro cuadrado para este proyecto, es de Q. 2,565.40/m², dos mil quinientos sesenta y cinco quetzales con cuarenta centavos.

2.1.10 Cronograma de ejecución

Tabla XXXI. Cronograma de ejecución físico-financiero



CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICO-FINANCIERO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EPS INGENIERIA CIVIL
 EPESISTA: JUAN ROBERTO OROZCO VILLATORO
 MANCOMUNIDAD DEL LAGO DE GUIJA
 MUNICIPALIDAD DE EL PROGRESO, JUTIAPA
 PROYECTO: SALON DE USOS MULTIPLES

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	SUB TOTAL	CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO												% Físico	% Financiero
					MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10				
1	TRABAJOS PRELIMINARES			Q17,190.04	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	3.33%	0.40%
1.1	LIMPIEZA Y CHAPEO	m2	5,932.00	Q7,415.00														0.17%
1.2	NIVELACION DEL TERRENO	m2	5,932.00	Q2,966.00														0.07%
1.3	TRAZO Y ESTACUADO	ml	327.26	Q1,309.04														0.03%
1.4	BODEGA PROVISIONAL	global	1.00	Q4,000.00														0.09%
1.5	ROTULO DE IDENTIFICACION	unidad	1.00	Q1,500.00														0.03%
2	CEMENTACION			Q423,598.62													24.73%	9.83%
2.1	ZAPATAS TIPO Z-1 (2.0x2.0m)	UNIDAD	38.00	Q263,243.02														6.11%
2.2	ZAPATAS TIPO Z-2 (0.80x0.80m)	UNIDAD	9.00	Q14,679.90														0.34%
2.3	VIGA CONECTORA (0.30'x0.30 m)	UNIDAD	25.00	Q12,706.88														0.29%
2.4	CIMIENTO CORRIDO TIPO-1 (0.60 X 0.25 mt)	ML	414.92	Q118,094.95														2.74%
2.5	CIMIENTO CORRIDO TIPO-2 (0.40'x0.20m)	ML	97.35	Q14,833.87														0.34%
3	COLUMNAS, SOLERAS Y MUROS			Q534,183.26													12.86%	12.39%
3.1	COLUMNA TIPO C-A (0.40 x 0.40 mt)	ML	67.50	Q56,245.10														1.31%
3.2	COLUMNA TIPO C-B (cuadrada 0.40x0.40 mt)	ML	172.50	Q130,436.82														3.03%
3.3	COLUMNA TIPO C-1 (0.15'x0.15 mt)	ML	509.10	Q57,623.31														1.34%
3.4	COLUMNA TIPO C-2 (0.10'x0.15 mt)	ML	132.00	Q5,182.20														0.12%
3.5	COLUMNA TIPO C-3 (0.20'x0.20 mt)	ML	30.00	Q3,085.95														0.07%
3.6	COLUMNA TIPO C-4 (0.15'x0.15 mt)	ML	30.00	Q4,550.43														0.11%
3.7	LEVANTADO DE MUROS	M²	2036.09	Q183,165.64														4.25%
3.9	SOLERA DE HUMEDAD(0.15 x 0.20 mt)	ML	312.44	Q29,683.36														0.69%
3.8	SOLERA INTERMEDIA (0.15 x 0.20 mt)	ML	937.32	Q47,424.77														1.10%
3.1	SOLERA CORONA (0.14'x0.30 mt)	ML	94.72	Q16,765.68														0.39%
4	ESTRUCTURA DE TECHOS			Q1,411,643.41													27.08%	32.75%
4.1	VIGA TIPO - 1 (0.25'x0.50 mt)	ML	188.54	Q125,348.83														2.91%
4.2	VIGA TIPO - 2 (0.25'x0.50 mt)	ML	79.96	Q58,286.23														1.35%
4.3	VIGA TIPO - 3 (0.25'x0.50 mt)	ML	38.10	Q22,593.26														0.52%
4.4	VIGA TIPO - 4 (0.25'x0.50 mt)	ML	123.27	Q77,831.12														1.81%
4.5	CANAL TECHO CURVO	ML	106.68	Q22,300.26														0.52%
4.6	LOSA MACIZA t = 0.15m	M2	575.47	Q511,387.78														11.87%
4.7	LOSA MACIZA t = 0.10m	M2	93.63	Q157,939.21														3.66%
4.8	CUBIERTA AUTOSOPORTABLE CURVA	M2	1394.25	Q435,956.72														10.12%
5	ACABADOS Y RECUBRIMIENTOS			Q666,376.06													8.67%	15.46%
5.1	PISO CERAMICO	M2	1927.59	Q284,488.57														6.60%
5.2	PISO ANTIDESLIZANTE	M2	36.00	Q5,095.71														0.12%
5.3	REPELLO + CERNIDO Y PINTURA	M2	3054.14	Q361,564.78														8.39%
5.4	AZULEJO	M2	96.00	Q15,236.00														0.35%

CONCLUSIONES

1. Se desarrolló una investigación diagnóstica, en la que reunió la mayor cantidad de datos, para la fase de diseño y planificación del salón municipal, ubicado en el casco urbano del municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.
2. En el diseño estructural del salón municipal, se aplicaron diversos criterios, técnicos, como económicos básicamente, prestándole especial atención a lo establecido en los códigos de diseño sismo-resistente ACI, AGIES, y UBC, con el propósito de garantizar una estructura que sea segura, económica y estética.
3. El costo total del salón municipal asciende a la cantidad de cuatro millones trescientos nueve mil ochocientos setenta y cuatro quetzales con noventa y cinco centavos. (Q. 4,309,874.95). Para un área de construcción de 1703.00m² el costo metro cuadrado de dos mil novecientos sesenta y tres con cincuenta y tres centavos. (Q. 2,565.50/m²).
4. Los beneficiarios directos con la construcción del salón municipal serán todos los habitantes del municipio de El Progreso, Jutiapa, ya que contarán con instalaciones adecuadas, para llevar a cabo actividades de carácter social y cultural.

5. En lo referente al impacto ambiental generado por la construcción del proyecto, es necesario tomar en cuenta medidas de mitigación tal como enfatizar en la seguridad tanto de los obreros como de la población aledaña a la construcción, así como la carga y efectuar la descarga de material de construcción realizarlo de tal forma que no arriesgue la tranquilidad de los vecinos; esto, en cuanto a los factores negativos que la ejecución del salón municipal tenga para la comunidad, esto para causar el menor daño al medio ambiente de los pobladores de El Progreso, Jutiapa, sin embargo dichos inconvenientes estarán presentes durante la construcción de la obra y no durante su funcionamiento.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de El Progreso, Jutiapa

1. Utilizar mano de obra local y experimentada para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio y garantiza la correcta construcción de los elementos que lo conforman, así como también la compra de materiales de construcción a los distribuidores locales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
2. Garantizar una supervisión técnica durante la ejecución de los diferentes proyectos de infraestructura, respetando el diseño y las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento, y resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones y recomendaciones contenidas en este proyecto.
3. Tomar en cuenta la actualización de precios de materiales y mano de obra al momento de ejecutar el proyecto, con las respectivas cantidades estimadas de trabajo, haciendo énfasis a la fluctuación de precios que se da en el mercado, esto para estimar correctamente los fondos necesarios para la ejecución del proyecto.

4. El diseño estructural del salón municipal tomó en cuenta aspectos sismo resistentes, por lo que fue calculado para una zona de alto riesgo sísmico, por lo sus instalaciones pueden usarse como albergue en cualquier emergencia que se presente.

BIBLIOGRAFÍA

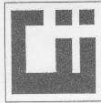
1. Código ACI – 318-05. American Concrete Institute. **Código de diseño de hormigón armado y comentarios.** Chile 2000.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). **Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala.** Guatemala 2002.
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4^a edición; México: Editorial Limusa, 1999.
4. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto.** Duodécima edición; Santa Fé de Bogotá, Colombia: Editorial Mc Graw Hill, 1999.
5. Braja M. Das. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones.** Quinta edición; California State University, Sacramento: Editorial Thomson, 2006.
6. Ochoa Franco, Nelson Estuardo. Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2008 .

7. Cabrera Méndez, Walter José. Diseño de un salón municipal para la aldea El Rodeo y diseño de puente vehicular para la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2007.

8. Palacios Hernández, Gustavo Adolfo. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, aldea Llano Grande Chinacá y salón de uso múltiple para Zaculeu central zona 9, municipio de Huehuetenango, Huehuetenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2005.

ANEXO 1

Ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado



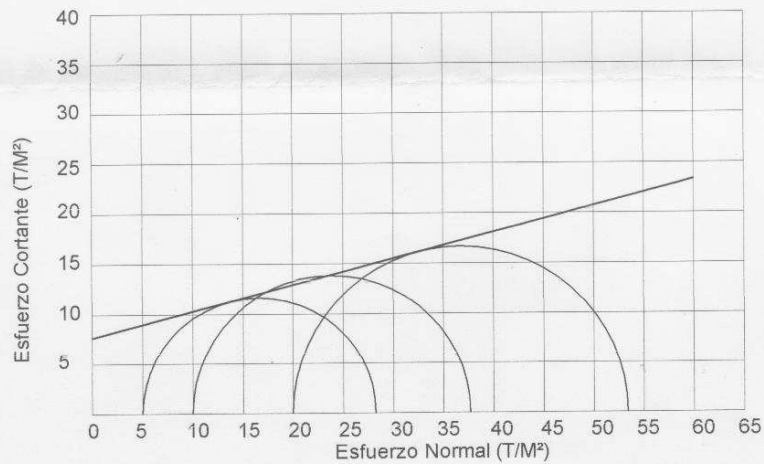
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008820

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 398 S.S. O.T.: 25,953
 INTERESADO: Juan Roberto Orozco Villatoro, carne 2005-11661.
 PROYECTO: Diseño y Planificación de Salon de Usos Multiples.
 UBICACIÓN: Municipio de El Progreso, Dep. de Jutiapa. Fecha: 11 de Septiembre de 2009.
 pozo: 1 Profundidad: 1.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 14.65^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 7.65 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla Limosa, 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 ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	23.23	27.66	33.41
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	4.5	7.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.41	1.41	1.41
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.71	1.71	1.71
HUMEDAD (%H)	23.7	23.7	23.7



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

ANEXO 2

Ensayo de peso unitario suelto



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008823

INFORME No.: 400 S. S. O.T.: 25,953

INTERESADO: Juan Roberto Orozco Villatoro, carne 2005-11661.

PROYECTO: Diseño y Planificación de Salon de Usos Múltiples.

ASUNTO: ENSAYO DE PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S.)

Norma: A.A.S.T.H.Q T-19

UBICACIÓN: Municipio de El Progreso, Dep. de Jutiapa.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla Limosa, color café oscuro

FECHA: 11 de Septiembre de 2009.

RESULTADO DEL ENSAYO:

P.U.S.= 1,410.00 kg/m³

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

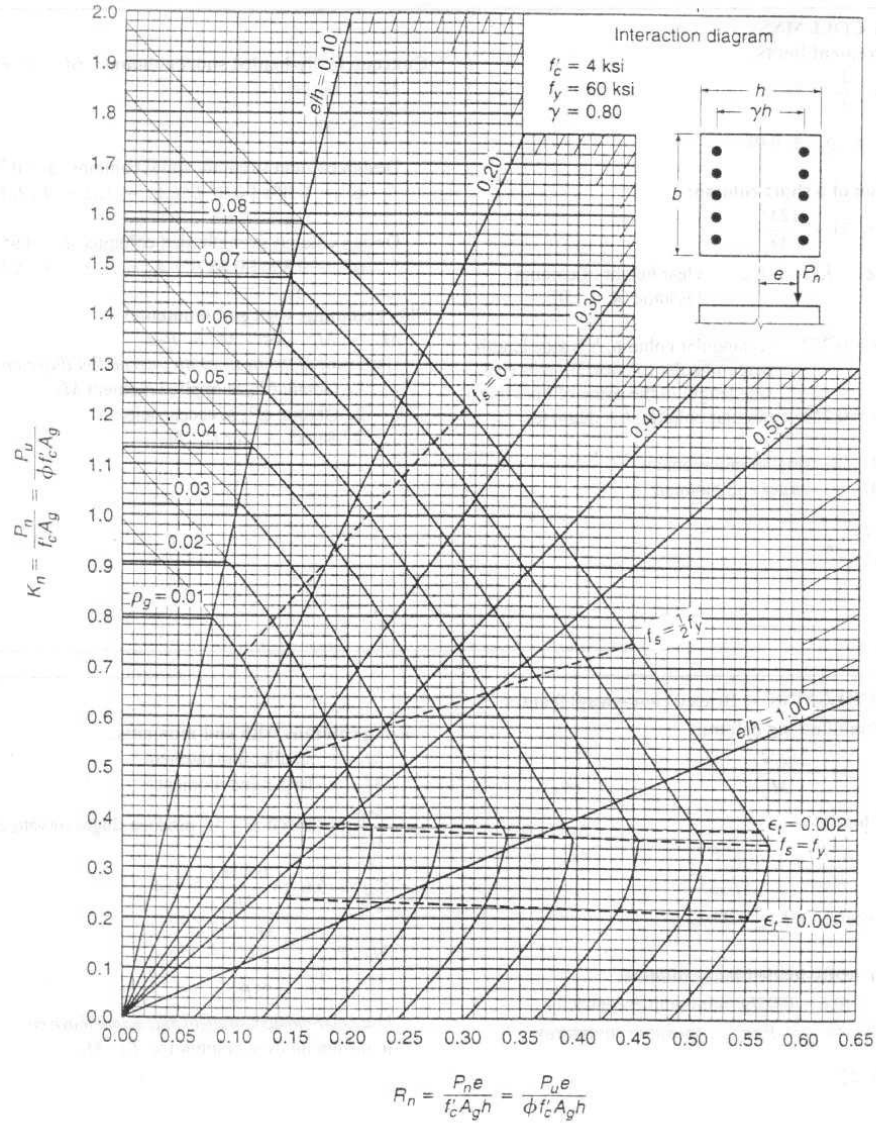
Vo. Bo.

Telma Maricela Cano Morales
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



ANEXO 3

Diagrama de interacción de la resistencia de columnas se sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma=0.80$

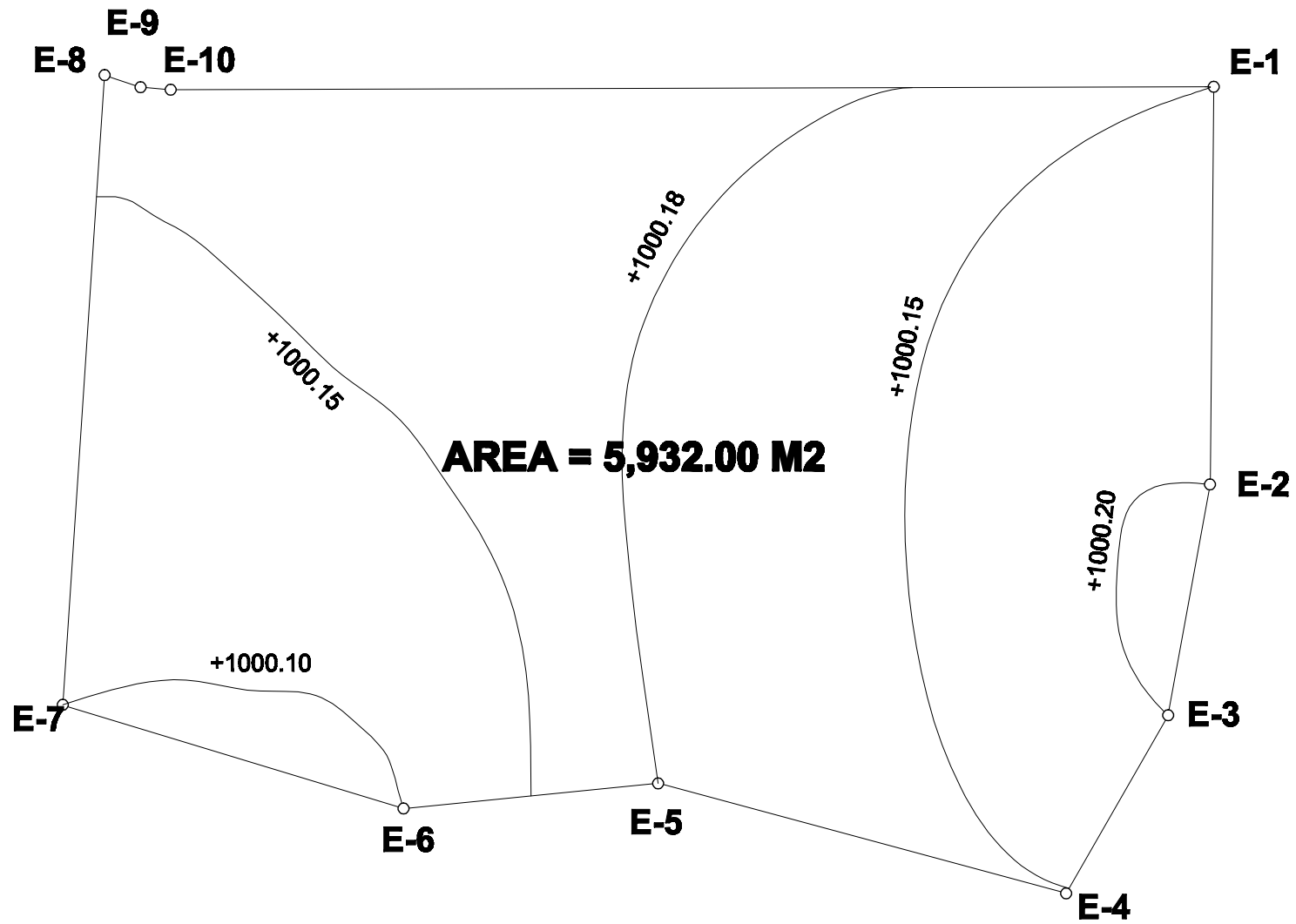


APÉNDICE

Planos constructivos de:

“DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES DEL MUNICIPIO DE EL PROGRESO; DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”

Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.



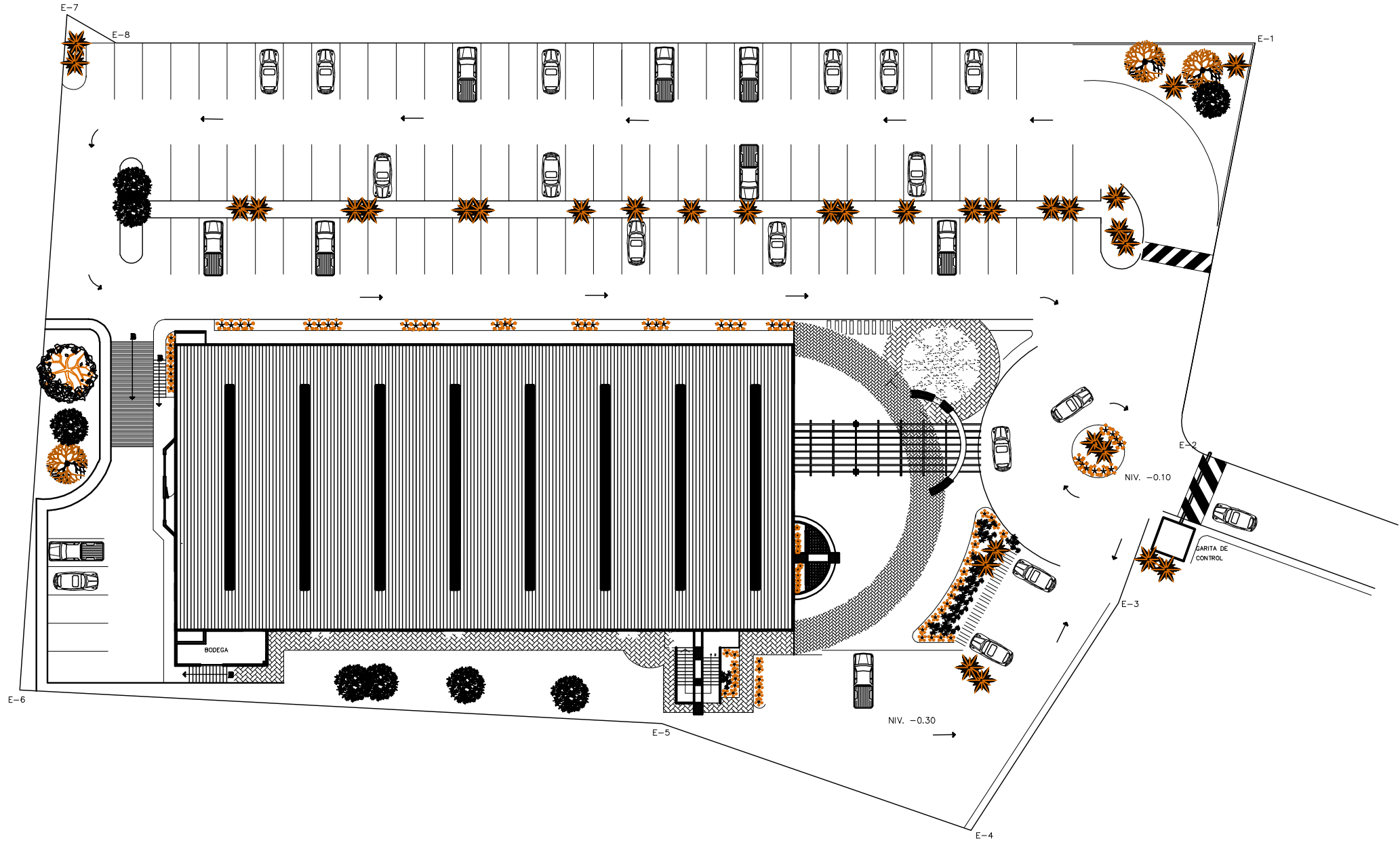
Libreta Topográfica

EST.	P.O.	Azimuth	DH (mts)
1	2	127° 55' 42"	34,33
2	3	138° 31' 34"	8,13
3	4	137° 11' 17"	12,12
4	5	157° 13' 27"	17,68
5	6	232° 29' 50"	36,47
6	7	211° 43' 40"	22,08
7	8	234° 18' 31"	30,74
8	9	311° 12' 46"	54,47
9	10	56° 14' 17"	3,28
10	11	41° 40' 36"	2,61
11	1	37° 15' 00"	90,00

**POLIGONO SALON MUNICIPAL
EL PROGRESO, JUTIAPA**

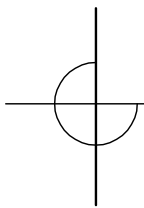
ESCALA 1:250

	GOBIERNO DE SAN CARLOS DE GUAYMAS INCLUIDO DE GUAYMAS MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTIAPA		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPALES MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTIAPA		
PLANO DE TERCERA			
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO	2008-11-06	1	13
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO CPE DE INGENIERIA CIVIL		Pg. BLVD. JOSE MORELOS ALVARADO 200808	

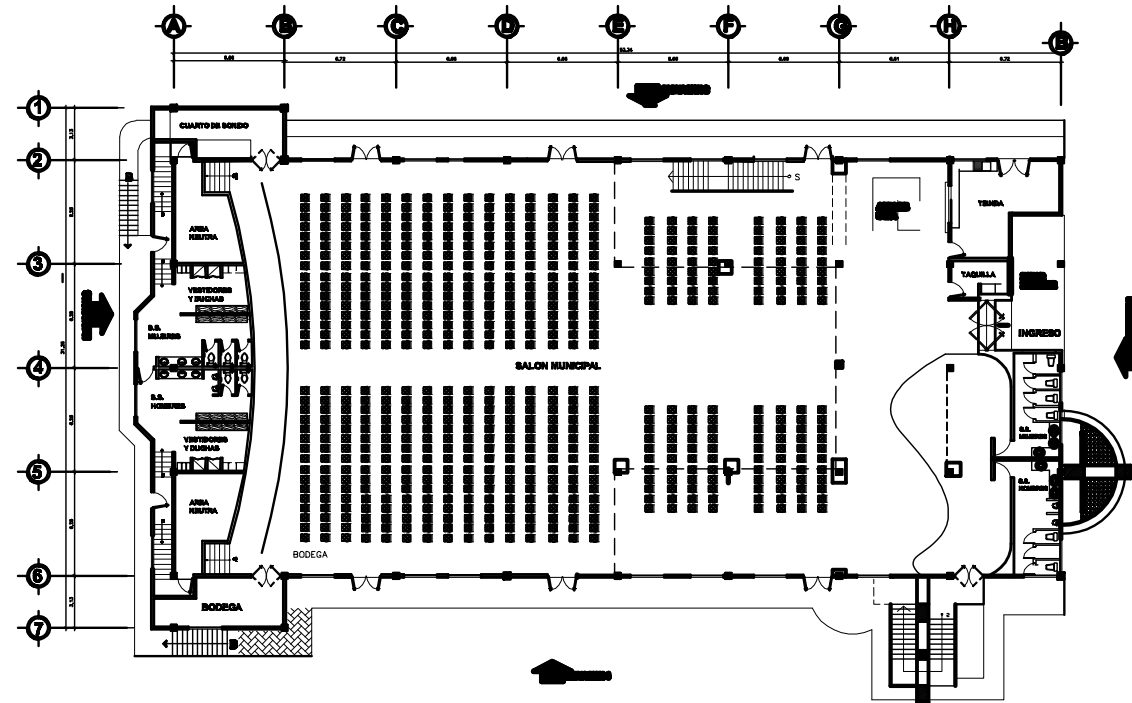


PLANTA DE CONJUNTO

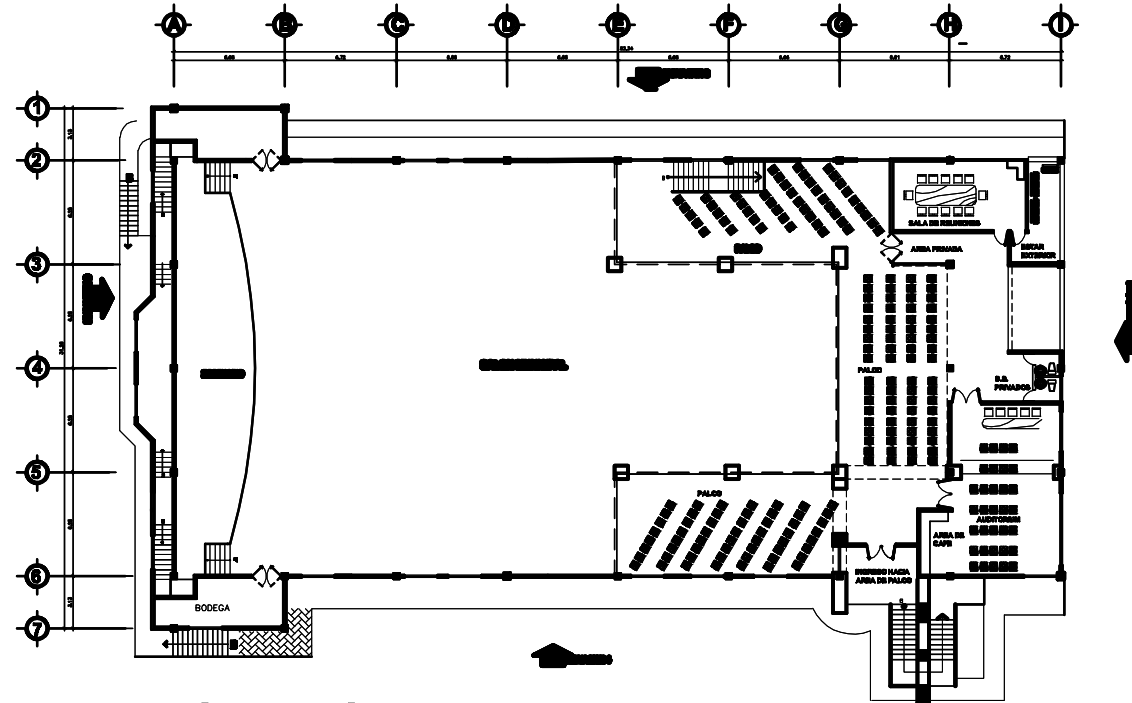
ESCALA 1:200



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRER DE INGENIERIA EN DISEÑO		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPALES MUNICIPIO DE EL PROGRESO, SANJA		
PLANTA GENERAL			
AUTOR: JUAN ROBERTO ORTIZ VILLATORO		CARRERA: 2005-1 I GS I	
FECHA: 2005		PAGINA: 2 / 13	
PROFESOR: JUAN ROBERTO ORTIZ VILLATORO CARRERA: INGENIERIA CIVIL		FECHA: 2005	



planta baja



planta alta

PLANTA AMUEBLADA



CRITERIOS PARA DISEÑO

REGLAMENTOS Y CODIGOS

CONCRETO	ACI-318-05
MAMPOSTERIA	UBC-94
CARGAS	AGIES

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS	f'_c 281 Kg/cm ²
ESFUERZO A LA CEDENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO	f_y 2810 Kg/cm ²
ESFUERZO ULTIMO A LA COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA	f'_m 35 Kg/cm ²
RESISTENCIA DE BLOCK MEDIDAS 0.14 x 0.19 x 0.39	35 Kg/cm ²
ESFUERZO ULTIMO A LA COMPRESION DEL CONCRETO DE RELLENO EN LA MAMPOSTERIA	f'_c 140 Kg/cm ²
ESFUERZO A LA CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN LA MAMPOSTERIA	f_y 2810 Kg/cm ²

CALIDAD DE LOS MATERIALES PARA CONCRETO

CEMENTO
SE UTILIZARA SOLO CEMENTO DEL TIPO "PORTLAND" QUE SATISFAGA LA NORMA ASTM C150 Y SECCION 3.2 DEL ACI 318-05 Y DEBERA SATISFACER EL CAPITULO 5, "CALIDAD DEL CONCRETO" DEL CODIGO ACI 318 ULTIMA VERSION

AGREGADOS
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERA SUPERIOR:
A.- 1/5 DE LA SEPARACION MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA FORMALETA
B.- 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MINIMO LIBRE ENTRE VARILLAS DE REFUERZO

AGREGADO DE 1/2" O AGREGADO 3/4" PARA CIMENTACION CON APROBACION DEL SUPERVISOR Y AGREGADO 3/8" PARA CONTRAPISO Y PINEADO.

SI, A JUICIO DEL SUPERVISOR, LA TRABAJABILIDAD Y LOS METODOS DE COMPACTACION SON TALES QUE EL CONCRETO SE PUEDA COLOCAR SIN LA FORMACION DE VACIOS O CAVIDADES EN FORMA DE RATONERAS, ESTE REQUISITO PUEDE OMITIRSE.

AGUA
DEBERA UTILIZARSE AGUA LIMPIA EN LA MEZCLA DE CONCRETO.

RELACION AGUA/CEMENTO:
LA RELACION AGUA/CEMENTO EN NINGUN CASO EXCEDERA DE:
A.- PARA CONCRETO EXPUESTO AL AIRE, A LA INTEMPERIE, CLIMA LLUVIOSO O SEMI ARIDO POR DEBAJO DE 0.53
B.- FUNDICIONES DE CONCRETO Y OTRAS ESTRUCTURAS ENTERRADAS O EN CONTACTO CON AGUAS O SUELOS HUMEDOS NO AGRESIVOS, POR DEBAJO DE 0.50

ACERO DE REFUERZO:

ACERO
LAS BARRAS DE ACERO UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO DEBERAN CUMPLIR LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL CODIGO ACI, SECCION 3.5 (318 ULTIMA VERSION)

EL ACERO SERA CALIDAD ASTM A-615 CON UN LIMITE DE FLEUENCIA CARACTERISTICO (CONVENCIONAL) $f_y = 2810$ Kg/cm² DE CONFORMACION SUPERFICIAL CORRUGADA, GRADO 40 O 60

DEBERA OBSERVARSE QUE LAS BARRAS A EMPLEAR PRESENTEN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORROSION, GRIETAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEDA AFECTAR SUS CARACTERISTICAS MECANICAS.

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:
SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAHAM CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:
- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
- 1 VEZ DURANTE EL DIA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA

EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE: 4" O 10cm

FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:
A.- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE, DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 5 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO
B.- DOS PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS , Y OTRAS 2 A LOS 28 DIAS.

COLOCACION DE LAS ARMADURAS:

PREPARACION Y COLOCACION:
ANTES DE LA COLOCACION DE LAS ARMADURAS ESTAS SE LIMPIARAN CUIDADOSAMENTE PARA QUE SE ENCUENTREN LIBRES DE POLVO, BARRO, ESCAMAS DE HERRUMBRE SUELTAS, GRASAS, ACETES, PINTURA Y TODA OTRA SUSTANCIA CAPAZ DE REDUCIR LA ADHERENCIA CON EL CONCRETO.

PARA SOSTENER O SEPARAR LAS ARMADURAS EN LOS LUGARES CORRESPONDIENTES SE EMPLEARAN SOPORTES O ESPACIADORES METALICOS Y ATADURAS METALICAS, ASI COMO TACOS DE CONCRETO COMO SEPARADORES, ESPACIADORES, ETC. NO PODRAN EMPLEARSE TROZOS DE LADRILLO O PARTICULAS DE AGREGADOS.

TODOS LOS CRUCES DE BARRAS DEBERAN ATARSE O ASEGURARSE EN FORMA ADECUADA. SE CUIDARA ESPECIALMENTE QUE TODAS LAS ARMADURAS Y SUS ATADURAS DE ALAMBRE QUEDEN PROTEGIDAS MEDIANTE LOS RECUBRIMIENTOS MINIMOS DE CONCRETO.

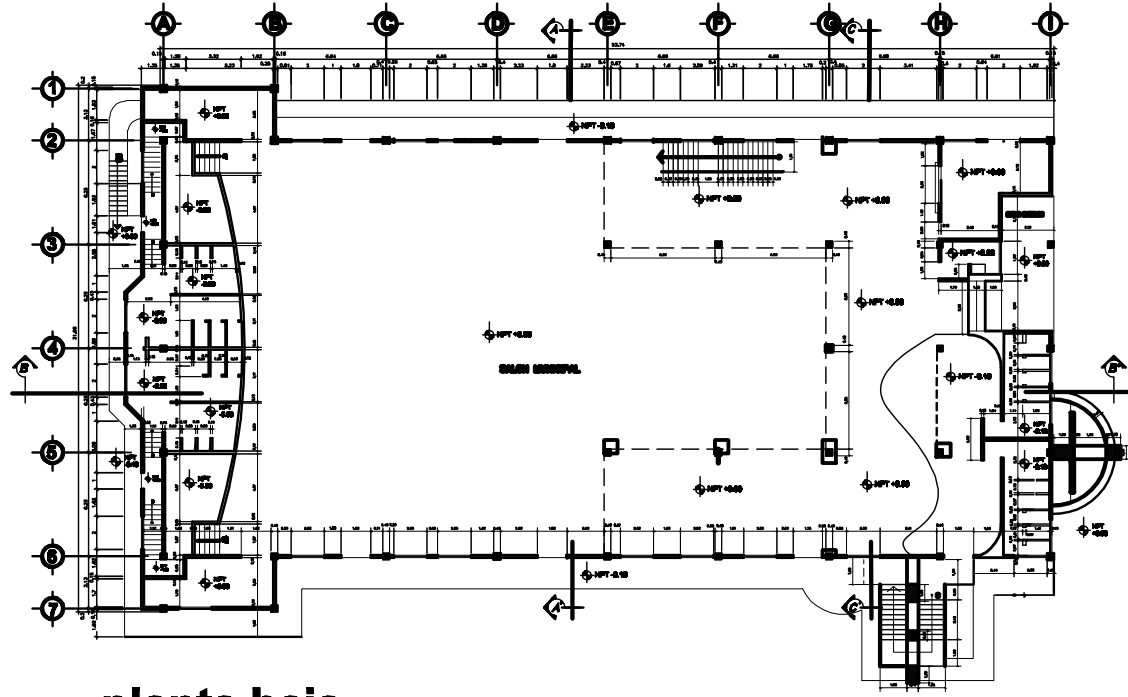
RECUBRIMIENTOS DE LAS ARMADURAS:
SE ENTIENDE POR RECUBRIMIENTO A LA DISTANCIA LIBRE COMPROMIDA ENTRE EL PUNTO MAS SALENTE DE CUALQUIER ARMADURA Y LA SUPERFICIE EXTERNA DEL CONCRETO MAS PROXIMA, EXCLUYENDO REVOCOS Y TODO OTRO MATERIAL DE ACABADO.

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

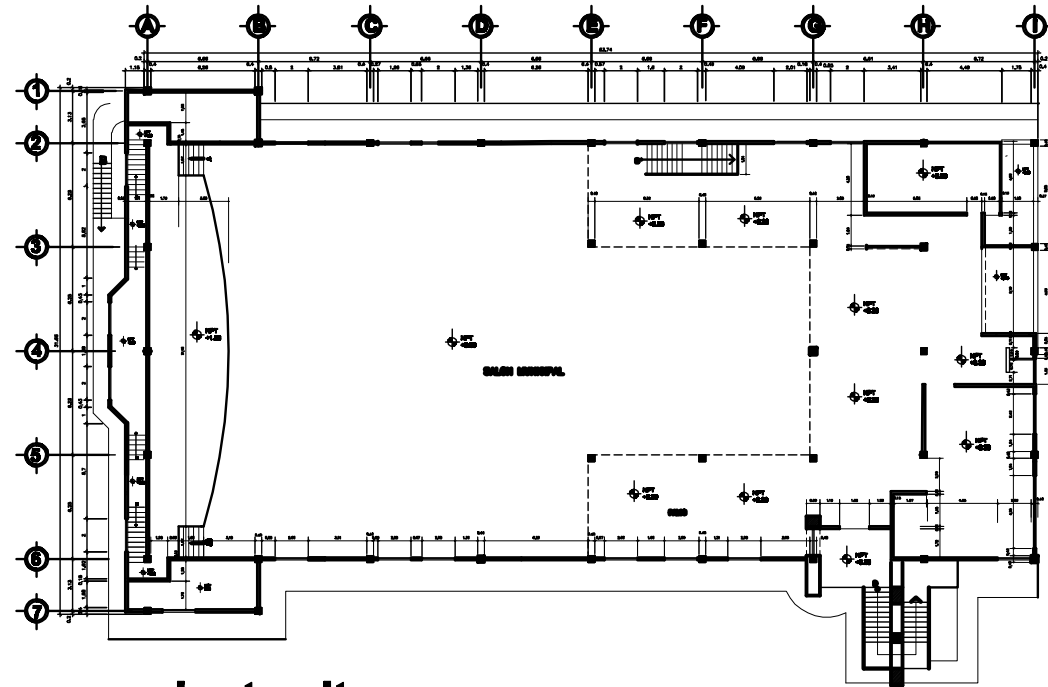
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

ESCALA 1:200

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPALES MUNICIPIO DE EL PROGRESO, ZAPAPA		
PLANTA AMUEBLADA			
DISEÑADO POR: JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO	CODIGO: 8005-11661	HOJA: 3 / 13	FECHA: 2008



planta baja



planta alta

PLANTA DE COTAS + NIVELES

ESCALA 1:200

Nomenclatura

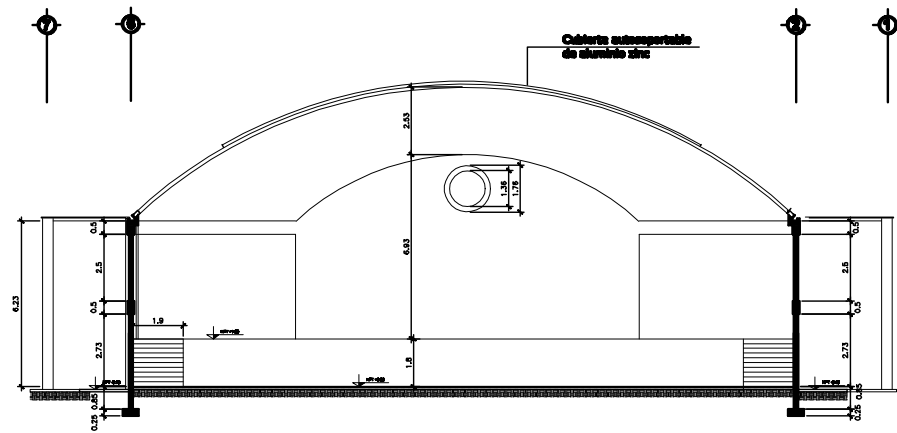


INDICA CORTE O SECCION D



INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO NPT

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERO		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS DE INGENIERIA MUNICIPIO DE EL FIDELIO, SANJA		
PLANTA DE COTAS + NIVELES			
AUTOR: JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO		CARRERA: 2005-1 I GSI	
FECHA: 2005		PAGINA: 4 / 13	
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO CARRERA DE INGENIERIA CIVIL		Pg. 4/13	

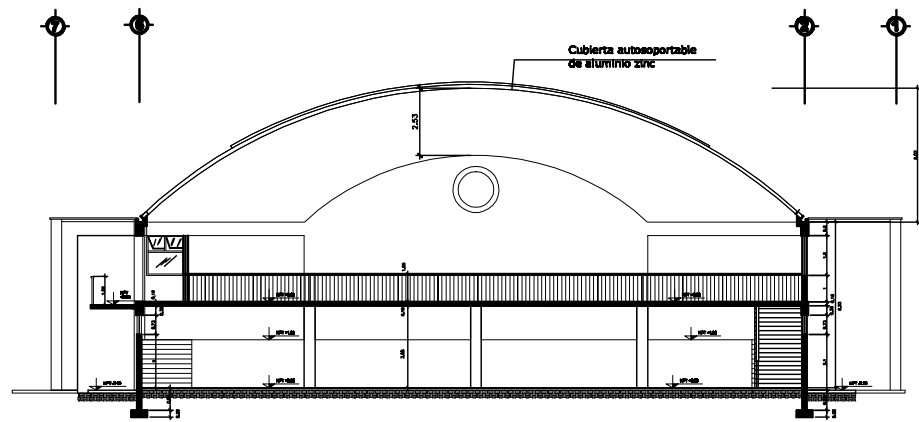


SECCION TRANSVERSAL A-A'

ESQ. 1:125

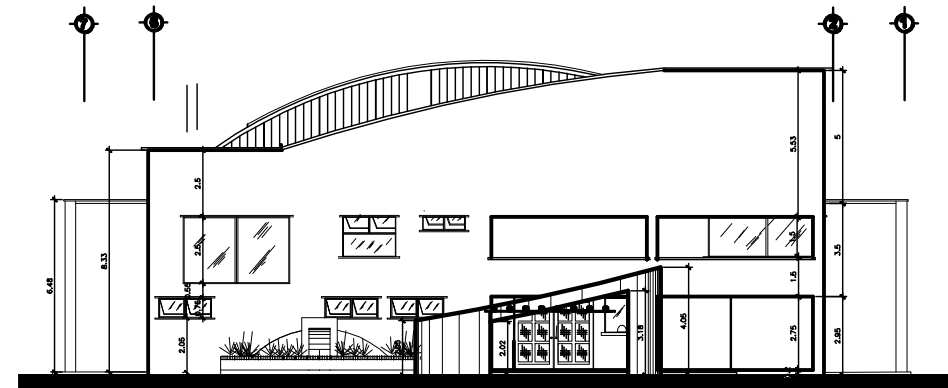
SECCION LONGITUDINAL B-B'

ESQ. 1:125



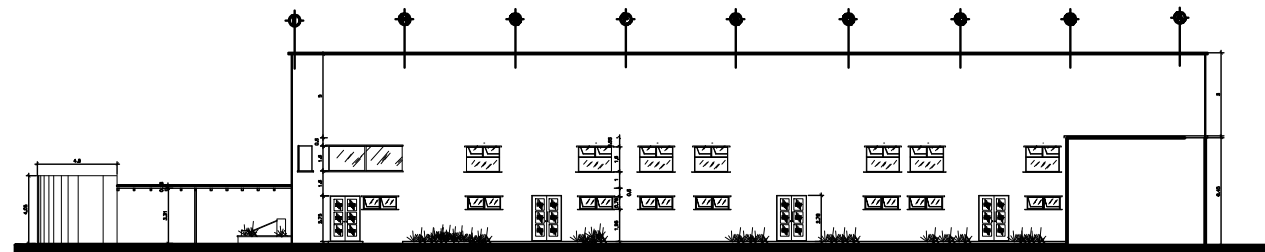
SECCION TRANSVERSAL C-C'

ESQ. 1:125



ELEVACION 1

ESQ. 1:125


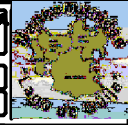


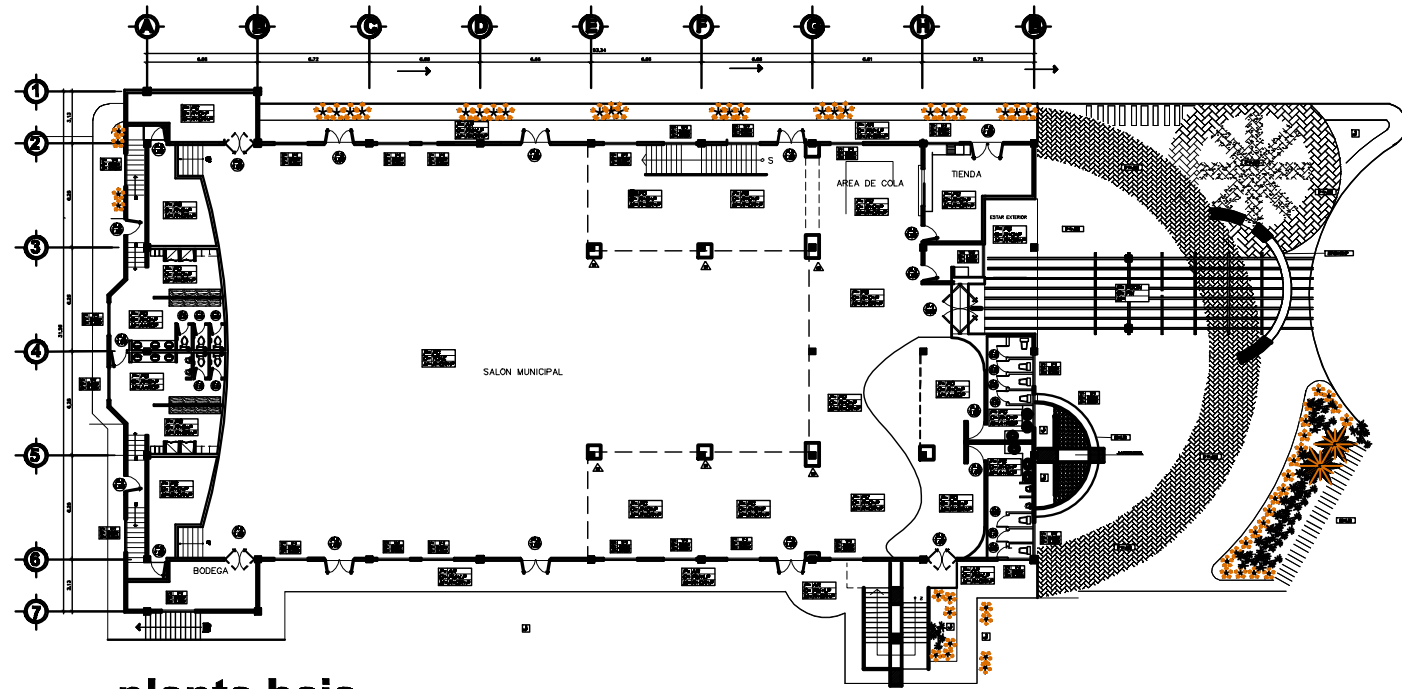
ELEVACION 2

ESQ. 1:125

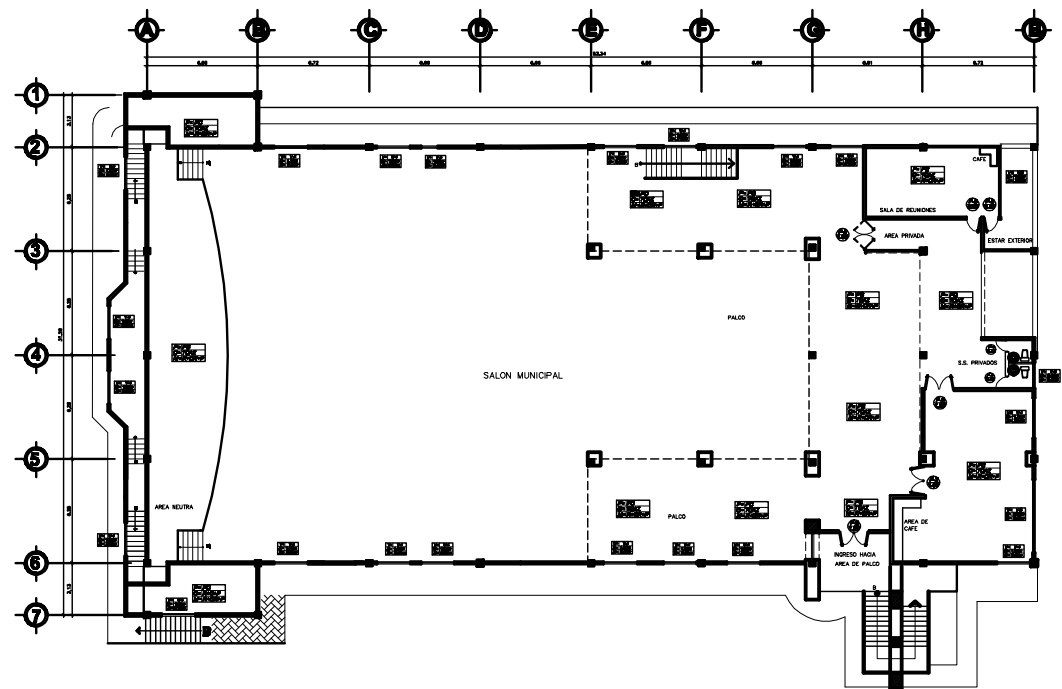
PLANO DE SECCIONES Y ELEVACIONES

ESCALA 1:125

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA EN DISEÑO INDUSTRIAL		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE SIGUIENTE MARCA MARCADO DE EL FIDELINO, SANJA		
SECCIONES + ELEVACIONES			
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO		2008-11-06	5 / 13
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO ESTR. DE INGENIERIA CIVIL		Ing. ALVARO JOSE MORALES ALVARADO	



planta baja



planta alta

PLANTA DE:
ACABADOS PUERTAS Y VENTANAS

ESCALA 1:200

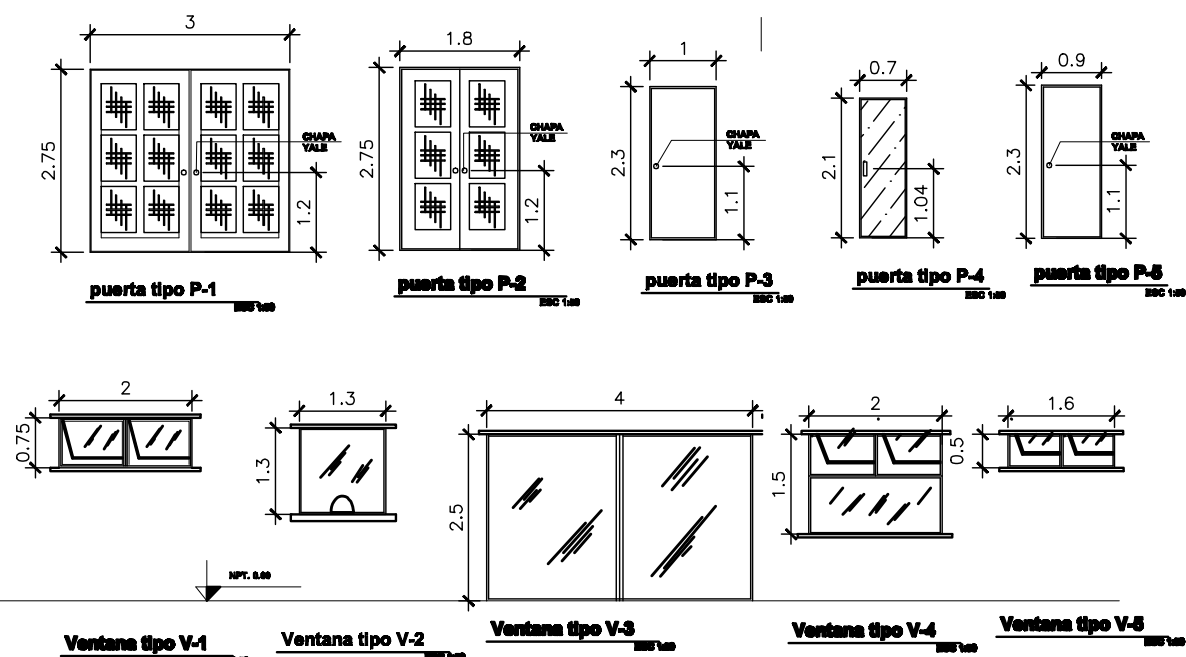


SIMBOLOGÍA Y NOMENCLATURA	
[Symbol]	Alfombras, alfombrillas, alfombras
[Symbol]	Alfombras tipo punto y cordón
[Symbol]	Alfombras tipo ventana, alfombrillas
PD	Piso de concreto de alta resistencia
PCOM	Piso de concreto de alta resistencia
PCOP	Repello + Cemento + Fibras de vidrio
AVRCP	Alfombras tipo ventana, alfombrillas, alfombras
GV	Grado de resistencia
PM	Propiedades térmicas y acústicas
LP	Alfombras tipo ventana, alfombrillas, alfombras
AR	Alfombras tipo ventana, alfombrillas, alfombras
J	Alfombras tipo ventana, alfombrillas, alfombras
TCM	Tubo de concreto

PLANILLA DE PUERTAS				
TIPO	DINTEL	ANCHO	UNIDAD	MATERIALES
P-1	2.75 m	3.00 m	1	Madera, vidrio, aluminio
P-2	2.75 m	1.80 m	14	Puertas Madera
P-3	2.30 m	1.00 m	9	Puertas Madera
P-4	2.10 m	0.70 m	14	Madera con vidrio MP
P-5	2.30 m	0.90 m	2	Puertas Madera

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	BELLAR	DINTEL	ANCHO	ALTO	UNIDAD	MATERIALES
V-1	0.75 m	2.75 m	2.00 m	0.75 m	2	Aluminio, vidrio, aluminio
V-2	1.30 m	2.00 m	2.00 m	1.30 m	1	Aluminio, vidrio, aluminio
V-3	0.75 m	2.00 m	4.40 m	2.00 m	1	Aluminio, vidrio, aluminio
V-4	1.50 m	2.00 m	2.00 m	1.50 m	2	Aluminio, vidrio, aluminio
V-5	0.75 m	2.00 m	1.00 m	0.75 m	1	Aluminio, vidrio, aluminio
V-6	1.50 m	2.00 m	0.70 m	1.50 m	2	Aluminio, vidrio, aluminio

Detalle de Puertas y Ventanas



Especificaciones

- Las jardineras serán fundidas con concreto convencional de resistencia 3000PSI y tendrán una altura de 20cms sobre el nivel de piso en parqueo; los bordillos tendrán las dimensiones 12x10cms respectivamente y el acabado final será cemento rústico.
- El área de parqueo estará conformada por adoquines cuadrados de 20x20x10cm de resistencia 210kg/cm2 de color gris y azul alternados colocados sobre una base de selecto de 15cms de espesor que cumpla con un 95% de su compactación según Proctor; así mismo se colocarán alternados uno con otro para obtener una mejor distribución de peso sobre los mismos, colocando juntas de trabajo a cada 15mts.
- El piso en todo el interior del salón municipal será cerámico de 50x50cms colocado sobre una base de granza de 5cms de espesor y estará instalado a un ángulo de 45° sobre la horizontal.
- El piso en servicios sanitarios será antideslizante de 15x15cms color beige rojizo.
- El azulejo colocado en servicios sanitarios será de 20x20cms color blanco y estará colocado hasta una altura de 1.50m sobre el nivel de piso terminado.
- La jardinería comprenderá la siembra de grama en las áreas establecidas, así como la siembra de plantas y arboles propios del lugar.
- La colocación del adoquín rectangular será alternada a un ángulo de 45° siguiendo la modulación expresada en planos y rematadas en bordes de concreto convencional de resistencia 3000PSI.
- Los levantados de tablayesos indicados en planos estarán sujetos a marcos de aluminio tipo "U" de 2" y estarán recubiertos y debidamente pintados cuidando que no se note la unión de planchas de tablayesos.
- El piso en gradas será de baldosa grada de 5x30x35cms de resistencia 1102 kg/cm2 de color gris.
- El acabado en paredes de todos los ambientes del salón será de repello + cemento rústico remolinado y aplicación de pintura de color beige hueso.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA EN ARQUITECTURA

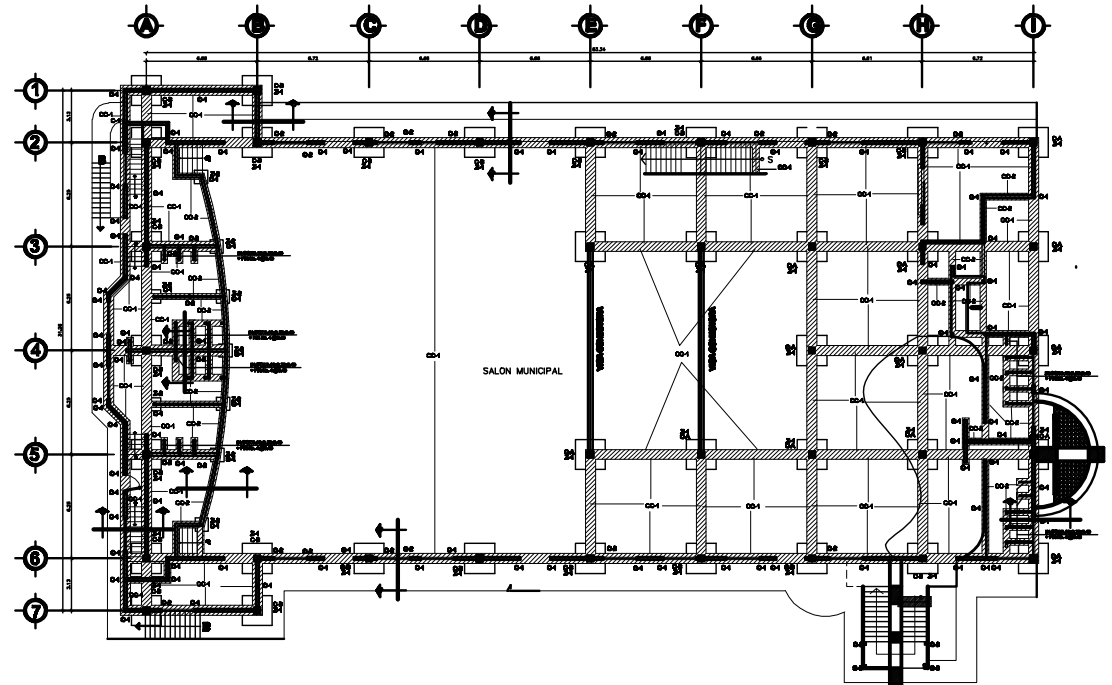
DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPALES
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, GUATEMALA

PLANTA DE ACABADOS PUERTAS Y VENTANAS

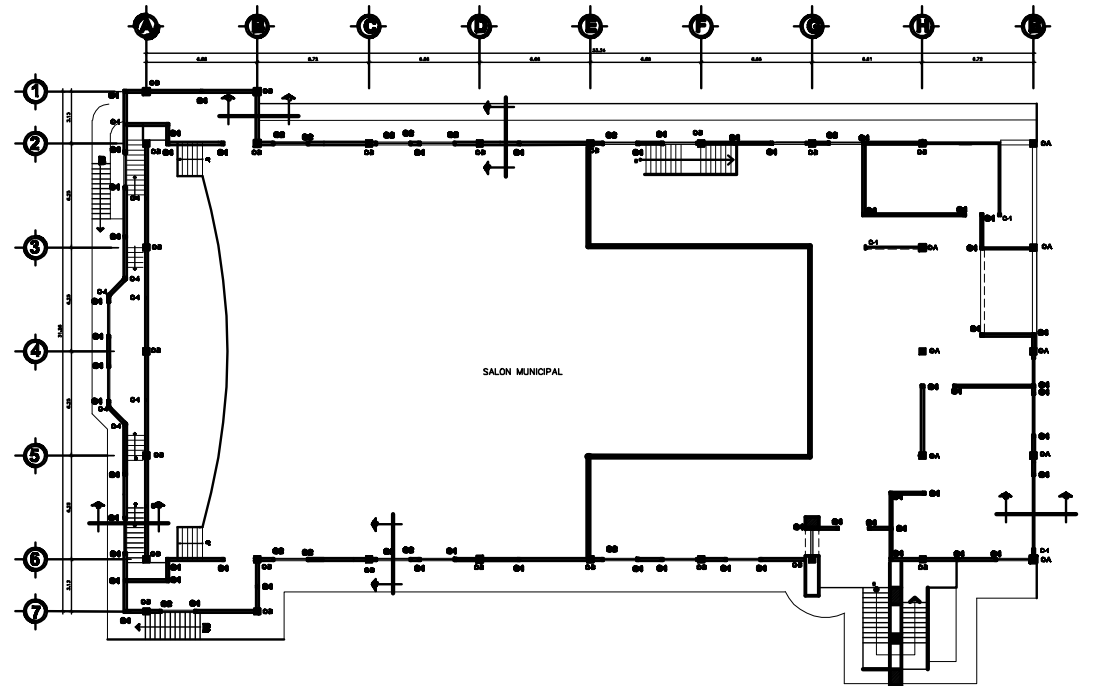
PROFESOR: JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO **BOGUS-1 | 061**

ALUMNO: JUAN ORCIBO VILLATORO

6 / 13



planta baja



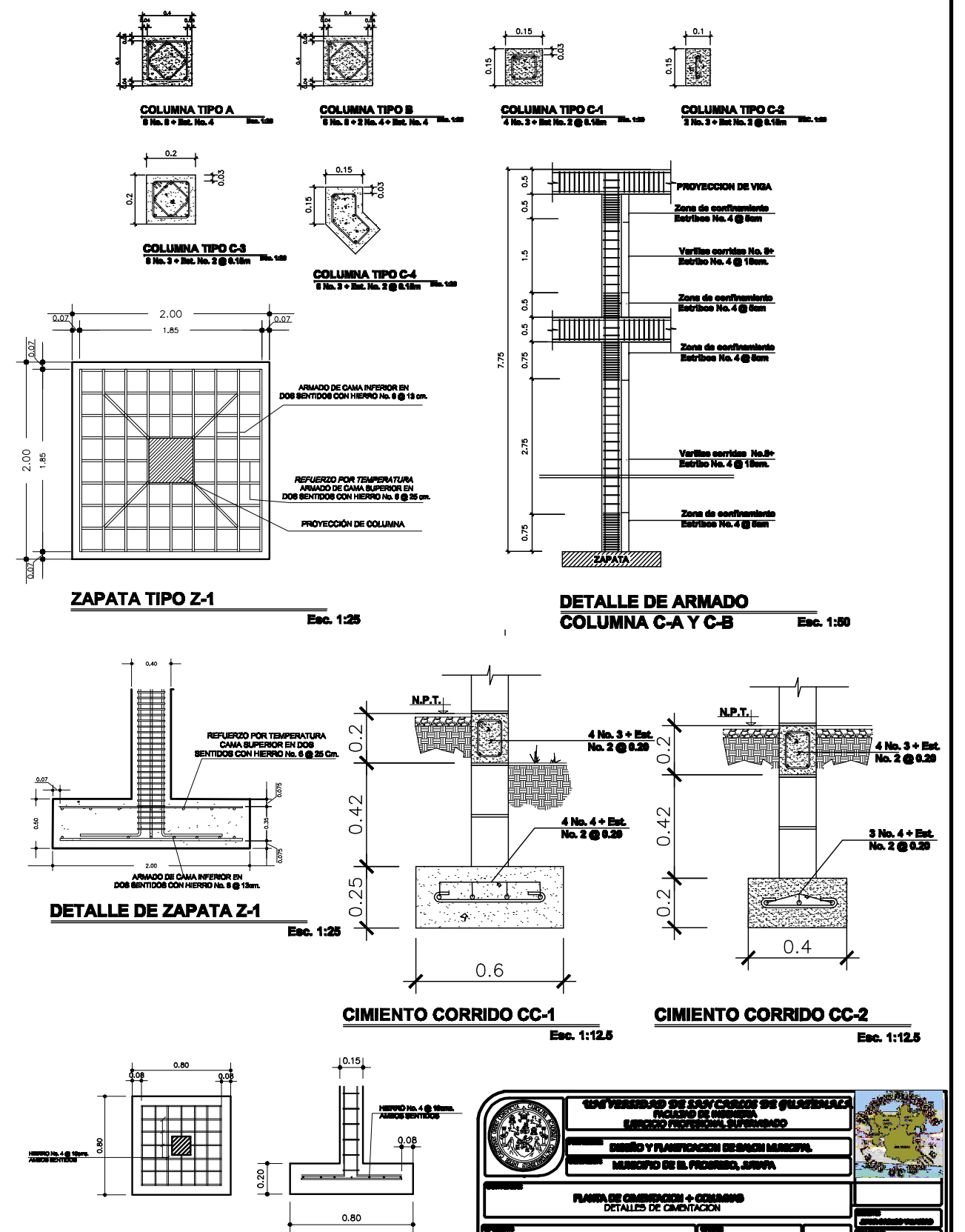
planta alta

PLANTA DE CIMENTACION + COLUMNAS

ESCALA 1:200



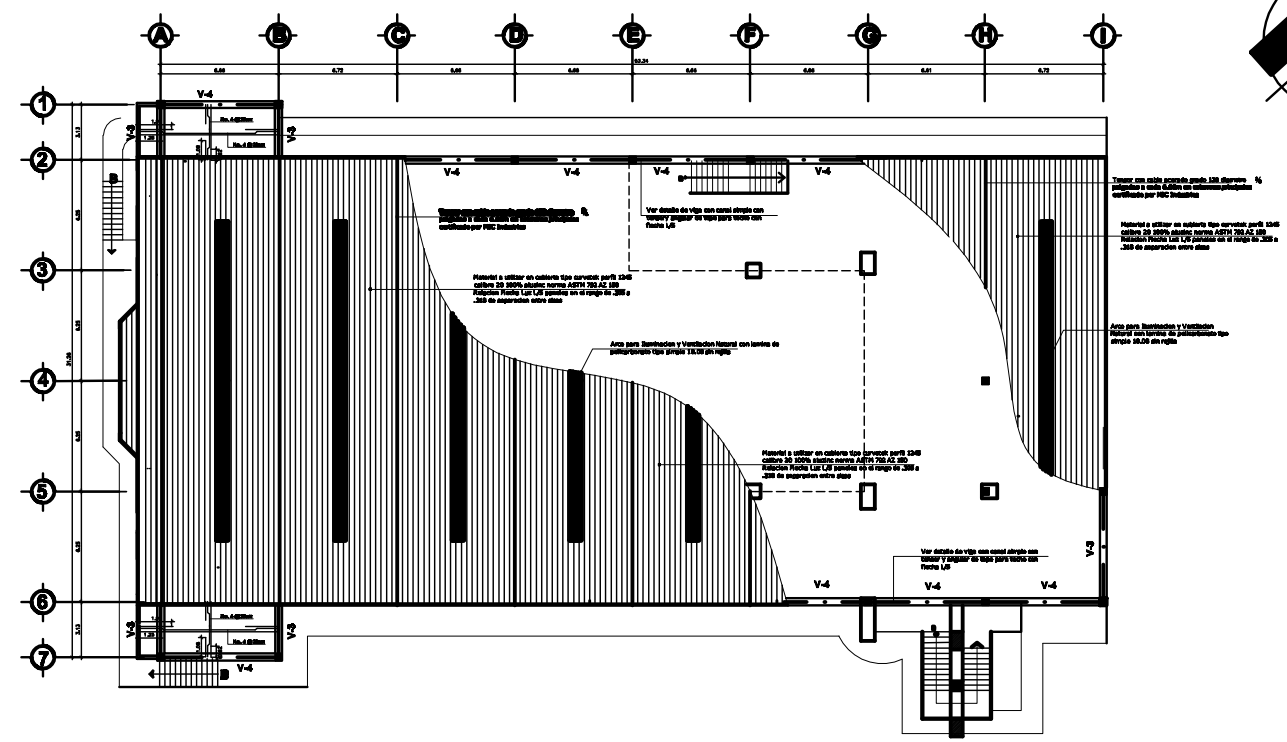
DETALLES DE CIMENTACION



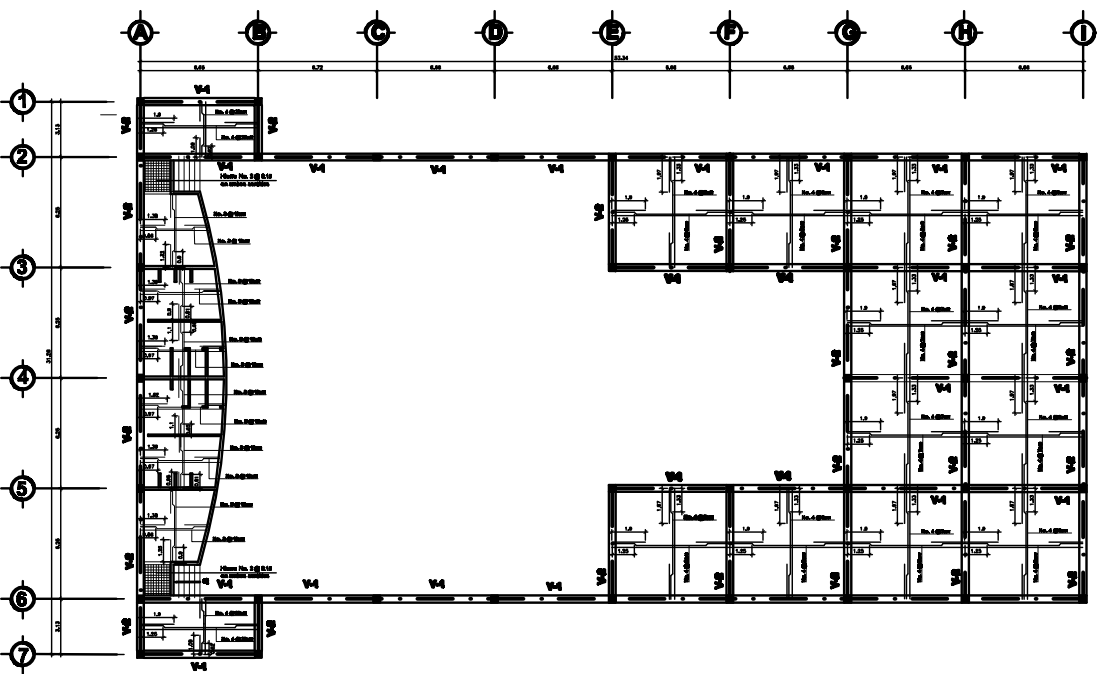
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA		
DISEÑO Y PLANIFICACION DE BENEFICIO SOCIAL MUNICIPIO DE EL PROGRESO, ZAPAPA		
PLANTA DE CIMENTACION + COLUMNAS DETALLES DE CIMENTACION		
DISEÑADO POR: JUAN ROBERTO ORCIDO VILLATORO	CODIGO: 2005-11661	PAGINA: 7 / 13
ELABORADO POR: JUAN ROBERTO ORCIDO VILLATORO EPE DE INGENIERIA CIVIL		

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



planta alta

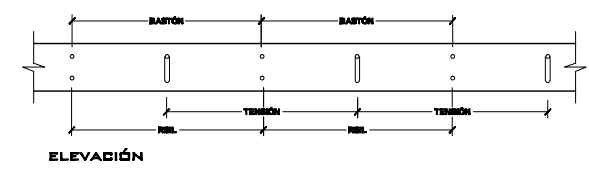
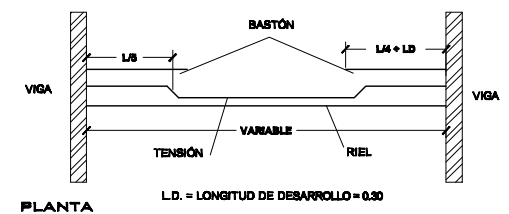


planta baja

PLANTA DE TECHOS Y LOSAS

ESCALA 1:200

ESPECIFICACIONES



DETALLE DE LOSA

CARGAS DE DISEÑO
TECHO CURVO

Carga Muerta en libras/pie²= 2.85
Reaccion Vertical= 118.72 lb/pie
Reaccion Horizontal=141.70 lb/pie

Carga Viva en libras/pie²= 8.00
Reaccion Vertical=328.10 lb/pie
Reaccion Horizontal=400.47 lb/pie

Carga de Viento libras/pie²= 10.00
Reaccion Vertical Apoyo Izquierdo=-16.41 lb/pie
Reaccion Horizontal Apoyo Izquierdo=-115.35 lb/pie
Reaccion Vertical Apoyo Derecho=16.41 lb/pie
Reaccion Horizontal Apoyo Derecho=48.70 lb/pie

DIAMETROS MINIMOS DE DOBLEZ (en cms)
CONCRETO 4000 (281 Kg/cm²)
ACERO GRADO 40 O 60

BARRA No.	DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ			
	40 00	45	50	40 00
3	0.08	0.07	0.075	0.05
4	0.08	0.07	0.075	0.05
5	0.10	0.08	0.085	0.065
6	0.11	0.10	0.105	0.075
7	0.13	0.11	0.125	
8	0.15	0.13	0.150	
9	0.16			
10	0.17			

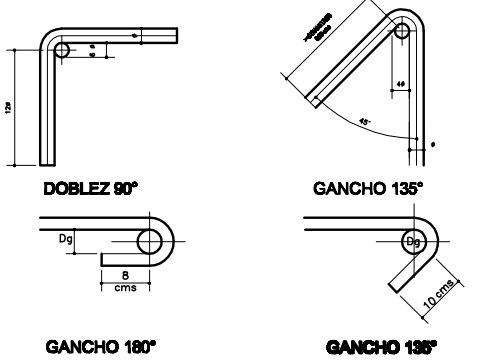
ONGITUD DE TRAS APF (il)
c = 281 Kg/cm² Fy = 2810 Kg/cm²

BARRA No.	VICAS		OSAS		
	1	3	1	2	3
4	0.37	0.50	0.70	0.70	0.90
5	0.46	0.65	0.85	0.85	1.10
6	0.56	0.80	1.10	1.10	1.35
7	0.65	1.27	0.69	0.91	1.49
8	1.24	1.67	0.88	1.15	1.90
9	1.57	2.05	1.12	1.46	2.41
10	1.98	2.60	1.47	1.85	3.05

* EMPALMAN 50% DE VARILLAS O MENOS
** EMPALMAN MAS DE 50% DE LAS VARILLAS
ESTA TABLA ES SOLO PARA GUIA.
LOS REQUISITOS QUE REGULAN SON LOS DE cap 3 Y 4-ACI 318 ULTIMA VERSION

GANCHOS Y DOBLECES

LOS BASTONES DE HERRON DE UNA SOLA PEDA Y CERRADOS LOS BASTONES DE HERRON CON UN GANCHO ESTANDAR DE 135° CON UNA EXTENSION DE DOS VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA DEL BASTON PERO NO MENOR DE OCHO CM. LOS GANCHOS DE HERRON CON GANCHOS ESTANDAR DE 135°, CON UNA EXTENSION NO MENOR DE OCHO CENTIMETROS.
TODOS LOS DOBLECES DE HERRON EN FRIO Y DE ACUERDO AL ACI 318 ULTIMA VERSION



LONGITUD DE DESARROLLO (CM.)

BARRA No.	Ld#1	Ld#2	Ld#3
3	11	27	38
4	14	38	50
5	18	45	60
6	22	54	75

TRASFLES Y ANCLAS EN ACERO

BARRA No.	TRASFLES DOBLECES	TRASFLES UNAS Y LIGAS	ANCLAS LA
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00

REQUERIMIENTOS MINIMOS
PARA PROTECCION DEL ACERO DE REFUERZO

- 1- ESTRUCTURAS PLANAS PRESTANTE CONTRA EL FLEO
- 2- ESTRUCTURAS PLANAS PRESTANTE A CONTACTO CONTRA EL SUELO PERO FUNDASION CON FUNDACION DE ANCLAS. MINIMO DE REFUERZO 100% CON 100%.
- 3- COLUMNAS Y VIGAS PRINCIPALES - 50% MIN
- 4- LOSAS Y VIGAS SECUNDARIAS - 25% MIN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO Y PLANIFICACION DE UNO MUNICIPAL
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, SAN RAFAEL

PLANTA DE TECHOS Y LOSAS

PROFESOR: JUAN ROBERTO ORCOZO VILLATORO
CARRERA: 2008-11661

ALUMNO: JUAN ROBERTO ORCOZO VILLATORO
CARRERA: 2008-11661

FECHA: 6/13

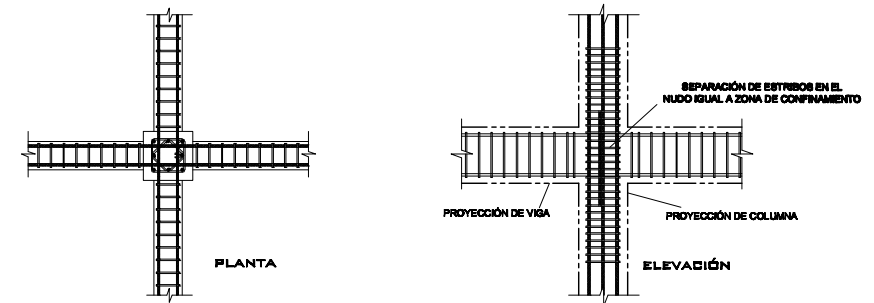
ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESPUEZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 281 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3. SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5GL. SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY = 2,810 KG/CM² (GRADO 40K51). EL TERRENO DONDE SE COLOCARAN LAS ZAPATAS Y LOS CIMIENTOS DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO. EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, Y RESISTENTES LIMPIAS.

CONTROL DEL CONCRETO

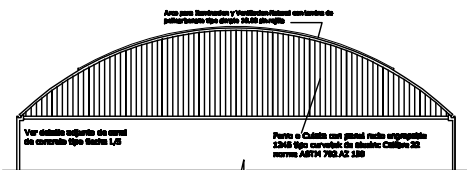
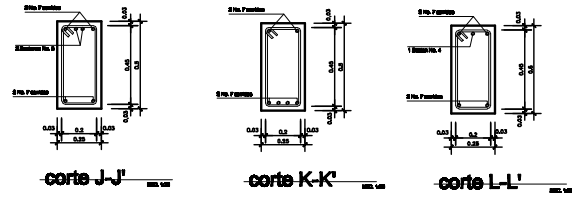
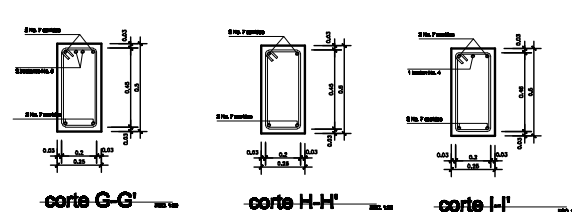
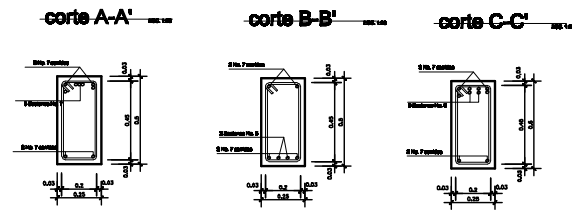
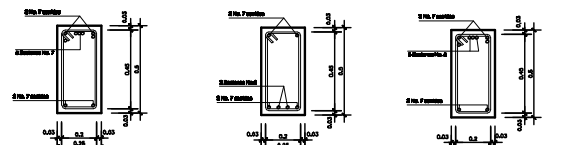
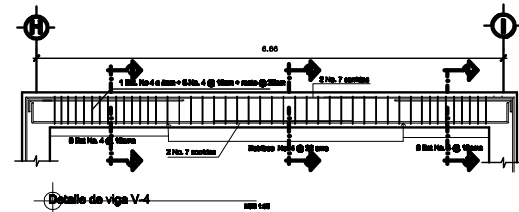
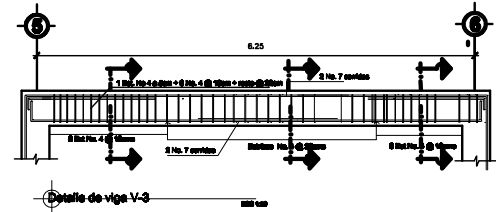
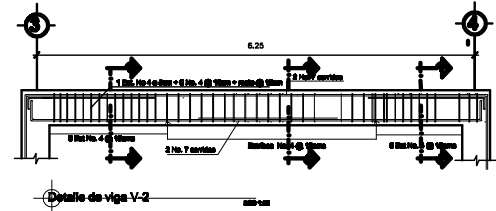
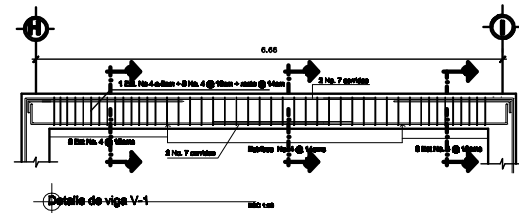
VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:
SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAMS CON LA SIGUIENTE FRECUENCIA COMO MINIMO:
- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
- 1 VEZ DURANTE EL DIA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA
EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VERADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE 7" O 10cm

FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:
A.- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE. DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 3 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO
B.- LAS PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS, 14 DIAS, 21 DIAS Y 28 DIAS CUANDO ALCABARA SU RESISTENCIA MAXIMA.

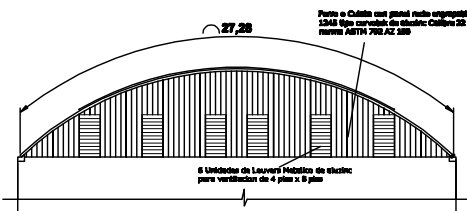


Detalle union Viga-Columna

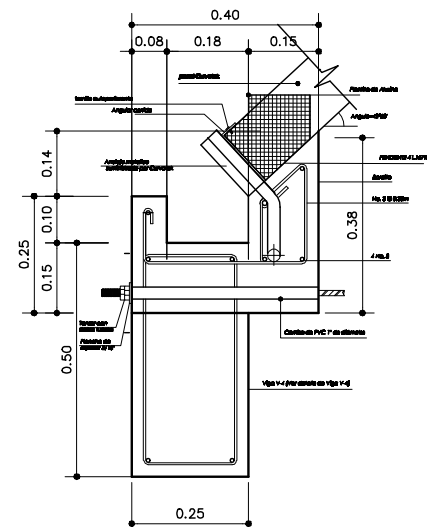
SIN ESCALA



SECCION ESQUEMATICA VISTA POSTERIOR TECHO CURVO



ELEVACION ESQUEMATICA FRONTAL TECHO CURVO



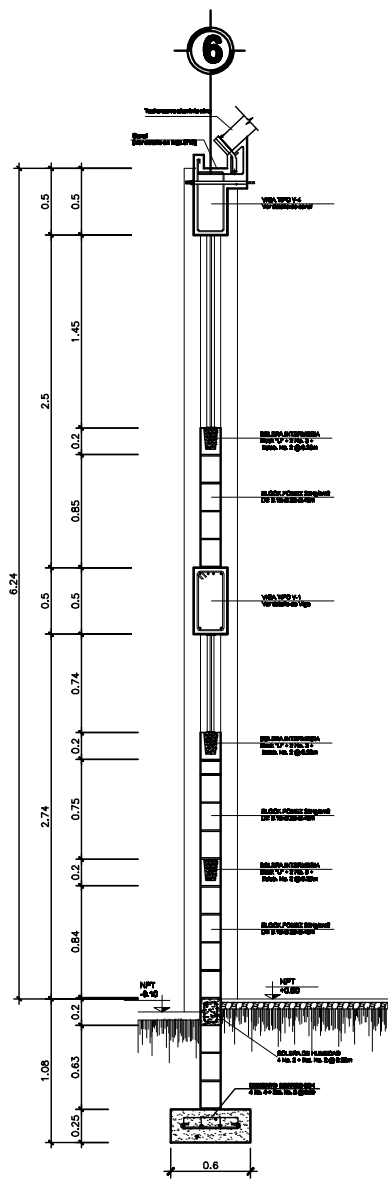
Viga canal simple con tensor y angular de tope con relación L/5

ESC. 1:7.5

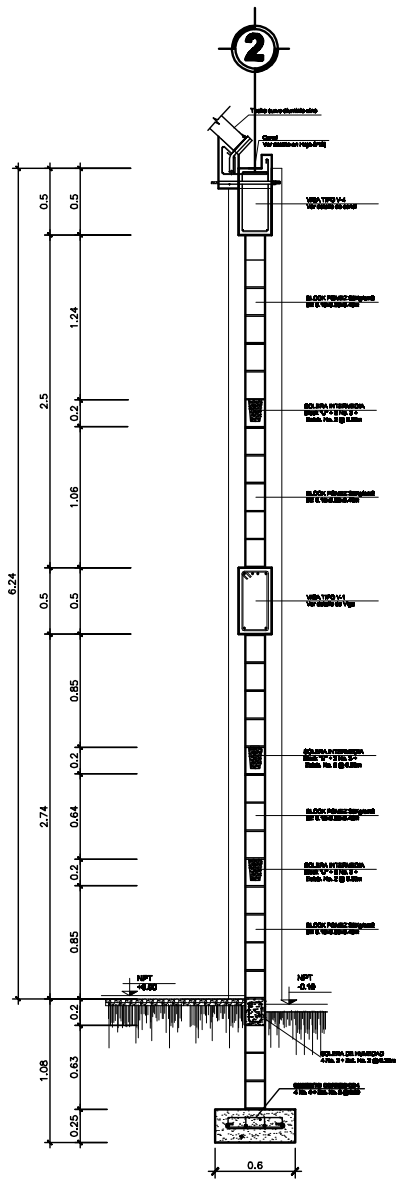
DETALLE DE TECHOS Y VIGAS

ESCALA 1:200

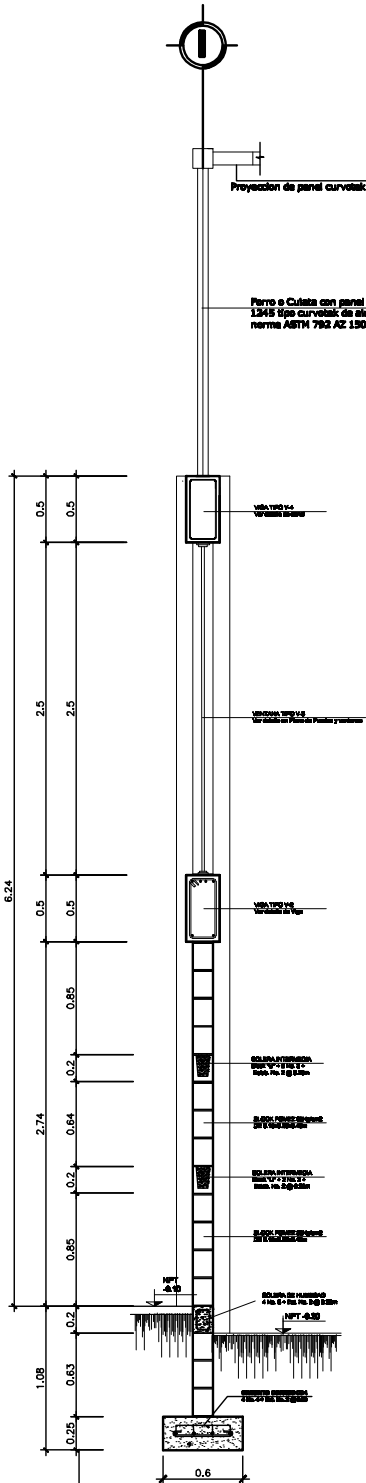
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL SUPERIOR		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE SALON MUSEUM MUNICIPIO DE EL PROGRESO, GUATEMALA		
DETALLE DE VIGAS + TECHO			
NOMBRE: JUAN ROBERTO ORCOZO VILLAFORD	NÚMERO: 8008-11661	FECHA: 9 / 13	
INGENIERO CIVIL		ING. ELVID JOSE RODRIGUEZ MERRINO	



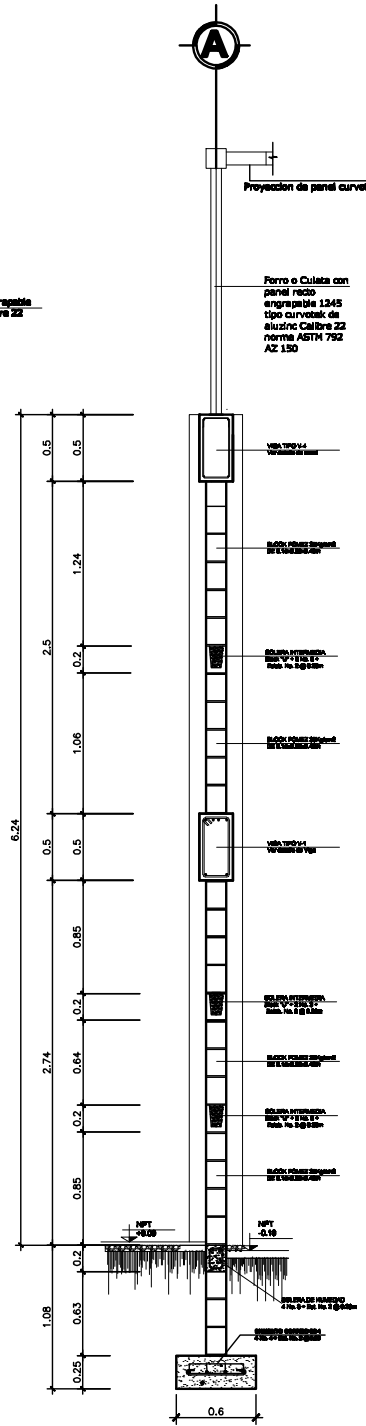
Corte a-a' ESC. 1:20



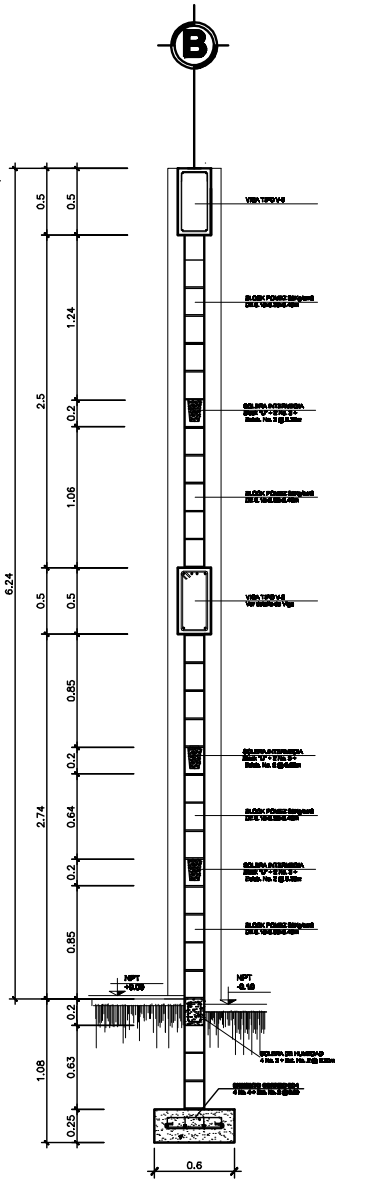
Corte b-b' ESC. 1:20



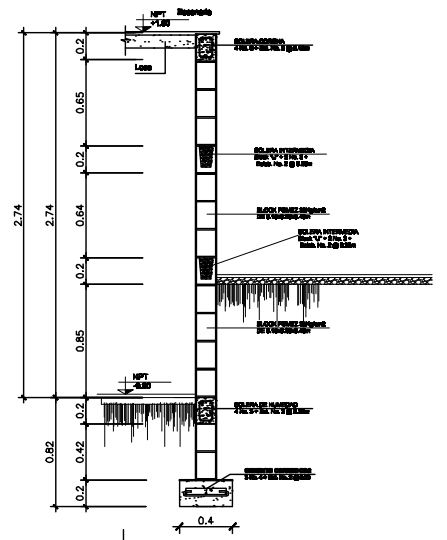
Corte c-c' ESC. 1:20



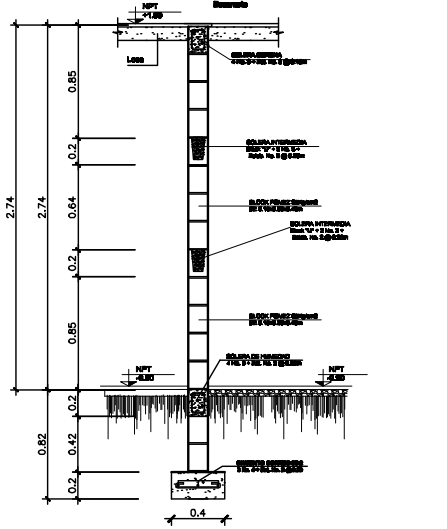
Corte d-d' ESC. 1:20



Corte f-f' ESC. 1:20



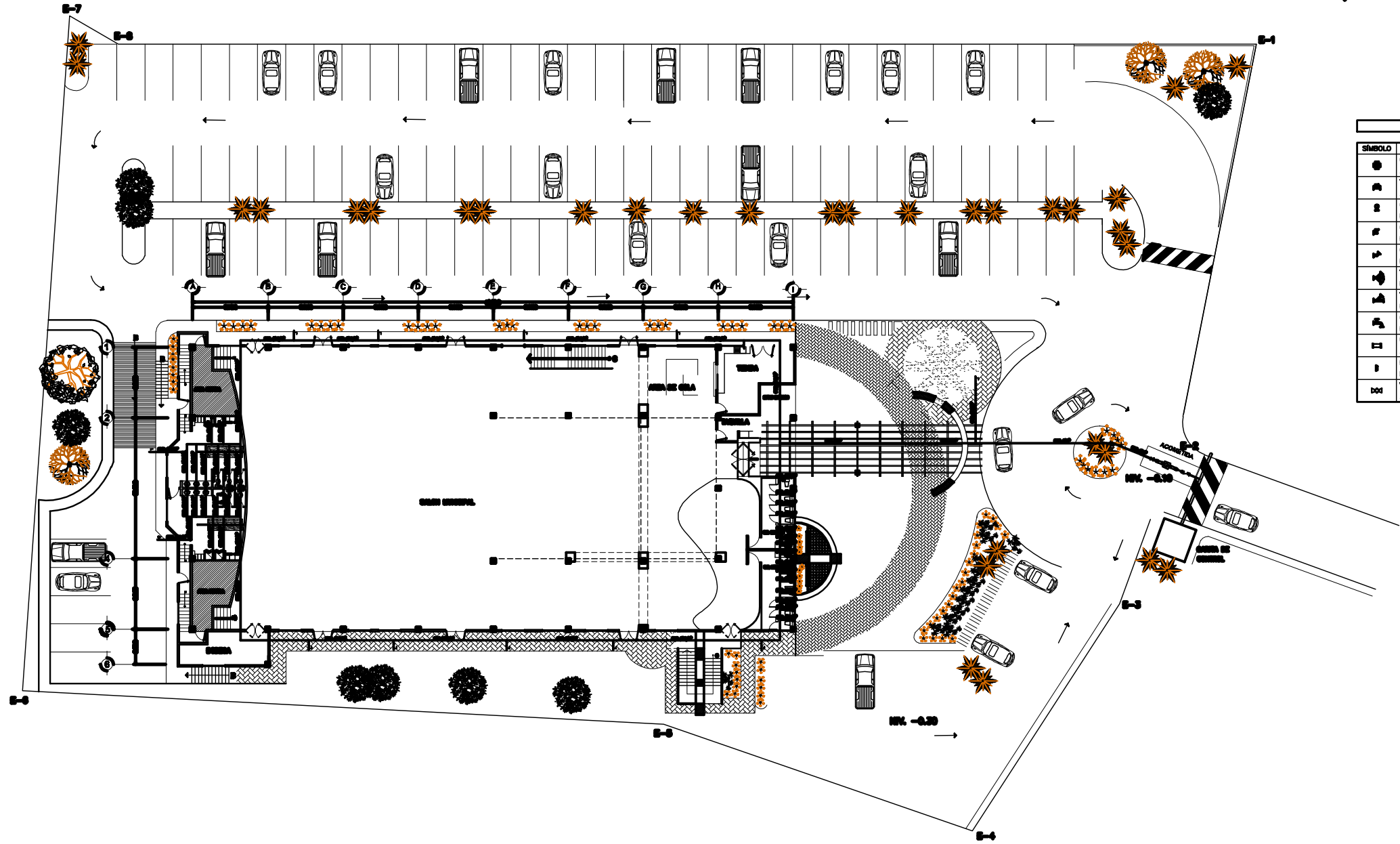
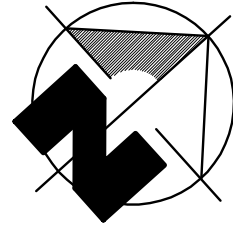
Corte e-e' ESC. 1:20



Corte g-g' ESC. 1:20

PLANO DE:
CORTE TIPICO DE MUROS



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA EN CIVIL		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS DE CONSTRUCCION MUNICIPIO DE EL PROGRESO, ZONA 1		
PLANO DE CORTE TYPICO DE MUROS			
AUTOR: JUAN ROBERTO ORCIDO VILLATORO		CODIGO: 11061	
FECHA: 10/13		ESCALA: 1:20	

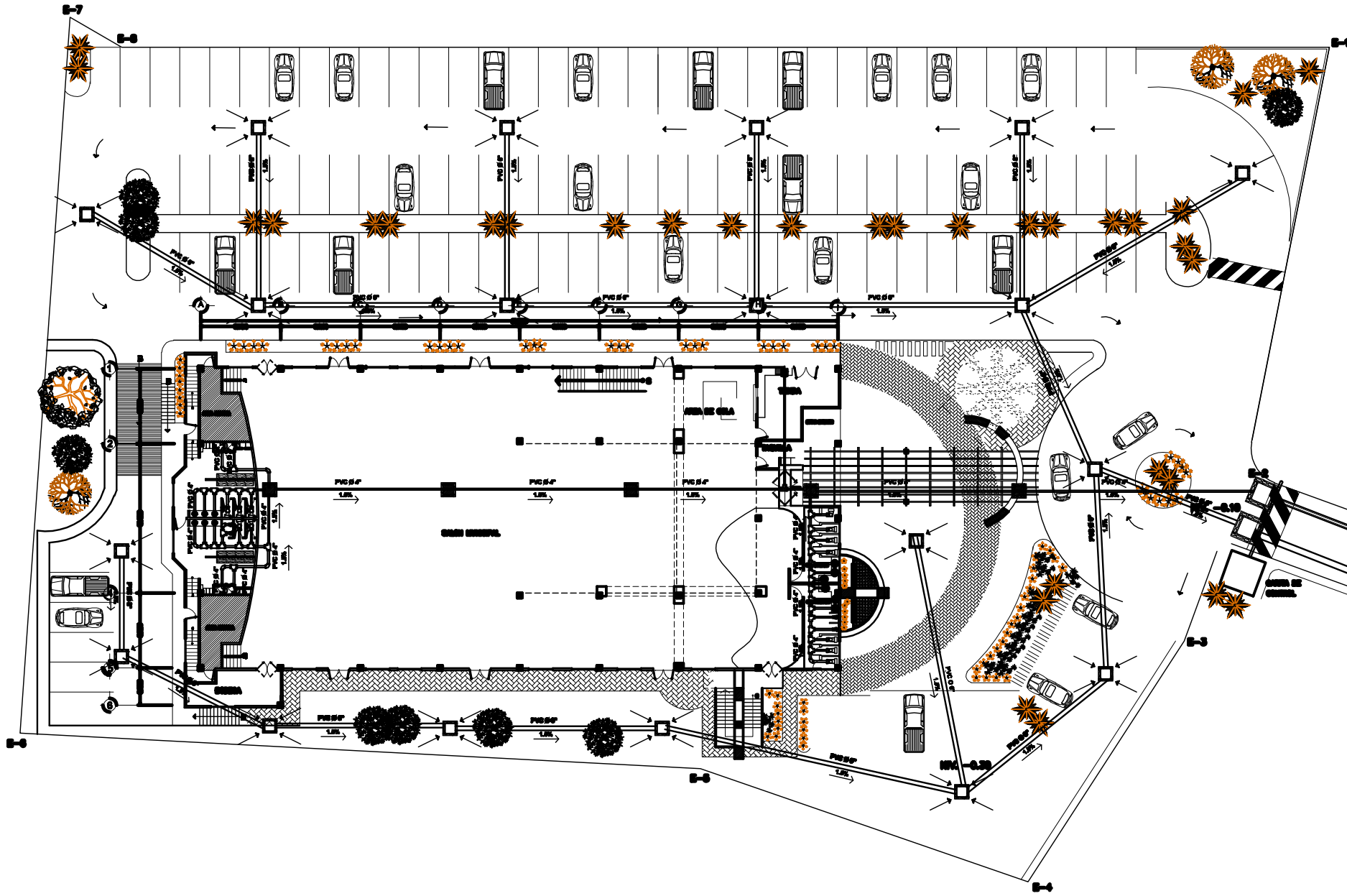
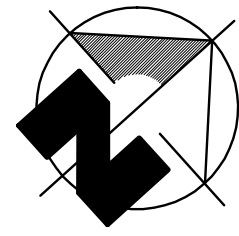


SIMBOLOGÍA			
	CRUZ DE PVC		CONTADOR DE VOLUMEN DE AGUA DE # 3/4" A # 1/2
	TE DE PVC		VÁLVULA DE BOLA
	ODDO PVC 90° PLANTA		LLAVE CONTROL MANUAL HORIZONTAL PARA ARTEFACTOS SANITARIOS
	ODDO PVC 90° PERFIL		LLAVE CONTROL MANUAL VERTICAL PARA ARTEFACTOS SANITARIOS
	ODDO PVC 45° PERFIL		VÁLVULA DE COMPUERTA O INDICADA
	TE DOBLE PVC 45° PLANTA		VÁLVULA DE RETENCIÓN O CHEQUE
	TE PVC 45° PERFIL		VÁLVULA DE GLOBO
	GRIFO PARA MANGUERA		TUBO PVC 3/4" O INDICADO PARA AGUA CALIENTE
	UNIÓN DE EXPANSIÓN		TUBO PVC # 1/2" O INDICADO PARA AGUA CALIENTE
	REDUCTOR PVC DE # 3/4" A # 1/2		CALENTADOR PARA AGUA ELÉCTRICO
	VÁLVULA DE PASO		CALENTADOR DE GAS PARA AGUA

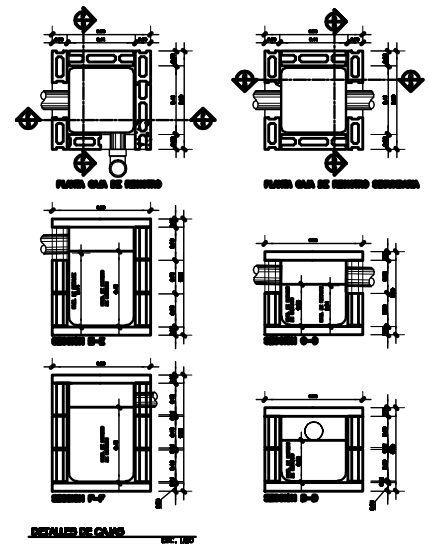
 **INSTALACION DE AGUA POTABLE
EL PROGRESO, JUTIAPA**

ESCALA 1:200

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA CALIENTE	
DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MARCIO DE EL PROGRESO, JUTIAPA		
UBICACION DEL SERVICIO EN EL CASO UBICADO		
JUAN ROBERTO ORCICO VILLATORO	2005-11-05	
JUAN ROBERTO ORCICO VILLATORO CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA CALIENTE		15



SÍMBOLOS DRENAJES	
	CAJA DE REGISTRO DE DRENAJE
	CAJA ATRAPA GRASA
	CAJA DE REGISTRO DE AGUA PLUVIAL
	PENDIENTE DE TECHOS AGUA PLUVIAL
	TUBO DE DRENAJE AGUA PLUVIAL
	TUBO DE DRENAJE AGUAS NEGRAS
	INDICACION DE CONTINUIDAD DE LA TUBERIA
	REDUCTOR DE 3" A 2"
	REDUCTOR DE 4" A 3"
	SIFÓN TERMINAL PERFIL
	TE PERFIL
	TE PLANTA
	TE ELEVACIÓN
	YE DOBLE
	CODDO 90° PERFIL
	CODDO 90° ELEVACIÓN
	CODDO 45° PERFIL
	CODDO 90° BAJA
	BAJADA DE DRENAJE
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL



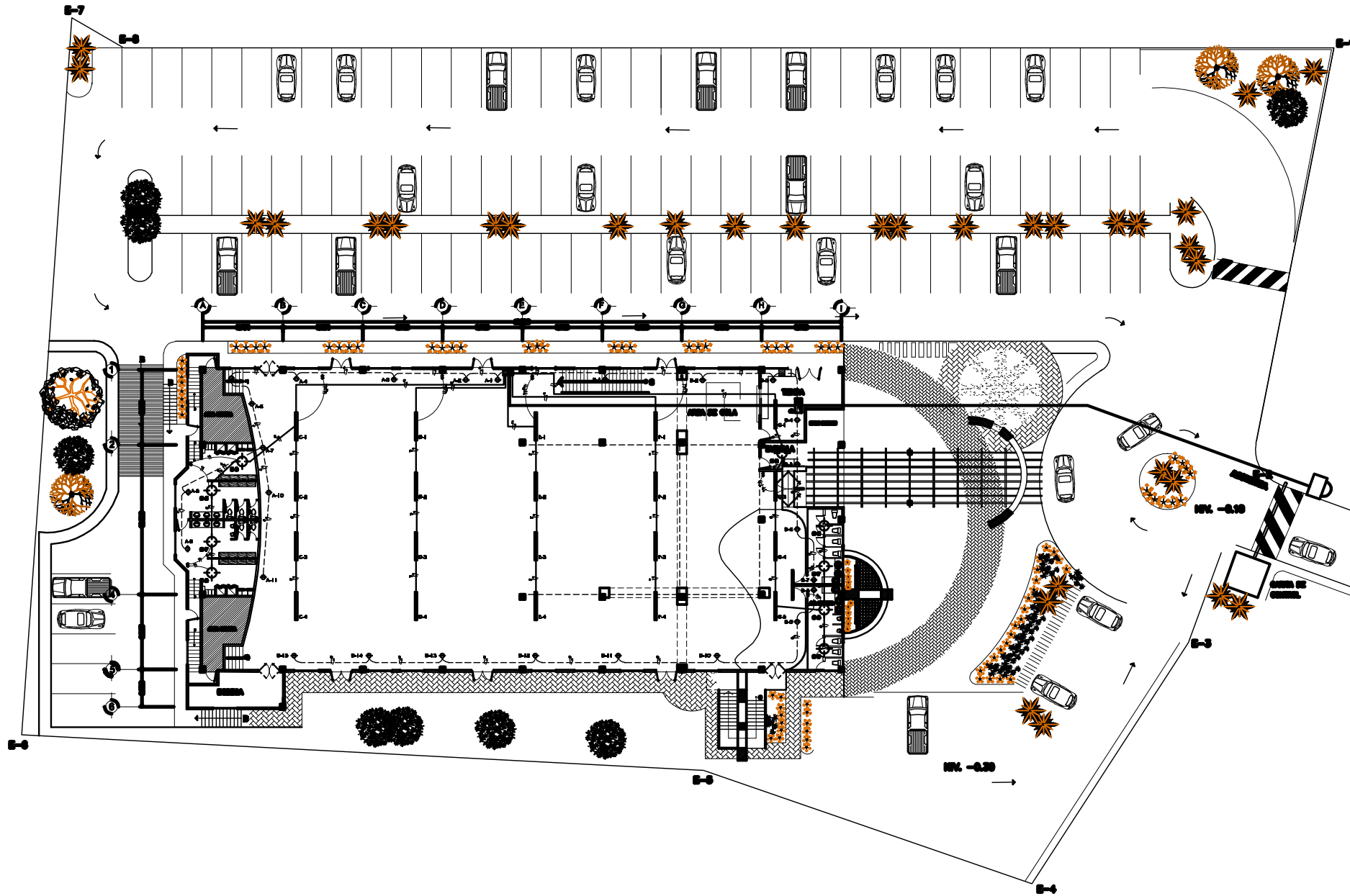
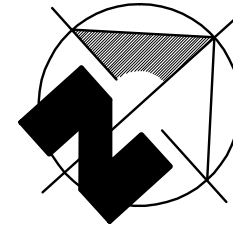
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

**PLANTA DE DRENAJES
EL PROGRESO, JUTIAPA**

ESCALA 1:200

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRER DE INGENIERIA EN DRENAJE		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTIAPA		
UBICACION DEL SERVICIO EN EL CARRER URBANO			
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO		2008-11-06	12 / 13
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO EPS DE INGENIERIA		EPS DE INGENIERIA	



SÍMBOLO		SIGNIFICADO	
	CONTADOR		TUBERIA EN LOSA
	CAJA DE SEGURIDAD		TUBERIA SUBTERRANEA
	CAJA DE DISTRIBUCION		LINEA CALIENTE
	ILUMINACION EN CIELO		NEUTRO
	TOMACORRIENTE 110 V.		REGRESO
	SUBE		IDENTIFICACION DE CIRCUITOS
	BAJA		NUMERO DE UNIDADES POR CIRCUITO
	ACOMETIDA ELECTRICA		INTERRUPTOR SIMPLE, DOBLE, TRIPLE

CANTIDAD DE UNIDADES			
CIRCUITO	PROTECCION (L.P.O.P.)	UNID. CALIENTE	UNID. NEUTRA
A	15 A		11
B	15 A		15
C	15 A	8	
D	15 A	4	
E	15 A	5	
F	15 A	7	
G	15 A	9	

NOTA:
 CIRCUITO DE ILUMINACION CALIBRE 12 AWG
 ALAMBRADO PARA APAGADORES CALIBRE 14 AWG
 CIRCUITO DE FUERZA ALAMBRE CALIBRE 12AWG
 ACOMETIDA ALAMBRE CALIBRE 6 Y 8 AWG
 ALTURA DE APAGADORES 1.20M.
 ALTURA DE TOMACORRIENTES 0.30M
 POLIDUCTO DE ILUMINACION, FUERZA CON Ø 3/4"

**PLANTA DE FUERZA E ILUMINACION
 EL PROGRESO, JUTIAPA**

ESCALA 1:200

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRER DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD		
	DISEÑO Y PLANIFICACION DE OBRAS MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTIAPA		
UBICACION DEL SERVICIO EN EL CIRCUITO UBICADO			
JUAN ROBERTO ORCIBO VILLATORO		2005-11061	
		13 / 13	