



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE LÍNEA DE DESFOGUE DE LAS AGUAS SERVIDAS EN EL KM 52.5 CA-1 Y  
EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL ÁREA DE RESTAURANTES EN EL PARQUE  
NACIONAL LOS APOSENTOS, MUNICIPIO DE CHIMALTENANGO**

**ERLIN AROLDO FELIPE CHIQUITÓ  
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos**

**Guatemala, octubre de 2004**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LÍNEA DE DESFOGUE DE LAS AGUAS SERVIDAS EN EL KM 52.5 CA-1 Y  
EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL ÁREA DE RESTAURANTES EN EL PARQUE  
NACIONAL LOS APOSENTOS, MUNICIPIO DE CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ERLIN AROLDO FELIPE CHIQUITÓ**

ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2004



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO     Ing. Sydney Alexander Samuels Milson  
VOCAL I    Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
VOCAL II    Lic. Amahán Sánchez Álvarez  
VOCAL III   Ing. Julio David Galicia Celada  
VOCAL IV   Br. Kenneth Isuur Estrada Ruiz  
VOCAL V    Br. Elisa Yazminda Vides Leiva  
SECRETARIO Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO     Ing. Sydney Alexander Samuels Milson  
EXAMINADOR Ing. Juan Merck Cos  
EXAMINADOR Ing. Ángel Roberto Sic García  
EXAMINADOR Ing. Carlos Salvador Gordillo García  
SECRETARIO Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



## HONORABLE COMITÉ 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 DE LÍNEA DE DESFOGUE DE LAS AGUAS SERVIDAS EN EL KM 52.5 CA-1 Y  
EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL ÁREA DE RESTAURANTES EN EL PARQUE  
NACIONAL LOS APOSENTOS, MUNICIPIO DE CHIMALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de Febrero de 2004.

Erlin Aroldo Felipe Chiquitó



## 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.....	1
1.1.1 Aspectos generales.....	1
1.1.2 Localización del municipio.....	2
1.1.3 Situación demográfica.....	2
1.1.4 Aspectos económicos y actividades productivas.....	2
1.1.5 Extensión y límites.....	3
1.1.6 Clima.....	3
1.1.7 Vías de acceso.....	3
1.1.8 Servicios públicos.....	4
1.1.9 Comercio.....	4
1.1.10 Centros turísticos.....	4
1.1.11 Necesidades en infraestructura y servicios básicos.....	5
2. FASE DE SERVICIO TECNICO PROFESIONAL	
2.1 Línea de desfogue de las aguas servidas.....	7
2.1.1 Descripción del proyecto.....	7

2.1.2	Información de campo.....	7
2.1.3	Levantamiento topográfico.....	8
2.1.3.1	Altimetría.....	8
2.1.3.2	Planimetría.....	9
2.1.4	Diseño del desfogue.....	9
2.1.4.1	Descripción del sistema a utilizar.....	10
2.1.4.2	Diseño hidráulico.....	10
2.1.4.2.1	Periodo de diseño.....	11
2.1.4.2.2	Determinación del caudal existente.....	12
2.1.4.2.3	Caudal de diseño.....	12
2.1.4.2.4	Diseño de secciones y pendientes.....	12
2.1.4.2.5	Velocidades máximas y mínimas.....	13
2.1.4.2.6	Tirante.....	13
2.1.4.2.7	Diámetro de tuberías.....	14
2.1.4.2.8	Profundidad de tubería.....	14
2.1.4.2.9	Ancho de zanja.....	14
2.1.4.2.10	Diseño de un tramo.....	15
2.1.4.2.11	Propuesta de tratamiento.....	21
2.1.5	Planos.....	22
2.1.6	Presupuesto del proyecto.....	23
2.1.7	Cronograma de ejecución.....	26
2.2	Edificación de dos niveles.....	27
2.2.1	Diseño arquitectónico.....	27
2.2.1.1	Ubicación del edificio en el terreno.....	27
2.2.1.2	Distribución de ambientes.....	27
2.2.1.3	Selección del sistema estructural a utilizar.....	28
2.2.2	Análisis estructural.....	28
2.2.2.1	Predimensionamiento estructural.....	28

2.2.2.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles.....	35
2.2.2.3	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles.....	36
2.2.2.3.1	Cargas verticales en marcos dúctiles.....	36
2.2.2.3.2	Cargas horizontales en marcos dúctiles.....	37
2.2.2.4	Análisis de marcos por el método de Kani.....	48
2.2.2.5	Momentos últimos por envolventes de momentos.....	61
2.2.2.6	Diagrama de corte en marcos dúctiles.....	63
2.2.3.	Diseño estructural.....	64
2.2.3.1	Diseño de losas.....	64
2.2.3.1.1	Momentos actuantes.....	65
2.2.3.1.2	Balance de momentos.....	65
2.2.3.1.3	Acero de refuerzo.....	66
2.2.3.1.4	Espaciamiento.....	67
2.2.3.1.5	Revisión por corte.....	67
2.2.3.2.	Diseño de vigas.....	70
2.2.3.2.1	Refuerzo longitudinal.....	70
2.2.3.2.2	Refuerzo transversal.....	71
2.2.3.3	Diseño de columnas.....	76
2.2.3.3.1	Clasificación de columnas por su esbeltez.....	76
2.2.3.3.2	Magnificación de momentos.....	77
2.2.3.3.3	Acero longitudinal.....	78
2.2.3.3.4	Acero transversal.....	80
2.2.3.4.	Diseño de cimientos.....	85
2.2.3.4.1	Cargas de trabajo.....	85
2.2.3.4.2	Revisión de presiones.....	86
2.2.3.4.3	Revisión de corte punzonante.....	86
2.2.3.4.4	Revisión de corte simple.....	87
2.2.3.5	Diseño de escaleras.....	90
2.2.3.6	Detalles estructurales especiales.....	93

2.2.4. Planos.....	94
2.2.5. Presupuesto.....	94
2.2.6. Cronograma de ejecución.....	97
CONCLUSIONES.....	99
RECOMENDACIONES.....	101
BIBLIOGRAFÍA.....	103
APÉNDICE 1.....	105
1. Planos constructivos – línea de desfogue.....	105
APÉNDICE 2.....	111
1. Planos constructivos - edificio de restaurantes.....	111

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Cronograma de trabajo, línea de desfogue.....	26
2.	Planta y elevación, edificio para el área de restaurantes... ..	29
3.	Áreas tributarias.....	33
4.	Criterios para dibujar modelos matemáticos de marcos dúctiles.....	35
5.	Marco típico dúctil en el sentido Y.....	36
6.	Alturas por nivel.....	40
7.	Ubicación de las fuerzas actuantes pos sismo en “X” y “Y” .....	43
8.	Modelo matemático del marco F.....	47
9.	Modelo matemático del marco 2.....	47
10.	Análisis estructural sin ladeo, marco F.....	52
11.	Análisis estructural con ladeo, marco F.....	55
12.	Momentos del marco F, carga muerta.....	56
13.	Momentos del marco F, carga viva.....	56
14.	Momentos del marco F, fuerza sísmica.....	57
15.	Cortes y momentos a rostros internos en vigas.....	58
16.	Cortes y momentos a rostros internos en viga F del 2do. piso por carga muerta.....	59
17.	Cortes y momentos a rostros internos en viga F del 2do. piso por carga viva.....	60
18.	Cortes y momentos a rostros internos en viga F del 2do. piso por fuerza sísmica.....	60
19.	Diagrama de momentos últimos, marco F.....	62

20.	Diagrama de momentos últimos, marco 2.....	62
21.	Diagrama de cortes últimos, marco F.....	63
22.	Diagrama de cortes últimos, marco 2.....	63
23.	Momentos en losas del 2do. Nivel.....	68
24.	Dimensiones de escalera.....	91
25.	Cronograma de ejecución, edificio de restaurantes.....	97
26.	Plano de planta general, línea de desfogue.....	105
27.	Plano de planta, perfil + tubería. línea de desfogue.....	106
28.	Plano de detalles de pozos de visita y cabezal.....	110
29.	Plano de arquitectura, edificio de restaurantes.....	111
30.	Plano de secciones y elevaciones, edificio de restaurantes.....	112
31.	Plano de cimientos y columnas, edificio de restaurantes.....	113
32.	Plano de detalles estructurales, edificio de restaurantes.....	114
33.	Plano de detalles estructurales, edificio de restaurantes.....	115
34.	Plano de losas y vigas planta baja, edificio de restaurantes.....	116
35.	Plano de losas y vigas planta alta, edificio de restaurantes.....	117

## TABLAS

I.	Anchos de zanja.....	15
II.	Resumen de cálculo de línea de desfogue.....	19
III.	Presupuesto, línea de desfogue.....	25
IV.	Fuerzas sísmicas en cada nivel, edificio de restaurantes.....	40
V.	Fuerza cortante en cada marco, 2do. Piso.....	46
VI.	Fuerza cortante en cada marco, 1er. Piso.....	46
VII.	Áreas de acero requerido en losa, 2do. piso.....	69
VIII.	Diseño de vigas, edificio de restaurantes.....	75
IX.	Diseño de columnas, edificio de restaurantes.....	84
X.	Diseño de zapatas, edificio de restaurantes.....	89
XI.	Presupuesto, edificio de restaurantes.....	95



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Ag</b>	Área gruesa
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>Av</b>	Área de varilla
<b>Az</b>	Área zapata
<b>bj</b>	Ancho efectivo del nudo
<b>C</b>	Coefficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>D</b>	Deflexión
<b>di</b>	Distancia del centro de rigidez al eje del marco rígido considerado
<b>e</b>	Excentricidad de diseño
<b>E</b>	Esbeltez de la columna
<b>ec</b>	Excentricidad estático
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>FH</b>	Factor de flujo
<b>Fni</b>	Fuerza por nivel, en el nivel 1
<b>hb</b>	Peralte de la mayor viga
<b>hc</b>	Peralte de la mayor columna
<b>I o Ig</b>	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
<b>Kn</b>	Rigidez de elemento
<b>Kp</b>	Factor de pandeo de la columna

<b>Lo</b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>Lu</b>	Longitud libre de pandeo de la columna
<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>M(-)</b>	Momento negativo
<b>MB</b>	Momento balanceado
<b>M<sub>Asmin</sub></b>	Momento soportado usando el As mínimo
<b>MTX</b>	Momento torsionante
<b>Mv</b>	Momento de volteo
<b>P</b>	Carga aplicada a la columna
<b>PCR</b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>P'u</b>	Carga de resistencia de la columna
<b>R</b>	Rigidez de marco
<b>u<sub>a</sub></b>	Esfuerzo cortante actuante
<b>V<sub>au</sub></b>	Corte aportado por la columna superior
<b>u<sub>c</sub></b>	Esfuerzo permisible que resiste el concreto
<b>V<sub>jh</sub></b>	Fuerza horizontal de diseño
<b>V<sub>jv</sub></b>	Fuerza vertical de diseño
<b>V<sub>n</sub></b>	Corte normal
<b>V<sub>s</sub></b>	Valor soporte del suelo
<b>W<sub>n</sub></b>	Carga normal
<b>β<sub>d</sub></b>	Factor de flujo plástico del concreto
<b>ρ<sub>bal</sub></b>	Porcentaje de acero en la falla balanceada
<b>ρ<sub>tμ</sub></b>	Valor de la curva en el diagrama de interacción
<b>σ</b>	Radio de giro
<b>ψ</b>	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna
<b>φ</b>	Factor de reducción de resistencia

## GLOSARIO

<b>Aguas residuales</b>	Son los desperdicios líquidos y sólidos transportados por agua procedentes de viviendas, establecimientos industriales y comerciales.
<b>Carga muerta</b>	Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma permanente sobre los elementos que las soportan.
<b>Carga viva</b>	Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma no permanente sobre los elementos que la soportan.
<b>Cotas Invert</b>	Son las alturas o cotas de la parte inferior de una tubería ya instalada.
<b>Especificaciones</b>	Son las normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
<b>Límite elástico</b>	El mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar, sin que ocurra la deformación permanente al retirar el esfuerzo.
<b>Tramo</b>	Es el comprendido entre los centros de dos pozos de visita consecutivos.



## **RESUMEN**

El presente trabajo de graduación se divide en tres partes importantes:

El primer capítulo, contiene la investigación monográfica del municipio de Chimaltenango. La cual se recolectó directamente en el lugar. Esta información, sirvió de base para la elaboración del segundo capítulo, donde se describe y ejemplifica el procedimiento del diseño de una línea de desfogue para la red de alcantarillado sanitario del Municipio, con el uso de tubería de concreto.

En la tercera parte se realiza el diseño de un edificio de dos niveles, de concreto reforzado; diseñando con el sistema estructural de marcos dúctiles, siguiendo una secuencia lógica, desde el predimensionamiento hasta el diseño de los elementos estructurales. Además, se presentan los planos y presupuestos de cada proyecto.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar la edificación de dos niveles, en el Parque Nacional Los Aposentos y la línea de desfogue de las aguas servidas en el kilómetro 52.5 carretera Interamericana, municipio de Chimaltenango.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera departamental de Chimaltenango.
2. Capacitar al personal de campo de la municipalidad de Chimaltenango, sobre aspectos de mantenimiento de la línea de conducción de las aguas servidas.



## INTRODUCCIÓN

Los Aposentos es un balneario situado a 4 kilómetros de la ciudad de Chimaltenango, la misma distancia lo separa de Parramos, sobre la Ruta Nacional 14. Fue declarado Parque Nacional en el acuerdo gubernamental del 26 de mayo de 1955. Posee varias vertientes de aguas frías y termales, algunas son medicinales. Tiene una extensión de 28 manzanas y es el origen del río Guacalate. Actualmente se encuentra en total abandono; y aunque deteriorados, presta servicios de ranchos, baños, botes para remar, se encuentran deteriorados. Los restaurantes son improvisados, construcciones de lámina que generan un entorno desagradable.

Otro de los problemas que actualmente afecta a la población de Chimaltenango es el de la evacuación de las aguas residuales. Actualmente el 40% son desalojadas por medio de una línea de desfogue obsoleta, ya que en invierno colapsa, y en determinadas zonas se puede observar la tubería a flor de tierra; todo esto sumado a que se utiliza a un municipio vecino para arrojar dichas aguas.

Debido a estas causas, el presente trabajo propone una solución factible tanto al problema del desfogue de las aguas servidas, como a la falta de infraestructura en el parque nacional Los Aposentos, en el Municipio de Chimaltenango.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1 Monografía del municipio de Chimaltenango**

### **1.1.1 Aspectos generales**

La fundación de la cabecera del departamento de Chimaltenango se atribuye a Don Pedro de Portocarrero.

Chimaltenango con el título de Corregimiento del valle, perteneció a lo que hoy es Sacatepéquez, hasta el 23 de noviembre de 1752, en que se le confirió la calidad de Alcaldía Mayor. Así quedaron establecidas dos alcaldías Mayores, la de Chimaltenango propiamente dicha y la de los Amatitanes y Sacatepéquez. Estas dos provincias componían el valle de Guatemala que desde la conquista estuvo bajo el gobierno de los alcaldes ordinarios de la capital, razón por la cual se denominaban Corregidores del Valle.

De 1527 a 1528, se consideró la posibilidad de establecer allí en la actual ciudad de Chimaltenango, la capital del Reino de Guatemala que estaba en Iximché. El ingeniero Juan Francisco Antonelli hizo los estudios en el valle del Tianguesillo y determinó que la capital no debía asentarse allí, sino en el Valle de Panchoy (laguna seca).

Por medio del decreto No. 63 del 29 de octubre de 1825, la Asamblea constituyente del Estado de Guatemala, concedió a la cabecera, que en ese tiempo se llamaba Santa Ana Chimaltenango, el título y denominación de villa y el 15 de mayo de 1926, se le concedió el título de ciudad que orgullosamente ostenta en la actualidad.

### **1.1.2 Localización del municipio**

De los dieciséis municipios que forman el departamento, Chimaltenango es la cabecera y ciudad principal, localizada a 54 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala por la Ruta Nacional CA-1. Se encuentra situado en la región V o región central, a una latitud de 14° 33'20" y una longitud es de 90° 56'35", tiene un altura de 1800.17 metros sobre el nivel del mar.

### **1.1.3 Situación demográfica**

Según el Censo XI nacional de población y IV de habitación 2002, realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE), el municipio de Chimaltenango tiene una población de 74,077 habitantes, que representa el 16.60% de la población total de departamento.

En lo referente a distinción por genero, el 49.48% de los habitantes pertenecen al genero masculino. Por distinción étnica el 64.92% de los habitantes son indígenas, y por área el 84.93% viven en el área urbana.

### **1.1.4 Aspectos económicos y actividades productivas**

En un 60% los habitantes de Chimaltenango son agricultores y viven de la agricultura, por la naturaleza del clima los principales productos que se cultivan son maíz, frijol, hortalizas, habas, patatas, garbanzo y frutas como manzana, ciruela, pera, aguacate (éste último tiene fama en todo el país); madera para la industria y la construcción.

### **1.1.5 Extensión y límites**

El área del municipio de Chimaltenango es de 212 kilómetros cuadrados, por lo que en extensión ocupa el tercer lugar entre los dieciséis municipios que conforman el departamento. Limita al norte con San Martín Jilotepeque, al este con El Tejar y San Juan Sacatepéquez (Guatemala), al sur con San Andrés Itzapa, Parramos y pastores (Sacatepéquez) y al este con Zaragoza.

### **1.1.6 Clima**

El clima en la cabecera es templado, pero frío en los meses de diciembre, enero y febrero; su temperatura promedio es de 17.9° centígrados, la humedad promedio es de 80% de acuerdo a la precipitación pluvial.

### **1.1.7 Vías de acceso**

El acceso principal es la ruta nacional CA-1, carretera asfaltada que pasa por los municipios de El Tejar, Sumpango, San Lucas, y Mixco. Se comunica con todos los demás municipios del departamento a través de varias carreteras. Hacia el sur se llega a Parramos y Antigua Guatemala por la Ruta Nacional No. 14, que es de segundo orden; hacia el norte se llega a San Martín Jilotepeque, Mixco Viejo y San Juan Sacatepéquez, por la Ruta Departamental No. 1 que es de tercer orden. También de tercer orden es la Ruta Departamental No. 6 que de Parramos conduce a Ciudad Vieja (Sacatepéquez), Yepocapa y Acatenango.

### **1.1.8 Servicios públicos**

Cuenta con el servicio de agua potable y recolección de basura, centro de salud, escuelas, colegios, mercados, rastro, cementerio, telefónica, energía eléctrica, drenaje, etc. El problema es que muchos de ellos fueron construidos en la década de los cincuenta, por lo tanto existe un gran deterioro y funcionan en forma deficiente.

### **1.1.9 Comercio**

Gran número de personas se dedican al comercio que se lleva a cabo de varias formas. A nivel de mercado departamental, realizan transacciones comerciales con los municipios en los días que estos “hacen plaza”, sus productos también son llevados a la ciudad de Antigua Guatemala y a la ciudad capital, de donde los comerciantes regresan llevando otros productos que venden en el mercado local, todo esto lo llevan a cabo gracias a los medios de transporte que son suficientes.

### **1.1.10 Centros turísticos**

**Los Aposentos.** Balneario situado a 4 kilómetros de la ciudad de Chimaltenango, la misma distancia lo separa de Parramos, sobre la Ruta Nacional 14. Fue declarado Parque Nacional en 1955. Posee varias vertientes de aguas frías y termales, algunas son medicinales; es el origen del río Guacalate. Está provisto de ranchos, bancas, restaurantes, baños, botes para remar, todo en un ambiente boscoso agradable.

**Chimaltenango.** Sitio arqueológico se localiza en el km 55 de la carretera Panamericana, a 1km al oeste de la plaza de la ciudad de Chimaltenango. Lugar explorado por Edwin M. Shook, en donde se sabe con certeza que se descubrieron unas fosas antiguas y es probable que existiera mayor número de montículos arqueológicos aún sin explorar.

### **1.1.11 Necesidades en infraestructura y servicios básicos**

De acuerdo con la información aportada por el alcalde, el concejo municipal de desarrollo y las visitas de campo, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Diseño de línea de desfogue para el área este de la ciudad.
- Construcción de edificación para el área de restaurantes, en el parque Los Aposentos.
- Ampliación del servicio del agua potable.
- Construcción del rastro municipal.

De los cuatro proyectos anteriores se dio prioridad a la línea de desfogue, ya que la que existe actualmente colapsa en invierno; además, en ciertas zonas se puede ver la tubería a flor de tierra. El segundo proyecto es la construcción de la edificación en el parque nacional Los Aposentos, debido a la falta de infraestructura para atender a los visitantes dignamente.



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

### **2.1 Línea de desfogue de las aguas servidas**

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

La línea de desfogue en el kilómetro 52.5 CA-1, tiene como objetivo solucionar el problema del desfogue de las aguas servidas, de la red de alcantarillado sanitario de la ciudad de Chimaltenago, las cuales actualmente se depositan en áreas de un municipio vecino cerca de áreas pobladas, dicha tubería colapsa en invierno, y en determinadas zonas se puede observar la tubería a flor de tierra.

La construcción de la línea de desfogue, está formada por tubería de concreto de 24", se ubicará a un costado del camino, el desfogue final tendrá una longitud de 3055.75 metros.

#### **2.1.2 Información de campo**

La información de campo se recopiló al realizar un reconocimiento de la zona afectada y sus alrededores, aunado a entrevistas informales realizadas a los vecinos, en busca de la solución idónea para este caso. Seguidamente se procedió a realizar el levantamiento topográfico de primer orden, debido a que el proyecto así lo amerita, para conocer el caudal se aforó utilizando un flote en el río de aguas negras debido a que los pozos de visita estaban sellados y el punto de descarga estaba en un despeñadero.

### **2.1.3 Levantamiento topográfico**

En el levantamiento topográfico se tomó en cuenta el área edificada actualmente y la de futuro desarrollo. Tanto en el levantamiento topográfico de la población, como en lo correspondiente a la línea de descarga se tendrán en cuenta las quebradas, zanjas, cursos de agua, elevaciones, depresiones, etc.

#### **2.1.3.1 Altimetría**

La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia. La determinación de las alturas o distancias verticales también se puede hacer a partir de las mediciones de las pendientes o grado de inclinación del terreno y de la distancia inclinada entre cada dos puntos. Como resultado se obtiene el esquema vertical.

En el levantamiento altimétrico de la línea de desfogue se utilizó el método de nivelación compuesta, con el equipo siguiente:

- Un teodolito Sokkisha Tm 20
- Un estadal
- Una cinta métrica de 50 metros de longitud
- 3 plomadas

Los resultados de la altimetría se presentan en los planos de plantas y perfiles, apéndice 1.

### **2.1.3.2 Planimetría**

La planimetría sólo tiene en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (vista en planta), que se supone es la superficie media de la tierra y se considera cuando se miden distancias horizontales. La ubicación de los diferentes puntos sobre la superficie de la tierra se hace mediante la medición de ángulos y distancias a partir de puntos y líneas de referencia proyectadas sobre un plano horizontal. El conjunto de líneas que unen los puntos observados se denomina poligonal base y es la que conforma la red fundamental o esqueleto del levantamiento. La poligonal base puede ser abierta o cerrada según los requerimientos del levantamiento topográfico.

El levantamiento planimétrico de la línea de desfogue, se realizó por medio de una poligonal abierta utilizando el método de conservación del azimut, con vuelta de campana, el equipo utilizado fue:

- Un Nivel D-5 2-3 con una aproximación 2 mm por kilómetro
- Un estadal
- Una cinta métrica de 50 metros

Los resultados se presentan en el plano de la planta de conjunto, apéndice 1.

### **2.1.4 Diseño del desfogue**

El punto de descarga o desfogue final es el lugar donde termina el sistema de alcantarillado y las aguas servidas son vertidas a un cauce superficial natural (como ríos, quebradas, etc.) y conducidas a partir de allí por éste.

#### 2.1.4.1 Descripción del sistema a utilizar

Para este caso las aguas a conducir son de una red de alcantarillado de aguas servidas, por ende el sistema a utilizar es el sanitario.

#### 2.1.4.2 Diseño hidráulico

El principio hidráulico fundamental al diseñar y calcular sistemas de alcantarillado es que toda tubería del sistema trabajará como un canal abierto.

El análisis y la investigación del flujo hidráulico ha establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas sanitarios por gravedad; pueden ser diseñadas conservadoramente utilizando la ecuación de Manning.

La relativamente pequeña concentración de sólidos usualmente encontrados en las aguas negras y de tormenta no es suficiente para hacer que su evolución sea diferente a la del agua. Por esta razón, se acepta que las aguas negras tengan las mismas características que el agua, siempre que se mantengan velocidades mínimas de auto limpieza. Al igual que el agua, las aguas negras buscarán el nivel más bajo cuando son introducidas en una tubería con pendiente. El intento de las aguas negras de buscar su nivel induce un movimiento conocido como flujo por gravedad.

Para la ecuación de velocidad se combinaron las fórmulas Manning y Chezy

$$V = \frac{1}{n} * R^{(2/3)} * S^{(1/2)} ; V = C * \sqrt{R * S}$$

Ecuación de Manning

Ecuación de Chezy

El cálculo se efectuará haciendo uso de las fórmulas siguientes:

$$Q = V * A \quad ; \quad V = \frac{0.03429}{n} * D^{(2/3)} * S^{(1/2)}$$

Donde:  $Q$  es el gasto en metros cúbicos por segundo.

$A$  es el área de la sección de la corriente en metros cuadrados.

$V$  es la velocidad en metros por segundo.

$S$  es la pendiente en metro por metro.

$D$  es el diámetro de la tubería en plg.

$n$  es el coeficiente de rugosidad.

#### **2.1.4.2.1 Período de diseño**

Es el período de tiempo en que el sistema de alcantarillado sanitario prestará un servicio de forma eficiente en un 100% a la población, pasado este período es necesario rehabilitarlo.

Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño.

Para seleccionar el período de diseño de una red de alcantarillado sanitario o de cualquier obra de ingeniería se debe considerar factores como la vida útil de la estructuras, equipos y componentes; tomar en cuenta la antigüedad, el desgaste natural que sufren los materiales, así como la facilidad para hacer ampliaciones a las obras planeadas, también la relación anticipada de crecimiento de la población e incluir en lo posible, el desarrollo urbanístico comercial o industrial de las áreas adyacentes.

El presente proyecto realizará adecuadamente su función durante un período de 30 años.

#### **2.1.4.2.2 Determinación del caudal existente**

En el presente proyecto debido a que la red de alcantarillado ya existe, se conoció el caudal producido, realizando aforos en diferentes días y diferentes horas utilizando el método del flote, luego se obtuvo un promedio de los caudales obtenidos, y el resultado fue de 46 lts/seg.

#### **2.1.4.2.3 Caudal de diseño**

El caudal de diseño es el factor determinante para las dimensiones de todos los elementos del sistema de alcantarillado. Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario, será la suma del caudal máximo de origen doméstico, caudal comercial, caudal industrial, caudal de infiltración y caudal de conexiones ilícitas.

El caudal de diseño de cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmond y el número de habitantes a servir, a la población actual y futura, para que funcione adecuadamente durante el período de diseño.

$$Q_{\text{dis actual}} = (FQM)(FH \text{ actual})(\text{No. Habitantes actuales})$$

$$Q_{\text{dis futuro}} = (FQM)(FH \text{ futuro})(\text{No. Habitantes futuros})$$

#### **2.1.4.2.4 Diseño de secciones y pendientes**

Las pendientes en las tuberías deberán seguir en lo posible la pendiente natural del terreno, con el objeto de realizar excavaciones mínimas.

Es recomendable obtener distintos valores de pendientes a lo largo del proyecto para evitar profundidades mayores de 4 metros en pozos, ya que eso aumentaría los costos y el tiempo.

La pendiente mínima de la tubería que conecta el registro domiciliario con el principal será de 2%. Para el colector principal no hay pendiente mínima, pero debe cumplir con las especificaciones de velocidad y tirante.

Se podría decir que la pendiente mínima de la tubería es la que provoca velocidades iguales o mayores de 0.6 m/seg, y la pendiente máxima es la que provoca velocidad menor de 3 m/seg.

#### **2.1.4.2.5 Velocidades máximas y mínimas**

En los sistemas de drenaje sanitario, se aconseja que la velocidad de flujo no sea menor de 0.60 m/seg ni mayor de 3.00 m/seg estos valores se aplican para tubería de concreto. La velocidad mínima tiene como objetivo principal evitar la sedimentación de sólidos en la tubería, que obstruyan la libre circulación del flujo dentro de la tubería. El límite establecido para la velocidad máxima tiene como objetivo principal evitar la abrasión de la tubería debido a los sólidos que transporta el flujo.

#### **2.1.4.2.6 Tirante**

La altura libre de la superficie libre del cuerpo de agua, respecto al punto más bajo del mismo en la tubería, debe cumplir la condición siguiente. Para que no exista sedimentación en la tubería ni se sobrepase la capacidad del tubo.

$$0.1 \leq \frac{d}{D} \leq 0.75$$

Donde:  $d$  = tirante y  $D$  = diámetro de la tubería.

#### **2.1.4.2.7 Diámetro de tubería**

En sistemas de alcantarillado sanitario la tubería será de un diámetro mínimo de 8" si es de concreto y 6" si es de PVC.

El diámetro máximo dependerá de la capacidad necesaria del conducto y las condiciones topográficas del tramo en el que se desee instalar la tubería.

#### **2.1.4.2.8 Profundidad de tubería**

La profundidad de instalación de tubería debe ser tal que el espesor del relleno evite el daño de los conductos debido a las cargas vivas, principalmente las transmitidas por el tránsito vehicular. Se deben situar a suficiente profundidad para permitir el drenaje por gravedad de todas las residencias a las que presten servicio.

La profundidad se mide desde la superficie del suelo, hasta la parte superior del tubo y será determinada de la siguiente manera.

- Para tránsito normal (menor a 200qq) = 1.00 metros.
- Para tránsito pesado (mayor a 200qq) = 1.20 metros.

#### **2.1.4.2.9 Ancho de zanja**

El ancho de zanja está determinado por el espacio mínimo que necesita un obrero para colocar, nivelar y pegar un tubo sin dificultades de espacio, por tal motivo se establece que el ancho de zanja deber ser:

**Tabla I. Anchos de zanjas**

Diámetro (plg)	Ancho de la zanja (m)		
	Para Profundidades Hasta 2.00 m	Para Profundidades de 2.00 a 4.00 m	Para Profundidades de 4.00 a 6.00 m
8	0.60	0.70	0.80
10	0.70	0.80	0.80
12	0.80	0.80	0.80
16	0.90	0.90	0.90
18	1.00	1.00	1.10
20	1.00	1.00	1.10
24	1.10	1.10	1.35
30	1.30	1.40	1.55
36	1.40	1.50	1.75
40	1.50	1.60	1.90
42	1.60	1.70	1.90

#### **2.1.4.2.10 Diseño de un tramo**

##### **Datos para el tramo 11**

Tasa de crecimiento:	3.10%
Período de diseño:	30 años
Densidad de vivienda:	6 hab/casa
Material a utilizar:	Tubería de concreto sin refuerzo
Coeficiente de rugosidad:	0.015
Cota inicial del terreno:	100.248 metros
Cota final del terreno:	99.602 metros
Distancia horizontal:	60.98 metros

- **Caudal**

Debido a que se trata de la conducción del caudal de una red de alcantarillado de aguas residuales a un punto de descarga, el caudal se obtuvo según lo explicado en el inciso 2.1.4.2.2.

**Caudal actual de verano ( $Q_{\text{verano}}$ ) = 46 lts./seg. Flujo promedio**

Para el caudal de invierno es necesario tomar en cuenta las conexiones ilícitas y el caudal por infiltración. El caudal de invierno se calculó por la fórmula siguiente:

$$\begin{aligned}\text{Caudal futuro de invierno } (Q_{\text{invierno}}) &= Q_{\text{verano}}(1+r)^n + Q_{\text{ilícitas}} + Q_{\text{infiltración}} \\ &= 46(1+0.031)^{30} + 46\end{aligned}$$

**Caudal futuro de invierno = 160.95lts/seg  $\approx$  161 lts/seg**

- **Pendiente del terreno**

$$S_{\text{terreno}} = \left( \frac{100.248 - 99.602}{60.98} \right) * 100 = 1.06\%$$

- **Velocidad a sección llena**

$$v = \left( \frac{0.03429}{0.015} \right) * \sqrt[3]{24^2} * \sqrt{\frac{0.2}{100}} = 0.85 \text{ m/seg ; Diámetro propuesto 24"}$$

- **Caudal a sección llena**

$$Q = \frac{\pi}{4} (24 * 0.0254)^2 (0.85) (1000) = 248.08 \text{ lts/seg}$$

Con el caudal de diseño y el caudal a sección llena se obtiene  $\frac{q}{Q}$ , este valor se busca en las tablas de relaciones hidráulicas y se obtiene el dato de  $\frac{v}{V}$  y  $\frac{d}{D}$ ; donde v es la velocidad de gasto y V es la velocidad a sección llena.

- **Relación de caudales:**

$$\text{Verano: } \frac{q}{Q} = \frac{46}{248.08} = 0.185424$$

$$\text{Invierno: } \frac{q}{Q} = \frac{161}{248.08} = 0.648984$$

- **Velocidad de diseño (v)**

$$v.\text{actual} = (0.764672)(0.85) = 0.65 \text{ m / seg}$$

$$v.\text{futuro} = (1.064410)(0.85) = 0.90 \text{ m / seg}$$

Como puede observarse, las velocidades tanto actuales como futuras están dentro de los parámetros.

- **Tirante (d)**

$$0.10(24 * 0.0254) \leq d \leq 0.75(24 * 0.0254)$$

$$60.96 \text{ cm} \leq d \leq 457.20 \text{ cm}$$

$$d \text{ actual} = (0.292)(24 * 25.4) = 178.00 \text{ cm}$$

$$d \text{ futuro} = (0.587)(24 * 25.4) = 357.84 \text{ cm}$$

Como puede observarse, los tirantes de agua se encuentran dentro del intervalo establecido por lo tanto es correcto el cálculo.

Para el caso del ejemplo anterior, tanto las velocidades como los tirantes de agua cumplen con las especificaciones establecidas, si cuando se diseña un sistema de alcantarillado sanitario estos valores no cumplen, el diseñador deberá probar el cálculo haciendo variar la pendiente, hasta lograr que el valor obtenido se encuentra dentro de las especificaciones técnicas recomendadas.

- **Cota Invert**

Cota Invert inicial = Cota Invert final del tramo anterior -0.03

Cota Invert final = Cota Invert inicial –(DH efectiva \* S tubo)

$$CII = 96.32 - 0.03 = 96.29 \text{ m}$$

$$CIF = 96.29 - (59.23 * 0.002) = 96.17\text{m}$$

- **Profundidad de pozo**

Profundidad de pozo inicial = Cota terreno inicial – cota Invert inicial + 0.20 m

Profundidad de pozo final = Cota terreno final – cota Invert final + 0.20 m

$$PPI = (100.248 - 96.29) + 0.20 = 4.16 \text{ m}$$

$$PPF = (99.602 - 96.17) + 0.2 = 3.63 \text{ m}$$

A continuación se presentan las tablas de resumen del diseño hidráulico.

**Tabla II. Resumen del cálculo de línea de desfogue**

Tramo No.	De-P.V.	A-P.V.	TERRENO				CAUDAL NEGRO									
			COTA INICIO (m)	COTA FINAL (m)	DIST. HOR (m)	DIST. efectiva (%)	PENDIENTE (%)	NO. DE CASAS Local		NO. HAB. ACUMULADO		FACTOR DE FLUJO		Q. DISEÑO SANITARIO		
								UD	UD	Actual hab.	Futuro hab.	Actual	Futuro	Actual (lts/seg)	Futuro (lts/seg)	
1	P.V. 1	P.V. 2	100,06	99,76	52,01	50,26	0,58%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
2	P.V. 2	P.V. 3	99,76	99,687	54,48	52,73	0,13%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
3	P.V. 3	P.V. 4	99,687	99,664	85,73	83,98	0,03%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
4	P.V. 4	P.V. 5	99,664	100,179	84,46	82,71	-0,61%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
5	P.V. 5	P.V. 6	100,179	99,902	92,3	90,55	0,30%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
6	P.V. 6	P.V. 7	99,902	99,984	92,22	90,47	-0,09%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
7	P.V. 7	P.V. 8	99,984	99,921	93	91,25	0,07%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
8	P.V. 8	P.V. 9	99,921	100,181	88,5	86,75	-0,29%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
9	P.V. 9	P.V. 10	100,181	100,65	90,3	88,55	-0,52%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
10	P.V. 10	P.V. 11	100,65	100,248	55,76	54,01	0,72%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
11	P.V. 11	P.V. 12	100,248	99,602	60,98	59,23	1,06%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
12	P.V. 12	P.V. 13	99,602	98,974	99,99	98,24	0,63%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
13	P.V. 13	P.V. 14	98,974	98,766	100	98,25	0,21%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
14	P.V. 14	P.V. 15	98,766	98,797	100	98,25	-0,03%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
15	P.V. 15	P.V. 16	98,797	98,761	100	98,25	0,04%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
16	P.V. 16	P.V. 17	98,761	98,504	89,98	88,23	0,29%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
17	P.V. 17	P.V. 18	98,504	98,811	100	98,25	-0,31%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
18	P.V. 18	P.V. 19	98,811	99,127	100	98,25	-0,32%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
19	P.V. 19	P.V. 20	99,127	99,052	99,95	98,20	0,08%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
20	P.V. 20	P.V. 21	99,052	98,888	99,96	98,21	0,16%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
21	P.V. 21	P.V. 22	98,888	98,838	100	98,25	0,05%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
22	P.V. 22	P.V. 23	98,838	98,439	93	91,25	0,43%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
23	P.V. 23	P.V. 24	98,439	98,242	100	98,25	0,20%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
24	P.V. 24	P.V. 25	98,242	97,929	99,98	98,23	0,31%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
25	P.V. 25	P.V. 26	97,929	97,248	100	98,25	0,68%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
26	P.V. 26	P.V. 27	97,248	96,579	100	98,25	0,67%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
27	P.V. 27	P.V. 28	96,579	96,454	50	48,25	0,25%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
28	P.V. 28	P.V. 29	96,454	97,159	100	98,25	-0,71%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
29	P.V. 29	P.V. 30	97,159	96,839	100	98,25	0,32%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
30	P.V. 30	P.V. 31	96,839	96,154	60	58,25	1,14%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
31	P.V. 31	P.V. 32	96,154	95,549	60	58,25	1,01%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
32	P.V. 32	P.V. 33	95,549	95,359	40,2	38,45	0,47%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
33	P.V. 33	P.V. 34	95,359	95,038	40	38,25	0,80%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
34	P.V. 34	P.V. 35	95,038	94,564	40	38,25	1,19%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
35	P.V. 35	P.V. 36	94,564	94,192	60	58,25	0,62%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
36	P.V. 36	P.V. 37	94,192	93,838	59,35	57,60	0,60%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
37	P.V. 37	P.V. 38	93,838	92,086	50	48,25	3,50%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	
38	P.V. 38	P.V. 0	92,086	88,806	63,6	62,73	5,16%	0	0	0	0	4,50	4,50	46	161	

Continuación tabla II.

TRAMO No.	DIAM. (plg)	PEND (%)	LONG. (m)	SECCIÓN LLENA			RELACIONES HIDRAULICAS						VEL. DISEÑO		PROF. POZO INICIO (m)	PROF. POZO FINAL (m)	ANCHO DE ZANJA (m)	
				Vel (m/seg)	Q. (lts/seg)	Q.	ACTUAL		FUTURA		ACTUAL (m/seg)	FUTURA (m/seg)	COTA INVERT INICIO (m)	COTA INVERT FINAL (m)				
							q/Q	v/v	d/d	q/Q								v/v
1	24	0.20%	50.26	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	98.14	98.04	2.12	1.92	1.10
2	24	0.20%	52.73	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	98.01	97.90	1.95	1.99	1.10
3	24	0.20%	83.98	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	97.87	97.70	2.02	2.16	1.10
4	24	0.20%	82.71	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	97.67	97.50	2.19	2.88	1.10
5	24	0.20%	90.55	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	97.47	97.29	2.91	2.81	1.10
6	24	0.20%	90.47	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	97.26	97.08	2.84	3.10	1.10
7	24	0.20%	91.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	97.05	96.87	3.13	3.25	1.10
8	24	0.20%	86.75	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	96.84	96.67	3.28	3.71	1.10
9	24	0.20%	88.55	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	96.64	96.46	3.74	4.39	1.10
10	24	0.20%	54.01	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	96.43	96.32	4.42	4.13	1.35
11	24	0.20%	59.23	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	96.29	96.17	4.16	3.63	1.10
12	24	0.20%	98.24	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	96.14	95.94	3.66	3.23	1.10
13	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	95.91	95.71	3.26	3.26	1.10
14	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	95.68	95.48	3.29	3.52	1.10
15	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	95.45	95.25	3.55	3.71	1.10
16	24	0.20%	88.23	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	95.22	95.04	3.74	3.66	1.10
17	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	95.01	94.81	3.69	4.20	1.10
18	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	94.78	94.58	4.23	4.75	1.35
19	24	0.20%	98.20	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	94.55	94.35	4.78	4.90	1.35
20	24	0.20%	98.21	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	94.32	94.12	4.93	4.97	1.35
21	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	94.09	93.89	5.00	5.15	1.35
22	24	0.20%	91.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	93.86	93.68	5.18	4.96	1.35
23	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	93.65	93.45	4.99	4.99	1.35
24	24	0.20%	98.23	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	93.42	93.22	5.02	4.91	1.35
25	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	93.19	92.99	4.94	4.46	1.35
26	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	92.96	92.76	4.49	4.02	1.35
27	24	0.20%	48.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	92.73	92.63	4.05	4.02	1.10
28	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	92.60	92.40	4.05	4.96	1.35
29	24	0.20%	98.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	92.37	92.17	4.99	4.87	1.35
30	24	0.20%	58.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	92.14	92.02	4.90	4.33	1.35
31	24	0.20%	58.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.99	91.87	4.36	3.88	1.10
32	24	0.20%	38.45	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.76	91.64	3.91	3.80	1.10
33	24	0.20%	38.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.73	91.65	3.83	3.59	1.10
34	24	0.20%	38.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.62	91.54	3.62	3.22	1.10
35	24	0.20%	58.25	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.51	91.39	3.25	3.00	1.10
36	24	0.20%	57.60	0.85	248.08	0.185424	0.764672	0.292	0.648984	1.06441	0.587	0.65	0.90	91.36	91.24	3.03	2.80	1.10
37	24	1.75%	48.26	2.52	735.50	0.062542	0.557845	0.17	0.218899	0.801131	0.318	1.41	2.02	91.21	90.37	2.83	1.92	1.10
38	24	5.25%	62.81	4.36	1272.53	0.036148	0.473014	0.13	0.126520	0.684422	0.24	2.06	2.98	90.34	87.05	1.95	1.96	1.10

#### **2.1.4.2.11 Propuesta de tratamiento**

En nuestro país, las aguas negras procedentes de los sistemas de alcantarillado, en la mayoría de los casos se descargan en corrientes naturales. A pesar de que las aguas negras están constituidas, aproximadamente, por 99% de agua y 1% de sólidos, su vertido en una corriente, cambia las características del agua que las recibe.

En esta forma los materiales que se depositan en el lecho impiden el crecimiento de plantas acuáticas; los de naturaleza orgánica se pudren robando oxígeno al agua con producción de malos olores y sabores; las materias tóxicas, compuestos metálicos, ácidos y álcalis afectan directa o indirectamente la vida acuática; las pequeñas partículas suspendidas (como fibras) pueden asfixiar a los peces por obstrucción de sus agallas; los aceites y grasas flotan en la superficie o se adhieren a las plantas e impiden su desarrollo. De esto se desprende la necesidad que hay de reducir la descarga de aguas negras en las corrientes naturales, a los límites de auto purificación de las aguas receptoras.

Para que el volumen de aguas negras, que se descarga a una corriente no ofrezca peligros a la salud pública es necesario:

- Mejorar el poder de purificación de la corriente de agua. Esto se logra al disminuir la velocidad del agua en la zona de descarga ensanchando el cauce. Si se regula la formación de depósitos de lodos por canalización del cauce del río. Cuando se Aumenta la aeración, provocando artificialmente, disturbios en el agua por medio de cascadas, remolinos, etc. y, finalmente, al impedir que disminuya la cantidad de agua de dilución, como sucede en época de estiaje, mediante obras de regulación.

- Evitar que llegue a ella en forma total o parcial la materia acarreada por los sistemas de alcantarillado. Esto se logra al aplicar los procesos que se conocen como “tratamiento de aguas negras”.

La operación de eliminar la materia contenida en las aguas negras se dificulta por encontrarse una parte en solución y la otra en suspensión, en forma de sólidos que pueden ser sedimentables o no. Para realizarla existen diversos procedimientos que al aplicarse aislados o en conjunto permiten obtener diferentes grados de purificación de las aguas tratadas. El tratamiento de las aguas negras debe equilibrarse con la capacidad de purificación natural de las aguas receptoras, de modo que el proceso resulte económico y útil.

Dado lo complejo del problema que representa el tratamiento de las aguas negras, resulta evidente que su consideración corresponde exclusivamente a personal especializado en esta rama de la ingeniería. Por esto la solución para el proceso de instalación del tratamiento de las aguas negras no se resolverá, sin olvidar su importancia ya antes planteada.

### **2.1.5 Planos**

Después de realizar los procedimientos descritos en las secciones anteriores, es necesario plasmar los resultados en planos. Estos son representaciones gráficas que detallan todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto. Sirven para presupuestar, contratar y construir los diferentes elementos del mismo. Los planos elaborados para la línea de desfogue se presentan en el apéndice 1, y son:

- Plano de planta general
- 4 Planos de planta, perfil + tubería

- Plano de detalles de pozos y cabezal de desfogue.

### 2.1.6 Presupuesto del proyecto

El presupuesto es un documento que debe incluirse en el diseño de todo proyecto de ingeniería, ya que da a conocer al propietario si el mismo es rentable, posible y conveniente en su ejecución. Existen varias formas de realizar un presupuesto, que varían de acuerdo al uso que se le dé. Para el proyecto que se está diseñando, se elaboró un presupuesto desglosado por renglones de trabajo:

**Desglose del proyecto por renglones de trabajo:** aquí se separan cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por renglones, se trata de ordenarlos según la secuencia lógica de ejecución.

**Cuantificación de los renglones de trabajo:** ya desglosado el proyecto, se procede a asignarle a cada renglón una unidad de medida, luego se calculan todas las cantidades de trabajo de cada renglón.

**Precio unitario:** el precio por unidad de medida o unidad de pago se saca por medio de la integración del costo directo y el costo indirecto, para calcular cada uno de estos costos se hizo lo siguiente:

- **Costo directo:** en este costo se incluyeron los precios de los materiales y mano de obra necesaria en cada unidad de ejecución, precios que fueron tomados de los que imperan en el lugar de ejecución del proyecto.

- **Costo indirecto:** el costo indirecto se valorizó como un porcentaje del costo directo, porcentaje que se basa en la experiencia en obras similares, y cuyo valor oscila entre el 30% y el 45% según del renglón considerado.

**Costo total por renglón:** el costo total de cada renglón se obtiene al multiplicar los valores obtenidos en los incisos anteriores, es decir, se multiplica la cantidad de trabajo por el precio unitario en cada renglón.

**Costo total del proyecto:** para este costo se hace la sumatoria de todos los costos totales por renglones del proyecto.

El resultado del proceso descrito del presupuesto por renglones para la línea de desfogue, se presenta a continuación.

**Tabla III. Presupuesto, línea de desfogue**

cod.1	Descripción	U	Cantidad	PU	Total Q.
1,000000	Drenaje sanitario				2795453,09
1,010000	Trabajos preliminares				
1,010100	Topografía				
1,010101	Replanteo topográfico	ML	3055,75	1,48	4522,51
1,020000	Trabajos para col. de tubería				
1,020100	Trazo y nivelación				
1,020101	Trazo	ML	2990,13	1,07	3199,44
1,020102	Nivelación	ML	2990,13	3,08	9209,60
1,020200	Zanja				
1,020201	Excavación	M³	13299,08	61,73	820952,21
1,020202	Relleno	M³	11913,61	37,02	441041,84
1,020203	Extracción de material sobrante+limpieza	M³	1524,02	6,19	9433,67
1,020300	Colocación de tubería				
1,020301	Colocado de tubo de 24"	ML	2990,22	353,72	1057700,62
1,030000	Pozos de visita				
1,030100	Trabajos preliminares				
1,030101	Trazo	ML	290,09	4,21	1221,28
1,030200	Elementos estructurales				
1,030201	Excavación	M³	659,85	63,01	41577,15
1,030202	Relleno	M³	188,43	38,33	7222,52
1,030203	Traslado de tierra	M³	518,56	31,50	16334,64
1,030300	Muros				
1,030301	Levantado de ladrillo de punta	M²	573,31	373,55	214159,95
1,030400	Estructuras complementarias				
1,030401	Tapaderas	UD	38,00	340,52	12939,76
1,030402	Batiente	UD	38,00	501,80	19068,40
1,030403	Fondo	UD	38,00	2024,50	76931,00
1,030404	Escalones	UD	336,70	14,76	4969,69
1,040000	Acabados				
1,040100	Acabados en paredes				
1,040101	Ensabietado	M²	573,31	18,27	10474,37
1,040102	Repello	M²	573,31	6,93	3973,04
1,040103	Alisado gris	M²	573,31	18,49	10600,50
1,040200	Acabados en fondo				
1,040201	Ensabietado	M²	91,52	18,27	1672,07
1,040202	Repello	M²	91,52	6,93	634,23
1,040203	Alisado gris	M²	91,52	18,49	1692,20
1,050000	Trabajos complementarios				
1,050001	Conexión a pozo existente	UD	1,00	600,00	600,00
1,050002	Cabezal de descarga	UD	1,00	6407,29	6407,29
1,050003	Limpieza	ML	3055,75	6,19	18915,09

## 2.1.7 Cronograma de ejecución

**Figura 1. Cronograma de ejecución, línea de desfogue**

Id	Nombre de tarea	feb '05					mar '05				abr '05				may '05		
		24	31	07	14	21	28	07	14	21	28	04	11	18	25	02	09
1	Trazo																
2	Excavación de zanja																
3	Nivelación de zanja																
4	Colocado tubo de concreto D 24"																
5	Construcción pozos de visita																
6	Conexión en pozo existente																
7	Relleno compactado																
8	Construcción de cabezal de desfogue																
9	Limpieza																

## **2.2 Edificación de dos niveles para el área de restaurantes**

### **2.2.1 Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta diferentes criterios arquitectónicos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. Para el caso del edificio para el área de restaurantes en Los Aposentos se necesita 20 locales, y 2 módulos de servicios sanitarios, los resultados se muestran en el plano de arquitectura, apéndice 2.

#### **2.2.1.1 Ubicación del edificio en el terreno**

El edificio se ubicará en la entrada del terreno, para fácil acceso, frente al lago para aprovechar la vista y generar un ambiente agradable para las personas que utilicen el servicio de los restaurantes.

#### **2.2.1.2 Distribución de ambientes**

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del tal modo para aprovechar el entorno agradable del lugar, dejando un área para mesas sin muros divisorios entre los distintos locales (ver apéndice 2, plano de arquitectura), por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

### **2.2.1.3 Selección del sistema estructural a utilizar**

En la elección del sistema estructural influyen los factores de durabilidad, desempeño, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Para este caso, se eligió el sistema estructural de marcos dúctiles, con un sistema de piso de losas macizas con vigas, de concreto reforzado.

## **2.2.2 Análisis estructural**

Análisis estructural es el proceso para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla. Para el edificio del área de restaurantes, se hace el análisis estructural de la forma siguiente:

### **2.2.2.1 Predimensionamiento estructural**

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, ya que uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento. Para predimensionar se puede recurrir a la experiencia en obras similares o utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación:

Para el diseño de este edificio, se usan los siguientes datos generales:

Datos de cargas:

Sobrecarga = 60 kg/m<sup>2</sup> parámetros de sobrecarga (60 – 90 kg/m<sup>2</sup>)

Acabados = 30 kg/m<sup>2</sup> parámetros de acabados (25 – 30 kg/m<sup>2</sup>)

Carga viva = 100 kg/m<sup>2</sup>; en azoteas con pendientes menores de 5%

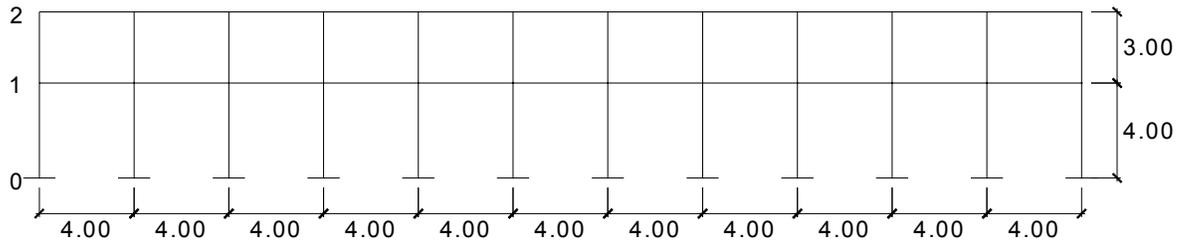
Carga viva losa de entrepiso = 350 kg/m<sup>2</sup>; comercios

Peso de muros = 150 Kg/m<sup>2</sup>

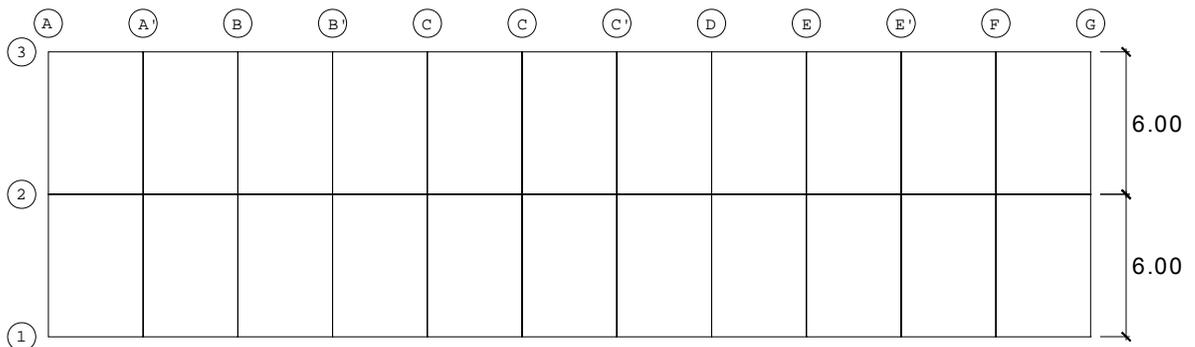
Materiales:  $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$   $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 $W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$   $W_{\text{suelo}} = 1,500 \text{ Kg/m}^3$   
 $W_{\text{muros}} = 150 \text{ Kg/m}^2$   $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimientos: Cimentación = 0.075 m Columnas = 0.03 m  
Vigas = 0.04 m Losas = 0.02 m  
 $V_s = 20,000 \text{ Kg/m}^2$

**Figura 2. Planta y elevación, edificio para el área de restaurantes**



Elevación



Planta

**Vigas:** en el predimensionamiento de las vigas de concreto reforzado se tiende a limitar la relación ancho a peralte y longitud a peralte ya que debe tener peralte de magnitud suficiente para evitar las deformaciones excesivas, que limiten la ductilidad que pueda desarrollarse; el espesor mínimo  $t$  que se indica el código ACI 318-99, para vigas no pretensadas con un extremo continuo es  $l/18.5$ , donde  $l$  es la luz máxima.

Longitud de viga crítica = 5.75 m

$$h = \frac{6}{18.5} = 0.32 \text{ m} \approx \mathbf{40\text{cm}} \text{ por seguridad}$$

Peralte Efectivo: el reglamento ACI especifica no menos de 4 cm de recubrimiento( $r$ ) protector para vigas y trabes, y la mitad del espesor de las varillas de refuerzo, comúnmente se toma como 1.5 cm.

El peralte efectivo ( $d$ ) de la viga sería =  $40 - 4 - 1.5 = 34.5\text{cm}$

Ancho de Viga: por razones de economía, el ancho de vigas rectangulares debe ser de la mitad a tres cuartas partes del peralte efectivo.

$$\frac{1}{2}(34.5) \leq b \leq \frac{3}{4}(34.5)$$

$$17.25 \leq b \leq 25.88$$

Debido a esto se propone un ancho de viga ( $b$ ) de = 25cm

Sección de viga propuesta es: **25cm x 40cm**

**Losas:** el método para calcular el espesor de losa, utiliza las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tienen, en este caso están limitados por vigas principales. Cuando el claro largo  $b$  es mayor que el doble del claro corto  $a$ , casi no se aplica carga en la dirección mayor, por lo que se convierte en una losa en una dirección cuyo claro es  $a$ .

Para conocer si la losa trabaja en una dirección o en dos direcciones, se obtiene el valor de  $m = \frac{a}{b}$ , si  $m \geq 0.5$ , la losa trabaja en dos sentidos, si  $m < 0.5$ , la losa trabaja en un sentido.

$$m = \frac{4}{6} = 0.66 \text{ Trabaja en 2 sentidos.}$$

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{(4+4+6+6)}{180} = 0.111\text{m} \approx \mathbf{12\text{cm}}$$

**Columnas:** el predimensionamiento de columnas se realiza suponiendo una sección de prueba y calculando la carga permisible que ésta puede soportar; a continuación se compara dicha carga permisible con la carga de diseño, para ver si la sección considerada es lo suficientemente grande. Para predimensionar se utiliza la columna crítica si se quiere simetría en las dimensiones de las columnas.

**a) Cálculo de la carga de permisible:** la carga axial máxima permisible sobre columnas cortas con estribos está dada por la siguiente fórmula:

$$P_p = 0.85 \cdot A_g \cdot (0.25 \cdot f'_c + f_s \cdot P_g)$$

en donde:

$P_p$  = carga axial permisible sobre una columna de concreto reforzado, kg.

$A_g$  = área total de la columna, en  $\text{cm}^2$

$f'_c$  = resistencia última del concreto a compresión, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$f_s$  = esfuerzo permisible de compresión en el refuerzo vertical, tomado como el 40% del valor de la resistencia de fluencia,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$P_g$  = relación entre el área de refuerzo vertical y el área total- $A_g$

$$P_g = A_s/A_g$$

$A_s$  = área total del refuerzo longitudinal.  $1\%A_g \leq A_s \leq 6\%A_g$

Se propone una sección de  $35\text{cm} \times 35\text{cm}$

$$A_g = (35 \times 35) = 1225\text{cm}^2$$

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

$$f_s = (2810)(0.4) = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_g = \frac{(0.01)(1225)}{1225} = 0.01$$

al sustituyendo valores:

$$P_p = 0.85 * 1225 * [(0.25 * 210) + (1124 * 0.01)] = 66369.28 \text{ kg}$$

**b) Carga axial de diseño:** está dada por la siguiente fórmula.

$$P = (C_u * A_c) + (L_v * W_{pv} + W_{pc} * h)(F_{cu}) + p$$

En donde:

$C_u$  = carga factorizada de cada nivel, en  $\text{kg/m}^2$

$A_c$  = área crítica (tomada a ejes), en  $\text{m}^2$

$L_v$  = longitud de vigas en los eje X & Y limitada por la línea media de los tableros y el rostro de la columna, en m

$W_{pv}$  = peso propio de la viga, en  $\text{kg/m}$

$W_{pc}$  = peso propio de la columna, en  $\text{kg/m}$

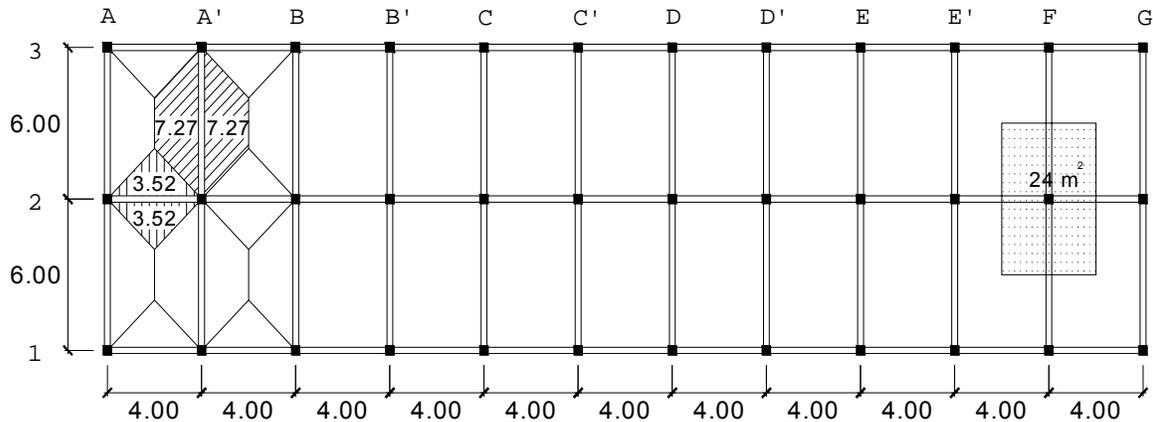
$h$  = altura de la columna, en m

$F_{cu}$  = factor de carga última,

$p$  = la carga axial de la columna del piso superior, en kg

Áreas tributarias: se entiende por área tributaria a de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida; es aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura. Para determinar el área tributaria hay que basarse en la localización de las líneas en que las fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección.

**Figura 3. Áreas tributarias**



Determinación de las cargas: en la integración de cargas debe sumarse la carga viva al peso real de los materiales de construcción para obtener lo que en ocasiones se llama la carga de diseño.

Integración de cargas del 2do. piso.

$$\text{Losa} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.12\text{m}) = 288 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Acabado} = \underline{30} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 378 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Total (CT)} = \text{CM} + \text{CV} = 378 + 100 = 478 \text{ kg/m}^2$$

Cargas últimas:

$$\text{Carga muerta última (CMU)} = 1.4 (378) = 529.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva última (CVU)} = 1.7 (100) = \underline{170} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga última (CU)} = 699.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga última (FCU):} = \frac{\text{CU}}{\text{CT}} = \frac{699.2}{478} = 1.46$$

Integración de cargas del 1er. Piso. (Incluir peso de muros y tabiques)

$$\text{CMu} = 528 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Cu} = 1334.2$$

$$\text{Cvu} = 595 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Fcu} = 1.52$$

Carga axial que actúa en la columna del 2do. Piso

Solución:

$$Cu \text{ (del 2do. Piso)} = 699.2 \text{ kg/m}^2$$

$$Ac = (4 * 6) = 24\text{m}^2$$

$$Lv = (3.65+5.65) = 9.3\text{m}$$

$$h = 0.4 - 0.12 = 0.28\text{m}$$

$$Wpv = (0.25 * 0.28 * 2400) = 168\text{kg/m}$$

$$Wpc = (0.35 * 0.35 * 2400) = 294 \text{ kg/m}$$

$$\rho = 0$$

$$Fcu = 1.46$$

al sustituir valores en la fórmula

$$P_2 = (699.2 * 24) + (9.3 * 168 + 0.28 * 294)(1.46) + 0 = 19182.09\text{kg}$$

Nota: la altura de la viga se tomó como 0.28m porque del peralte de las vigas se descuentan 12cm, los que forman parte de la losa y se considerarán como peso uniformemente distribuido.

Carga axial que actúa en la columna del 1er. Piso:

Solución:

$$Cu \text{ (del 1er. Piso)} = 1334.2 \text{ kg/m}^2$$

$$h = 2.6 + (0.4 - 0.12) = 2.88\text{m}$$

$$Fcu_1 = 1.52$$

al sustituir valores en la fórmula

$$P_1 = (1334.2 * 24) + (9.3 * 168 + 2.88 * 294)(1.52) + 19182.09 = 54864.75$$

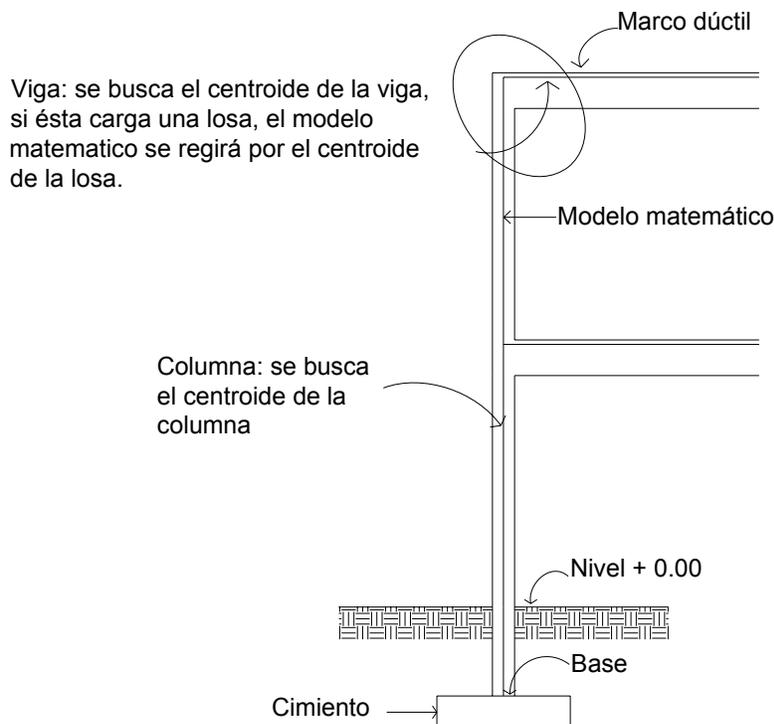
$$P_1 < P_p \text{ Ok}$$

### 2.2.2.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

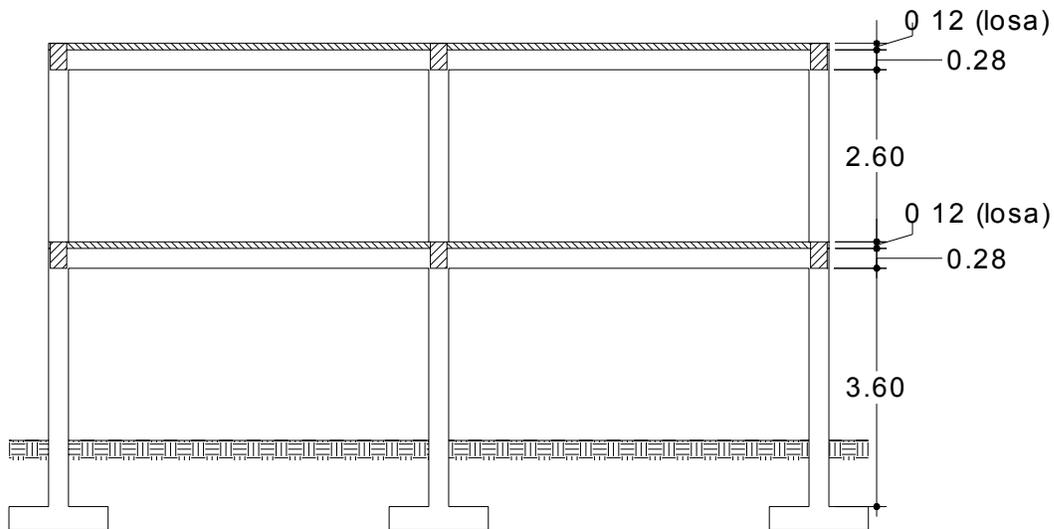
Los marcos ductilizados son resistentes a flexión, diseñados para resistir movimientos sísmicos. Los elementos de estos marcos deben tener la ductilidad necesaria para disipar energía a través de deformación postelástica y deberán cumplir con el criterio de columna fuerte con viga cedente.

El modelo matemático de un marco dúctil es una gráfica que representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco, sirve para hacer el análisis estructural del mismo. Para dibujarlo se siguen los criterios definidos en la figura 2. Por la similitud de los marcos en geometría y en las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos.

**Figura 4. Criterios para dibujar modelos matemáticos en marcos dúctiles**



**Figura 5. Marco dúctil típico en el sentido Y**



### **2.2.2.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles**

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios criterios, aquí se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

#### **2.2.2.3.1 Cargas verticales en marcos dúctiles**

Son las cargas gravitacionales que pueden aplicarse a una estructura durante su período de vida útil, la principal carga externa vertical e ineludible; por su proveniencia es el propio peso del cuerpo; consecuencia de la ley de gravedad, la cual determina que todas las cargas aplicadas a los cuerpos converjan al suelo, es decir que es el destino final de todas estas cargas.

Los valores que se usan en este caso, para las cargas verticales, se encuentran en el inciso 2.2.2.1

Cargas lineales que actúan sobre las vigas: se determinará la carga lineal uniforme equivalente, sobre la longitud de la viga, como la suma de la carga de peso propio más las cargas muerta y viva del piso sobre el área tributaria, divididas entre la longitud de la viga.

$$C_M = \frac{(W_m)(A_{tributaria})}{L} + (W_c)(b_{viga})(h_{viga})$$

$$C_v = \frac{(W_m)(A_{tributaria})}{L} ;$$

Cargas distribuidas - 2do. Piso

Marco 2

$$W_{M2} = \frac{(378)(3.52+3.52)}{4} + (2400)(0.25)(0.4) = 905.28 \text{ kg/m}$$

$$W_{v2} = \frac{(100)(3.52+3.52)}{4} = 176 \text{ kg/m}$$

Marco K

$$W_{M2} = \frac{(378)(7.27+7.27)}{6} + (2400)(0.25)(0.4) = 1156.02 \text{ kg/m}$$

$$W_{v2} = \frac{(100)(7.27+7.27)}{6} = 242.33 \text{ kg/m}$$

Cargas distribuidas – 1er. Piso

Marco 2 :  $W_{M1} = 1169.28 \text{ kg/m}$   $W_{v1} = 616 \text{ kg/m}$

Marco K:  $W_{M1} = 1519.52 \text{ kg/m}$   $W_{v1} = 848.17 \text{ kg/m}$

### 2.2.2.3.2. Cargas horizontales en marcos dúctiles

Las cargas laterales más comunes son de dos tipos, principalmente por viento o por sismo.

Es bastante común cuando se diseña, tanto para fuerzas de viento como para fuerzas sísmicas, diseñar algunas partes de la estructura para resistir viento y otras para resistir efectos sísmicos. Debido a que la edificación se construirá en una zona con probabilidad de riesgo sísmico alto se diseñará toda la estructura considerando los efectos de este fenómeno natural. Para el cálculo de las cargas de sismo se utilizó el código sísmico publicado por la SEAOC el cual proporciona la siguiente fórmula.

**V = ZIKCSW**

**Z = 1** (zona central de la república). Coeficiente que depende de la probabilidad de sismo en la zona.

**I = 1.1** Coeficiente que depende del grado de importancia de la estructura.

**K = 0.67** (estructura de marcos dúctiles y marcos rígidos). Coeficiente ligado al período de vibración de la estructura.

**C =** Factor que depende del período natural fundamental de la estructura. El valor de C debe ser menor que 0.12, si este valor da más que 0.12 se debe usar 0.12.

**S = 1.5** Coeficiente que depende del tipo de suelo

**W =** Peso propio de la estructura.

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" y "Y" (longitudinal y transversal respectivamente), con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

Pesos por nivel

2do. Piso

$$W_{losa} = (22\text{losas})(3.75 * 5.75)( 378) = 179313.75 \text{ kg}$$

$$W_{vigas-x} = (33\text{vigas})(3.65)( 0.25 * 0.4 * 2400) = 28908 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas-y}} = (24 \text{ vigas})(5.65)(0.25 * 0.4 * 2400) = 32544 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (36 \text{ col.})(1.3+0.4)(0.35 * 0.35 * 2400) = \underline{17992.80 \text{ kg}}$$

$$\text{Carga muerta 2do. Piso} = 258758.55 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva} = (22 \text{ losas})(3.75 * 5.75)(100) = 47437.5 \text{ kg}$$

$$W = \text{C.M.} + 25\% \text{C.V.}$$

$$W_2 = (258758.55) + 0.25(47437.5) = 270617.93 \text{ kg}$$

1er. Piso

$$W_1 = 409525.01 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_1 + W_2 = (409525.01 + 270617.93) = 680142.94 \text{ kg}$$

Periodo natural fundamental: es el tiempo necesario para que una estructura vibre durante un ciclo completo. Para simplificar el proceso es posible estimar el periodo fundamental a partir de la siguiente fórmula.

$$t_x = \frac{0.0906 * H}{\sqrt{B}} \quad ; \text{ sistema internacional}$$

donde:

H = Altura del edificio

B = Base edificio, en dirección del análisis

Corte basal sentido X-X

$$t_x = \frac{0.0906(7)}{\sqrt{44.35}} = 0.0952 \text{ seg}$$

$t_x < 25 \text{ seg}$  entonces no existe fuerza en la cúspide ( $F_{t_x} = 0$ ).

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \quad C = \frac{1}{15\sqrt{0.0952}} = 0.2161$$

$C > 0.12$  tomar 0.12

Revisión si  $C * S < 0.14$

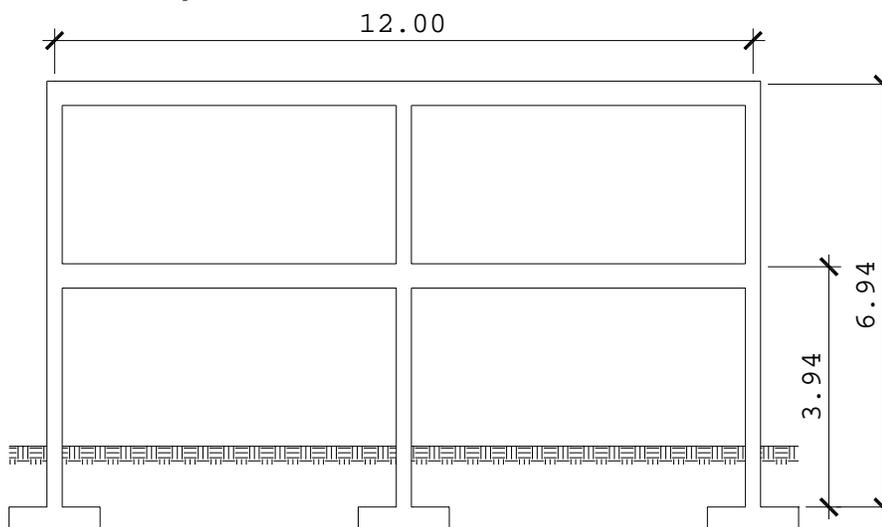
$$(0.12)(1.5) = 0.18 > 0.14 \text{ tomar } C_y S = 0.14$$

$$V_x = (1)(1.1)(0.67)(0.14)(680142.94) = 70177.15 \text{ kg}$$

Corte basal sentido Y-Y

$$V_y = 70177.15 \text{ kg}$$

**Figura 6. Alturas por nivel.**



**a) Determinación de las fuerzas sísmicas en los pisos**

Los valores parciales y los resultados se concentran en la tabla adjunta en la que las distintas columnas contienen los siguientes datos y resultados:

**Tabla IV. Fuerzas sísmicas en cada nivel**

1	2	3	4	5	6	7	8
				Dirección x		Dirección y	
Nivel	Altura(h) m	Peso(W) kg	$W_i h_i$ kg-m	$F_i$ kg	$V_i$ kg	$F_i$ kg	$V_i$ Kg
2	6.94	270617.93	1878088.43	37747.24		37747.24	
1	3.94	409525.01	1613528.54	32429.91	37747.24	32429.91	37747.24
0					70177.15		70177.15
	Sumas	680142.94	3491616.97	70177.15		70177.15	

- Columna 2: la altura en m, medida a partir del nivel de desplante, de los pesos correspondientes a los niveles 1 y 2.
- Columna 3: el peso en kg, de cada piso.
- Columna 4: el producto del peso por la altura de cada nivel.
- Columna 5: la fuerza lateral de cada nivel en la dirección x, determinada con la ecuación.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (V - F_t); \text{ donde } V \text{ es el corte basal actuando en dirección "X"} \\ V = 70177.15 \text{ kg}$$

$F_t$  = fuerza en la cúspide (en nuestro caso = 0)

Nota: en este caso el corte basal en ambas direcciones coincidentemente fue igual, en consecuencia las fuerzas cortantes en cada entrepiso son iguales en los ejes X y Y.

- Columna 6: contiene la fuerza cortante en cada entrepiso, determinada como la suma de las fuerzas laterales aplicadas arriba del entrepiso en cuestión.
- La columna 7 y 8 contienen el mismo significado que las columnas 5 y 6; pero en lo relativo a la dirección y.

## **b) Determinación de las fuerzas sísmica en los diferentes marcos**

Se trata de encontrar cómo se distribuyen las fuerzas cortantes sísmicas calculadas para cada entrepiso y cada dirección entre los diferentes ejes de 1 a 3 en dirección "X" y de A a L en dirección "Y".

Los sistemas de piso son losas y vigas de concreto cuya rigidez en el plano horizontal es muy alta, de manera que cada eje del entrepiso toma una fracción de la fuerza sísmica proporcional a su rigidez. Una estimación aproximada de la rigidez de entrepiso de un marco regular se obtiene con las formulas de Wilbur.

- La columna 2: contiene los resultados obtenidos de las rigideces de los diferentes marcos alineados en las direcciones “X” y “Y”.

$$R_1 = 48E/(D_1h_1); \quad D_1 = 4h_1/\Sigma K_{C1} + (h_1+ h_2)/(\Sigma K_{t1} + \Sigma c_1/12)$$

$$R_2 = 48E/(D_2h_2); \quad D_2 = 4h_2/\Sigma K_{C2} + (2h_1+ h_2)/(\Sigma K_{t1} + \Sigma c_1/12) + h_2/ \Sigma K_{t2}$$

En el que  $\Sigma K_{Cn}$  es la suma de la rigidez ( $I/h$ ) de todas las columnas del entrepiso  $n$ ;  $\Sigma K_{tn}$  es la suma de la rigidez ( $I/L$ ) de todas las vigas del piso que se encuentra en la parte superior del entrepiso “ $n$ ”;  $h_n$  es la altura del entrepiso y los subíndices “ $o$ ” y “ $m$ ” identifican los niveles inmediatos superior e inferior, respectivamente, al entrepiso “ $n$ ” en estudio.

$$K = I/h; \quad I = b \cdot h^3/12$$

### Cálculo de Rigidez

$$I_c = (35 \cdot 35^3/12) = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (25 \cdot 40^3/12) = 133333.33 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma K_{C2x} = 12 \cdot (125052.08/300) = 5002.08 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{C2y} = 3 \cdot (125052.08/300) = 1250.52 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{C1x} = 12 \cdot (125052.08/394) = 3808.69 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{C1y} = 3 \cdot (125052.08/394) = 952.17 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t2x} = \Sigma K_{t1x} = 11 \cdot (133333.33/400) = 3666.67 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma K_{t2y} = \Sigma K_{t1y} = 2 \cdot (133333.33/600) = 444.44 \text{ cm}^3$$

Al usar las fórmulas para columnas empotradas en la cimentación, se llega a:

$$D_{1x} = 0.5880/\text{cm}^2; R_{1x} = 48E/(394 * D_{1x}) = 0.2072 \text{ kg/cm}$$

$$D_{1y} = 2.9801/\text{cm}^2; R_{1y} = 48E/(394 * D_{1y}) = 0.0409 \text{ kg/cm}$$

$$D_{2x} = 0.5948/\text{cm}^2; R_{2x} = 48E/(300 * D_{2x}) = 0.2690 \text{ kg/cm}$$

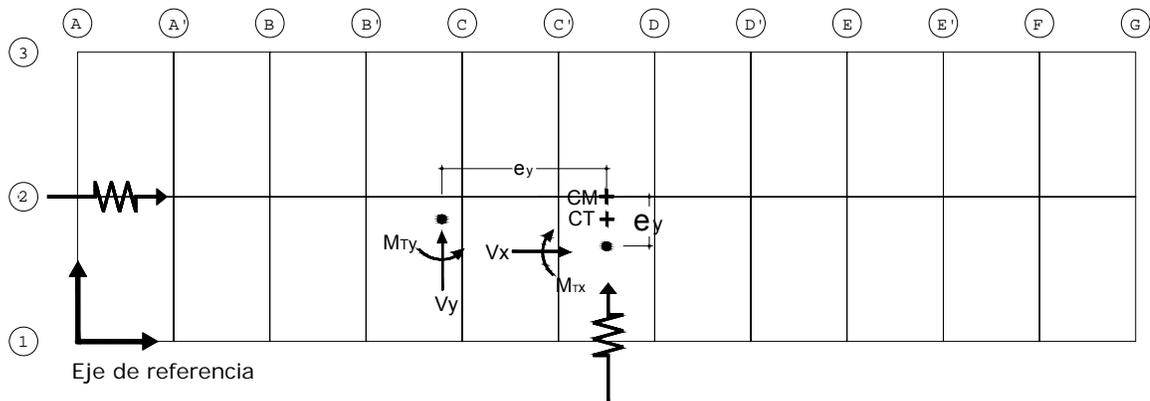
$$D_{2y} = 3.7118/\text{cm}^2; R_{2y} = 48E/(300 * D_{2y}) = 0.0431 \text{ kg/cm}$$

Nota: la rigidez se ha expresado en este caso en función del módulo de elasticidad del concreto para poder manejar números más simples.

Se supondrá que el peso está uniformemente distribuido en toda la planta, de manera que el centro de masa ( $C_M$ ) coincide con el centro geométrico de la planta y sus coordenadas son:

$$X_M = 22.00 \text{ m} \quad Y_M = 3.00 \text{ m}$$

**Figura 7. Ubicación de las fuerzas por sismo en “X” y “Y”**



- La columna 3: contiene  $X_i$  y  $Y_i$  las cuales son las coordenadas con respecto a los ejes de referencia.
- La columna 4: contiene el resultado de la multiplicación de la rigidez de los diferentes marcos alineados en las direcciones “X” y “Y” respectivamente, multiplicados por sus coordenadas  $x_i$  y  $y_i$  con respecto a los ejes de referencia.

$$R_{ix} * Y_j$$

$$R_{iy} * X_j$$

- La columna 5: contiene el cortante directo cortante directo para los distintos ejes la cual se obtiene de la siguiente forma.

$$V_{jx} = V_x * \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

$$V_{jy} = V_y * \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}}$$

Las fuerzas cortantes sísmicas se encuentran en la tabla III.

- La columna 6: contiene las coordenadas de cada eje con respecto al centro de torsión.

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

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

Las coordenadas del centro de torsión( $C_T$ ) se determinan con las ecuaciones

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

$$Y_T = \frac{\sum(R_{ix} * Y_i)}{\sum R_{ix}}$$

- Las columnas 7 y 8: contienen valores parciales para la aplicación de la ecuación del cortante por torsión (columna 9 y 10).

$$M_{Tx} = V_x * e_y$$

$$M_{Ty} = V_y * e_x$$

La excentricidad estática es calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante; para este caso son:

$$e_{cx} = X_m - Y_T$$

$$e_{cy} = Y_m - X_T$$

La excentricidad de diseño se calculará como la más desfavorable de las dos ecuaciones siguientes:

$$e = 1.5e_c + 0.1B \quad e = e_c - 0.1B$$

Donde  $e_c$  es la excentricidad estática y  $B$  es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis.

- La columna 9: contiene la cortante por torsión en los marcos, alineados en dirección "x", debido al sismo que actúa en esa dirección, se determina con la ecuación siguiente.

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

- La columna 10: contiene las cortantes en los marcos orientados en dirección "Y" producidos por el momento torsionante por el sismo al actuar en "X"; estos se obtienen como:

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

- La columna 11: se consigna la fuerza cortante total, suma del cortante directo (columna 5) más el de torsión (columna 9).
- La columna 12: se encuentra el 30% de la cortante total debido a la acción del sismo en dirección normal a aquella en que están orientados los entre eje (0.30\*columna 10).
- La columna 13: considera el efecto simultáneo del sismo en una dirección más 30 % por ciento de la otra, implica la suma del valor de la columna 11 más la columna 12.

**Tabla V. Fuerza cortante en cada marco 2do. Piso**

1	2	3	4	5	6	7	8	9		10		11	12	13								
								Eje	Rix	Yi	Rix*Yi				Cortante directo	Yit	Rix*Yit	Rix*Yit <sup>2</sup>	Cortante por torsión		Cortante total	
																			sismo en x	sismo en y	sismo en x	30% del sismo en y
3	0,2690	12	3,23	12582,41	6	1,61	9,68	619,67	2272,11	13202,08	681,63	13883,71										
2	0,2690	6	1,61	12582,41	0	0,00	0,00	0,00	0,00	12582,41	0,00	12582,41										
1	0,2690	0	0,00	12582,41	-6	-1,61	9,68	-619,67	-2272,11	11962,75	-681,63	11281,11										
Suma	0,807		4,84	37747,24			19,37															

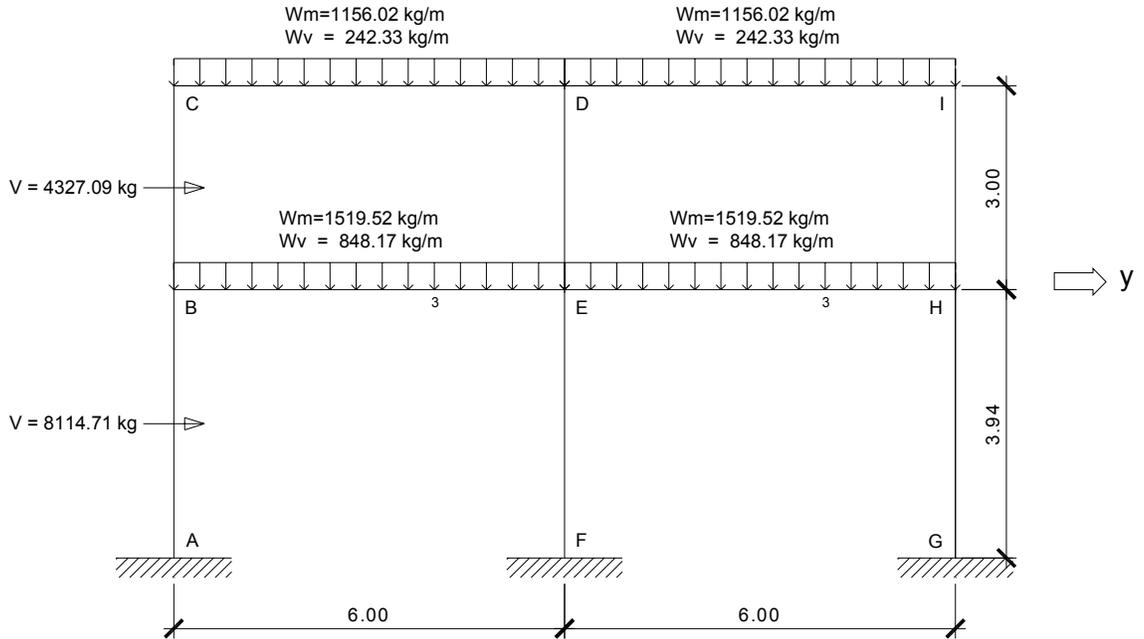
1	2	3	4	5	6	7	8	9		10		11	12	13								
								Eje	Riy	Xi	Riy*Xi				Cortante directo	Xit	Riy*Xit	Riy*Xit <sup>2</sup>	Cortante por torsión		Cortante total	
																			sismo en y	sismo en x	sismo en y	30% del sismo en x
G	0,0431	44	1,90	3145,60	22	0,95	20,86	1334,83	364,04	4480,43	109,21	4589,65										
F	0,0431	40	1,72	3145,60	18	0,78	13,96	1092,13	297,85	4237,74	89,36	4327,09										
E'	0,0431	36	1,55	3145,60	14	0,60	8,45	849,44	231,66	3995,04	69,50	4064,54										
E	0,0431	32	1,38	3145,60	10	0,43	4,31	606,74	165,47	3752,34	49,64	3801,99										
D'	0,0431	28	1,21	3145,60	6	0,26	1,55	364,04	99,28	3509,65	29,79	3539,43										
D	0,0431	24	1,03	3145,60	2	0,09	0,17	121,35	33,09	3266,95	9,93	3276,88										
C'	0,0431	20	0,86	3145,60	-2	-0,09	0,17	-121,35	-33,09	3024,26	-9,93	3014,33										
C	0,0431	16	0,69	3145,60	-6	-0,26	1,55	-364,04	-99,28	2781,56	-29,79	2751,77										
B'	0,0431	12	0,52	3145,60	-10	-0,43	4,31	-606,74	-165,47	2538,86	-49,64	2489,22										
B	0,0431	8	0,34	3145,60	-14	-0,60	8,45	-849,44	-231,66	2296,17	-69,50	2226,67										
A'	0,0431	4	0,17	3145,60	-18	-0,78	13,96	-1092,13	-297,85	2053,47	-89,36	1964,11										
A	0,0431	0	0,00	3145,60	-22	-0,95	20,86	-1334,83	-364,04	1810,77	-109,21	1701,56										
Suma	0,5172		11,38	37747,24			98,61															

**Tabla VI. Fuerza cortante en cada marco, 1er. Piso**

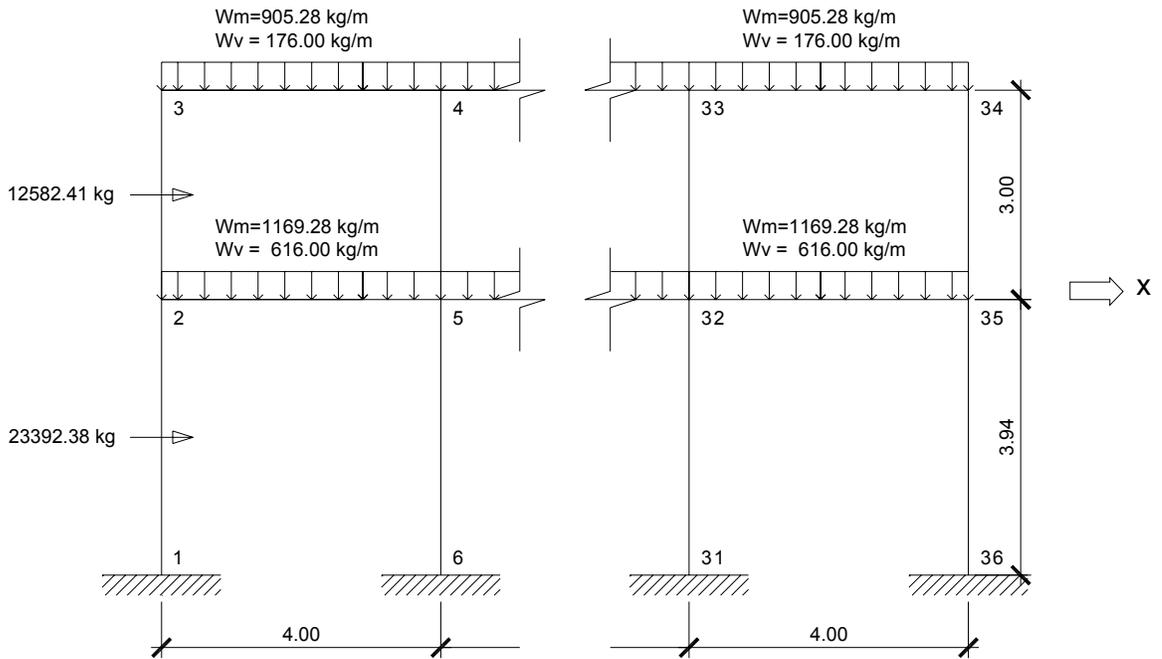
1	2	3	4	5	6	7	8	9		10		11	12	13								
								Eje	Rix	Yi	Rix*Yi				Cortante directo	Yit	Rix*Yit	Rix*Yit <sup>2</sup>	Cortante por torsión		Cortante total	
																			sismo en x	sismo en y	sismo en x	30% del sismo en y
3	0,2072	12	2,49	23392,38	6	1,24	7,46	964,93	3538,09	24357,32	1061,43	25418,75										
2	0,2072	6	1,24	23392,38	0	0,00	0,00	0,00	0,00	23392,38	0,00	23392,38										
1	0,2072	0	0,00	23392,38	-6	-1,24	7,46	-964,93	-3538,09	22427,45	-1061,43	21366,02										
Suma	0,6216		3,73	70177,15			14,92															

1	2	3	4	5	6	7	8	9		10		11	12	13								
								Eje	Riy	Xi	Riy*Xi				Cortante directo	Xit	Riy*Xit	Riy*Xit <sup>2</sup>	Cortante por torsión		Cortante total	
																			sismo en y	sismo en x	sismo en y	30% del sismo en x
G	0,0409	44	1,80	5848,10	22	0,90	19,80	2560,79	698,40	8408,89	209,52	8618,41										
F	0,0409	40	1,64	5848,10	18	0,74	13,25	2095,19	571,42	7943,29	171,42	8114,71										
E'	0,0409	36	1,47	5848,10	14	0,57	8,02	1629,59	444,43	7477,69	133,33	7611,02										
E	0,0409	32	1,31	5848,10	10	0,41	4,09	1164,00	317,45	7012,09	95,24	7107,33										
D'	0,0409	28	1,15	5848,10	6	0,25	1,47	698,40	190,47	6546,49	57,14	6603,64										
D	0,0409	24	0,98	5848,10	2	0,08	0,16	232,80	63,49	6080,90	19,05	6099,94										
C'	0,0409	20	0,82	5848,10	-2	-0,08	0,16	-232,80	-63,49	5615,30	-19,05	5595,25										
C	0,0409	16	0,65	5848,10	-6	-0,25	1,47	-698,40	-190,47	5149,70	-57,14	5092,56										
B'	0,0409	12	0,49	5848,10	-10	-0,41	4,09	-1164,00	-317,45	4684,10	-95,24	4588,86										
B	0,0409	8	0,33	5848,10	-14	-0,57	8,02	-1629,59	-444,43	4218,50	-133,33	4085,17										
A'	0,0409	4	0,16	5848,10	-18	-0,74	13,25	-2095,19	-571,42	3752,90	-171,42	3581,48										
A	0,0409	0	0,00	5848,10	-22	-0,90	19,80	-2560,79	-698,40	3287,30	-209,52	3077,78										
Suma	0,4908		10,80	70177,15			93,58															

**Figura 8. Modelo matemático del marco F**



**Figura 9. Modelo matemático del marco 2**



#### 2.2.2.4 Análisis de marcos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente a miembros de sección constante; tampoco se incluyen los casos en que existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

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

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (  $H$  ),** éstas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$H = FM_{\text{NIVEL } n} \text{ (fuerza por marco del nivel } n, \text{ del análisis sísmico)}$$

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (  $Q_n$  ),** se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$Q_n = \sum H$$

- **Cálculo de momentos de piso (  $M_n$  ),** estos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas a marcos dúctiles.

$$M_n = ( Q_n * h_n ) / 3 \quad h_n = \text{altura del piso "n"}$$

- **Cálculo de rigidez de los elementos (  $K_{ik}$  )**

$$K_{ik} = I / L_{ik} \quad I \text{ inercia del elemento}$$

$$L \quad \text{longitud del elemento}$$

- **Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (  $\mu_{ik}$  )**

$$\mu_{ik} = -1/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$$

- **Cálculo de factores de corrimiento (  $v_{ik}$  ),** estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.

$$v = -3/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Solución:

**a) Método Kani – carga muerta en el sentido Y – marco K'**

Cálculo de momentos fijos (  $MF_{ik}$  )

Para cargas distribuidas uniformemente  $MF = \pm WL^2 / 12$

$$MF_{BE} = M_{EH} = -MF_{EB} = -M_{HE} = - (1519.59 * 6)^2 / 12 = -4558.77 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = M_{DI} = -MF_{EB} = -M_{HE} = - (1156.02 * 6)^2 / 12 = -3468.06 \text{ kg-m}$$

Cálculo de momentos de sujeción  $M_s = \sum (MF_{ik})$

$$\text{Nudo B} = -\text{Nudo H} = -4558.77 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo C} = -\text{Nudo I} = -3468.06 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo D} = -3468.06 + 3468.06 = 0 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = -4558.77 + 4558.77 = 0 \text{ kg-m}$$

Cálculo de rigidez de los elementos  $K_{ik} = I / L_{ik}$

Inercia de los elementos rectangulares  $I = bh^3 / 12$ ,

$$K_{C2} = (35 * 35^3 / 12) / 300 = 416.84 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = (35 * 35^3 / 12) / 394 = 317.39 \text{ cm}^3$$

$$K_{tx} = (25 * 40^3 / 12) / 400 = 333.33 \text{ cm}^3$$

$$K_{ty} = (25 * 40^3 / 12) / 600 = 222.22 \text{ cm}^3$$

Factores de giro o coeficientes de reparto  $\mu_{ik} = -1/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$

$$\text{Nudo B: } \mu_{BE} = -\frac{1}{2} \left( \frac{222.22}{222.22 + 416.84 + 317.39} \right) = -0.116$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} \left( \frac{416.84}{222.22 + 416.84 + 317.39} \right) = -0.218$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} \left( \frac{317.39}{222.22 + 416.84 + 317.39} \right) = \frac{-0.166}{-0.5}$$

$$\text{Nudo C: } \mu_{CD} = -\frac{1}{2} \left( \frac{222.22}{222.22 + 416.84} \right) = -0.174$$

$$\mu_{CE} = -\frac{1}{2} \left( \frac{416.84}{222.22 + 416.84} \right) = \frac{-0.326}{-0.5} \dots$$

Cálculo de factores de corrimiento  $v_{ik} = -3/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$

$$V_{CB} = V_{DE} = V_{IH} = -\frac{3}{2} \left( \frac{416.84}{416.84 + 416.84 + 416.84} \right) = -0.5$$

$$V_{AB} = V_{FE} = V_{GH} = -\frac{3}{2} \left( \frac{317.39}{317.39 + 317.39 + 317.39} \right) = -0.5$$

Influencias de giro ( $M'_{ik}$ ) – Primera iteración: B – C – D – E – H – I

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

$$\text{Nudo B: } M'_{BE} = -4558.77(-0.116) = 528.82 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BC} = -4558.77(-0.218) = 993.81 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BA} = -4558.77(-0.166) = 756.76 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo C: } M'_{CD} = -3468.06+993.81 = -2474.25(-0.174) = 430.52 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CB} = -2474.25(-0.326) = 806.61 \text{ kg-m} \dots$$

Influencias de desplazamiento ( $M''_{ik}$ ) – Primera iteración

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$\text{2do. Piso. } M''_{BC} = (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH}) V_{CB}$$

$$M''_{BC} = (993.82 + 806.61 - 75.16 - 104.19 - 985.11 - 791.34)(-0.5) = 77.69 \text{ kg-m}$$

$$M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI}$$

$$\text{1er. Piso } M''_{AB} = (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG}) V_{AB}$$

$$M''_{AB} = (0 + 756.76 + 0 - 57.33 + 0 - 750.13) = -50.70(-0.5) = 25.35 \text{ kg-m}$$

$$M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH}$$

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

$$\text{Nudo B: } M_{BE} = -4558.77 + (2 * 428.04) - 0.06 + 0 = -3702.75$$

$$M_{BC} = 0 + (2 * 804.43) + 868.17 + 0.32 = 2477.35$$

$$M_{BA} = 0 + (2 * 612.55) + 0 + 0.11 = 1225.21$$

$$\text{Nudo C: } M_{CD} = -3468.06 + (2 * 463.38) - 0.02 + 0 = -2541.32$$

$$M_{CB} = 0 + (2 * 868.17) + 804.43 + 0.32 = 2541.09 \dots$$



### c) Método Kani – fuerza sísmica en el sentido Y – marco K'

Cálculo de la fuerza cortante en el piso  $Q_n = \sum H$

Q2do. Piso = 3287.29kg; Valores tomados de la Tabla II

Q1er. Piso = 6171.49kg

Cálculo de momentos de piso  $M_n = (Q_n * h_n) / 3$

M2do. Piso =  $\frac{(4327.09*3)}{3} = 4327.09\text{kg-m}$

M1er. Piso =  $\frac{(8114.71*3.94)}{3} = 10657.32\text{kg-m}$

La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento, que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.

Influencias de desplazamiento ( $M''_{ik}$ ) – Primera ciclo

$$M''_{ik} = V_{ik} ( M_{NIVEL\ n} + \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$$

2do. Piso – Columnas B-C, E-D, H-I

$$M''_{BC} = [M_{2do. Piso} + (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH})] V_{CB}$$

$$M''_{BC} = [4327.09 + (0+0+0+0+0+0)] = 4327.09(-0.5) = -2163.55\text{kg-m}$$

$$M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI}$$

1er. Piso – Columnas A-B , F-E, GH

$$M''_{AB} = [M_{1er. Piso} + (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG})] V_{AB}$$

$$M''_{AB} = [10657.32 + (0+0+0+0+0+0)] = 10657.32(-0.5) = -5328.66\text{kg-m}$$

$$M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH}$$

Influencias de giro (  $M'_{ik}$  ) – Segunda ciclo: B – C – D – E – H – I

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

Nudo B:  $M'_{BE} = 0+0+0-2163.55-5328.66 = -7492.21(-0.116) = 869.10 \text{ kg-m}$

$$M'_{BC} = -7492.21(-0.218) = 1633.30 \text{ kg-m}$$

$$M'_{BA} = -7192.21(-0.166) = 1243.71 \text{ kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CD} = 0+ 1633.30-2163.55 = -530.20(-0.174) = 92.26 \text{ kg-m}$

$$M'_{CB} = -530.20(-0.326) = 172.86 \text{ kg-m} \dots$$

Influencias de desplazamiento (  $M''_{ik}$  ) – Segundo ciclo

$$M''_{ik} = V_{ik} ( M_{NIVEL\ n} + \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$$

2do. Piso - Columnas B-C, E-D, H-I

$$M''_{BC} = [M_{2do. \text{ Piso}} + (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH})] V_{CB}$$

$$M''_{BC} = [4327.09 + (1633.30 + 172.86 + 1083.57 + 501.25 + 1507.85 + 126.65)] (-0.5) =$$

$$M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI} = -4676.29 \text{ kg-m}$$

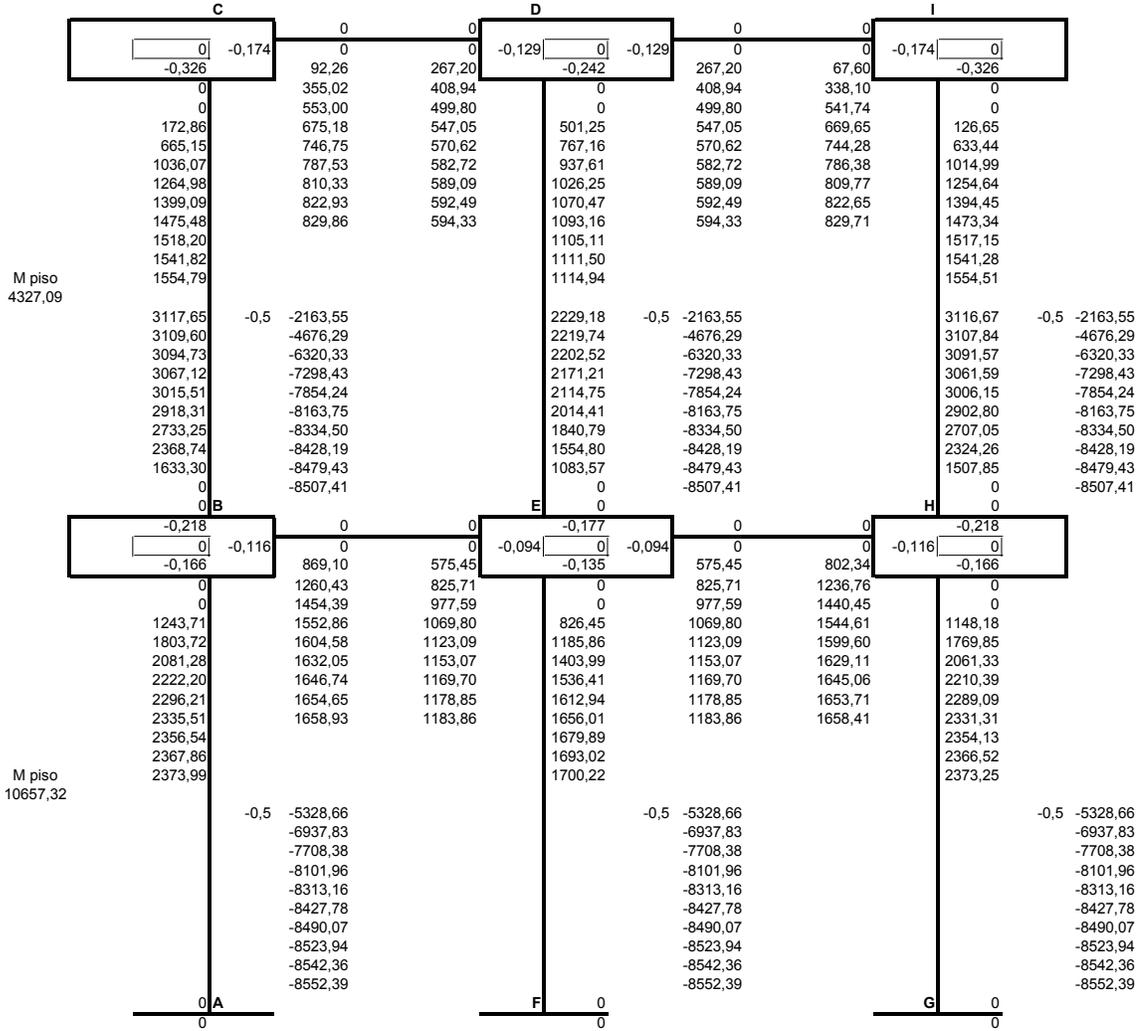
1er. Piso - Columnas A-B , F-E, GH

$$M''_{AB} = [M_{1er. \text{ Piso}} + (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG})] V_{AB}$$

$$M''_{AB} = [10657.32 + ( 0 + 1243.71 + 0 + 826.45 + 0 + 1148.18 ) ] * (-0.5) = -6937.83 \text{ kg-m}$$

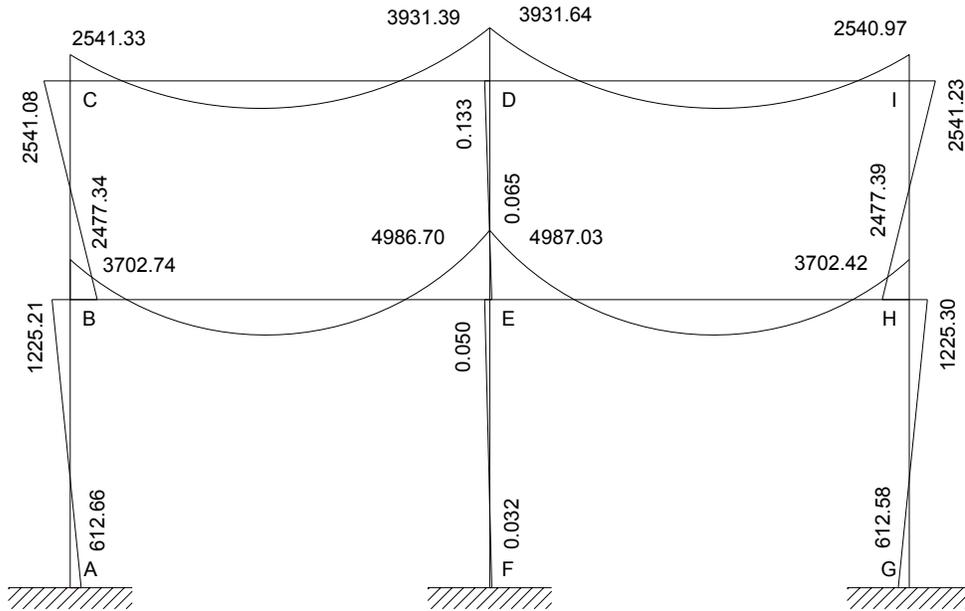
$$M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH}$$

Figura 11. Análisis estructura con ladeo, marco F

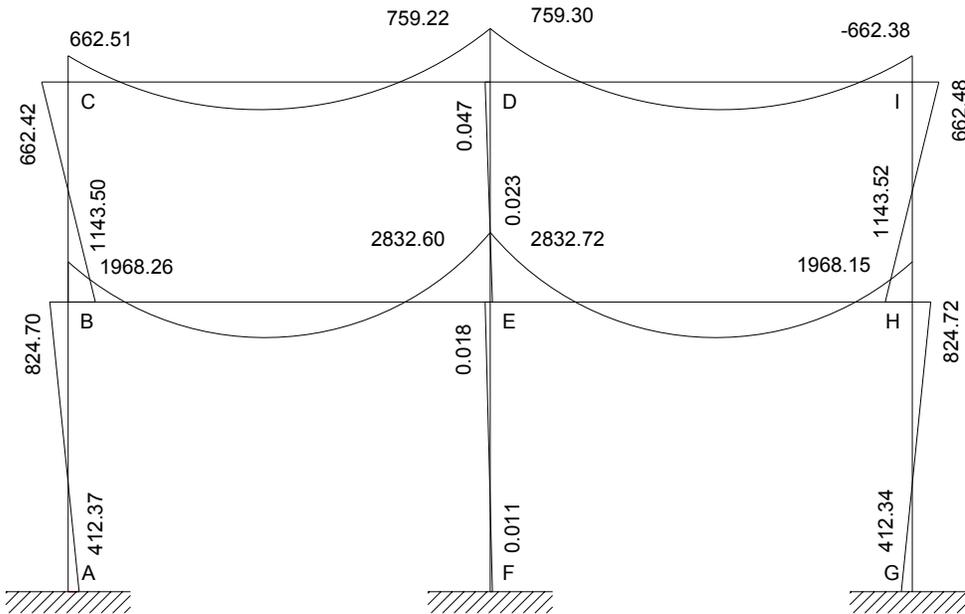


Los resultados del de análisis estructural se presentan a continuación.

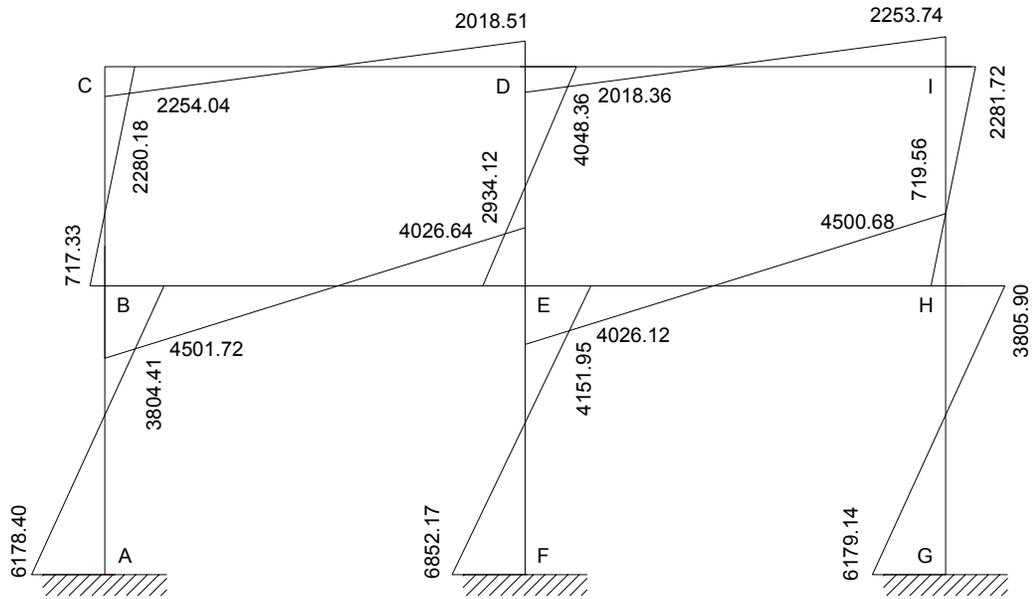
**Figura 12. Momentos del Marco F - Carga muerta**



**Figura 13. Momentos del Marco F - Carga viva**



**Figura 14. Momentos del marco F, fuerza sísmica**



**Cortes y momentos positivos y a rostros internos**

Para el diseño se debe calcular la fuerza de corte y momento a rostros internos, para las cargas horizontales puede utilizarse triángulos semejantes; para las cargas verticales se muestra el procedimiento a continuación.

Las fórmula se determinó por el método de ecuaciones y varía según el tipo de carga y brazo así varía.

$$\text{Momentos } M_i = M_1 + V_1 X_i - \frac{W}{2} * X_i^2$$

$$\text{Cortes } V_i = V_1 - W X_i$$

### Figura 15. Cortes y momentos a rostros internos en vigas

Marco F - Viga del 2do piso del eje 1 – 2

Momentos

$$M_1 = -2541.33 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = ?$$

$$M_3 = ?$$

$$M_4 = ?$$

$$M_5 = -3931.39 \text{ kg-m}$$

Cortes

$$V_1 = ?$$

$$V_2 = ?$$

$$V_3 = ?$$

$$V_4 = ?$$

$$V_5 = ?$$

Distancias

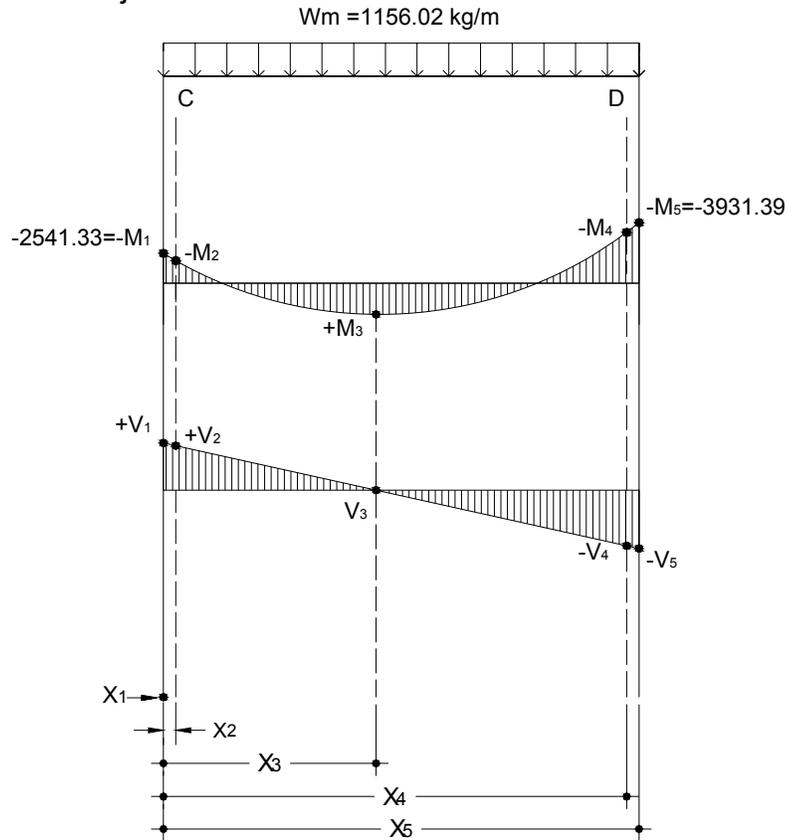
$$X_1 = 0$$

$$X_2 = (0.35/2) = 0.175\text{m}$$

$$X_3 = ?$$

$$X_4 = 6 - 0.175 = 5.825\text{m}$$

$$X_5 = 6\text{m}$$



Solución

$$M_5 = M_1 + V_1 X_5 - (W/2 * X_5^2)$$

$$-3931.39 = -2541.33 + V_1(6) - (1156.02/2)*6^2 \quad \text{al despejar } V_1$$

$$V_1 = 3236.38\text{kg}$$

$$M_2 = M_1 + V_1 X_2 - (W/2 * X_2^2)$$

$$M_2 = -2541.33 + 3236.38(0.175) - (1156.02/2)*0.175^2 = -1992.66\text{kg-m}$$

$$V_2 = V_1 - W X_2$$

$$V_2 = 3236.38 - (1156.02)(0.175) = 3034.08\text{kg}$$

$V_3 = V_1 - WX_3$  ; donde el corte es cero el momento es máximo  $V_3 = 0$

$$0 = 3236.38 - (1156.02)X_3 \quad X_3 = 2.80\text{m}$$

$$M_3 = M_1 + V_1X_3 - (W/2 * X_3^2)$$

$$M_3 = -2541.33 + 3236.38(2.80) - (1156.02/2)*2.80^2 = 1988.94\text{kg-m}$$

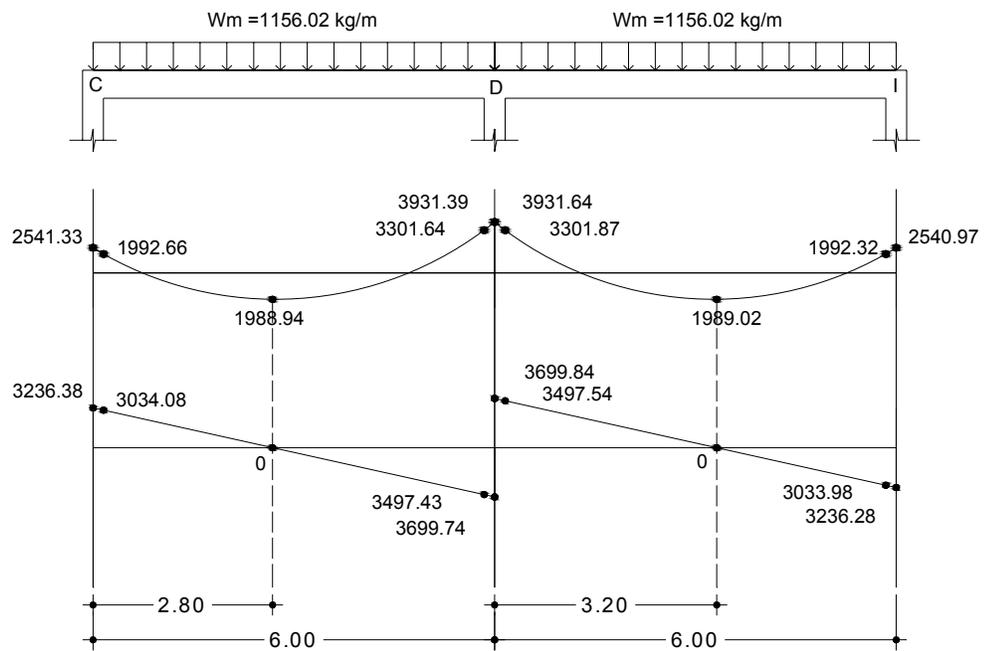
$$M_4 = M_1 + V_1X_4 - (W/2 * X_4^2)$$

$$M_4 = -2541.33 + 3236.38(5.825) - (1156.02/2)*5.825^2 = -3301.64\text{kg-m}$$

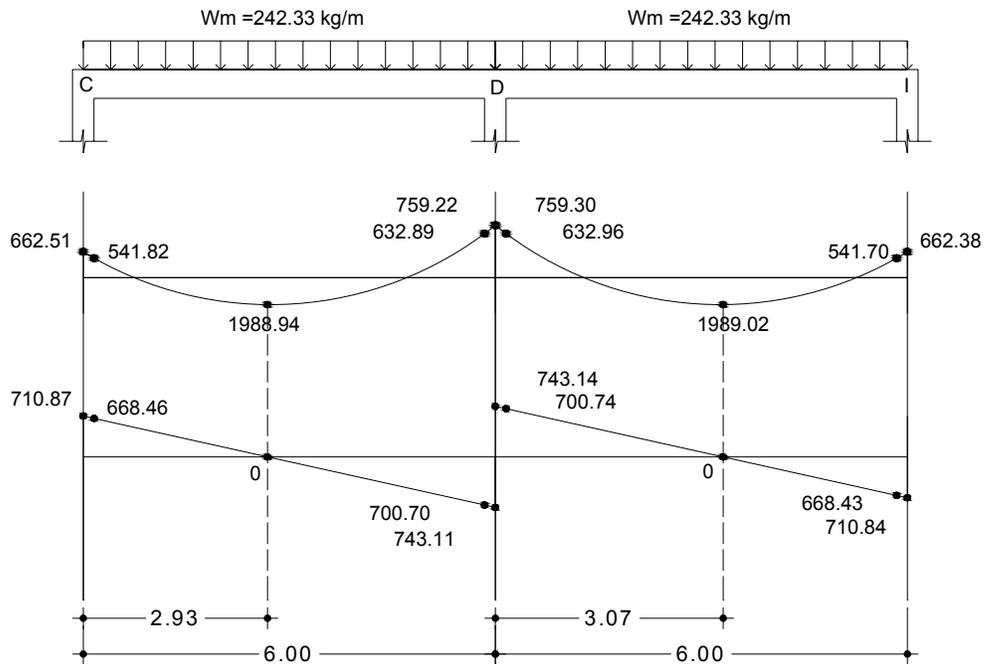
$$V_4 = V_1 - WX_4$$

$$V_4 = 3236.38 - (1156.02)(5.825) = -3497.43\text{kg} . . .$$

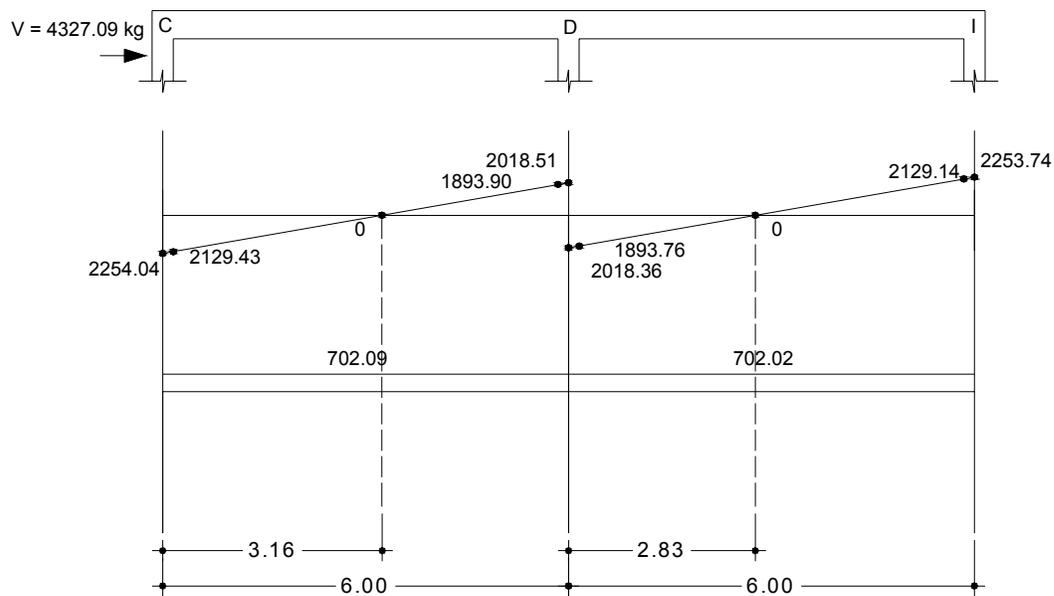
**Figura 16. Cortes y momentos a rostros internos en viga F, carga muerta**



**Figura 17. Cortes y momentos a rostros internos en viga F, Carga viva**



**Figura 18. Cortes y momentos a rostros internos en viga F, fuerza sísmica**



### 2.2.2.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los efectos máximos que se producen por la combinación de carga muerta, carga viva, y sismo. Las fórmulas utilizadas son:

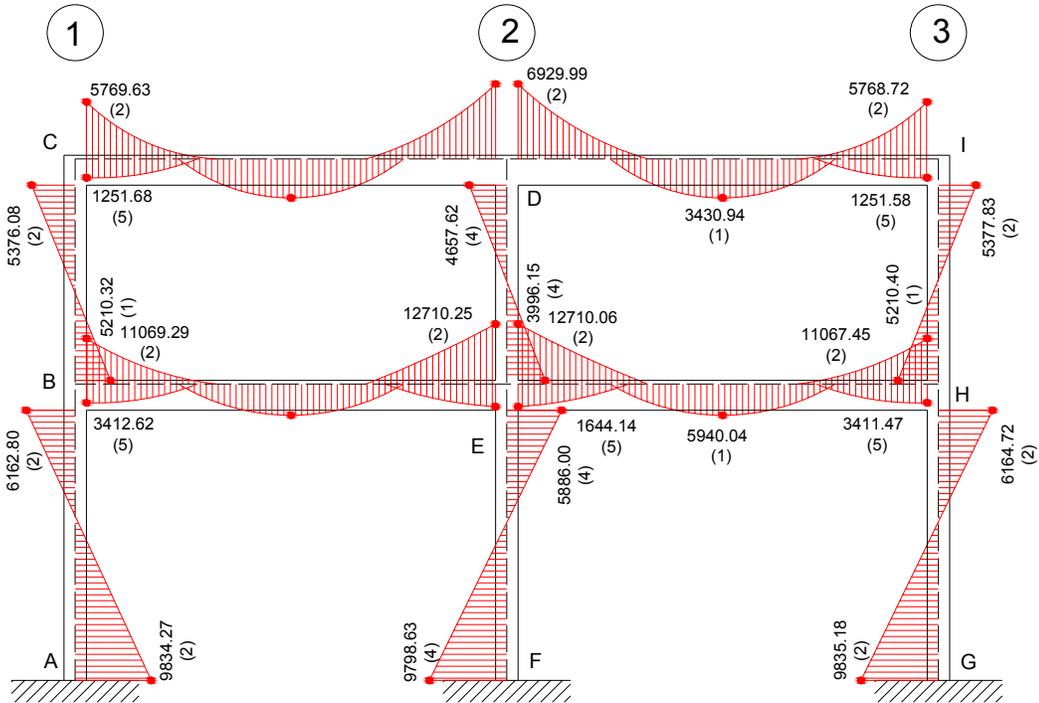
- 1)  $1.4CM + 1.7CV$
- 2)  $0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87S)$
- 3)  $0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.87S)$
- 4)  $0.9CM + 1.43S$
- 5)  $0.9CM - 1.43S$

Cálculo de los momentos máximos(MCD) de la viga del 2do. Piso marco F

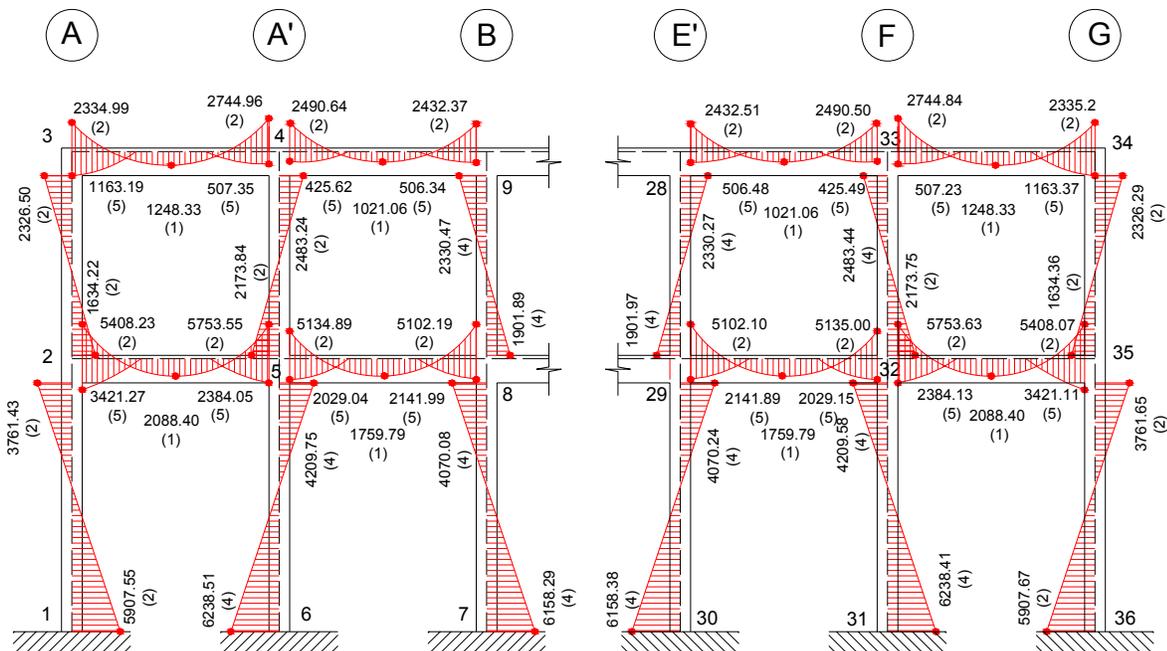
- 1)  $1.4(1992.66) + 1.7(541.82) = 3710.82$
- 2)  $0.75[1.4(1992.66) + 1.7(541.82) + 1.87(2129.43)] = 5769.63 = \mathbf{M(-)}$
- 3)  $0.75[1.4(1992.66) + 1.7(541.82) - 1.87(2129.43)] = -203.41$
- 4)  $0.9(1992.66) + 1.43(2129.43) = 4838.48$
- 5)  $0.9(1992.66) - 1.43(2129.43) = -1251.69 = \mathbf{M(i)} \dots$

Se indica entre paréntesis el número de la combinación que produce el valor máximo en las figuras.

**Figura 19. Diagrama de momentos últimos, Marco F**



**Figura 20. Diagrama de momentos últimos, marco 2**



### 2.2.2.6 Diagramas de corte en marcos dúctiles

Figura 21. Diagrama de corte últimos, marco F

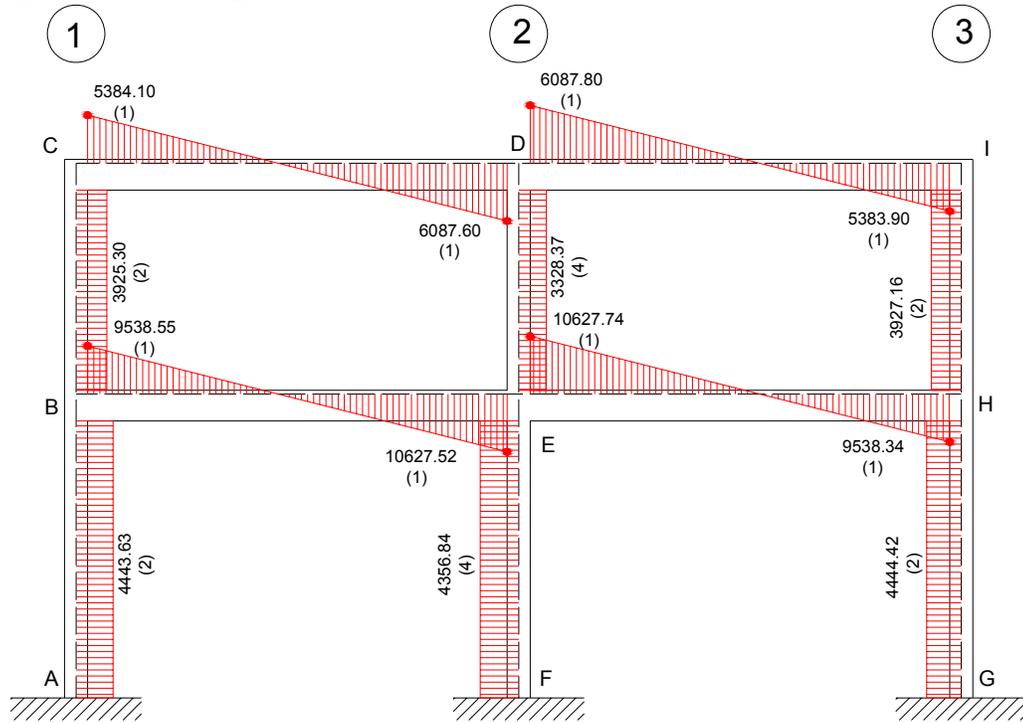
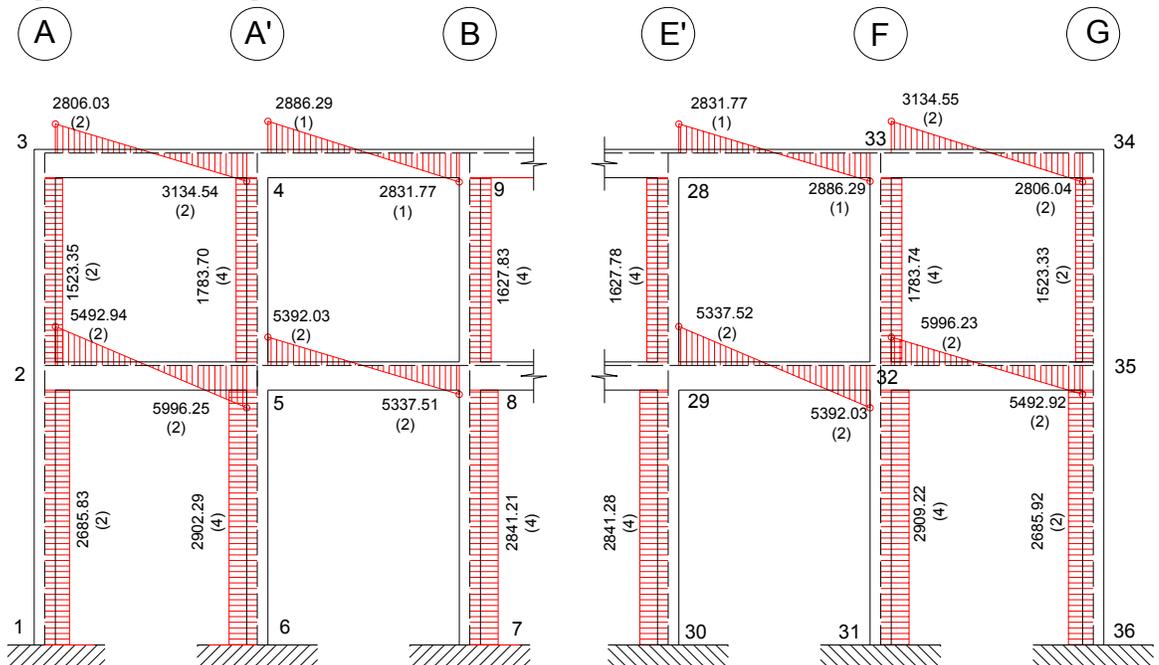


Figura 22. Diagrama de cortes últimos, marco 2



### **2.2.3 Diseño estructural**

Es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura, y que es la que soportará las cargas que se presentarán en su vida útil.

#### **2.2.3.1 Diseño de losas**

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales, o como diafragmas para transmitir cargas horizontales.

Existen en general cuatro tipos de sistemas de piso de concreto reforzado:

1. Sistema de losas macizas con vigas, en una dirección.
2. Sistema de losas macizas con vigas, en dos direcciones.
3. Pisos de losas nervadas, llamados en ocasiones pisos nervurados.
4. Losas planas o pisos sin trabes, macizos o nervurados.

Cada uno de los sistemas mencionados tiene sus propias ventajas distintivas, según la distancia entre las columnas, la magnitud de las cargas que deben soportarse, las longitudes de los claros y el costo de la construcción.

Espesor de losa: el cálculo del espesor de las losas se encuentra en el inciso 2.2.2.1, y el resultado es  $t = 0.12$ .

Integración de cargas: ver predimensionamiento de columnas

### 2.2.3.1.1 Momentos actuantes

ACI describe tres métodos que pueden usarse en el diseño de losas en dos direcciones; en este caso utilizará el “método 3”.

Fórmulas:  $M_{(-)} = C \cdot CU_U \cdot A^2$   
 $M_{(+)} = C \cdot CU_U \cdot A^2 + C \cdot CV_U \cdot A^2$

Donde: **C** Coeficiente de tablas ACI  
**A** Dimensión del lado considerado de la losa  
**CU** = CU\*1.00m

### 2.2.3.1.2 Balance de momentos

Cuando dos losas están unidas en un lado, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método elegido es el siguiente:

Si  $0.8 \cdot M_{MAYOR} \leq M_{MENOR} \rightarrow M_B = (M_{MAYOR} + M_{MENOR})/2$

Si  $0.8 \cdot M_{MAYOR} > M_{MENOR} \rightarrow$  se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
-dM*D1	+dM*D2
MB	MB

$D1 = K1 / (K1 + K2)$ ,  $K1 = 1/L1$

L = longitud de losa considerada

$dM = M1 - M2$

1 y 2 índices de  $M_{MAYOR}$  y  $M_{MENOR}$

Para este caso:  $M_{(-)losa 1} = M_{(-)losa 2}$

### 2.2.3.1.3 Acero de refuerzo

En el diseño de losas en dos direcciones se consideran dos fajas de un metro de ancho, una en la dirección larga y otra en la corta como si fuera una viga rectangular de 100 cm de base. El procedimiento es el siguiente:

En la solución de este proyecto se utilizó un recubrimiento de 2 cm, que es el mínimo de recubrimiento permitido por ACI, se toma como la distancia que hay desde la superficie de la varilla hasta la cara exterior del concreto.

Peralte ( $d$ ) =  $t$  – recubrimiento -  $\emptyset/2$      $\emptyset$  = diámetro de la barrilla a utilizar

- Límites de acero

$$A_{S_{MIN}} = 0.4 \left( \frac{14.1}{F_y} \right) (b)(d)$$

$$A_{S_{MAX}} = \phi \left( \frac{(0.003 * E_s) * 0.85^2 * F'_c}{F_y + (0.003 * E_s) * F_y} \right) * A_g$$

$$\phi = 0.5 \text{ en zona sísmica; } \phi = 0.75 \text{ en zona no sísmica}$$

- Momento soportado usando  $A_{S_{MIN}}$

$$M_{A_{S_{min}}} = \phi \left[ A_{S_{min}} * F_y * \left( d - \frac{A_{S_{min}} * F_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right] \quad \phi = 0.9 \text{ por flexión}$$

- Áreas de acero

Para los momentos menores que el  $M_{A_{x_{min}}}$  se usa  $A_{S_{MIN}}$ ; y para los momentos mayores que el  $M_{A_{x_{min}}}$  se calcula el área de acero con la fórmula:

$$A_S = ( B*d - ((B*d)^2 - (M*B / 0.003825f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y)$$

- Comparar  $V_R$  con  $V_{MÁX}$

Si  $V_R \geq V_{MÁX}$  el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar  $t$

Como  $V_R > V_{MÁX}$  el espesor es el adecuado

#### 2.2.3.1.4 Espaciamiento

El espaciamiento máximo del refuerzo principal de tensión en losas de piso y de techo es igual a tres veces su espesor, pero no más de 45 cm y se calcula con:  $S = Av/As$ .

#### 2.2.3.1.5 Revisión por corte

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

- Corte máximo actuante  
 $V_{MÁX} = CU_u * L / 2$
- Corte máximo resistente  
 $V_R = 45 (f'c)^{1/2} t$

Solución:

Cálculo de momentos actuantes

Losa 1 -2do Piso. (m = 0.5) caso 4

$$Ma(+) = 0.046(529.2)(4)^2 + 0.057(170)(4)^2 = 544.53 \text{ kg-m}$$

$$Ma(-) = 0.081(699.2)(4)^2 = 906.16 \text{ kg-m}$$

$$Ma(-) = \frac{544.53}{3} = 181.51 \text{ kg-m}$$

$$Mb(+) = 0.011(529.2)(6)^2 + 0.014(170)(6)^2 = 295.24 \text{ kg-m}$$

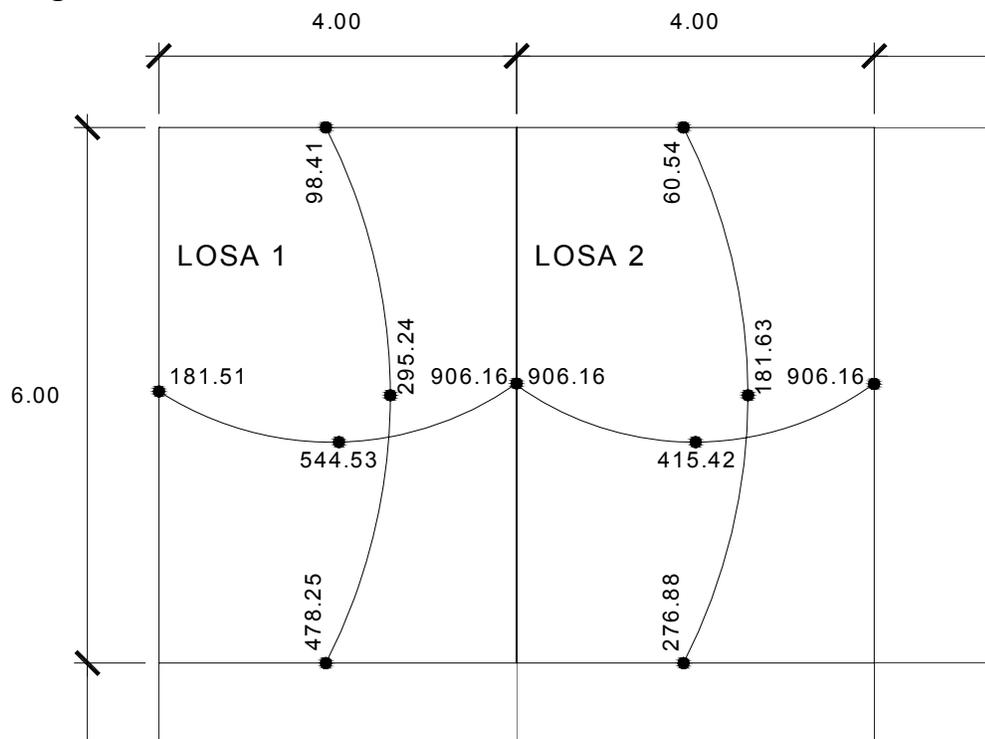
$$Mb(-) = 0.019(699.2)(6)^2 = 478.25 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = \frac{(295.24)}{3} = 98.41 \text{ kg-m}$$

Nota: el momento en los lados discontinuos es igual a  $\frac{M(+)}{3}$

Al seguir el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa a continuación.

**Figura 23. Gráficos de momentos en losas del 2do. nivel.**



$$\text{Peralte (d)} = 12\text{cm} - 2.5 = 9.5 \text{ cm}^2$$

Cálculo de límites de acero

$$A_{S\text{MIN}} = 0.4 \left( \frac{14.1}{2810} \right) (100)(9.5) = 1.91\text{cm}^2$$

$$A_{S\text{MÁX}} = 0.5 \left( \frac{(0.003 * 2.1 * 10^6) * 0.85^2 * 210}{2810 + (0.003 * 2.1 * 10^6) * 2810} \right) * (100 * 9.5) = 25.64\text{cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando  $A_{S_{MIN}}$

$$M_{Asmin} = 0.9 * 1.91 * 2810 * \left( 9.5 - \frac{1.91 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 45162.51 \text{ kg-cm}$$

$$S_{max} = 3t = 3 * 0.12 = 0.36 \text{ m.}$$

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{MÁX} = (699.2 * 4.00) / 2 = 1398.4 \text{ Kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente

$$V_R = 45(210)^{1/2}(12) = 7,825.34 \text{ Kg}$$

**Tabla VII. Áreas de acero requerido en losas, 2do piso.**

	1	2	3	4	
	Momento Kg-m	Área de acero (As) Cm <sup>2</sup>	No. Varilla	Espaciamiento(s) cm	Refuerzo
Sentido Y	181.51	0.76	3/8"	0.30	Var. No 3 @ 0.18cm
	544.53	2.26	3/8"	0.30	
	906.26	3.90	3/8"	0.18	
	415.42	1.75	3/8"	0.44	
Sentido X	98.41	0.41	3/8"	1.72	Var. No 3 @ 0.30 cm
	295.24	1.24	3/8"	0.57	
	478.25	2.02	3/8"	0.35	
	60.54	0.25	3/8"	2.84	
	181.63	0.76	3/8"	0.93	
	276.88	1.15	3/8"	0.62	

Para el diseño de las losas del nivel 1 se aplicó el procedimiento anterior.

### 2.2.3.2 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes y se toman de análisis estructural.

#### 2.2.3.2.1 Refuerzo longitudinal

**Acero del refuerzo por tensión:** calcular  $A_s$  por medio de la fórmula

$$\frac{(F_y)^2(A_s)^2}{1.7(f'_c)(b)} - (f_y)(d)(A_s) + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

en donde:  $A_s$  = acero requerido, en  $\text{cm}^2$   
 $M_u$  = momento actuante en kg-cm  
 $d$  = peralte de la viga, cm  
 $b$  = ancho de la viga, en cm,  
 $\phi$  = 0.90 para tensión axial y flexión

Límites para el acero de refuerzo

Acero mínimo:

$$A_{s\min} = \rho_{\min}(b)(d)$$

en donde :  $\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$  Sistema Internacional  
 $\rho_{\min} = \frac{200}{f_y}$  Sistema Ingles

Acero máximo:

$$A_{s\max} = \rho_{\max}(b)(d)$$

en donde:  $\rho_{\max} = 0.75(\rho_b)$  zona no sísmica.  
 $\rho_{\max} = 0.50(\rho_b)$  zona sísmica

$$\rho_b = 0.85(\beta) \frac{f_c}{f_y} \frac{(6090)}{(f_y + 6090)}$$

en donde:  $\beta = 0.85$  si  $f_c < 280 \text{kg/cm}^2$   
 $\beta = 0.85 \left( \frac{f_c - 280}{70} \right) + 0.05$  si  $f_c > 280 \text{kg/cm}^2$

Revisión sísmica: Se toma el mayor de los valores obtenidos de las siguientes condiciones y el resultado se utilizará para el acero corrido.

Cama superior al centro

$$\left. \begin{array}{l} \text{As min} \\ 0.33 * \text{As}(-) \\ 2 \# 5 \end{array} \right\}$$

Cama inferior en apoyos

$$\left. \begin{array}{l} \text{As min} \\ 0.50 * \text{As}(-) \\ 0.50 * \text{As}(+) \\ \text{As}(i) \\ 2 \# 5 \end{array} \right\}$$

### 2.2.3.2.2 Refuerzo transversal (estribos)

Esfuerzo cortante actuante: calcular  $u_a$  por medio de la fórmula

$$u_a = \frac{V}{bd}$$

en donde:  $u_a$  = esfuerzo cortante actuante, en  $\text{kg/cm}^2$

$V$  = cortante máximo considerado como el existente a una distancia  $x$  de la cara del apoyo, en kg.

$d$  = peralte de la viga

$b$  = ancho de la viga, en cm,

Esfuerzo permisible que resiste el concreto:

$$u_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c}$$

en donde:  $u_c$  = esfuerzo permisible que resiste el concreto, en  $\text{kg/cm}^2$

$\phi = 0.85$  para corte y torsión

si el valor de  $u_a$  es mayor que  $u_c$ , debe colocarse refuerzo en el alma.

Espaciamiento entre estribos: si es necesario colocar refuerzo en el alma, según se determinó si  $u_a > u_c$ , calcular la separación mediante la fórmula:

$$s = \frac{2A_v F_y}{(u_a - u_c)b}$$

en donde:  $s$  = espaciamiento entre estribos, en cm.

$A_v$  = área transversal de la varilla, en  $\text{cm}^2$ .

$u_a$  = esfuerzo cortante actuante, en  $\text{kg/cm}^2$

$u_c$  = esfuerzo permisible que resiste el concreto, en  $\text{kg/cm}^2$

$b$  = ancho de la viga, en cm.

El primer estribo se coloca por lo general a una distancia  $s/2$  del apoyo; independientemente del valor de  $s$  determinado por la fórmula, el espaciamiento máximo entre estribos es  $d/2$

Diseño de vigas marco K' – (Viga del 2do. Piso)

De la gráfica de envolvente de momentos, se toman los valores de momentos positivos y negativos últimos ( $M_u$ ), y los momentos de inversión. los valores de corte, se toman del diagrama de cortes últimos.

Datos de diseño:

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

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

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

$$d = 40 - 5.5 = 34.5\text{cm}$$

Refuerzo longitudinal

Acero del refuerzo por tensión:

Momentos negativos

$$M(-) = 5769.63 \text{ kg-m} \quad A_s(-) = 7.07\text{cm}^2$$

$$M(-) = 6929.84 \text{ kg-m} \quad A_s(-) = 8.62\text{cm}^2$$

$$M(-) = 6929.99 \text{ kg-m} \quad A_s(-) = 8.62\text{cm}^2$$

$$M(-) = 5768.72 \text{ kg-m} \quad A_s(-) = 7.07\text{cm}^2$$

Momentos positivos

$$M(+) = 3430.79\text{kg-m} \quad A_s(+) = 4.08\text{cm}^2$$

$$M(+) = 3430.94\text{kg-m} \quad A_s(+) = 4.08\text{cm}^2$$

Momentos de Inversión

$$M(i) = 1251.68\text{kg-m} \quad A_s(i) = 1.45\text{cm}^2$$

$$M(i) = 1251.58\text{kg-m} \quad A_s(i) = 1.45\text{cm}^2$$

Límites para el acero de refuerzo

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1(25)(34.5)}{2810} = 4.33\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.5 * (0.036946909)(25)(34.5) = 15.93\text{cm}^2$$

Revisión sísmica (acero corrido)

Cama Superior al centro

$$A_{s\text{min}} = 4.33$$

$$0.33 * A_s(-) = 2.84$$

$$2 \# 5 = 4$$

se coloca  $A_{s\text{min}} = 4.33 \text{ cm}^2$  ; equivalente a 2 varillas

No. 6 corridas.

Cama Inferior en apoyos

$$A_{smin} = 4.33$$

$$0.50 * A_{s(-)} = 4.31$$

$$0.50 * A_{s(+)} = 2.04$$

$$A_{s(i)} = 1.45$$

$$2 \# 5 = 4$$

} e coloca  $A_{smin} = 4.33 \text{ cm}^2$  , equivalente a 2 varillas  
No. 6 corridas.

Refuerzo transversal (estribos)

corte máximo actuante.

$$V_{max} = 6087.80 \text{ kg}$$

$$u_a = \frac{6087.80}{(25)(34.5)} = 7.06 \text{ kg/m}^2$$

Corte máximo del concreto ( $u_c$ )

$$u_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/m}^2$$

$u_a > u_c$  sí necesita estribos

$$S_{max} = 34.5/2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Colocar estribos con varillas No. 3 @ 17 cm}$$

**Tabla VII. Diseño de vigas, edificio de restaurantes**

	Refuerzo longitudinal					Refuerzo transversal				
	Camada	Momentos	As Requerido Req. Lim. corrido	Refuerzo		Esf.	Conf.	Ref.		
Marco F 2do. Piso	Superior	(-)	5769.63	7.07	4.33	2 # 6 + 1 # 5	6.53	Sí	Estribos # 3 @ 17cm	VIGA TIPO 5
			6929.84	8.62		2 # 6 + 1 # 7				
			6929.99	8.62		2 # 6 + 1 # 7				
			5768.72	7.07		3 # 6 + 1 # 5				
	Inferior	(+) )	3430.79	4.08		2 # 6				
			3030.94	4.08		2 # 6				
		(i)	1251.68	1.45		2 # 6				
			0	0		2 # 6				
			0	0	2 # 6					
			1251.58	1.45	2 # 6					
Marco F 1er. Piso	Superior	(-)	11069.29	14.64	5.71	4 # 7	6.53	Sí	Estribos # 3 @ 17cm	VIGA TIPO 2
			12710.25	17.30		2 # 7 + 2 # 8				
			12710.06	17.30		2 # 7 + 2 # 8				
			11067.45	14.64		4 # 7				
	Inferior	(+) )	5940.02	7.29		2 # 8				
			5940.04	7.29		2 # 8				
		(i)	3412.62	4.06		2 # 8 + 2 # 5				
			1645.10	1.92		2 # 8 + 2 # 5				
			1644.14	1.92	2 # 8					
			3411.47	4.06	2 # 8					
Marco 2 2do piso	Superior	(-)	2334.99	2.74	4.33	2 # 6	6.53	no	Estribos # 3 @ 17cm	VIGA TIPO 4
			2744.96	3.24		2 # 6				
			2490.64	2.93		2 # 6				
			2432.37	2.86		2 # 6				
	Inferior	(+) )	1248.33	1.45		2 # 6				
			1021.06	1.18		2 # 6				
		(i)	1163.19	1.35		2 # 6				
			507.35	0.58		2 # 6				
			425.62	0.49	2 # 6					
			506.34	0.58	2 # 6					
Marco 2 1er. Piso	Superior	(-)	5408.23	6.6	4.33	2 # 6 + 1 # 5	6.53	no	Estribos # 3 @ 17cm	VIGA TIPO 1
			5753.55	7.05		2 # 6 + 1 # 5				
			513489	6.24		2 # 6 + 1 # 5				
			510219	6.20		2 # 6 + 1 # 5				
	Inferior	(+) )	2088.40	2.45		2 # 6				
			175979	2.06		2 # 6				
		(i)	3421.27	4.07		2 # 6				
			2384.05	2.8		2 # 6				
			2029.04	2.38	2 # 6					
			2141.99	2.51	2 # 6					

### **2.2.3.3 Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural.

Límites de refuerzo longitudinal: el área de acero longitudinal mínima es 1% de la sección de la columna

$$A_{st} (\text{min.}) = 0.01 * A_g; \quad A_g = \text{Área de la columna}$$

El área de acero longitudinal máximo será de 6% para zonas sísmicas y 8% para zonas no sísmicas, de la sección de la columna.

Carga axial de diseño: ver predimensionamiento de columnas.

Carga de falla: estos factores sirven para reducir los valores teóricos de falla de los materiales que se emplean en una columna. En la práctica, desde el punto de vista de la resistencia, las columnas con estribos o zunchos se diseñan como si el concreto no estuviera confinado, el código ACI asigna un factor de reducción de capacidad, para estribos ( $\phi = 0.70$ ).  $P_u = \phi P'$

#### **2.2.3.3.1 Clasificación de columnas por su esbeltez (E)**

Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. Por el valor de su esbeltez (E), las columnas se clasifican en cortas ( $E < 21$ ), intermedias ( $21 \leq E \leq 100$ ) 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 análisis estructural; si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas no se construyen.

- Coeficientes que miden el grado de empotramiento.

$$\psi_{sup} = \frac{\sum K_{columna}}{\sum K_{vigas}}$$

$$\psi_{inf} = \frac{\sum K_{columna}}{\sum K_{vigas}}$$

$$\psi\beta = \frac{\psi_{sup} + \psi_{inf}}{2}$$

- Coeficiente K.

$$K = \frac{20 - \psi\beta}{20} \sqrt{1 + \psi\beta}$$

- Esbeltez de la columna

$$E = \frac{KL_u}{\sigma} ; \text{ donde } \sigma = 0.3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

### 2.2.3.3.2 Magnificación de momentos

Cuando se realiza un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usa la rigidez relativa aproximada y se ignora el efecto de desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos:

- Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{C_{MU}}{C_u}$$

- Total de material

$$EI = \frac{(E_c \cdot I_c)}{2.5/(1 + \beta_d)} ; \text{ donde } E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

- Carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2(EI)}{(KL_u)^2}$$

- Margnificador de momentos

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} \left\{ \begin{array}{l} \phi = 0.70 \text{ si se usan estribos} \\ \phi = 0.75 \text{ si se usan zunchos} \end{array} \right.$$

- Momentos de diseño

$$M_d = \delta \cdot M$$

### 2.2.3.3.3 Acero longitudinal

Para calcular el acero longitudinal de las columnas existen varios métodos, que se aplican según el tipo de cargas a las que está sometida la columna.

Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial, y carga axial y momento triaxial.

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados uno de estos es el de Bresler.

Este método sencillo ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

- Para utilizar el gráfico adecuado, se utiliza la siguiente fórmula, si no coincide con ninguna se debe interpolar entre los valores k obtenidos.

$$\gamma_x = \frac{(h - 2r)}{h}, \quad \gamma_y = \frac{(h - 2r)}{h};$$

en donde:

h = Sección de la columna, en el sentido analizado, cm.

r = recubrimiento, cm.

- Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u}, \quad e_y = \frac{M_{dy}}{P_u}$$

- Relación de excentricidad contra altura (Valor de las diagonales).

$$\frac{e_x}{h} \quad \frac{e_y}{h}$$

- Relación acero concreto (Valor de curva).

$$P_{tu} = \frac{A_{st} * f_y}{A_g \cdot 0.85F'_c} .$$

En donde:  $A_g$  = Área bruta de la sección transversal,  $cm^2$ .

$A_{st}$  = Área de acero total de la columna,  $cm^2$ .

Por medio de las gráficas de diseño se determinan los valores de  $k'_x$  &  $k'_y$

- Fórmula de Bresler

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ox}} + \frac{1}{P'_{oy}} - \frac{1}{p'_o}}$$

en donde:

$p'_u$  = valor aproximado de carga de falla con excentricidad  $e_x$  &  $e_y$ .

$p'_{ox}$  = carga de falla cuando solamente existe excentricidad  $e_x$ , ( $e_y = 0$ ).

$$P'_{ox} = k'x f'cAg$$

$p'_{oy}$  = carga de falla cuando solamente existe excentricidad  $e_y$ , ( $e_x = 0$ ).

$$P'_{oy} = k'yf'c Ag$$

$p'_{o}$  = carga de falla cuando el elemento tiene carga axial pura.

$$P'_{o} = 0.85f'cAg + A_{st} f_y$$

Si el valor de  $\phi p'u$  es ligeramente mayor que la carga última actuante  $p_u$ , el diseño es correcto. Si existe mucha diferencia se debe disminuir el área de acero por economía.

#### 2.2.3.3.4 Acero transversal (estribos):

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos y/o zunchos para resistir los esfuerzos de corte y/o por armado. Por otro lado, en zonas sísmicas como Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas. Esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto, que además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

Esfuerzo cortante actuante: ver diseño de vigas

Esfuerzo permisible que resiste el concreto: ver diseño de vigas

- **Refuerzo por confinamiento:** La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

$$\begin{aligned} &Lu / 6 \\ &\text{Lado mayor de la columna} \\ &0.45 \text{ m} \end{aligned}$$

Espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n$$

Donde: S = Espaciamiento entre estribos, cm

$A_v$  = Area de varilla en,  $\text{cm}^2$

$\rho_s$  = relación volumétrica

$$\rho_s = 0.45 ((A_g/A_c) - 1)(0.85f'_c/F_y); \quad \rho_s \geq 0.12(f'_c/F_y)$$

$L_n$  = lado mayor de la columna – 2 recubrimiento

Para este caso, se diseña por cada nivel únicamente las 4 columnas que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna está aplicado en el plano de columnas en el apéndice 2.

En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas, aplicándolo en la columna ubicada en los ejes 2, F del nivel 2.

Datos:

$$C_{MU} = 529.2 \text{ Kg/m}^2 \quad C_U = 699.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{U2} = 19.18 \text{ ton} \quad M_x = 2483.44 \quad M_y = 4657.62$$

Cálculo de la esbeltez

$$I_c = (35 * 35^3 / 12) = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (25 * 40^3 / 12) = 133333.33 \text{ cm}^4$$

$$K_{C2} = (125052.08/260) = 480.97\text{cm}^3$$

$$K_{C1} = (125052.08/360) = 347.37\text{cm}^3$$

$$K_{t2x} = K_{t1x} = (133333.33/365) = 365.30\text{cm}^3$$

$$K_{t2y} = K_{t1y} = (133333.33/565) = 235.99\text{cm}^3$$

Sentido X-X

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{480.97}{365.3 + 365.3} = 0.66$$

$$\psi_{\text{inf}} = \frac{480.97 + 347.37}{365.3 + 365.3} = 1.13$$

$$\psi_{\beta} = \frac{0.66 + 1.13}{2} = 0.90$$

$$K = \frac{20 - 1.39\sqrt{1+1.39}}{20} = 1.44$$

$$E = \frac{1.32 * 260}{0.35 * 30} = 35.68 > 22 \text{ magnificar}$$

- Magnificadores  $\gamma_x$

$$\beta_d = \frac{529.2}{699.2} = 0.76$$

$$EI = \frac{(15100\sqrt{210} * 125052.08 / 2.5)}{1 + 0.76} = 6.219 \times 10^9 \text{kg-cm}^2 \approx 621.91 \text{T-cm}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2(621.91)}{(1.32 * 2.6)^2} = 521.11 \text{ T}$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \left( \frac{19.18}{0.7 * 521.11} \right)} = 1.06$$

$$M_{dx} = (1.06)(2483.44) = 2632.45 \text{kg-m} \quad M_{dy} = (1.07)(4657.62) = 4983.65 \text{kg-m}$$

Refuerzo longitudinal

$$P_u = 19.18\text{ton} \quad M_{ux} = 2.63\text{T-m} \quad M_{uy} = 4.98\text{T-m}$$

$$\text{Carga de falla} = 19.18/0.70 = 27.40\text{kg}$$

Sentido X-X

$$\gamma_x = (35 - 6)/35 = 0.83$$

$$e_x = (2.63/19.18) = 0.137\text{m}$$

$$(e/h)_x = (0.137/0.35) = 0.39$$

Sentido Y-Y

$$\gamma_y = 0.83$$

$$e_y = (4.98/19.18) = 0.26\text{m}$$

$$(e/h)_y = (0.259/0.35) = 0.74$$

$$A_{smin} = (0.01)(35*35) = 12.25 \text{ cm}^2 \text{ asumir 4 var. \# 7} = 15.52\text{cm}^2$$

$$P_{tu} = (15.52/(35 * 35)) * (2.81/(0.85 * 0.21)) = 0.20$$

de los diagramas de interacción se obtiene:

$$k'_x = 0.436$$

$$k'_y = 0.186$$

$$p'_{xo} = 0.436(0.21)(35 * 35) = 112.16\text{T} \quad p'_{yo} = 0.186(0.21)(35 * 35) = 47.85\text{T}$$

$$p'_{o} = 0.85(0.21)(35*35) + 15.52(2.81) = 262.27\text{T}$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{112.16} + \frac{1}{47.85} - \frac{1}{262.27}} = 38.46\text{T} > 27.40\text{T} \text{ Ok}$$

Refuerzo horizontal (estribos)

$$\text{Corte máximo actuante. } u_a = 3328.37/(35 * 32) = 2.97 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Corte máximo del concreto } u_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/m}^2$$

$u_a < u_c$  no necesita estribos en el alma

Confinamiento

$$2.6/6 = 0.43\text{m}$$

Lado mayor = 0.35m } Se confina una longitud de 45 cm.

45cm }

$$ps = 0.45 \left( \left( \frac{35^2}{29^2} \right) - 1 \right) \frac{210}{2810} = 0.015355385$$

al utilizar estribos # 3

$$So = (2 * 0.71) / (29 * 0.015355385) = 5.7 \approx 5\text{cm}; \text{ Colocar estribos \#4 @ } 0.05\text{m}$$

$$S_{max} = d/2 = 32/2 = 16\text{cm}$$

**Tabla IX. Diseño de Columnas, edificio de restaurantes.**

	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal			
	Cargas	Carga última	Refuerzo varillas	Cortes Kg/m <sup>2</sup>	Confinar	Refuerzo	
Col. 2do. Piso	Mx = 2483.44 My = 4657.62 Pu = 19182.09 Vu = 3328.37	Sección 35x35cm P'u = 38.46	4 # 7	ua = 2.97 uc = 6.53	Lo = 0.45	10 Estribos No. 4 @ 0.05m en extremos el resto @ No 3 @ 16cm	Columna B
	Mdx = 1.06 Mdy = 1.07 Pfalla = 27.4						
Col. 1er. Piso	Mx = 6238.51 My = 9798.63 Pu = 54.86 Vu = 4356.84	Sección 35x35cm P'u = 82.09	4 #10+4 # 7	ua = 3.89 uc = 6.53	Lo = 0.45	10 Estribos No. 4 @ 0.05m en extremos el resto @ No 3 @ 16cm	Columna A
	Mdx = 1.28 Mdy = 1.33 Pfalla = 78.37						

#### **2.2.3.4. Diseño de cimientos**

El propósito principal de una zapata de cimentación es distribuir las cargas de modo que no se exceda la capacidad de carga permisible del terreno, ya que en todos ellos existe cierta cantidad de asentamiento, con excepción de la roca. Es importante que dicho asentamiento tenga un valor tan pequeño como sea posible y que, en caso de que exista, sea uniforme a través de toda la estructura. Otro requisito esencial para la cimentaciones es que las líneas de acción de las cargas coincidan con su centro siempre que sea posible, es decir, que la presión en el terreno debe estar uniformemente distribuida, si esta condición no existe, se tendrán como resultado presiones desiguales y la estructura tenderá a asentarse de manera desigual.

Antes de determinar las dimensiones requeridas de la cimentación, el diseñador debe asegurarse de la capacidad de carga permisible del terreno.

Zapatas aisladas para columnas. La mayoría de estas zapatas son cuadradas en planta y su refuerzo consiste de dos juegos de varillas, colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro, lo cual se conoce como refuerzo en dos direcciones.

Dimensión preliminar:

$$A = P_u/V_s \quad \text{si la zapata es cuadrada } L = \sqrt{A}$$

##### **2.2.3.4.1 Cargas de trabajo**

Son las que se utilizan para dimensionar en planta el cimiento.

$$P = P_u/FCU$$

$$M'_x = M_x/FCU$$

$$M'_y = M_y/FCU$$

#### 2.2.3.4.2 Revisión de presiones

$$P_z = p' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$q = \frac{P_z}{A_z} \pm \frac{6M'_x}{bh^2} \pm \frac{6M'_y}{b^2h}$$

$$0 < q_{\min}, (q) \quad q_{\max} < v_s,$$

$$\text{Carga última } (q_u) = (FCU)q_{\max}$$

#### 2.2.3.4.3 Revisión de corte punzonante

Esfuerzo de corte punzonante que resiste el concreto.

$$v_r = \phi 1.06 \sqrt{f'_c}$$

Esfuerzo de corte punzonante:

$$v_p = \frac{V_p}{b_o d}$$

en donde:  $V_p$  = Fuerza de corte punzonante

$$V_p = q_u (A_z - A_p); \quad A_z = \text{área zapata, m}^2$$

$$A_p = \text{área punzonante, m}^2$$

$$A_p = (c+d)^2$$

$$b_o = \text{perímetro punzonante, m}$$

$$b_o = 4(c+d)$$

$$d = \text{peralte de zapata}$$

por tanteos se encuentra d hasta que  $v_p < v_r$

$$\text{Espesor de zapata } (t) = d + r + \phi/2$$

La nueva revisión de presiones se realiza utilizando el espesor encontrado.

#### 2.2.3.4.4 Revisión de corte simple

Esfuerzo de corte simple que resiste el concreto.

$$u_r = \phi 0.53 \sqrt{f'_c}; \quad \phi = 0.85 (\text{corte})$$

Esfuerzo de corte punzonante:

$$u_s = \frac{V_s}{bd}$$

en donde:  $V_s$  = Fuerza de corte simple

$V_s = q_u (b(\ell_c - d))$ ;  $\ell_c$  = longitud crítica, m

$\ell_c = (b - c)/2$ ;  $c$  = lado de columna

$b$  = lado de zapata, m

$d$  = peralte de zapata

sí  $u_s < u_c$  Ok

Nota: para dimensionar en planta el cimiento se utilizan cargas sin factorizar.  
Para determinar el espesor y el refuerzo se utilizan cargas factorizadas.

Datos de diseño:

$P_u = 54864.75 \text{ kg}$ ,  $M_{ux} = 6238.41 \text{ kg-m}$ ,  $M_{uy} = 9798.63 \text{ kg-m}$

Altura columna ( $h$ ) = 3.60m  $FCU = 1.52$

Sección columna = 0.35 \* 0.35m

Profundidad de zapata ( $h'$ ) = 1m

Dimensión preliminar:

$$A = P_u/V_s = 54.86/20 = 2.74 \text{ m} \quad L = \sqrt{2.74} = 1.66 \text{ m} \approx \text{Asumir } 1.60 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$$

Cargas de trabajo:  $P = 54864.75/1.52 = 36095.23 \text{ kg-m} \approx 36.10 \text{ T-m}$

$M_x = 6238.41/1.52 = 4104.22 \text{ kg-m} \approx 4.10 \text{ T-m}$

$M_y = 9798.63/1.52 = 6446.47 \text{ kg-m} \approx 6.45 \text{ T-m}$

Revisión de presiones: espesor asumida  $t = 0.20\text{m}$

$$P_z = 36.1 + (0.35^2 * 3.60)2.4 + (2.5 * 1.6 * 0.2)2.4 + (2.5 * 1.6 * 1)1.6 = 45.47\text{T}$$

$$q = \frac{45.47}{2.5 * 1.6} \pm \frac{6(4.1)}{2.5 * 1.6^2} \pm \frac{6(6.45)}{1.6 * 2.5^2} =$$

$$q_{\min} = 3.65 \text{ T/m}^2 > 0 \text{ Ok}$$

$$q_{\max} = 19.08 \text{ T/m}^2 < v_s = 20 \text{ Ok}$$

$$q_u = (\text{FCU}) q_{\max} = 1.52(19.08) = 29\text{T/m}^2$$

Revisión de corte punzonante

$$v_r = \phi 1.06 \sqrt{f'c} = 0.85(1.06) \sqrt{210} = 13.057\text{kg/cm}^2 \approx 130.57\text{T/m}^2$$

$t = 0.20\text{m}$  no cumple, el nuevo espesor asumido es  $t = 0.4\text{m}$

$$d = 0.4 - 7.5 = 0.325\text{m}$$

$$v_p = \frac{29((2.5 * 1.6) - (0.35 + 0.325)^2)}{4(0.35 + 0.325)0.325} = 117.14 \text{ T/m}^2 < 130.57 \text{ Ok}$$

Al revisar de nuevo las presiones:

$$q_{\min} = 4.13\text{t/m}^2 \quad q_{\max} = 19.56\text{T/m}^2 < 20\text{T/m}^2 \text{ Ok}$$

Revisión de corte simple

$$v_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} = 6.528\text{kg/cm}^2 \approx 65.28\text{T/m}^2$$

$t = 0.40\text{m}$  no cumple, el nuevo espesor asumido es  $t = 0.42\text{m}$

$$d = 0.42 - 7.5 = 0.34\text{m}$$

$$v_s = (29 * 1.6((2.5 - 0.35)/2 - 0.345)) / (1.6 * 0.345) = 61.36\text{T/m}^2 < 65.28 \text{ Ok}$$

Al revisar de nuevo las presiones:

$$q_{\min} = 4.18\text{t/m}^2 \quad q_{\max} = 19.61\text{T/m}^2 < 20\text{T/m}^2 \text{ Ok} \quad \text{Aceptar } t = 42\text{cm}$$

Acero de refuerzo por flexión

$$W = 29\text{T/m}$$

$$d = 0.345$$

$$X = (2.5-0.35)/2 = 1.075\text{m}$$

$$Y = (1.6-0.35)/2 = 0.625\text{m}$$

$$M_{ux} = (29 * 1.075^2 / 2) = 16.76\text{T-m}$$

$$M_{uy} = (29 * 0.625^2 / 2) = 5.66\text{T-m}$$

$$A_s = 15.38\text{cm}$$

$$A_s = 11.98\text{cm}$$

Varillas No. 6 @ 0.18m

Varillas No. 6 @ 0.23m

**Tabla X. Diseño de zapatas, edificio de restaurantes.**

Cargas Kg y m	Dimensiones m	Cu. T/m <sup>2</sup>	C.Punzonante T/m <sup>2</sup>	C.Simple T/m <sup>2</sup>	Mu T-m	Refuerzo varillas	
Mx = 6238.41 My = 9798.63 Pu = 54864.75 FCU = 1.52	Az = 2.5x1.60 t = 0.42	29.00	ua = 111.94 ur = 130.57	ua = 64.45 uc = 65.28	16.76 5.66	# 6@ 0.18 # 6 @ 0.23	ZAPATA 1

### **2.2.3.5. Diseño de escaleras**

Una escalera de concreto reforzado puede considerarse como una losa inclinada, con refuerzo en una dirección y con escalones en la parte superior. Del análisis estructural se sabe que el tipo de apoyo de una estructura, determina el comportamiento de la misma, por eso es importante que las condiciones de apoyo de la escalera no cambien, de lo contrario se pueden inducir esfuerzos no previstos, que podrían ocasionar daños considerables.

En el caso de losas de piso, para su diseño, se considera una faja de un metro de ancho y se calculan el peralte efectivo y el refuerzo para esta faja. Además del refuerzo de tensión, se colocan varillas transversales que sirven como refuerzo por temperatura, de acuerdo con el reglamento vigente.

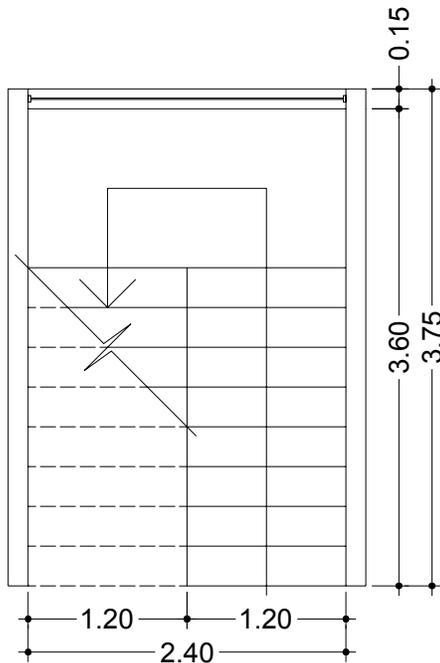
Se recomienda tener claros relativamente cortos, nunca mayores de 17 peraltes en un solo tramo; las escaleras entre pisos se hacen generalmente en dos tramos, con una plataforma intermedia y los extremos de la losa de la escalera pueden apoyarse sobre vigas transversales, o bien, puede considerarse la plataforma como parte de la losa de la escalera.

Las dimensiones máximas y mínimas para el peralte son 20 cm y 15 cm, respectivamente, mientras que la huella no debe ser menor de 24 cm, sin tomar en cuenta los rebordes. Se usan comúnmente dos reglas para dimensionar las huellas y los peraltes:

- 1) la suma de ambos debe ser aproximadamente 45 cm
- 2) su producto debe quedar entre 450 y 480

La mayor parte de los reglamentos de construcción especifican una carga viva de 500 kg/m<sup>2</sup> sobre el área horizontal de las escaleras.

**Figura 24. Dimensiones de escalera**



Carga viva = 500 kg/m<sup>2</sup>

h = altura del piso

H = ancho de huella

C = peralte (contrahuella)

El ancho del descanso será igual al ancho de grada.

Diseño de losa de escalera de concreto reforzado.

Carga viva = 500 kg./cm<sup>2</sup>

$$\# \text{ escalones mínimo} = h/C = \frac{3.00}{0.1667} = 18 \text{ escalones}$$

por lo tanto existen 9 escalones en subida

$$\# \text{ huellas} = \# \text{ contrahuellas} - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$H = \frac{s}{\# \text{ huellas}} = \frac{2.4}{8} = 0.3\text{m}$$

Al revisar las relaciones de comodidad

$$c = 16.67\text{cm} < 20\text{cm} \text{ Ok}$$

$$H = 30\text{cm} > c = 16.67\text{cm} \text{ Ok}$$

$$2c + H = 2(16.67) + 30 = 63.34\text{cm} < 64\text{cm} \text{ Ok}$$

$$c + H = 16.67 + 30 = 46.67\text{cm} \quad \text{Ok}$$

$$c \cdot H = 16.67 \cdot 30 = 500\text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Por lo tanto se obtiene:

9 contrahuellas de 16.67cm y 8 huellas de 30cm

Integración de cargas.

Carga muerta:

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de la escalera} &= 1.4w_c(t + C/2) = 1.4(2400)(0.14 + 0.1667/2) \\ &= 750.46 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Piso de granito + repellos y cernido} = 1.4(100) = \underline{140.00 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{CMU} = 890.46 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{Locales comerciales(CVU)} = 1.7(500) = 850 \text{ kg/m}^2$$

Carga total:

$$W_u = \text{CMU} + \text{CVU} = 890.46 + 850 = 1740.46 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{franja de un metro} = 1740.46 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos:

$$M(-) = \frac{W_u L^2}{14} = \frac{1740.46(4.03)^2}{14} = 2019.05 \text{ kg-m} \quad \text{As} = 7.31\text{cm}^2$$

$$M(+) = \frac{W_u L^2}{9} = \frac{1740.46(4.03)^2}{9} = 3140.73 \text{ kg-m} \quad \text{As} = 11.74\text{cm}^2$$

Cálculo del área de acero.

$$\text{As}(-) = 7.31\text{cm}^2 \quad \text{No. 5 @ 0.25 mts.}$$

$$\text{As}(+) = 11.74 \text{ cm}^2 \quad \text{No. 5 @ 0.15 mts.}$$

Detalle de armado ver apéndice 2, plano de detalles.

## 2.2.3.6 Detalles estructurales especiales

### 2.2.3.6.1 Juntas

En edificios con muros o tabiques que no funcionan estructuralmente, sino que sirven como separadores de ambientes, como en el presente caso, las fuerzas sísmicas ocasionan desplazamientos considerables y generan esfuerzos de tensión en los tabiques. Si estos esfuerzos son mayores a los que pueda resistir el muro, la pared se agrieta o se produce la falla. Una manera de solucionar este problema es colocar juntas entre el tabique y las columnas, para que éstas se desplacen libremente sin perjudicar a los tabiques.

El ancho de estas juntas, en estructuras como las del presente caso no debe ser mayor de 0.005 veces la altura entre los dos pisos, según el código SEAOC, este valor deberá ser multiplicado por  $1/K$ .

$$\text{Ancho Junta} = \frac{0.005 * h}{k}$$

Donde: h = altura en cm.

K = refleja la ductilidad de la estructura (estructuras con marco dúctiles y/o rígidos = 0.67)

$$\text{Ancho de junta} = \frac{0.005 * 300}{0.67} = 2.24 \text{ cm}$$

Para que en la parte superior del tabique no esté en voladizo, se provee de una junta deslizante que a su vez le sirva de apoyo, los detalles se encuentran en el plano de detalles estructurales, apéndice 2.

#### **2.2.4 Planos constructivos**

Los planos elaborados para el edificio de restaurantes se pueden ver en los apéndices 2. Los cuales son:

- Plano de arquitectura
- Plano de secciones y elevaciones
- Plano de cimientos y columnas
- Plano de detalles estructurales
- Plano de losas y vigas planta baja
- Plano de losas y vigas planta alta

#### **2.2.5 Presupuesto**

Para la elaboración del presupuesto se aplicó el mismo procedimiento que se describe en el inciso 2.1.4.4. El resultado del proceso descrito, es decir, el presupuesto por renglones para la edificación de 2 niveles para el área de restaurantes que se presenta a continuación.

**Tabla XI. Presupuesto, edificio de restaurantes**

cod.1	Descripción	U	Cantidad	P.U.	Total Q.
1,000000	Edificio				4366701,22
1,010000	Trabajos de inicio				
1,010100	Trabajos preliminares				
1,010200	limpieza de terreno	M²	1001,55	12,11	12128,77
1,010300	trazo y nivelación	M²	1001,55	24,31	24347,68
1,020000	Elementos estructurales				
1,020100	Cimentaciones				
1,020101	Excavación estructural	M³	337,50	37,00	12487,50
1,020102	Relleno estructural	M³	225,91	37,00	8358,67
1,020103	Acarreo material sobrante	M³	79,07	25,20	1992,56
1,020104	Zapatas tipo Z-1	U	66,00	3438,62	226948,92
1,020105	Zapatas tipo Z-2	U	6,00	1723,92	10343,52
1,020106	Zapatas tipo Z-3	U	4,00	227,21	908,84
1,020107	Cimiento corrido	ML	244,33	166,32	40636,97
1,020108	Muro de cimentación	ML	185,90	86,79	16134,26
1,020109	Solera de humedad	ML	206,75	137,95	28521,16
1,020200	Columnas nivel 1				
1,020201	Columnas tipo A	U	72,00	7741,06	557356,32
1,020202	Columnas tipo B	U	4,00	1584,21	6336,84
1,020300	Vigas y losas nivel 1				
1,020301	Vigas V-1	U	66,00	2111,70	139372,20
1,020302	Vigas V-2	U	48,00	5572,66	267487,68
1,020303	Vigas V-3	U	2,00	833,91	1667,82
1,020304	Losa fundida e=12cm	U	44,00	12873,43	566430,92
1,020400	Vigas y losas nivel 2				
1,020401	Vigas V-4	U	66,00	1863,80	123010,80
1,020402	Vigas V-5	U	48,00	2652,39	127314,72
1,020404	Losa fundida e=10cm	U	44,00	10158,19	446960,36
1,020500	Modulo de gradas				
1,020501	Excavación estructural	M³	9,50	37,00	351,50
1,020502	Relleno estructural	M³	4,95	37,00	183,15
1,020503	Acarreo material sobrante	M³	1,74	25,20	43,85
1,020504	Cimiento corrido	ML	19,80	166,32	3293,14
1,020505	Muro block pomez de e=15cm	M²	94,54	101,87	9630,79
1,020506	Solera de humedad	ML	19,80	137,95	2731,41
1,020507	Solera intermedia	ML	39,60	137,95	5462,82
1,020508	Solera corona	ML	31,52	137,95	4348,18
1,020509	Sillares y dinteles	ML	9,00	139,75	1257,75
1,020510	Columnas secundarias 1er. piso	U	14,00	507,35	7102,90
1,020511	Columnas secundarias 2do. piso	U	14,00	391,73	5484,22
1,020512	Escaleras	Glo.	2,00	14202,28	28404,56
1,020513	Losa e=10cm	Glo.	2,00	6405,78	12811,56
1,020514	Repello + blanqueado	M²	174,60	116,11	20272,81
1,020515	Repelo + blanqueado en sillares y dinteles	M²	4,12	141,07	581,21
1,020516	Puerta tipo 3	U	2,00	683,49	1366,98
1,020517	pintura	M²	193,94	15,54	3013,83
1,020518	Impermeabilizante en losa	M²	19,34	32,00	618,88
1,020519	Baranda metalica	ML	83,16	139,38	11590,84

## Continuación tabla XII

1,020600	Muros y tabiques nivel1				
1,020601	Muro block pomez de e=15cm	ML	217,40	234,30	50936,82
1,020602	Solera intermedia	ML	173,45	137,95	23927,43
1,020603	Solera corona	ML	217,25	137,95	29969,64
1,020604	Sillares y dinteles	ML	160,80	139,75	22471,80
1,020700	Muros y tabique nivel 2 :				
1,020701	Muro block pomez de e=15cm	ML	217,40	234,30	50936,82
1,020702	Solera intermedia	ML	173,45	137,95	23927,43
1,020703	Solera corona	ML	217,25	137,95	29969,64
1,020704	Sillares y dinteles	ML	160,80	139,75	22471,80
1,030000	Acabados				
1,030100	Acabados en paredes				
1,030101	Blanqueado en paredes	M <sup>2</sup>	1582,48	116,11	183741,75
1,030102	Alisado en paredes	M <sup>2</sup>	451,66	117,60	53115,22
1,030103	Azulejo en paredes	M <sup>2</sup>	192,36	125,27	24096,94
1,030104	Sillares y dinteles	M <sup>2</sup>	88,98	141,07	12552,41
1,030200	Acabados en columnas y vigas				
1,030201	Banqueado en columnas	M <sup>2</sup>	369,52	223,40	82550,77
1,030202	Blanqueado en vigas	M <sup>2</sup>	700,36	223,40	156460,42
1,030300	Acabados en cielos y techos				
1,030301	Blanqueado en cielos	M <sup>2</sup>	1331,00	141,61	188482,91
1,030400	Acabados en pisos				
1,030401	Colocado de piso de granito	M <sup>2</sup>	1518,00	171,34	260094,12
1,030402	Pulido de piso	M <sup>2</sup>	1518,00	15,12	22952,16
1,030500	Ventanas y puertas				
1,030501	Ventaneria aluminio+vidrio	M <sup>2</sup>	145,58	383,31	55802,27
1,030502	Puertas tipo P-1 (90x210) aluminio+vidrio	U	20,00	1881,97	37639,40
1,030503	Puertas tipo P-2 (90x210) madera	U	4,00	1603,96	6415,84
1,030504	Puertas tipo P-3 (70x210) plywood	U	34,00	683,49	23238,66
1,030600	Artefactos y accesorios para baños				
1,030601	Inodoro blanco	U	34,00	958,45	32587,30
1,030602	Lavamanos blanco	U	30,00	705,04	21151,20
1,030603	Mingitorio blanco	U	4,00	1545,64	6182,56
1,030604	Lavaplatos de acero inoxidable Teka	U	20,00	854,55	17091,00
1,030700	Acabados especiales				
1,030701	Pintura en general	M <sup>2</sup>	4335,40	15,54	67372,12
1,040000	Instalaciones				
1,040100	Instalación de plomería				
1,040101	Red de tubería plomería agua fría	Glo.	1,00	7432,82	7432,82
1,040102	Trabajos de albañilería para instalación pl	Glo.	1,00	1876,49	1876,49
1,040200	Instalación de drenajes				
1,040201	Red tubería drenaje sanitario	Glo.	1,00	22871,20	22871,20
1,040202	Red tubería drenaje pluvial	Glo.	1,00	10843,74	10843,74
1,040203	Trabajos de albañilería para instalación de	Glo.	1,00	2321,10	2321,10
1,040300	Instalación eléctrica				
1,040301	Instalación eléctrica	Glo.	1,00	72379,36	72379,36
1,040302	Trabajos de albañilería para instalación el	Glo.	1,00	5541,21	5541,21

## 2.2.6 Cronograma de ejecución

**Figura 25. Cronograma de ejecución, edificio de restaurantes.**

Id	Nombre de tarea	tri 1 2005			tri 2 2005			tri 3 2005		
		ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep
1	Trabajo preliminares		■							
2	Excavación estructural en baños		■							
3	Armadura		■							
4	Cimentación (fundición)			■						
5	Levantado de muros			■	■					
6	Entarimado + armadura de losa				■					
7	Fundición de losa					■				
8	Desentarimado					■				
9	Levantado de muros del 2do. Nivel						■			
10	Entarimado + armadura de losa 2do. Nivel							■		
11	Fundición de losa 2do. Nivel							■		
12	Desentarimado 2do. Nivel								■	
13	Instalación eléctrica				■	■	■	■		
14	Instalación de agua potable				■	■	■	■		
15	Instalación de drenajes				■	■	■	■		
16	Acabados							■	■	
17	Pisos							■		
18	ventanería								■	
19	Puertas									■
20	Pintura general									■
21	Limpieza									■



## CONCLUSIONES

1. La construcción de la línea de desfogue, en el kilómetro 52.5 CA-1 es de vital importancia para la salud de los vecinos de Chimaltenango y para la conservación del medio ambiente.
2. La construcción de la edificación de dos niveles para el área de restaurantes, en el parque nacional Los Aposentos indudablemente mejorará la fisonomía del lugar, ya que existe una gran afluencia de personas que lo visitan debido a que es uno de los pocos sitios de recreación con los que cuenta el municipio.
3. Los presupuestos son una referencia, y no se deben tomar como definitivos al momento de cotizar, ya que están sujetos a cambios principalmente por las circunstancias económicas que existen al construir.
4. Un conocimiento amplio del comportamiento estructural se debe manifestar en un detalle razonado. Sólo una estructura bien detallada puede lograr la calidad deseada de comportamiento, por tal motivo no se puede exagerar la importancia del detallado eficiente, especialmente para las estructuras en un país sísmico.
5. A través del Ejercicio Profesional supervisado, se complementa la formación profesional del estudiante, ya que éste experimenta la confrontación teórica - práctica, y adquiere confianza y madurez para iniciar con mayor eficiencia el desempeño de su profesión.



## RECOMENDACIONES

### A LA MUNICIPALIDAD DE CHIMALTENANGO

1. Desarrollar un programa educativo hacia los beneficiarios del proyecto de la línea de desfogue, acerca del uso apropiado del sistema, para que éste tenga un buen funcionamiento.
2. Dar mantenimiento a los drenajes principales en los meses de marzo y abril, ya que con esto se dejan listos para que trabajen durante el invierno.
3. Que la Municipalidad instale conjuntamente con la línea de desfogue la planta de tratamiento para que el es desfogue de las aguas servidas no sea dañino para el manto freático a donde irán a dar.
4. Al construir el edificio de restaurantes, se deben seguir estrictamente todos los detalles y especificaciones que se encuentran en los planos. Se deben tomar como bibliografía de apoyo para construir y supervisar la construcción de la estructura de los proyectos, el reglamento del ACI 318-99.
5. Actualizar los presupuestos de los proyectos, previo a la contratación, para que así los costos sean acordes a la realidad.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F. 1990.
2. Barrios de León, José Daniel. Diseño de un centro educativo en la aldea Chiul, municipio de Cunén, departamento de Quiché. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2001. 134 pp.
3. Bazán, Enrique y Roberto, Meli. Juan Adolfo. **Diseño sísmico de edificios**. México, DF. Editorial Limusa, S.A. 1998. 52
4. Grajeda Figueroa, Celia María. Diseño de la red de drenaje sanitario y drenaje pluvial de la colonia Los Pinos de la ciudad de Esquipulas. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2001. 52 pp.
5. Orozco González. Juan Adolfo. Diseño de drenaje sanitario de aldea San Petz, municipio San Pedro Sacatepéquez, departamento de San Marcos. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1999. 62 pp.
6. Park, R. y T. Paulay. **Estructuras de concreto reforzado**. 9<sup>a</sup> ed. México: Limusa, 1997. 96pp.



# APÉNDICE 1

Figura 26. Plano de planta general, línea de desfogue

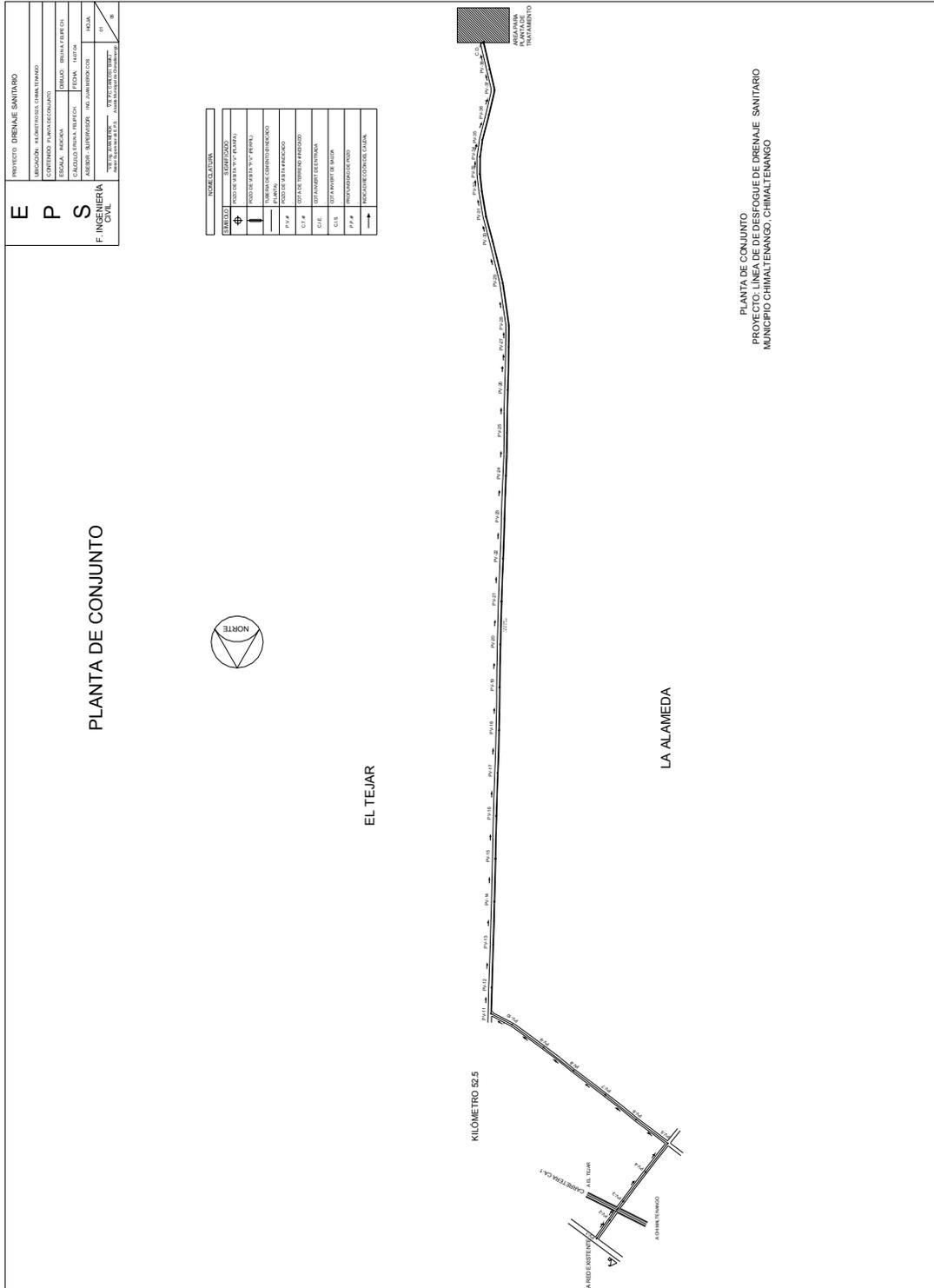
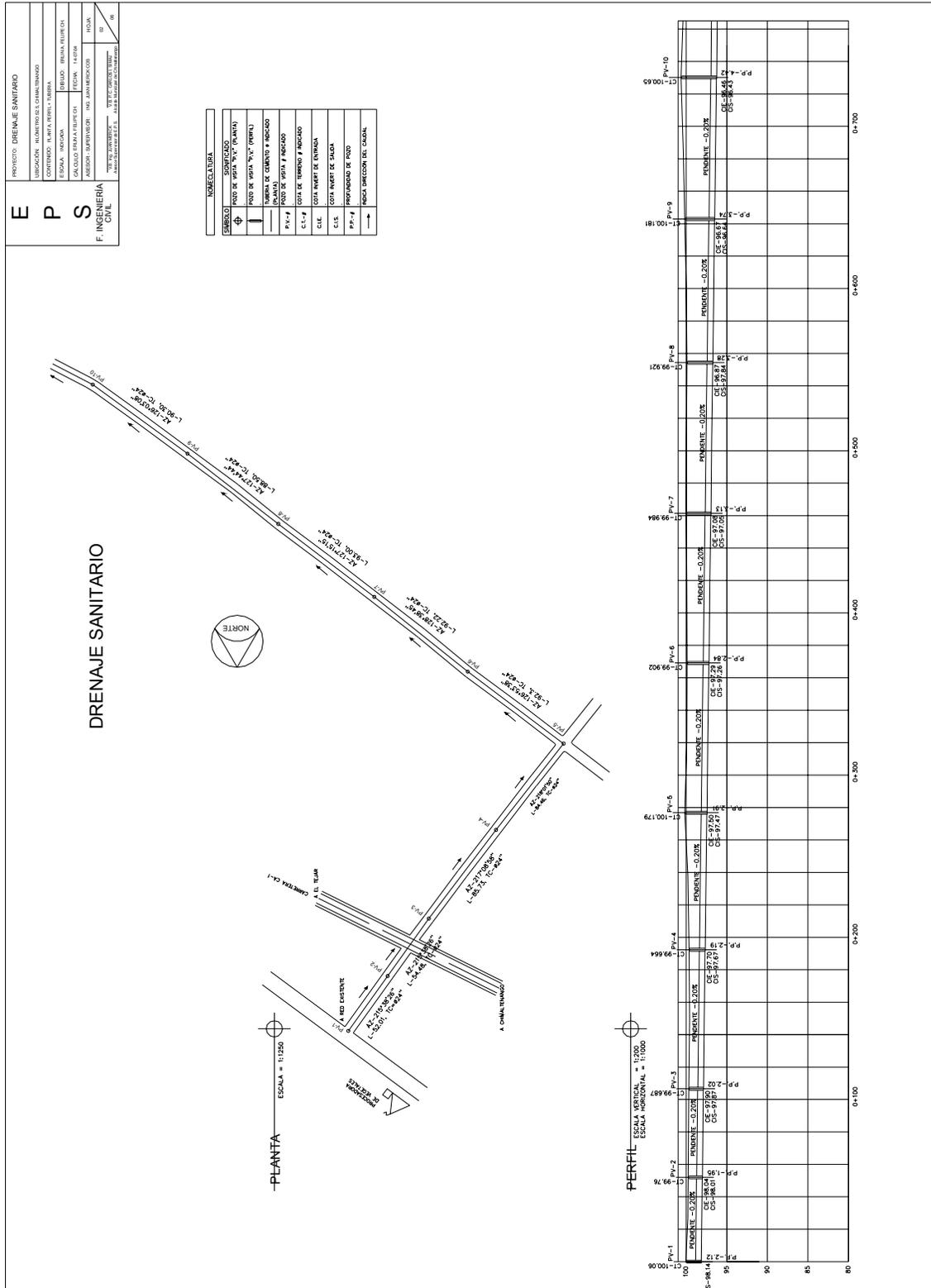
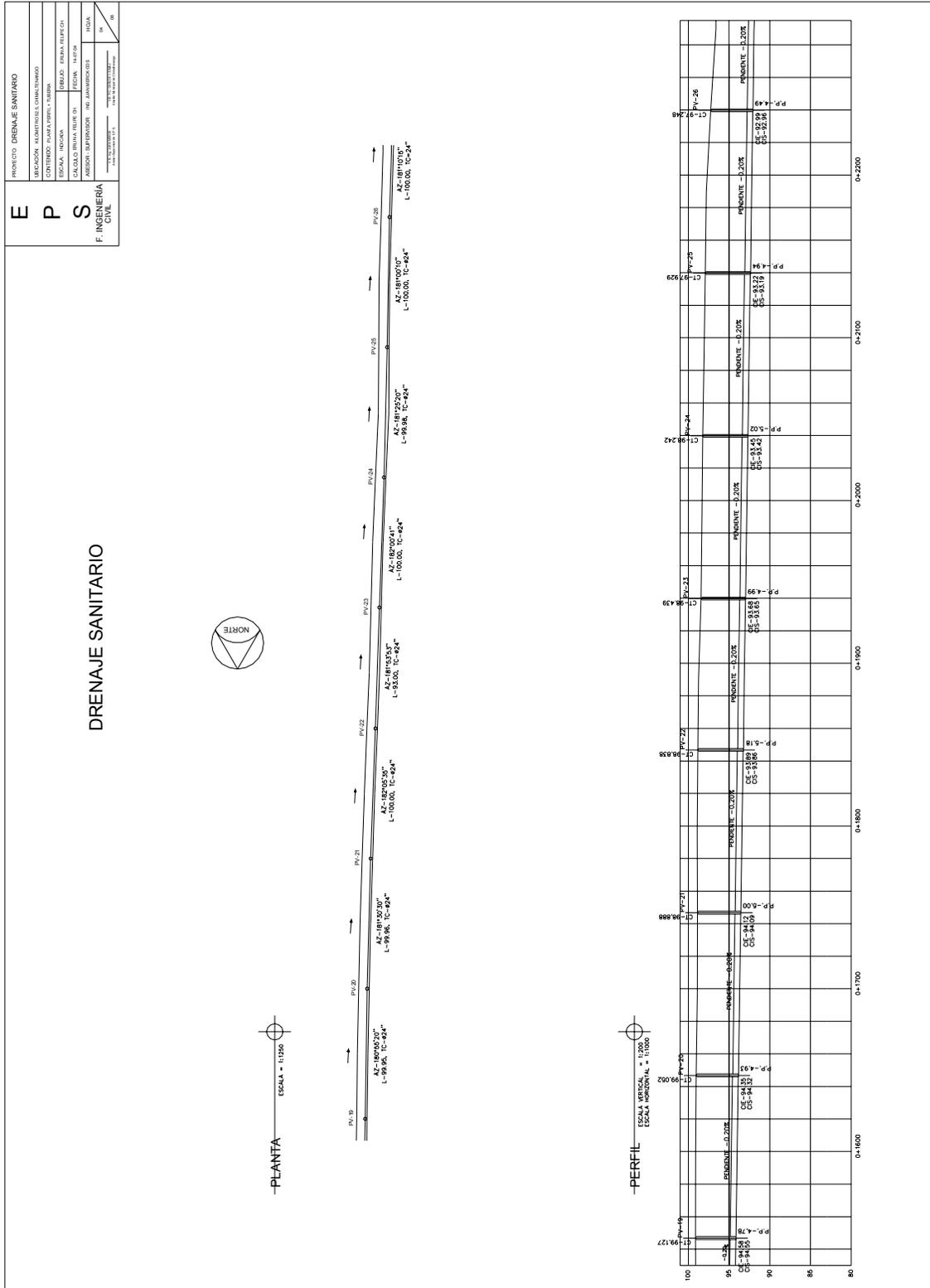


Figura 27. Plano de plata, perfil + tubería, línea de desfogue

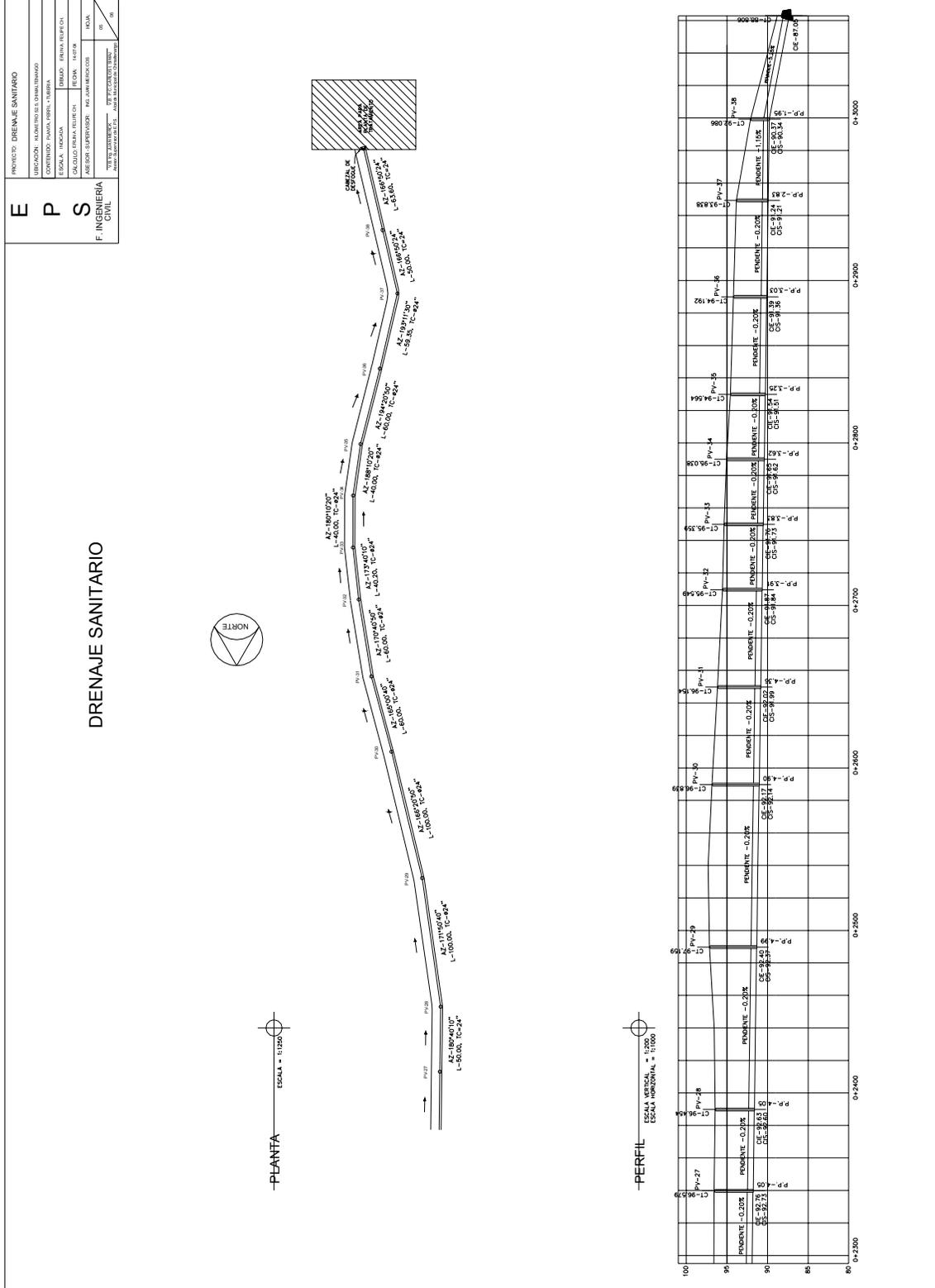




# Continuación figura 27.



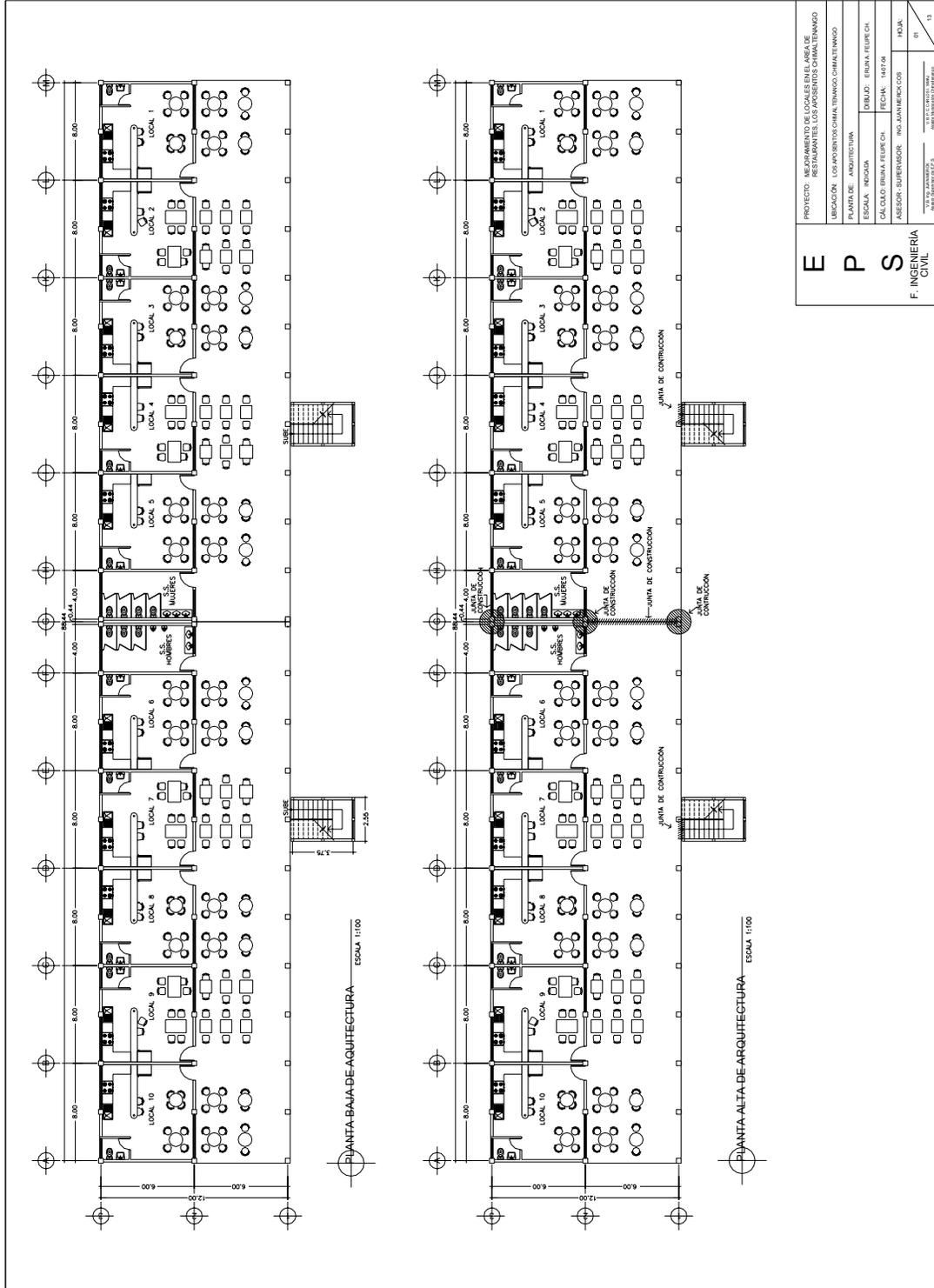
# Continuación figura 27.





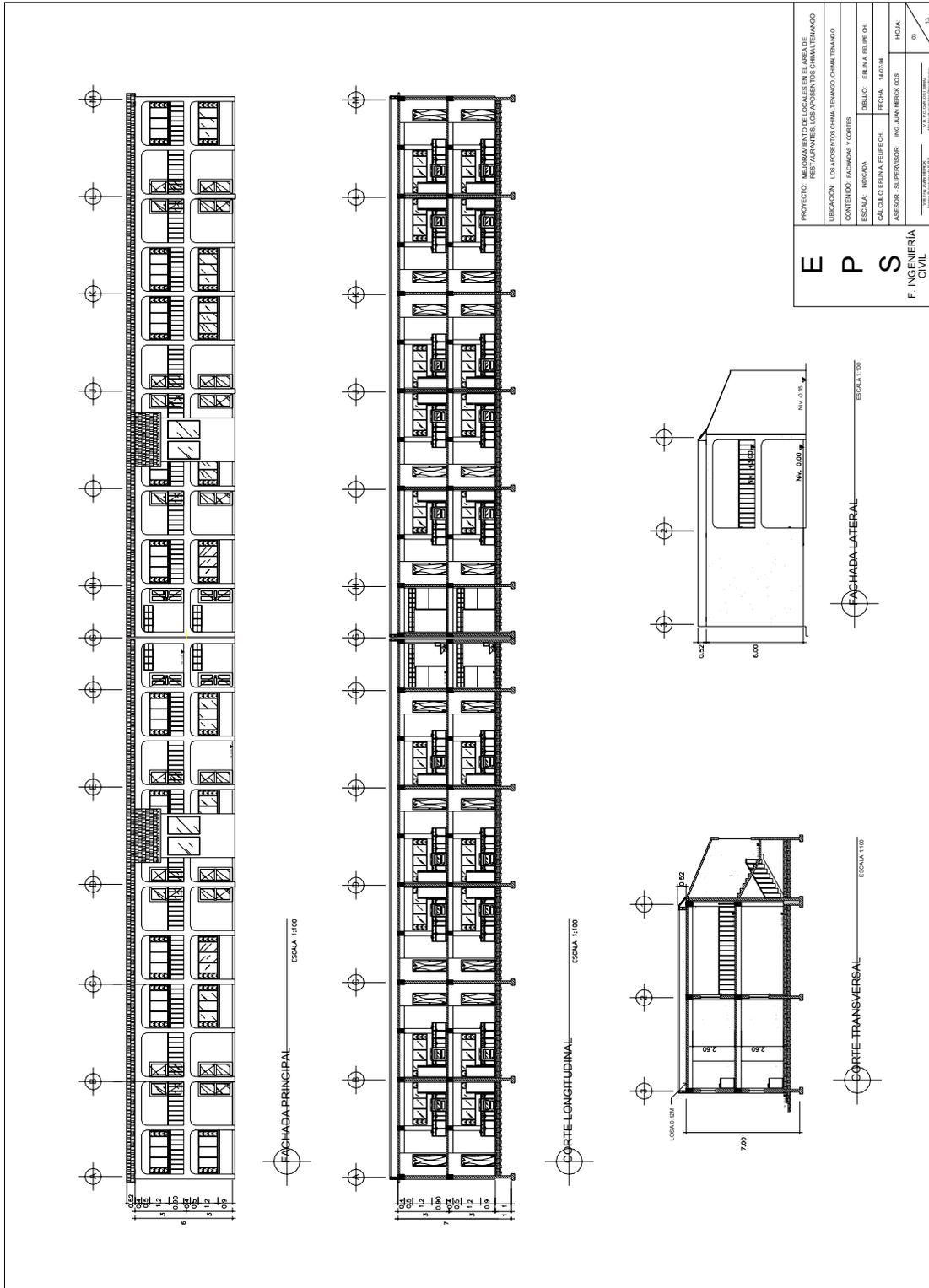
# APÉNDICE 2

Figura 29. Plano de arquitectura, edificio de restaurante



<h1 style="font-size: 2em; margin: 0;">E P S</h1> <p style="margin: 0;">F. INGENIERIA CIVIL</p>		PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LOCALES EN EL AREA DE RESTAURANTES LOS APÓSITOS CHIMALTANINGO	
		UBICACION: LOS APÓSITOS CHIMALTANINGO CHIMALTANINGO	
PLANTEAMIENTO: ARQUITECTURA	DISEÑO: IRINA TEJERICH		
ESCALA: REDUCCION	CÁLCULO: IRINA TEJERICH	FECHA: 14/02/04	HOJA
ASESOR SUPERVISOR: ING. JUAN RICKTOR			
INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE GUATEMALA			
		07	
		13	

Figura 30. Plano de secciones y elevaciones, edificio de restaurantes



<b>PROYECTO:</b> MEJORAMIENTO DE LOCALS EN EL AREA DE RESTAURANTES, LOS PISOS DE CHIMALTENANGO	
<b>UBICACION:</b> LOS PISOS DE CHIMALTENANGO, CHIMALTENANGO	
<b>CONTENIDO:</b> FACHADAS Y CORTES	
<b>ESCALA:</b> 1:100	
<b>CALCULO:</b> ENRIKA FELIX CH.	<b>REDA:</b> ENRIKA FELIX CH.
<b>ASesor - SUPERVISOR:</b> ING. JUAN CARLOS GONZALEZ	<b>FECHA:</b> 14/03/20
<b>HOJA:</b> 03	
<b>TOTAL:</b> 13	

**E P S**  
F. INGENIERIA CIVIL

Figura 31. Plano de cimientos y columnas, edificio de restaurantes

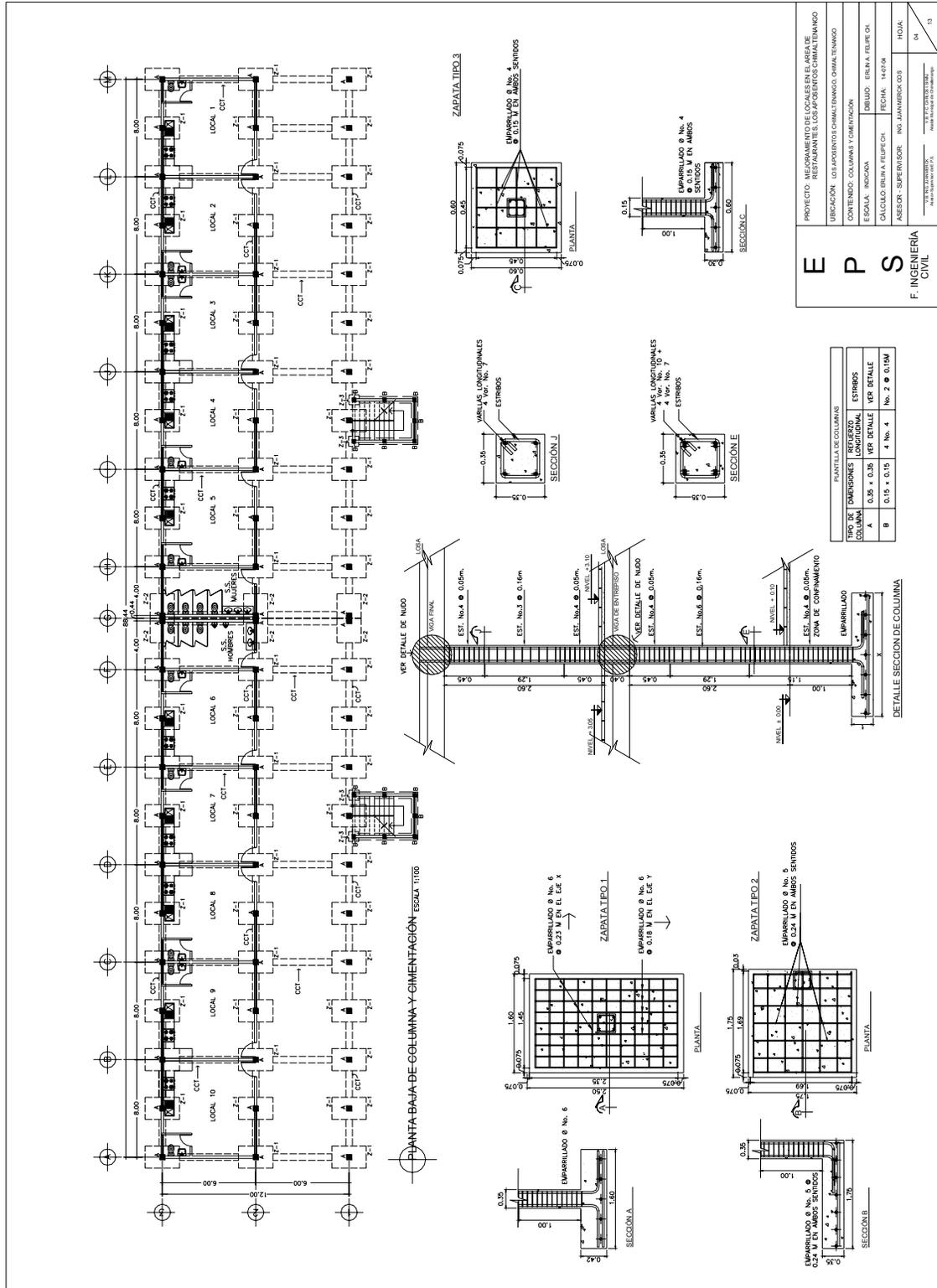


Figura 32. Plano de detalles estructurales, edificio de restaurantes

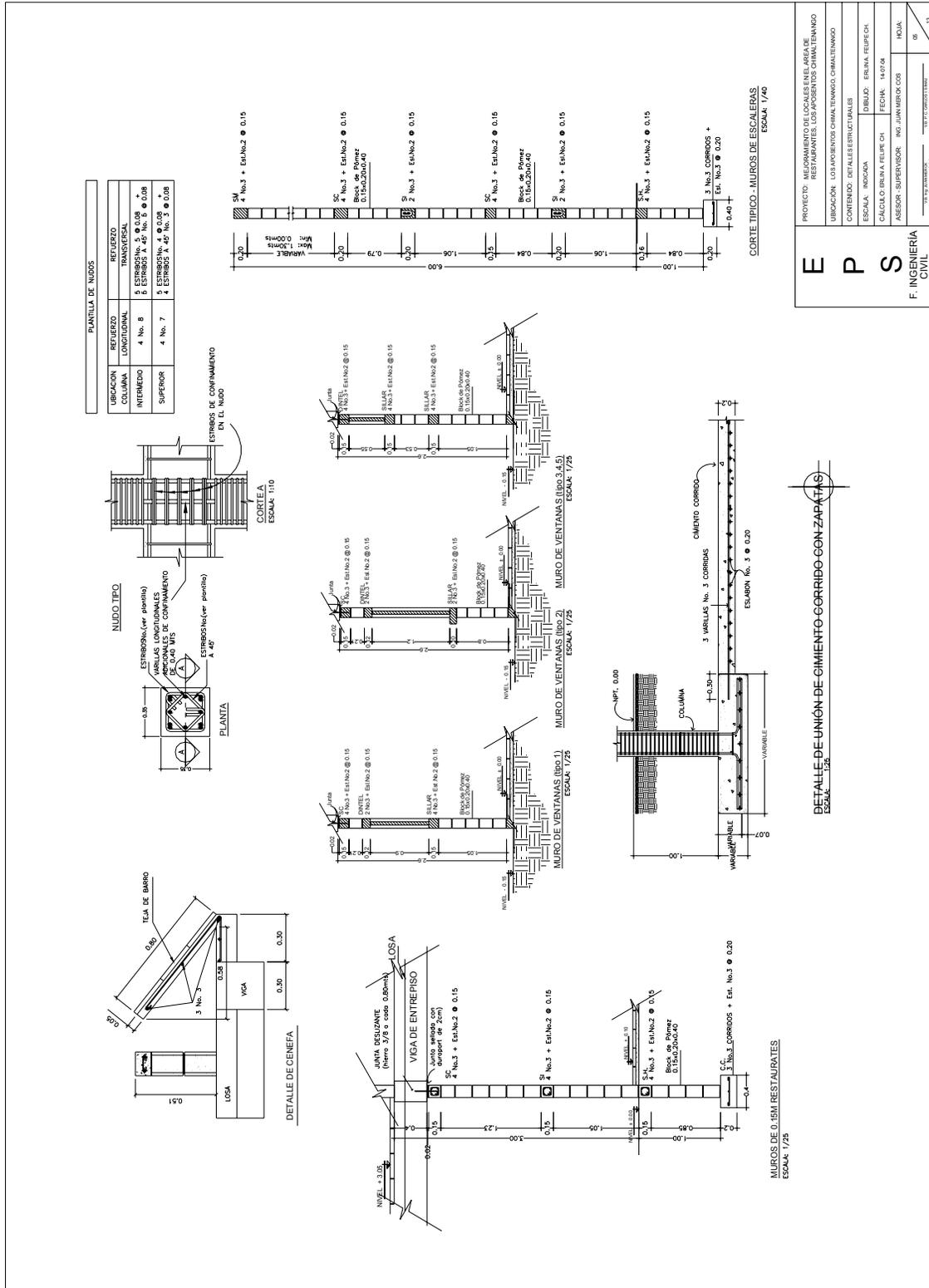




Figura 34. Plano de losas y vigas planta baja, edificio de restaurantes

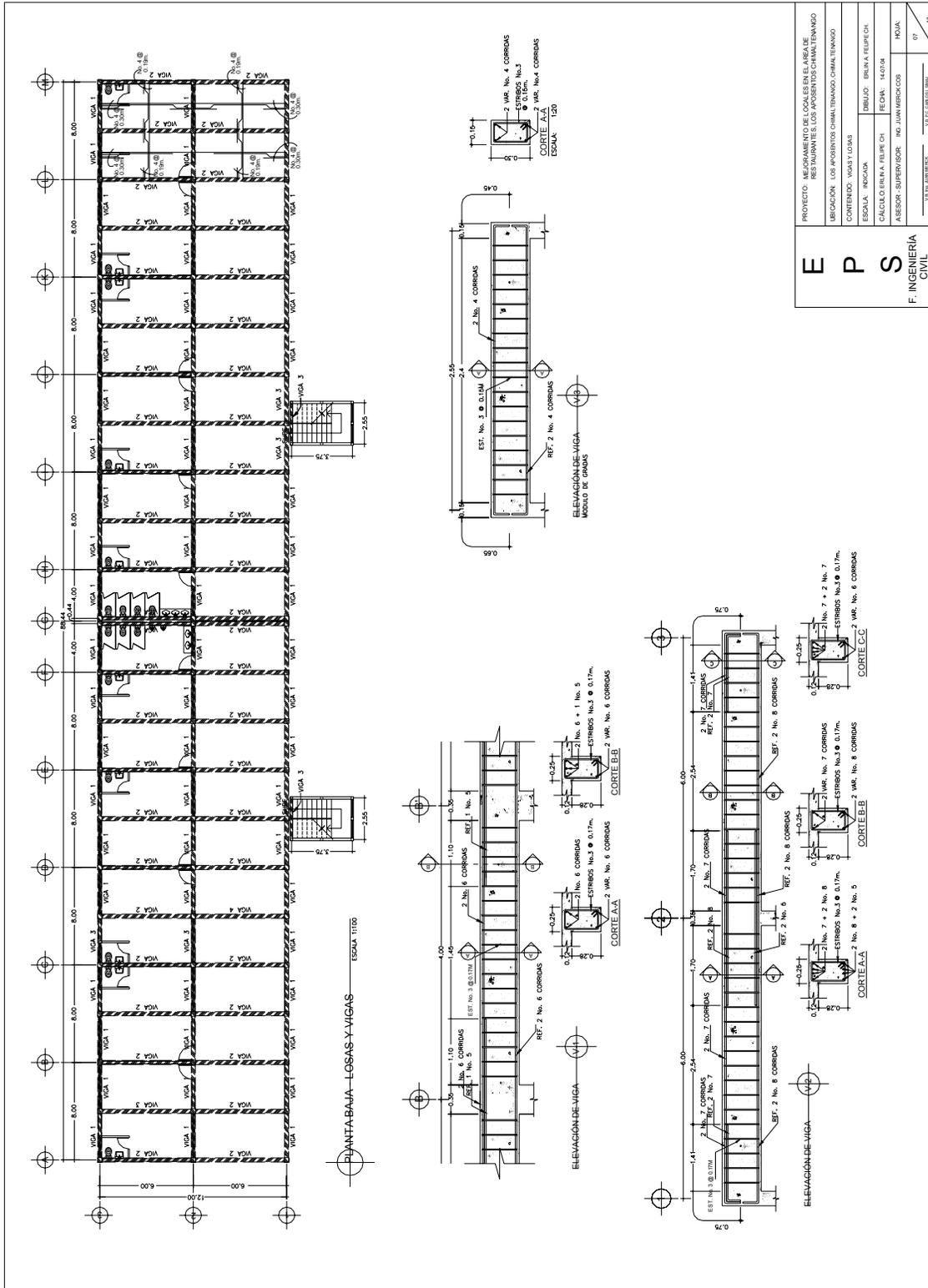
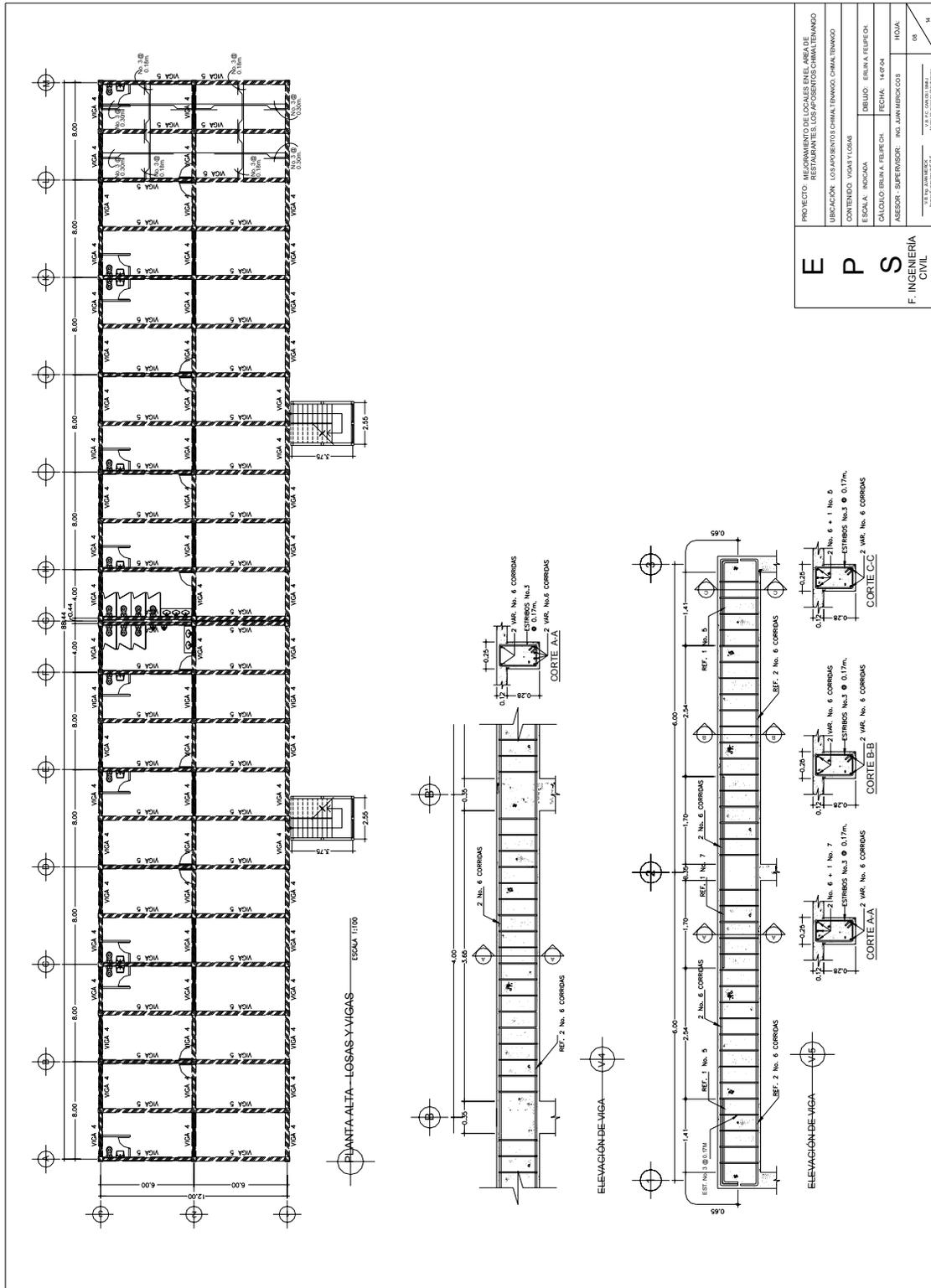


Figura 35. Plano de losas y vigas planta alta, edificio de restaurantes



<b>EP S</b> F. INGENIERIA CIVIL		PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LOSALES EN EL AREA DE RESTAURANTES, LOS APARTAMENTOS CHALATENANGO
		UBICACION: LOS APARTAMENTOS CHALATENANGO, CHALATENANGO
CONTENIDO: VIGAS Y LOSAS	DISEÑADO: ERWIN A. FELIPE CH.	HOJA: 08
ESCALA: INDICADA	FECHA: 14/05/04	TOTAL DE HOJAS: 08
CALCULO: ERWIN A. FELIPE CH.	ASesor: SUPERVISOR: ING. JUAN MENDOZA	HOJA: 08
ASesor: SUPERVISOR: ING. JUAN MENDOZA	INGENIERO: ERWIN A. FELIPE CH.	TOTAL DE HOJAS: 08