



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

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SANATORIO PARROQUIAL
SAN MIGUEL FEBRES CORDERO UBICADO EN LA ZONA 21
DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

Luís Alejandro Contreras Alonzo
Asesorado por el Ing. Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SANATORIO PARROQUIAL
SAN MIGUEL FEBRES CORDERO, UBICADO EN LA ZONA 21
DE LA CIUDAD DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACION
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

LUIS ALEJANDRO CONTRERAS ALONZO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I: Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II: Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III: Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV: Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V: Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Veliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR: Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR: Ing. Julio Guillermo García Ovalle
EXAMINADORA: Inga. Carmen Marina Mérida Alva
SECRETARIO: Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SANATORIO PARROQUIAL SAN MIGUEL FEBRES CORDERO, UBICADO EN LA ZONA 21 DE LA CIUDAD DE GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil el 22 de agosto de 2003.

Luís Alejandro Contreras Alonzo

AGRADECIMIENTOS A:

El Ingeniero del Universo, por darme la vida, valores necesarios y actitudes positivas para realizarme como profesional.

Mis padres y mi abuelita, que siempre me han apoyado en todas mis decisiones, aunque a veces no nos entendamos, no sería lo que soy por ustedes.

Los ingenieros Rudy Flores por su incondicional ayuda y amistad, Julio Escobar, Víctor Bay, Julio Marroquín, Sergio Landa, en especial a mi asesor Ingeniero Alfredo Arrivillaga.

Las personas que positiva y negativamente influyeron en la culminación de una etapa de vital importancia en mi vida.

ACTO QUE DEDICO A:

- Mis padres:** Alejandro Antonio Y Celia Elizabeth
- Mis hermanos:** Karen Y Jorge Mario
- Mi abuelita:** Celia Hernández Leal
- Mi novia:** Alma gemela, que recorriendo la Tierra en busca de su Otra Parte, me unió a ella para así completar una estrella en el firmamento.
- Los ingenieros:** Oscar Argueta, Rudy Flores, Julio Escobar
Nicolás Sáenz.

A todos mis familiares y amigos

A la facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. INVESTIGACIÓN SOBRE NORMAS DE DISEÑO DE EDIFICIOS PARA LA SALUD	1
1.1 Espacio para estacionamiento	4
1.2 Áreas mínimas de locales principales	5
1.3 Servicios sanitarios	6
1.4 Ventilación	8
1.5 Accesos	10
1.6 Demandas mínimas de agua potable	10
1.7 Instalaciones eléctricas	11
1.8 Determinación de necesidades	12
1.9 Levantamiento topográfico	12
1.10 Diseño arquitectónico	17
1.11 Descripción del proyecto	18

2. GENERALIDADES. DEFINICIONES BÁSICAS

2.1 Generalidades	21
2.2 Definiciones Básicas	22
2.2.1 Diseño estructural	22
2.2.2 Consideraciones de diseño	23
2.3 Análisis estructural	23
2.4 Relación entre el análisis y el diseño estructural	24
2.5 Rigidez	24
2.6 Momento de inercia (I)	25

3. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO

	27
3.1 Selección del sistema estructural	27
3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales de concreto reforzado	29
3.2.1 Predimensionamiento de vigas	30
3.2.1.1 Vigas rectangulares	30
3.2.1.2 Fórmulas de diseño	30
3.2.1.3 Otras alternativas desarrolladas para predeterminar vigas rectangulares.	33
3.2.2 Dimensionamiento de columnas	35
3.2.2.1 Recomendaciones iniciales para dimensionar columnas:	35
3.2.2.2 Recomendaciones IMCYC/ACI	35
3.2.3 Predimensionamiento de losas	37

3.2.3.1	Losas armadas en una dirección	37
3.2.3.2	Losas en dos direcciones	38
3.2.3.3	Otras recomendaciones	39
4.	CARGAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON REFORZADO	41
4.1	Cargas	41
4.1.1	Cargas verticales	41
4.1.1.1	Carga viva	41
4.1.1.2	Carga muerta	41
4.2	Cargas laterales	42
4.2.1	Cálculo de cargas laterales en la estructura	42
4.2.2	Método SEAOC'68	42
4.2.3	Distribución de cargas sísmicas por marco	47
4.2.3.1	Fuerza de marco con simetría estructural	47
4.2.3.2	Fuerza de marco sin simetría estructural	48
4.2.3.3	Cálculo de centro de masa	48
4.2	Calculo de centro de rigidez	49
4.4	Calculo de excentricidad	50
4.5	Calculo de fuerzas por marco	50
5.	ANALISIS ESTRUCTURAL POR MEDIO DE ÁLGEBRA MATRICIAL	53
5.1	Análisis estructural	53
5.2	Métodos aproximados	53
5.3	Métodos elásticos	54

6.1 Dimensiones en marcos	57
6.1.1 Marcos Rígidos Planos	57
6.2 Recomendaciones ACI para Dimensionar Marcos Rígidos	57
6.3 Diseño de vigas	58
6.3.1 Diseño por Flexión	59
6.3.2 Cálculo de bastones y rieles	60
6.3.3 Esfuerzos de adherencia	62
6.3.4 Refuerzo por compresión	64
6.3.5 Procedimiento general para reforzar a compresión	65
6.3.6 Refuerzo por corte	65
6.4 Diseño de columnas	67
6.4.1 Cálculo de Kl_u/r	69
6.4.2 Relación de esbeltez (KL_u/r)	69
6.4.3 Cálculo de la carga crítica (P_{cr})	73
6.4.4 Amplificación de momentos	74
6.4.5 Cálculo de acero longitudinal	75
6.4.6 Confinamiento	78
6.4.7 Estribos	79
6.5 Diseño de zapatas	81
6.5.1 Procedimiento general para diseñar una zapata aislada con flexión biaxial.	81
6.5.1.1 Cargas de servicio	81
6.5.1.2 Primera estimación de área	82
6.5.1.3 Cálculo de presión en el suelo	82
6.5.1.4 Cálculo de presión	82
6.5.1.5 Esfuerzo de corte punzonante (γ_p)	83

6.5.1.6	Esfuerzo cortante simple (V_s)	85
6.5.1.7	Refuerzo por flexión	87
7.	PROBLEMA: DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO A SEGUIR	89
7.1	Proposición del Sistema Estructural	90
7.2	Predimensionamiento de elementos estructurales	91
7.2.1	Vigas	91
7.2.2	Columnas	93
7.2.3	Losas	94
7.2.4	Estimación e integración de cargas	94
7.2.4.1	Estimación de cargas verticales	94
7.2.4.2	Integración de cargas	95
7.2.4.3	Cálculo de cargas verticales por marco (método de área tributaria)	96
7.2.4.4	Estimación de cargas horizontales	101
7.3	Dimensionamiento de elementos hormigón armado	103
7.3.1	Vigas	103
7.4	Diseño de vigas	104
7.5	Diseño columnas	105
7.4	Diseño zapatas	112
8.	COSTOS UNITARIOS	117
8.1	Renglones de trabajo	117
8.2	Trabajos preliminares	118
8.2.1	Demolición	118

8.2.2	Obras de protección	118
8.2.3	Movimiento de tierras y nivelación	119
8.2.4	Trazos	119
8.3	Cimentación	120
8.3.1	Zapata Tipo 1	120
8.3.2	Zapata Tipo 2	120
8.4	Columnas	121
8.4.1	Columnas 1º Nivel	121
8.4.2	Columnas 2º Nivel	121
8.4.3	Columnas 3º Nivel	122
8.5	Vigas y cubiertas	122
8.5.1	Losa	122
8.5.2	Vigas 1º nivel	123
8.5.3	Vigas 2º nivel	123
8.5.4	Vigas 3º nivel	123
8.5.5	Vigas auxiliares	124
CONCLUSIONES		125
RECOMENDACIONES		127
BIBLIOGRAFÍA		129
APÉNDICES:		133
A.1	Planta cimentación	
A.2	Planta de vigas y columnas 1º nivel	
A.3	Planta de vigas y columnas 2º y 3º nivel	
A.4	Planta de vigas y columnas 4º y 5º nivel	
A.5	Planta de losas y detalles estructurales	

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa de localización de la parroquia San Miguel Cordero, en la zona 21 de Guatemala	14
2	Fotografía aérea de la parroquia San Miguel Febres Cordero	15
3	Ubicación del sanatorio respecto del área utilizable de la parroquia	16
4	Polígono del área disponible para edificar el sanatorio	17
5	Distribución primer nivel	19
6	Distribución segundo nivel	20
7	Distribución tercer nivel	20
8	Distribución de esfuerzos en la sección de la viga	31
9	Distribución de carga basal en cada nivel	47
10	Cargas por torsión	51
11	Pandeo y longitud efectiva para las columnas con ladeo	70
12	Factores de rotación de los extremos	71
13	Diagrama de interacción para columna $f'c < 281 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	76
14	Presión de confinamiento del concreto con un sólo estribo o con estribo + eslabón	80
15	Factor confinado de una columna para proporcionar ductilidad	80
16	Esfuerzo de corte punzonante	84
17	Sección crítica para esfuerzo de corte simple	86
18	Secciones críticas de refuerzo para acero a flexión	87
19	Elevación frontal	90
20	Elevación lateral	91

21	Diagrama de corte viga A – 1	106
22	Planta de cimentación y columnas	133
23	Planta de vigas 1º nivel	135
24	Planta de vigas 2º y 3º nivel	137
25	Planta de vigas 4º y 5º nivel	139

TABLAS

I	Áreas mínimas de locales principales	5
II	Ventilación mínima de locales en hospitales	7
III	Anchos de pasillos	9
IV	Demanda de agua potable	11
V	Porcentaje de iluminación por ambientes	11
VI	Libreta polígono sanatorio	16
VII	Algunos valores de I	25
VIII	Peralte mínimo de vigas	30
IX	Peraltes mínimos para vigas rectangulares según ACI	34
X	Peralte mínimo h	38
XI	Valores coeficiente Z	44
XII	Valores coeficiente K	45
XIII	Esfuerzos permisibles de adherencia (tensión)	63
XIV	Comparación de resultados al predimensionar vigas	92
XV	Cargas verticales distribuidas en marcos A y C	96
XVI	Cargas verticales distribuidas en marco B	97
XVII	Momentos obtenidos en base al análisis estructural	102
XVIII	Secciones finales de vigas	103
XIX	Cargas y momentos actuantes sobre las columnas	108
XX	Relación de peralte V_p	115

LISTA DE SÍMBOLOS

A_{ch}	:	Área de un núcleo confinado
A_g	:	Área gruesa de una columna
A_{s(+)}	:	Área a tensión
A_{s(-)}	:	Área a compresión
A_{st}	:	Área total de acero longitudinal
A_T	:	Área tributaria de un elemento
A_v	:	Área de la varilla de estribo
b	:	Ancho de un elemento
CM	:	Carga muerta
C_U	:	Carga última de diseño
CV	:	Carga viva
d	:	Peralte de un elemento
d_{efec}	:	Peralte efectivo
E_c	:	Módulo de elasticidad del concreto
EI	:	Rigidez a la flexión
E_s	:	Módulo de elasticidad del acero
f'_c	:	Resistencia del concreto a compresión a los 28 días
f_y	:	Esfuerzo de fluencia del acero
l_n	:	Longitud libre entre elementos
r	:	Recubrimiento del acero
S	:	Carga de sismo
S	:	Espaciamiento de estribos a corte
S_t	:	Espaciamiento acero longitudinal
t	:	Espesor de elemento
Φ	:	Diámetro
Φ	:	Factor de reducción de carga

GLOSARIO

Amplificador de

Momentos:

(Magnificador de Momentos). Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez de las columnas.

Efecto de esbeltez:

Es la reducción de resistencia de elementos estructurales, cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.

Estructura:

Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico.

Envolvente de

Momentos:

Diagrama de momentos donde se superponen los momentos producidos en la estructura, por las combinaciones de cargas, para determinar cuales son los momentos críticos y proceder a diseñar los elementos de la estructura con ellos.

Longitud de

desarrollo:

Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto, para desarrollar por adherencia un determinado esfuerzo en el acero.

Momento resistente:

Es el resultado de multiplicar la fuerza de tensión o la de compresión, por el brazo del par interno.

Momento último o de

diseño:

Es el producto del momento resistente por el factor de seguridad $[\Phi]$, que tomo en cuenta las variaciones en las resistencias y en las dimensiones usuales en la construcción.

RESUMEN

El presente informe, desarrolla el proceso de diseño estructural de un pequeño hospital haciendo énfasis especial en aquellos aspectos teóricos sobre la estructuración de los edificios, y tratando de establecer una metodología simple de cálculo.

El primer capítulo, es una investigación bibliográfica sobre los requisitos funcionales que deben cumplir los hospitales. El segundo capítulo, es una introducción a los conceptos básicos sobre el diseño estructural. En el tercer capítulo, entramos a analizar los distintos tipos de sistemas estructurales y a dimensionar los elementos de hormigón armado.

En el cuarto capítulo, abordamos los distintos tipos de acciones sobre la estructura y cómo debemos estimar su proporción sobre ella. En el quinto capítulo, se presenta la teoría fundamental para el desarrollo del análisis estructural. En el sexto capítulo, se desarrolla el diseño de elementos de concreto reforzado.

En el séptimo capítulo, procedemos a diseñar el hospital parroquial.

OBJETIVOS

General

- Diseñar estructuralmente un edificio de cinco niveles, que se adapte a las necesidades de crecimiento necesarias en los hospitales.

Específicos:

1. Prestar a una institución un servicio profesional
2. Diseñar una obra civil que satisfaga los requisitos estructurales básicos y que a la vez cumpla las funciones de un hospital
3. Llevar a la práctica los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería, en forma Teórico – Práctica, para beneficio de la sociedad.

INTRODUCCIÓN

Los hospitales son establecimientos destinados a cuidar y dar asistencia a pacientes con enfermedades agudas o crónicas. En la parroquia San Miguel Febres Cordero, ubicada en la colonia Venezuela de la zona 21, de la ciudad de Guatemala, quieren proveer a la feligresía de esta populosa zona, de un hospital que preste un servicio sanitario con visión social.

Sin olvidar que todo edificio que se construya debe ser: estético, funcional y económico. Condiciones que busca cumplir el presente diseño estructural.

También se busca presentar un procedimiento básico para el diseño estructural de edificios, el cual sea de fácil aplicación, pero sin perder de vista los elementos fundamentales del proceso de diseño.

En los apartados finales se presentan los costos unitarios de la obra gris, y los planos estructurales debidamente detallados.

1. INVESTIGACIÓN SOBRE NORMAS DE DISEÑO DE EDIFICIOS PARA LA SALUD

El diseño de los edificios de hospitales se rige con los requisitos que conforman el criterio del proyecto: la programación de necesidades que son planeadas por el área médica que son complementadas con diferentes criterios por considerar como la vialidad; las condiciones físicas del terreno; las condiciones ecológicas que son las que dan la integración al paisaje circundante; los servicios públicos complementos para que su utilización sea adecuada; la circulación de servicios; la utilización de los materiales, tanto constructivos como de acabados conforme a los conceptos institucionales de regionalización y la ambientación, que hace amable los espacios como elementos institucionales racionales. Estos criterios son variables en los sistemas de salud públicos o privados.

Los hospitales son los edificios más dinámicos, cada 6 u 8 años se tienen equipos nuevos. Por eso, al diseñar un hospital siempre hay que pensar que sea accesible su remodelación, así como su mantenimiento. Los cambios en hospitales son un factor importantísimo que considera, más que el crecimiento.

Se recomienda una rotación del arquitecto en los hospitales durante un periodo de por lo menos tres meses para que pueda darse cuenta de las verdaderas dimensiones requeridas de un pasillo, una puerta, un área de

exploración y, en general, las áreas reales para la adecuada atención de los pacientes.

La preparación de la información previa para el proyecto de un gran o pequeño hospital ocupa mucho tiempo y es muy compleja, se necesita equipo interdisciplinario compuesto por profesionales del cliente (médicos, enfermeras y personal administrativo). También se pueden consultar asesores de servicios.

Los hospitales son edificios que darán acomodo a una gran variedad de funciones. Los factores claves por considerar para conseguir una forma adecuada para el edificio son los siguientes:

- Posibilidad de crecimiento y cambio para satisfacer las necesidades de futuras ampliaciones, de las cuales, algunas son previsibles.
- Relaciones entre espacios que tengan funciones estrechas y rutas de circulación eficaces.
- Seguridad en cuanto al control de incendios y humos y la evacuación de pacientes.
- Economía en los gastos de instalación y de mantenimiento, así como facilidad de construcción.
- Posibilidad de construir en fases variables.
- Respuesta a las relaciones físicas entre el edificio y la comunidad a la que sirve, en cuanto a criterios estéticos y de situación.

Las partes del proyecto cuya construcción se ha de ejecutar inmediatamente se definen en los planos básicos detallados. En estos se representan los medios e instalaciones requeridas por el programa para cada espacio; primero para comprobar las dimensiones del espacio y después en la localización concreta señalada a cada uno del plano esquemático aprobado.

En este proceso puede surgir la necesidad de realizar algunos cambios para ajustes en cuanto al tamaño del espacio e incluso en cuanto a la localización. Los croquis básicos deberán reproducirse a gran escala para que sea posible representar el equipo y el mobiliario. La adecuación de espacio y equipo en relación al funcionamiento se comprueba con las listas del personal establecidas en un programa funcional.

Debe indicarse el sentido de apertura de las puertas y el emplazamiento de las piezas grandes de equipo, tanto fijo como portátil, y ello con independencia de que tales elementos se incluyan o no en el contrato de construcción.

Los planos básicos deben de recoger con detalle las características del diseño interior y exterior, así como las especificaciones y condiciones de ejecución.

Los planos básicos también permiten iniciar la preparación de listas de equipo móvil y, posteriormente, pueden servir para el material de emplazamiento de ese equipo.

1.1 Espacio para estacionamiento

Las edificaciones deberán contar con los espacios para estacionamiento de vehículos que se establecen en las normas técnicas de acuerdo a su tipología y a su ubicación, conforme a lo siguiente:

Tipo	Número mínimo de estacionamientos por m² construido
Hospitales privados	1 por cada 30
Hospitales públicos	1 por cada 60
Clínicas privadas	1 por cada 30
Clínicas publicas	1 por cada 60
Asistencia social	1 por cada 50

Cualesquiera otras edificaciones de salud no comprendidas en esta relación, se sujetaran a estudio y resolución por las autoridades municipales competentes.

- Las medidas de los cajones de estacionamiento para vehículos serán de 5.00 x 2.40 m se podrá permitir hasta el cincuenta por ciento de los cajones para vehículos.
- Los estacionamientos públicos y privados para la salud señalados anteriormente, deberán destinar por lo menos un cajón de cada 18 o fracción a partir de 9, para uso exclusivo de personas impedidas, ubicado lo más cerca posible de la entrada de la edificación. En estos casos, las medidas del cajón serán de 5.30 x 3.80 m; y a partir del estacionamiento del inmueble constara de rampas con pendiente no mayor del 10% y piso antiderrapante de acceso para los impedidos.

- En edificios para la salud, el servicio de urgencias contará con estacionamiento propio para ambulancias y acceso libre sin construcciones para vehículos y contar con la fluidez necesaria.

1.2 Áreas mínimas de locales principales

Los locales de las edificaciones para salud, según su tipo, deberán tener como mínimo las dimensiones que se establecen en las normas técnicas complementarias correspondientes:

TABLA 1.1 Áreas mínimas de locales principales.

Local	Área	Lado mínimo	Altura mínima
Sala de autopsias	20.00	4.50	2.40
Mortuario	10.00	2.70	2.40
Central de esterilización	30.00	4.50	2.40
Sala de operaciones	20.00	4.50	2.80
Área de entrevista	6.00	3.30	2.40
Consultorio de Medicina General	15.00	3.00	2.40
Consultorio de Gineco-Obstetricia	18.00	3.6	2.40
Consultorio Dental	15.00	3.00	2.40
Consultorio de Oftalmología	19.5	3	2.40
Pediatría	12.00	3.00	2.40
Farmacia	16.00	3	2.40

Fuente: Ernest Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** pp. 480

1.3 Servicios sanitarios

Las edificaciones para salud estarán provistas de servicios sanitarios con el número mínimo, tipo de muebles y las características que se establecen a continuación.

- Los cuartos privados estarán equipados para atención a discapacitados; contarán con un lavabo, una regadera y un excusado igualmente para servir a discapacitados.
- Hasta por cada seis camas en encamados comunes se tendrá un lavabo, una regadera y un excusado independiente a los servicios del personal.
- La disposición de los muebles permitirá el uso simultáneo prevaleciendo la privacidad de cada uno cuando sean comunes.
- Las centrales de enfermeras contarán en su área con un excusado y un lavamanos, adicional a la dotación por empleados.

1.4 Ventilación

Los locales habitables en edificios de alojamiento, los cuartos de encamados en hospitales, tendrán ventilación natural por medio de ventanas que den directamente a la vía pública, terrazas, azoteas, superficies descubiertas, interiores o patios. El área de aberturas de ventilación no será inferior al 5% del área del local.

Para las áreas de salas de operación, salas de expulsión, de recuperación, sala de partos y terapia, la ventilación será por sistema artificial. En estos casos, el cubo de la escalera no estará ventilado al exterior en su parte superior; para evitar que funcione como chimenea, la puerta para azotea deberá cerrar herméticamente, y las aberturas de los cubos de las escaleras a los ductos de extracción de humos, deberán tener un área entre 15% y el 8% de la planta del cubo de la escalera para cada nivel. Los equipos de ventilación artificial de aire lavado no son aptos para las áreas técnicas críticas, que son: quirófanos, terapias, pediatría, laboratorio clínico. En quirófanos y tóco cirugía se requieren tres etapas de filtración de aire, filtros de bolsas y filtros absolutos con 99.97% de eficiencia. Los equipos de aire acondicionado trabajaran como sigue:

TABLA 1.2 Ventilación mínima de locales en hospitales.

Local	Mínimo de cambio de aire por hora
Vestíbulos y salas de espera	10
Sépticos	10 a 25
Salas de operaciones	20
Salas de recuperación, curaciones	12 a 15
Encamados	15
Circulaciones	10 a 15
Sanitarios	20 a 25
Centrales de esterilización	15
Elevadores	20
Guarda de ropa sucia	15

Fuente: Ernest Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** pp. 483

Los sistemas de aire acondicionado proveerán aire a una temperatura de 24°C+ -2° C, medida de bulbo seco y una humedad relativa de 50%, + - 5%.

Los sistemas tendrán filtros mecánicos de fibra de vidrio para tener una adecuada limpieza de aire.

1.5 Accesos

Las puertas de acceso, intercomunicación y salida en los edificios de salud, deberán tener una altura de 2.10 m cuando menos; y una anchura que cumpla con la medida de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción.

Para el ancho mínimo del acceso principal podrá considerarse solamente la población del piso o nivel de la construcción con más ocupantes, sin perjuicio de que se cumpla con los valores mínimos indicados en la tabla 1.3.

Las circulaciones horizontales, como corredores, pasillos y túneles deberán cumplir con una altura mínima de 2.10 m y con una anchura adicional no menor de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción. Los anchos de todos los pasillos o circulaciones generales serán de 1.80m como mínimo, y altura de 2.40 metros de toda instalación o elemento estructural.

TABLA 1.3 Anchos de pasillos.

Edificios	Ancho (m)
Acceso principal y vestíbulos	1.20
Cuartos sépticos	1.20
Locales complementarios	0.75
Salas de operaciones	1.50
CEYE	1.20
Acceso a urgencias	1.50
Acceso a consultorios	1.20
Acceso a imaginología	1.50
Acceso a salas de recuperación	1.50
Acceso a asistencia social	1.20
Acceso a dormitorios	1.20
Acceso a consultorios	1.20
Acceso a curaciones	1.20
Acceso a servicios sanitarios	1.20

Fuente: Ernest Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** pp. 484

Las edificaciones tendrán siempre escaleras o rampas peatonales que comuniquen todos sus niveles, aun cuando existan elevadores, o escaleras eléctricas. Para el cálculo del ancho mínimo de la escalera podrá considerarse solamente la población de toda la edificación y sin perjuicio de que se cumplan los valores mínimos indicados:

- Las escaleras contarán con un máximo de 15 peraltes entre descansos.
- El ancho de los descansos deberá ser, cuando menos igual a la anchura de la escalera.
- La huella de los escalones tendrá un ancho mínimo de 28 cm. para lo cual, la huella se medirá entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas.

- El peralte de los escalones tendrá un máximo de 18 cm. y un mínimo de 10 cm. excepto en escaleras de servicio de uso limitado, en cuyo caso el peralte podrá ser hasta de 20 cm.
- Las medidas de los escalones deberán cumplir con la siguiente relación: dos peraltes mas una huella sumarán cuando menos 61 cm. pero no mas de 65 cm.
- En cada tramo de escaleras, la huella y peraltes conservarán siempre las mismas dimensiones reglamentarias.
- Todas las escaleras deberán contar con barandales y por lo menos uno de sus lados, a una altura de 0.90 m medidos a partir de la nariz del escalón y diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos.
- Las escaleras ubicadas en cubos cerrados en edificaciones de cinco niveles o más tendrán puertas hacia los vestíbulos de cada nivel, con las dimensiones y demás requisitos que se establecieron en el inciso 1.5.1 tabla 1.3
- Para unidades hospitalarias, clínicas y asistencia social, de más de un nivel, se requerirá que el espacio de la cabina del elevador, permita transportar una camilla y el personal que la acompaña con la dimensión de frente de 1.50 m y fondo 2.30 m.

1.6 Requerimientos mínimos de agua potable

- Las necesidades generadas por empleados o trabajadores se considerarán por separado a razón de 100 l/trabajador /día.
- Almacenamiento general de agua, para cubrir un día de consumo.

TABLA 1.4 Requerimientos de agua potable

Tipología	Dotación mínima
Hospitales	800 lt./cama/día
Clínicas	250 lt /consultorio
Asistencia social	300 lt/ habitante /día

Fuente: Ernest Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** pp. 490

1.7 Instalaciones eléctricas

Los edificios para la salud deberán tener planta de emergencia con la cobertura en cada local que se indica en la tabla 1.5. En escaleras, circulaciones generales y vestíbulos se podrán poner sistemas de paquete de baterías para iluminar en emergencias.

TABLA 1.5 Porcentajes de iluminación por ambientes.

Local	Iluminación y fuerza de emergencia en porcentaje
Vestíbulos y salas de espera	30%
Recepción	30%
Locales complementarios	50%
Salas de operación	100%
Morgue	20%
Salas de recuperación	100%
Servicios sanitarios	50%
Central de esterilización	20%
Urgencias	70%
Consultorios	50%
Elevadores	50%
Circulaciones	30%
Encamados	100%
Cuarto séptico	100%

Fuente: Ernest Neufert. **Arte de proyectar en arquitectura.** pp. 495

1.8 Determinación de necesidades

Actualmente en la parroquia San Miguel funciona una clínica, la cual proporciona los servicios de Medicina General, Laboratorio Clínico, consultas de Gineco-obstetricia, en una pequeña área, la cual no es la optima para desenvolverse como lo desea el personal medico que ahí labora, como para la necesidad de la comunidad que asiste a la clínica de la parroquia.

Las necesidades que detecte, fue que mucha gente llegaba a las clínicas a preguntar si había un dentista, si hacían exámenes de la vista o si sacaban ultrasonidos.

La clínica atiende de 80 a 100 personas diariamente, por lo general personas de bajos recursos las cuales no pueden pagar un medico particular, por lo cual es necesario crecer en servicios y en especialidades medicas para servir a la comunidad en general.

1.9 Levantamiento topográfico

Se realizo un reconocimiento del área que se podría destinar para la construcción del sanatorio, primero se hizo un levantamiento con cinta y se dibujo a grosso modo la forma del polígono, para así poder ubicar los obstáculos que se presentarían a la hora de realizar el levantamiento formal, con este reconocimiento llegue a la conclusión que debía de realizar un levantamiento topográfico, basado en una poligonal abierta.

Proyectando radiaciones de cada estación, a puntos clave, dentro del polígono para luego obtener el área disponible con trabajo de gabinete basado en AUTOCAD 2000.

Los instrumentos que utilice para realizar el levantamiento topográfico, fueron los siguientes:

Teodolito PENTAX TH- 20DC
Un estadal de aluminio
Una cinta de 30 m de longitud
Un trípode
Una plomada

En la siguiente tabla se encuentran los datos del levantamiento topográfico que realice para poder encontrar el área útil para la ubicación del sanatorio. El método de la estadia se basa en la lectura de los tres hilos que se encuentran en la mira del teodolito. La distancia horizontal se encuentra por medio de la siguiente fórmula:

$$DH = (Hs-Hi) 100*(\text{Sen } C)^2$$

Donde:

DH: distancia horizontal en metros

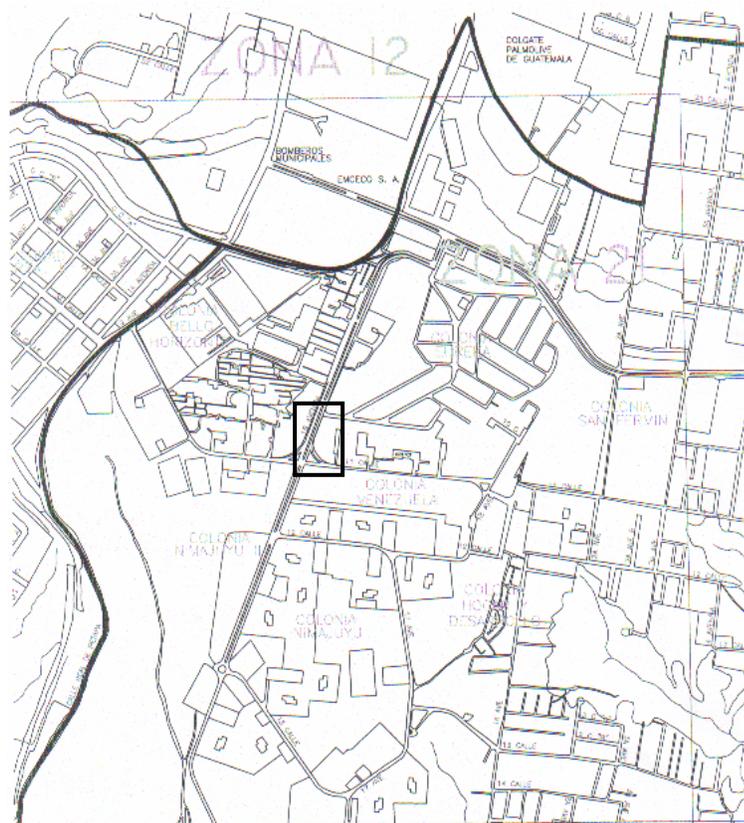
Hs: hilo superior

Hi: hilo inferior

C: ángulo cenital o vertical

Luego de encontrar las distancias horizontales y teniendo los azimut se procedió al dibujo de la poligonal abierta, así como sus radiaciones, en el programa AUTOCAD 2000, para poder unir luego las radiaciones y obtener el área del polígono, este procedimiento de encontrar el área del polígono, es un tema estudiado en los cursos de topografía de la carrera de Ingeniería Civil, por lo que solo se hace referencia a el.

Figura 1. Mapa de localización de la parroquia San Migue Febres Cordero en la zona 21 de Guatemala



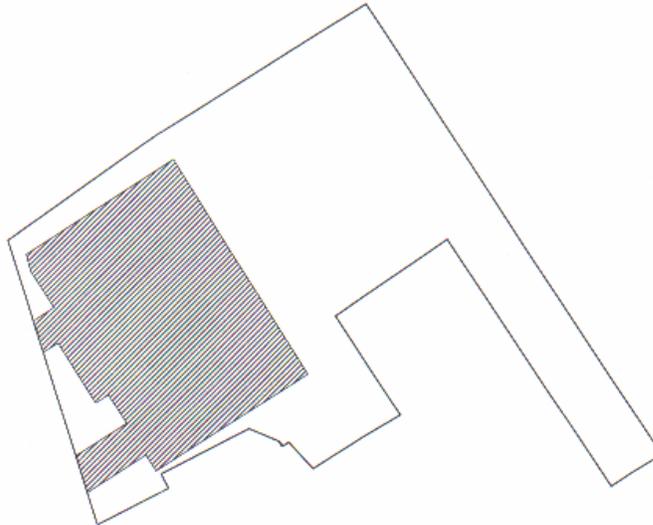
Fuente: Departamento de catastro, municipalidad de Guatemala.

Figura 2. Fotografía aérea de la parroquia San Miguel Febres Cordero



Fuente: Departamento de catastro, municipalidad de Guatemala.

Figura 3. Ubicación del sanatorio respecto del área utilizable de la parroquia



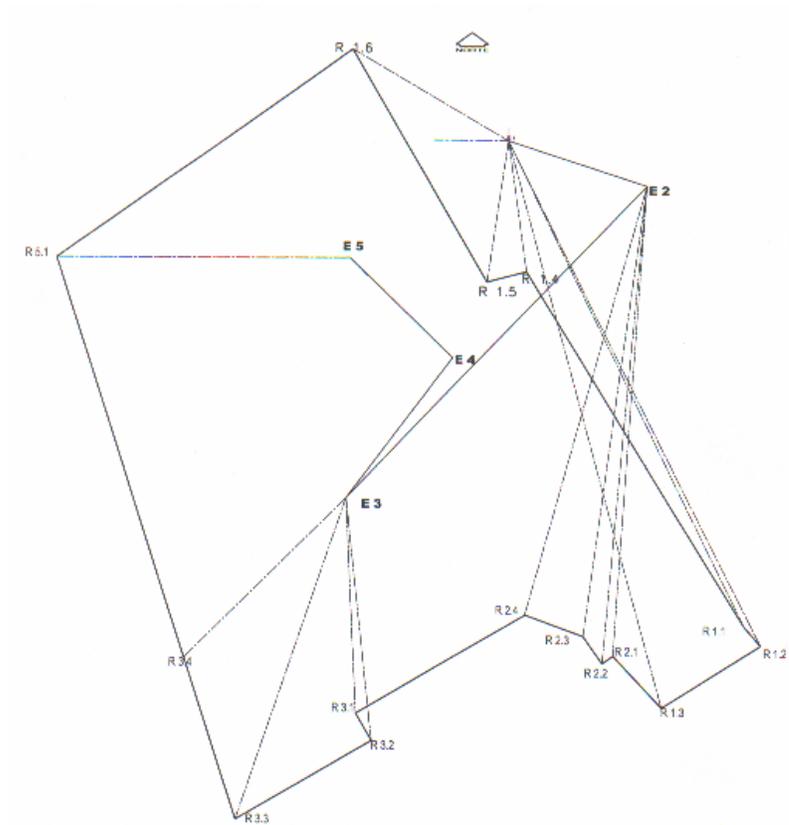
Área total del polígono: 1969.27 M²
Área total a remodelar: 639.24 M²

TABLA 1.6. Libreta de polígono del sanatorio.

EST	P.O.	AZIMUT	<VERT.	Hs	Hm	Hi	DH
E1	R1.1	144°23'50"	91°18'50"	1.862	1.70	1.538	32.4
E1	R1.2	154°00'0"	91°39'30"	1.655	1.50	1.345	31.00
E1	R1.3	164°48'40"	86°42'40"	3.569	3.40	3.231	33.7
E1	R1.4	172°00'0"	90°12'0"	1.838	1.80	1.762	7.60
E1	R1.5	188°33'50"					8.22*
E1	R1.6	299°51'40"	89°27'0"	0.452	0.40	0.348	10.4
E1	E2	108°01'40"					8.40*
E2	R2.1	184°8'06"					27.01*
E2	R2.2	185°21'21"					27.50*
E2	R2.3	188°4'28"					26.05*
E2	R2.4	195°55'39"					25.57*
E2	E3	224°06'50"	92°56'20"	1.025	0.90	0.775	24.93
E3	R3.1	177°27'42"					12.40*
E3	R3.2	174°3'34"					14.00*
E3	R3.3	199°7'35"					19.55*
E3	R3.4	225°26'0"					13.12*
E3	E4	37°35'30"					10.10*
E4	E5	313°52'10"					8.23*
E5	R5.1	269°49'20"	84°49'0"	2.985	2.9	2.815	16.9

* Distancias que fueron medidas con cinta

Figura 4. Polígono del área disponible para edificar el sanatorio



Área del polígono: 901.96 M²

1.10 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del sanatorio se realizó con las normas que se describen en el punto 1 de este capítulo respetándolas en lo mayor posible, debido a que este no es un proyecto para un hospital, sino un sanatorio el cual proporcionara atención inmediata como operaciones y partos.

Se tomo la decisión de realizarlo por medio de marcos rígidos ya que según las necesidades de la iglesia en un futuro puedan crecer en altura, así como puedan mover los muros tabique a la conveniencia de las clínicas. Se le dio una forma casi cuadrada para poder darle iluminación y ventilación natural a los lugares que lo necesiten. El primer nivel se encuentra medio nivel abajo, con una rampa para el parqueo de médicos, como una rampa para la ambulancia, se ubico un elevador para la comodidad de los pacientes que se encuentren no aptos para subir y bajar gradas, así como escaleras en forma de L rodeando el elevador.

1.11 Descripción del proyecto

El área total del sanatorio es de 619.04 m² y se diseñaron tres niveles, sin embargo el sacerdote pidió que estructuralmente se diseñara para 5 niveles. En el primer nivel del sanatorio se encuentra a 1.50 metros debajo del nivel 0.00 consta con una rampa del 20% de pendiente para poder acceder a el subterráneamente.

En el primer nivel se encuentran 8 parqueos para médicos, no se diseño mas parqueo ya que el sacerdote tiene un parqueo amplio atrás del área que se destinara para el sanatorio, el anfiteatro con un cuarto frío, el área de mantenimiento la cual tiene su oficina así como el lugar para la planta eléctrica, el aire acondicionado, los gases médicos, equipo médico. También se ubico en el primer nivel el área de servicios, la cual comprende comedor, cocina, lavaderos, bodega de alimentos, archivo general, lavandería y ropería. En el segundo nivel se destino para las clínicas, como lo son Medicina General, Gineco-obstetricia, Oftalmología, Odontología.

El laboratorio clínico se encuentra en medio de las clínicas, para que sea más accesible para las personas, así como la farmacia. El acceso al segundo nivel el cual se encuentra a 1.6 metros del nivel 0.00 es por medio de gradas para llegar al área de recepción y caja, se diseño una rampa con piso antideslizante para minusválidos la cual tiene un 10% de pendiente, la ambulancia asciende por la rampa, llegando al área de emergencias, enfermería, rayos x y ultrasonido.

En el tercer nivel se ubicaron los quirófanos, el área de parto, recuperación y encajamiento. En las figuras 2, 3 y 4 se puede observar la localización de estas áreas.

Figura 5. Distribución primer nivel

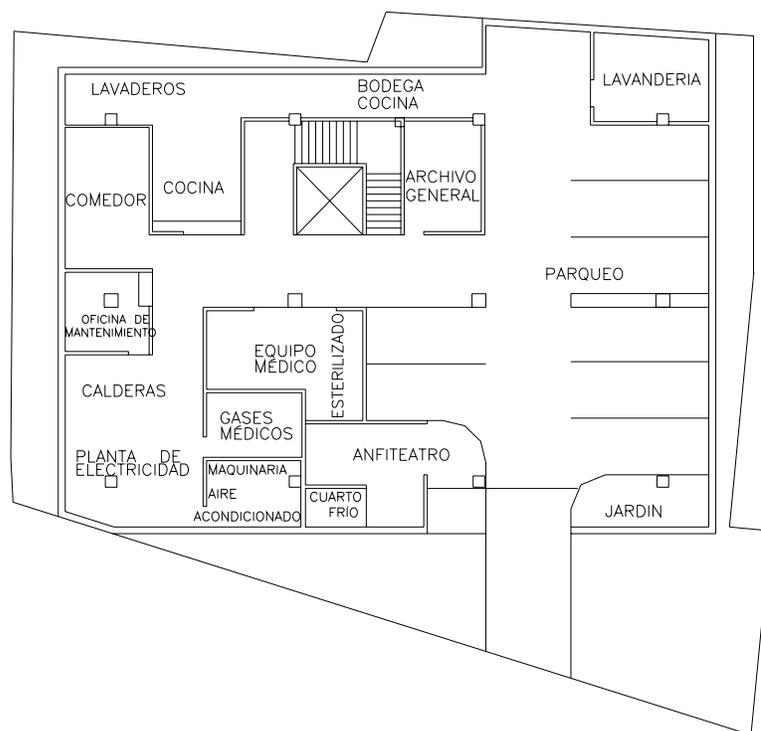


Figura 6. Distribución segundo nivel

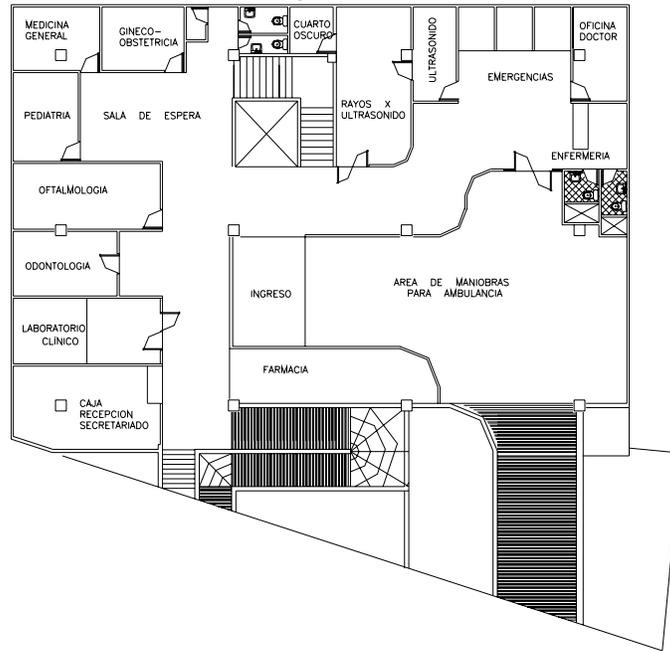
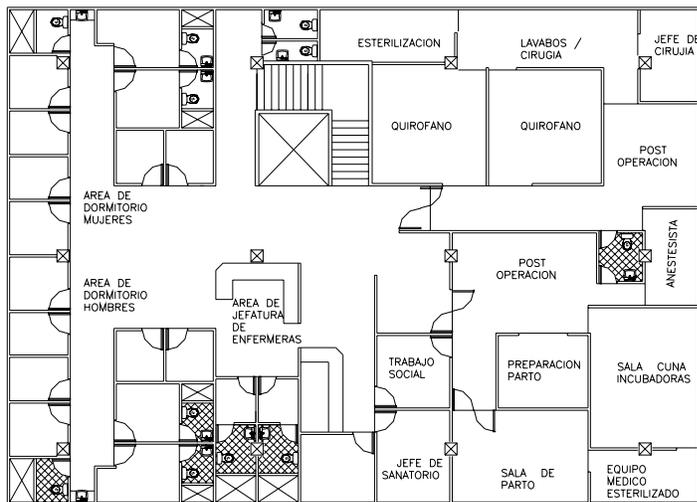


Figura 7. Distribución tercer nivel



2. GENERALIDADES, DEFINICIONES BÁSICAS

2.1 Generalidades

La ingeniería estructural envuelve todo un proceso, que va desde las suposiciones iniciales en el diseño, basadas en la experiencia, hasta la determinación de cargas y esfuerzos, a graves de estos, la obtención de las dimensiones que satisfagan las condiciones de servicio a las que están sujetas las edificaciones.

Esto incide en una consecución de etapas, las cuales se inician con lo que se puede llamar un “diseño preliminar”, en el cual se obtienen dimensiones aproximadas de los miembros estructurales: llegándose a esto mediante un análisis más o menos burdo con base en el criterio y la experiencia del proyectista.

A partir de la finalización de esta fase, se procede, mediante un análisis detallado, al cálculo de las fuerzas, esfuerzos y desplazamientos para culminar con las dimensiones definitivas de los elementos (vigas, columnas, zapatas).

Respecto a los desplazamientos máximos permisibles, existen códigos que sugieren valores; lo mismo sucede con la mayoría de las cargas vivas.

El hecho de estas tiene como objetivo salvaguardar la vida de los usuarios y prever el buen funcionamiento y soporte de las cargas actuantes.

El uso de códigos, reglamentos y especificaciones abarca todo el ciclo del diseño. En Guatemala se han adoptado como el **ACI** (Reglamento de las construcciones de concreto reforzado) y otros.

Idealmente se busca poder satisfacer todos los requisitos de esfuerzos y restricciones de desplazamientos, y al mismo tiempo, minimizar el costo de la construcción, por lo cual, se considera al diseño estructural como un proceso de optimización.

2.2 Definiciones Básicas

2.2.1 Diseño estructural

Procedimiento que consiste en la determinación del tamaño adecuado de cada uno de los elementos componentes de una estructura, mediante el análisis de cargas y esfuerzos a que ésta está sometida. En este, cada una de las etapas es consecuencia de una anterior.

2.2.2 Consideraciones de diseño

Además de proveer adecuada ductilidad y suficiente resistencia en la estructura, hay una serie de factores que se deben tomar en cuenta para evitar fallas inusitadas: cargas y esfuerzos, torsión, vibraciones, volteo, fatiga, amortiguación, etc.

El hecho primordial consiste en proponer el mejor sistema que funcione y satisfaga la solución de un problema definido.

2.3 Análisis estructural

Esta es la fase mas importante en el proceso del diseño, es la determinación de momentos, desplazamientos, etc.; suele requerir en su fase inicial, del conocimiento previo de las dimensiones de los componentes estructurales.

Si se quiere alcanzar el objetivo primordial del diseño: una estructura segura y económica, se esta hablando de lograr la obtención del tamaño optimo de cada uno de los elementos de una edificación para su buen funcionamiento, mediante la inversión adecuada de recursos.

Esto incluye toda la labor relacionada con la evaluación de esfuerzos de corte, esfuerzos axiales o momentos flexionantes causados por cualquier acción que deba resistir la estructura.

2.4 Relación entre el análisis y el diseño estructural

Existe una estrecha interdependencia entre éstos. En el proceso de obtención de las dimensiones de cada uno de los elementos integrantes de una estructura, el análisis es una etapa de la secuencia del diseño, mediante el cálculo de las condiciones de carga y esfuerzos actuantes en una edificación.

Se ha mencionado que el análisis es parte integrante del diseño, a pesar de esto, se puede decir que no puede existir un proceso de diseño sin el análisis estructural.

2.5 Rigidez

Es la acción necesaria para producir una deformación unitaria, de tal forma que siempre guardan relación, así, un momento provocará una rotación en el sentido del mismo, como una fuerza concentrada provoca una traslación en su mismo sentido.

2.6 Momento de inercia (I)

Es la cantidad física que se obtiene multiplicando elementos infinitesimales del área dA por el cuadrado de su distancia al eje respecto del cual se quiere calcular, e integrando sobre toda la sección.

En el cálculo de los momentos de inercia, se utilizan fórmulas o tablas para las figuras más usuales de secciones de elementos estructurales.

TABLA 2.1 Algunos valores de I

NOMBRE	FIGURA	I_x	I_y
RECTÁNGULO		$\frac{1}{3} bh^3$ $\frac{1}{12} bh^3$	$\frac{1}{3} b^3h$ $\frac{1}{12} b^3h$
TRIÁNGULO		$I_{x'} = \frac{1}{36}bh^3$ $I_x = \frac{1}{12} bh^3$	$I_y = \frac{1}{36}bh^3$
CIRCULO		$\frac{1}{4}\pi r^4$	$\frac{1}{4}\pi r^4$

Fuente: Carlos Flores Cruz, **Procedimiento general de diseño estructural para edificios de concreto reforzado.** p. 3

3. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO

3.1 Selección del sistema estructural

El elegir un sistema estructural conlleva muchas consideraciones, las cuales determinan dos objetivos principales:

- i. Se debe cumplir con los requisitos de funcionalidad de la edificación
- ii. La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

Además obedece a circunstancias prácticas y económicas. Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados.

La selección de marcos rígidos, llamados así por sus apoyos empotrados, se dio debido a que en conjunto no son inestables, como lo serían los marcos empotrados.

El marco empotrado por tener sus apoyos restricción al giro, tienen momento distinto de cero en la base, que hace de estos puntos críticos de la estructura. Esto quiere decir que requieren un volumen adecuado en la sección resistente, los marcos rígidos no son inestables con cargas perpendiculares a su plano, los marcos unidos entre si por medio de una retícula de vigas perpendiculares a las trabes de los marcos, constituyen una buena opción para la distribución de momentos y la reducción de las deformaciones.

Las intersecciones de los elementos verticales y horizontales definen los nudos; que no son más que uniones continuas de los elementos flexionados. Estos tienen efecto de semiempotramiento pues restringen el giro libre del elemento, lo cual incide en reducción de las deformaciones respectivas al producirse puntos de inflexión y cambios de curvatura elástica.

La retícula o entramado de vigas reduce las deformaciones de los elementos longitudinales de los marcos (trabes). Además reduce el área a cubrir de losa, dándonos luces más pequeñas para cubrir, pudiendo optar por espesores de losa que nos proporcionen un ahorro en concreto y acero.

Al aumentar, el número de vigas intersecadas en los dos sentidos la deformación tenderá a reducirse cada vez más, constituyendo un auténtico trabajo de equipo en que las deformaciones y la transmisión de las cargas se comparten entre todos los elementos, proporcionalmente a la ubicación de estos dentro del conjunto.

Los entramados de vigas se utilizan para cubrir espacios mayores comparativamente y sin apoyos intermedios, puesto que cada nudo o semiempotramiento por la restricción de giro que causa en los tramos entre intersecciones trabaja como si fuera un apoyo intermedio, haciendo que se comporte como viga continua, pero con claros libres.

Esto se debe a que en cada nudo la curvatura de la deformación es negativa, produciéndose puntos de inflexión en cada tramo de las vigas reticuladas en ambos sentidos.

3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales de concreto reforzado

El punto de partida, después de la elección del sistema estructural para el diseño, consiste en estimar secciones preliminares, para lo cual el proyectista puede basarse en:

- a. La experiencia adquirida.
- b. Ayudas de diseño (tablas, gráficas, etc.).
- c. Las expresiones sugeridas por los manuales.

3.2.1 Predimensionamiento de vigas

3.2.1.1 Vigas rectangulares

El código **ACI** contempla peraltes mínimos en vigas para una rigidez adecuada sin grandes deflexiones:

TABLA 3.1 Peralte mínimo de vigas

Vigas	Peralte mínimo h. (cm.)
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Notas: **l** esta en cm.

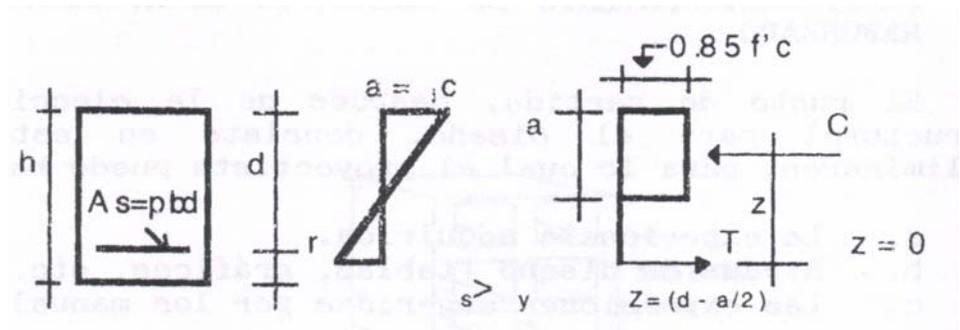
Los valores de la tabla son para concretos de 2.3 Ton/m^3 y refuerzo de acero grado 42; si este no fuera el caso el código señala algunas modificaciones.

Fuente: Carlos Flores Cruz, Procedimiento general de diseño estructural para edificios de concreto reforzado. p. 6

3.2.1.2 Formulas de diseño

Se han desarrollado fórmulas basadas en la resistencia última (método plástico). Partiendo de la siguiente distribución de esfuerzos:

Figura 8. Distribución de esfuerzos en la sección de la viga.



Fuente: Carlos Flores Cruz, **Procedimiento general de diseño estructural para edificios de concreto reforzado.** p. 7

$$C = T$$

$$0.85 f'c ab = p (bd) f_y = Asf_y$$

$$a = d (w) 0.85 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

($p f_y = w =$ índice de refuerzo)

El momento respecto a $Z = 0$:

$M_u = c (d - a/2)$, pero $C = T$, entonces se sustituye en la ecuación 2.1 y se despeja $b \times d$:

$$bd^2 = \frac{Mu/\phi}{f'c(1-0.59W)W} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

$M_u/\phi = M_d$ o Momento de diseño en kg-m

$\phi = 0.90$ (ACI 318 89)

Consideraciones:

- a. Los límites en porcentajes de acero se fijan entre 14.1 fy y 0.5 ρ_{bal} .
- b. los valores de b y d, deben aproximarse a múltiplos de 5 cm.

Fórmulas simplificadas:

Basándose en la distribución anterior de esfuerzos y un análisis estático, se determina:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad (\text{Ec. 3. 3})$$

Si se toma $\rho_{\text{mín}} = 14/f_y$ y $\rho_{\text{máx}} = 0.50 \rho_{bal}$ y se determina "a" en función de "d", promediando ambos valores, se tiene que:

$$a = 0.224 d$$

Se obtiene de ecuación 2.2, con un poco de álgebra.

$$d = M_u / 22.4 \rho b (M_u) \quad (\text{Ec. 3. 4})$$

con M_u en Kg. – cm. y b en cm.

Esta ecuación es válida si se considera $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Los valores de ρ y b son fijados por el diseñador.

Es útil determinar una expresión de peralte mínimo para no reforzar a compresión.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0185 \text{ d min.} = 100 \text{ Mu} \times 2.51 / b \text{ (Ec. 3. 5)}$$

con Mu en $\text{kg.} - \text{cm.}$; b y d en cm.

3.2.1.3 Otras alternativas desarrolladas para predeterminar vigas rectangulares.

El Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC) ha publicado un libro titulado Criterios para el Proyecto de Estructuras de Concreto, donde, considerando los criterios del Código ACI y otros, hace de acuerdo a las condiciones de su país y los sistemas de construcción, algunas recomendaciones que se pueden acomodar al nuestro para efectos de predimensionar.

Algunos de esos criterios son los siguientes:

- i. Si se tienen tableros mayores de $3.00 \times 3.50 \text{ m}^2$, es conveniente peraltar las vigas entre $l/10$ y $l/15$ en la mayoría de los casos, se considera un peralte estándar de 30 cm. y base de 15 cm.

- ii. Si se trata de estructuras aporticadas, cuyas columnas son más flexibles que el sistema de piso (rigidez menor), el peralte de vigas oscila entre $l/10$ y $l/15$ e incluso de mayor peralte.
- iii. En voladizo, el peralte de vigas para el mismo tipo de las anteriores.

$$d = (\text{longitud libre del voladizo}) / 5$$

si las estructuras son aporticadas, pero con columnas más rígidas que el sistema de piso (rigidez mayor), se pueden determinar los peraltes mínimos mediante la tabla del ACI – 318 – 83 que considera diferentes $f'c$ del concreto y acero grado 42.

TABLA 3. 2. Peraltes mínimos para vigas rectangulares según ACI.

CONCRETO	Diámetro	t min			h min
		rec. = 5	rec. = 10	rec. = 15	
$f'c = 200$ kg/ cm ²	N. 3	25	30	35	20
	N. 4	35	40	45	25
	N. 5	40	45	51	30
	N. 6	50	55	61	35
	N. 8	65	70	75	50
CONCRETO	Diámetro	t min			h min
$f'c = 250$ kg/ cm ²	N. 3	25	30	35	20
	N. 4	30	35	40	25
	N. 5	35	40	45	30
	N. 6	45	50	55	35
	N. 8	55	60	65	50
CONCRETO	Diámetro	t min			h min
$f'c = 300$ kg/ cm ²	N. 3	25	30	35	20
	N. 4	30	35	40	25
	N. 5	35	40	45	30
	N. 6	40	45	50	35
	N. 8	50	55	60	50

Fuente: *Ibid.*, p.p. 9-10

3.2.2 Dimensionamiento de columnas

3.2.2.1 Recomendaciones iniciales para dimensionar columnas:

- a. Columnas circulares: Por lo menos 25 centímetros de diámetro.
- b. Columnas rectangulares: La dimensión menor debe ser mayor de 20 cm. El área total debe ser como mínimo de 600 cm².
- c. Algunos consideran la menor dimensión mayor o igual a 30 cm.
- d. $0.4 < b / h < 1$.
- e. Se considera una carga y un momento, siendo el momento de diseño mínimo el valor de la carga axial por su excentricidad.

3.2.2.2 Recomendaciones IMCYC/ACI

El Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, sugiere dos formas de predimensionar columnas.

- a. Se recomienda, para columnas cuadradas, basándose en las longitudes de las mismas y considerando tableros mayores de 3.00 x 3.50 m.; estimar las secciones de la siguiente manera:

$b = h$, tiene que estar comprendido entre

$$b = l / 10 \quad (\text{Ec. 3. 6})$$

$$b = l / 15 \quad (\text{Ec. 3. 7})$$

Se debe tomar en cuenta que en este caso las columnas tienen que poseer una rigidez mayor a la de las vigas.

b. La publicación “Criterios para el proyecto de concreto”, del IMCYC, contiene graficas elaboradas basándose en las ecuaciones de Wilburg, se han desarrollado un conjunto de graficas en las cuales se estimó la suma mínima de los momentos de inercia en columnas de planta baja para limitar desplazamientos por sismo o viento al $0.008 H$, donde H es la distancia a ejes entre las vigas de dos pisos consecutivos. Dichas graficas predicen la rigidez de entrepiso. Estas se adjuntan en el apéndice de este trabajo.

Consideraciones para el uso de las tablas.

- a. La estructura debe analizarse, por lo menos, en dos direcciones perpendiculares entre si, satisfaciendo requisitos de rigidez y resistencia ante fuerzas laterales.
- b. Se elige la tabla que corresponda al área construida.
- c. Se busca $\sum I/L$, en la dirección analizada.
- d. Se elige la que corresponde al concreto a usar.
- e. Se obtiene $\sum I'c$ a partir de este se calculan las dimensiones con la siguiente expresión :

$$(I/L)_{\text{Marco}} = \sum_y^m \frac{I_y}{L_y} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

donde:

m = numero de claros del marco

I_{ti} = momento de inercia del claro i

L_{ti} = longitud del claro i

En cada dirección se tendrá:

$(\sum I/L)_x = \sum t K_x =$ suma de los factores (I/L) paralelos al eje X-X.

$(\sum I / K) y = \sum t K y =$ suma de los factores (I / L) paralelos al eje Y-Y.

Para lo anterior cabe decir que son útiles las graficas y cálculos para columnas menos rígidas y más rígidas que el sistema de piso, aunque en el segundo caso los resultados son menos exactos.

3.2.3 Predimensionamiento de losas

3.2.3.1 Losas armadas en una dirección

Si una losa apoyada sobre vigas o muros abarca una distancia en una dirección que es más del doble que en la dirección perpendicular, se soporta tal parte de la carga en el claro corto que, puede suponerse razonablemente, soportará toda la carga en esa dirección. Esa losa se llama losa armada en una dirección.

Por lo general, una losa armada en una dirección se diseña con la selección de una faja de 30 centímetros de anchura, paralela a la dirección corta y se la considera como una viga rectangular. El acero para refuerzo se espacia con uniformidad a lo largo de ambos claros. Además el refuerzo principal en el claro corto, se debe proveer acero en la dirección larga.

A fin de distribuir las cargas concentradas y resistir la contracción y los esfuerzos térmicos. Las barras o alambres no se deben espaciar mas de 45 centímetros o cinco veces el espesor de la losa.

Este código ha elaborado una tabla que considera peraltes mínimos para losas en una dirección:

TABLA 3.3 Peralte mínimo h.

ELEMENTOS	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCION	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
LOSAS NERVADAS EN UNA DIRECCION	L / 18	L / 18.5	L / 21	L / 8

L en centímetros, los valores están dados para $W_c = 2.3 \text{ ton/m}^3$ y acero grado 42, de lo contrario, el código recomienda algunas modificaciones

Fuente: *Ibid.*, p. 6

3.2.3.2 Losas en dos direcciones

Cuando una losa rectangular de concreto armado esta soportada por los cuatro lados, puede suponerse que el refuerzo colocado perpendicular a los lados es efectivo en las dos direcciones, si la relación entre los lados largos y los lados cortos es menor de alrededor de 2:1.

En la práctica, una losa de dos direcciones distribuye parte de la carga sobre ella en el sentido mas largo y, por lo general, una parte mucho mayor en la dirección mas corta. No obstante, para una losa cuadrada simétricamente soportada, la distribución es la misma en los dos sentidos para carga simétrica.

Para determinar el peralte mínimo de una losa en dos sentidos recomienda utilizar $h = p / 180$ ($p =$ perímetro de losa).

3.2.3.3 Otras recomendaciones

El IMCYC considera algunos parámetros, basados en el código ACI, pero adecuados al medio mexicano¹ y las condiciones particulares de los edificios, para lo cual sugiere para dimensionar losas los siguientes peraltes:

Para sistemas de piso, con losas macizas:

$$h \geq \frac{\text{Perímetro del tablero}}{200}; \text{ pero}$$

$$h \geq 8 \text{ cm. en voladizo}$$

$$h \geq \frac{\text{longitud libre del voladizo}}{10}$$

¹ Para el presente propósito es factible usar estos parámetros

4. CARGAS, EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON REFORZADO

4.1 Cargas

Las cargas son fuerzas que actúan o pueden actuar sobre una estructura. Con el propósito de predecir el comportamiento resultante de la estructura, las cargas, o influencias externas, incluyendo las fuerzas, los desplazamientos consecuentes y los asentamientos de los apoyos se suponen conocidos. Estas influencias pueden estar especificadas por ley, por ejemplo, en los códigos de construcción, en los códigos de practicas recomendadas o en las especificaciones del propietario, o pueden determinarse por criterios de ingeniería. Existen dos tipos de cargas en una estructura, de acuerdo con la dirección de su aplicación: Cargas verticales y cargas horizontales.

4.1.1 Cargas verticales

También llamadas cargas por gravedad, comprenden carga viva y carga muerta.

4.1.1.1 Carga viva

Son cargas que actúan por lapsos cortos en la edificación.

4.1.1.2 Carga muerta

Comprende el peso propio de la estructura, su acción permanece fija durante todo el tiempo.

4.2 Cargas laterales

En Guatemala se consideran en el análisis, las cargas por sismo y las cargas por viento, esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar.

4.2.1 Cálculo de cargas laterales en la estructura (sismo)

Los requisitos de cargas laterales propuestas por los códigos, son normas mínimas para poder diseñar edificios y estructuras resistentes a fuerzas horizontales. Consideran la estructura como unidad, tomando en cuenta cada uno de sus elementos estructurales.

En Guatemala son consideradas en el análisis las cargas laterales de sismo y viento. Esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar. Para el siguiente trabajo únicamente tomaremos en cuenta el efecto de las cargas sísmicas.

4.2.2 Método SEAOC'68

Es un método estático equivalente, el cual consiste en encontrar una fuerza en la base del edificio que se está sacudiendo y según a la distribución de masas, la altura del edificio y la carga adicional; distribuirla en cada nivel del edificio. Las cargas sísmicas afectan a las estructuras en zonas de gran actividad sísmica, como en nuestro país. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a la estructura y la masa de la estructura resiste el movimiento debido a los efectos de la inercia. La fuerza total de la inercia (es usualmente igual a la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura), varía aproximadamente de $0.03W$ a $0.10W$ (más recomendado en estructuras donde W es el peso total). Las respuestas de las estructuras a los

sismos, dependen de varios factores; de las características del movimiento del terreno, de la rigidez y masa de la estructura, de las condiciones del subsuelo y la magnitud del amortiguamiento.

Corte basal:

Es un corte estático equivalente, la formula propuesta por SEAOC para obtener la fuerza horizontal total o corte básico (V), es:

$$V = ZIKCSW, \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde V, es igual a las fuerzas dinámicas máximas que se representan aproximadamente por medio de la fuerzas de estáticas equivalentes de seguridad o modificadores arbitrarios. W es el peso total de la estructura. Para estructuras de un nivel o livianas, ZIKCS es igual 0.10 como coeficiente por lo tanto:

$$V = 0.10W, \quad (\text{Ec. 4.2})$$

A continuación se describirá cada uno de los coeficientes mencionados anteriormente.

Z:

Se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo y puede adoptar cuatro valores:

Tabla 4.1 Valores coeficiente Z

Zona sísmica	Riesgo sísmico	Valor Z
0	Ausencia total de daño	0.00
1	Consideradas de daños menores corresponden a la intensidad V y VI de la escala Mercali modificado.	0.25
2	Daño moderado, corresponde a la intensidad VII en a escala Mercali modificado.	0.50
3	Daño mayor, corresponden a la intensidad VII en a escala Mercali modificado.	1.00 ¹⁶

Fuente: Fredy Ramírez Figueroa. Guía Práctica dirigida del curso de diseño estructural.
p. 36

I:

Depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso publico como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre:

$$1.0 \leq I \leq 1.50$$

K:

Dependerá del tipo de estructura seleccionada y hay sistemas estructurales, toma los siguientes valores:

Tabla V. Valores coeficiente K

TIPO	Arreglo resistente	Valor K
1	Marcos dúctiles sin contraventeo	0.67
2	Marcos dúctiles y sistemas de corte (embreizados , muros de corte)	0.80
3	Mampostería	1.00
4	Diseños especiales (péndulos invertidos)	2.50

Fuente: Fredy Ramírez Figueroa. Guía Práctica dirigida del curso de diseño estructural.
p. 37

C:

Depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en base al periodo de vibración, donde t es el intervalo de tiempo que necesita la estructura completar una vibración, t esta determinado por:

$$t = \frac{0.09h}{\sqrt{b}}, \quad (\text{Ec. 4.3})$$

donde:

h	=	altura del edificio (m)
b	=	lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se esta considerando

de donde C esta dada por:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12, \quad (\text{Ec. 4.4})$$

en donde el coeficiente C no debe ser mayor que 0.12

S:

Depende el tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre: $1.00 \leq S \leq 1.50$, teniendo la limitación:

$$CS \leq 0.14, \quad (\text{Ec. 4.5})$$

W:

Es la carga muerta total de la estructura. Cuando se trate de almacenes se adicionara a W un 25% de la carga viva.

Integrar cargas estáticas para cada nivel:

Es la sumatoria de fuerzas que actúan en cada nivel de la estructura ($\sum F_i$), más la fuerza adicional de la cúspide (f_t), es igual al corte basal equivalente estático (V), recordando siempre que $f_t = 0$, cuando: $t \leq 25$ s. de lo contrario f_t existe. Por lo tanto:

$$V = \sum F_i + f_t, \quad (\text{Ec. 4.6})$$

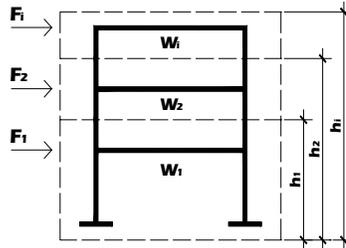
La distribución de carga basal en cada nivel esta dada por la relación:

$$F_i = \frac{(V - f_t)w_i h_i}{\sum w_i h_i}, \quad (\text{Ec. 4.7})$$

donde:

w_i	=	peso nivel i
h_i	=	Altura nivel i
V	=	Corte basal
f_t	=	Fuerza en la cúspide

Figura 9 . Distribución de carga basal en cada nivel



Fuente: Fredy Ramírez Figueroa. Guía Práctica dirigida del curso de diseño estructural.

p. 37

4.2.3 Distribución de cargas sísmicas por marco

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la existencia o no de simetría estructural, ya que de existir excentricidades entre el C.R. y el C.M. La capacidad torsional del edificio se vera afectada y por ello los marcos que tengan una mayor excentricidad; experimentaran una fuerza de marco (F_m) mayor, a los que posean menor excentricidad. Por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

4.2.3.1 Fuerza de marco cuando existe simetría estructural

En este caso la ubicación el C.M. coincide con la del C.R., por lo que se ha obtenido una distribución simétrica de los elementos verticales ideal. En este caso la fuerza en el marco en el eje que le corresponda; (F_m), es igual a la fuerza de piso (F_i) del eje, dividida entre el número de marcos:

$$F_{m,x,y} = \frac{F_{px,y}}{N^{\circ}_{mar\ cos\ x,y}}, \quad (\text{Ec. 4.8})$$

4.2.3.2 Fuerza de marco cuando no existe simetría estructural

Cuando no existe simetría estructural, se deberán determinar los centros de masa y rigidez y la excentricidad del edificio; para poder calcular las fuerzas totales por marco F_m .

4.2.3.3 Cálculo de centro de masa (C.M.)

El centro de masa coincide con el centroide geométrico de la planta del edificio; por lo tanto si nuestra planta presenta una forma simétrica, las coordenadas de su C.M., serán:

$$CM_{x-x} = \frac{x}{2}, \quad (\text{Ec. 4.9})$$

$$CM_{y-y} = \frac{y}{2}, \quad (\text{Ec. 4.10})$$

en caso de no tener una planta simétrica utilizaremos las formulas:

$$CM_{x-x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i}, \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$CM_{y-y} = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i}, \quad (\text{Ec. 4.12})$$

donde:

x	=	longitud del edificio respecto al eje x-x
y	=	longitud del edificio respecto al eje y-y
x_i	=	centroide de la figura componente que se está analizando, respecto al eje x-x
y_i	=	centroide de la figura componente que se está analizando, respecto al eje y-y
A_i	=	área de la figura componente que se esta analizando

4.3 Cálculo de centro de rigidez (C.R.)

Se localiza el centro de rigidez del edificio, en base a los elementos estructurales verticales de éste (columnas, muros de corte). Aplicando los siguientes pasos:

- I. Determinar las rigideces de los marcos
- II. Se refiere la planta de la estructura a un par de ejes coordenados, aplicando en los ejes de los elementos en x y en y.
- III. Se calculan las coordenada de d_x y d_y con la fórmula:

$$d_{x,y} = \frac{\sum K_d}{\sum K}, \quad (\text{Ec. 4.13})$$

donde:

$\sum K_d$	=	Sumatoria del producto de la rigidez de marco K_m por la distancia del eje coordenado al marco analizado $d_{mxx,yy}$
$\sum K$	=	Sumatoria de las rigideces del marco K_m

Según el tipo de estructura que se este analizando, así será el tipo de apoyo, y por lo tanto, la ecuación de rigidez a utilizarse:

- I. Voladizo: condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su formula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + 1.2 \frac{Ph}{AG}}, \quad (\text{Ec. 4.14})$$

- II. Doblemente empotrado: condición que se da a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles, su formula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + 1.2 \frac{Ph}{AG}}, \quad (\text{Ec. 4.15})$$

donde:

P	=	carga asumida, generalmente 10000 kg.
h	=	altura del muro o columna analizado
E	=	módulo de elasticidad del concreto $E = 15100\sqrt{f'c}$
I	=	inercia del elemento $I = 1/12bh^3$
A	=	sección transversal del muro o columna analizado
G	=	modulo de rigidez $G = 0.4E$

4.4 Cálculo de excentricidad (e)

La excentricidad (e) esta dada por:

$$e_{x,y} = \left| CM_{x,y} - d_{x,y} \right|, \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Cuando la estructura es simétrica en alguno de los ejes, se calculara la excentricidad únicamente en el eje donde no exista simetría.

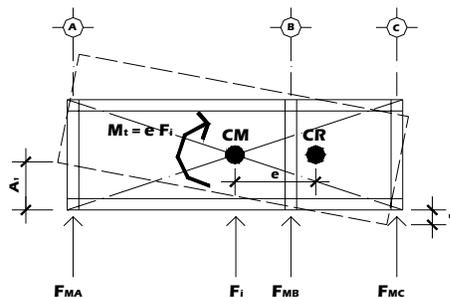
4.5 Cálculo de fuerzas por marco

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

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

$$F_m = P_i' \pm P_i'', \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Figura 10. Cargas por torsión



Fuente: Paola A. Paredes Ruiz. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural.
p. 38

La fuerza trasnacional P_i' se define por:

$$P_i' = \frac{K_m}{\sum K_i} F_i, \quad (\text{Ec. 4.18})$$

donde:

K_m	=	rigidez del marco que se esta analizando
$\sum K_i$	=	sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga
F_i	=	fuerza por nivel

La fuerza torsional se define por:

$$P_i'' = \frac{e}{Ei} F_i, \quad (\text{Ec. 4.19})$$

donde:

e	=	Excentricidad
F_i	=	fuerza por nivel
Ei	=	relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco

Ei se define por:

$$Ei = \frac{\sum K_m di^2}{K_m di}, \quad (\text{Ec. 4.20})$$

donde:

di	=	distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco
K_m	=	Rigidez del marco que se esta analizando

Se hace notar que al momento de encontrar el C.R. de la estructura, el eje coordenado en el sentido de la excentricidad que se este analizando, se debe correr al C.R.

Por lo que todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del C.R., tendrán brazos de palanca con signo negativo (-); y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba, tendrán brazos de palanca con signo positivo (+).

Si F_m es menor que F_i' , se debe tomar F_i'' como la fuerza en el marco. Si el valor F_m es mayor que F_i'' ; F_m será el valor del marco analizado. Es decir se toman los valores más críticos.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR MEDIO DE ÁLGEBRA MATRICIAL

5.1 Análisis estructural

Para analizar apropiadamente una estructura, deben hacerse ciertas idealizaciones sobre cómo están soportados y conectados los miembros entre sí. Una vez que se ha determinado esto y se han especificado las cargas, las fuerzas en los miembros y sus desplazamientos pueden encontrarse utilizando métodos aproximados y métodos elásticos.

En el análisis de marcos o elementos continuos, para determinar los momentos, la longitud del claro debe considerarse como la distancia centro a centro de los apoyos. Para obtener directamente los momentos a rostros interiores, los cuales son los que se utilizan en el diseño, se deben considerar las longitudes libres entre los apoyos.

5.2 Métodos aproximados

Estos son muy empleados para llevar a cabo el análisis, en los cuales no es necesaria la exactitud sino la rapidez para la obtención de resultados.

En edificios de poca altura, para el análisis de cargas por sismo se utiliza el método del portal y en estructuras altas, se emplea el método del voladizo. Para cargas gravitacionales, se pueden usar métodos como el de puntos de inflexión, estructuras precalculadas, cargas factorizadas, etc.

5.3 Métodos elásticos

Son los llamados métodos exactos y generalmente son empleados para el diseño de los elementos estructurales de los marcos en edificios. Entre estos están: el Método de Cross, Kani, Rigideces, Flexibilidad, etc.

En la actualidad, la computadora hace posible no hacer diferencia entre los métodos aproximados y los elásticos, pues un programa basado en un método matricial permite realizar cambios en cargas, secciones de elementos, características mecánicas de los materiales, etc. Esto permite la optimización de los elementos a diseñar, pues el análisis se hace en un tiempo corto.

Análisis tridimensional con computadora:

Existen varios programas que efectúan automáticamente el análisis elástico tridimensional de edificios bajo la suposición de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano.

El buen uso de estos programas requiere, además del entendimiento claro de sus hipótesis básicas y de sus limitaciones, una cuidadosa preparación de datos. Típicamente, la información que se debe proporcionar incluye los dos grupos siguientes:

1. Datos generales del edificio:

Número y altura de pisos, elegir sistema de coordenadas en planta, número y posición de sistemas resistentes, valor y posición de fuerzas laterales (normalmente los centros de masas).

2. Datos para cada sistema resistente:

Número de pisos, aunque sus alturas son comunes a todos los sistemas y forman parte de los datos generales; propiedades de vigas: módulo de elasticidad, momentos de inercia y coeficientes de rigidez, peraltes.

Propiedades de columnas: módulo de elasticidad, áreas, momentos de inercia, áreas y módulo cortante, peraltes.

Por lo común, estos programas analizan también el edificio ante cargas verticales, introducidas como fuerzas distribuidas o concentradas en las vigas. Un sistema resistente no puede desplazarse lateralmente de manera independiente de los demás, como es usual suponer en análisis ante cargas verticales.

Estos programas presentan sus resultados, consistentes en general en desplazamientos laterales, fuerzas y momentos en cada pieza, de manera ordenada y autoexplicatoria.

Los momentos en vigas y columnas están dados normalmente en las secciones que interceptan las caras de los elementos perpendiculares, de modo que para verificar el equilibrio de momentos de un nudo se deben tomar en cuenta los peraltes de vigas, columnas o muros.

Como hemos comentado anteriormente, los pisos deben ser capaces de transmitir las fuerzas generadas por la acción sísmica a los elementos resistentes. La verificación de esta capacidad es particularmente importante cuando se supone que los pisos son diafragmas rígidos.

El análisis estructural del presente trabajo se realizó utilizando el software STADD PRO, para mayor información sobre las características del programa se puede consultar el web site: www.reiworld.com

6. DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGON REFORZADO

6.1 Dimensiones en marcos

6.1.1 Marcos Rígidos Planos

Son estructuras formadas por la intersección de elementos reticulares (vigas y columnas), representadas en un plano, de tal manera que todos los ejes están contenidos en este. Las fuerzas que actúan en un marco y los desplazamientos están en el mismo plano de la estructura. Debido a la continuidad entre las columnas y las vigas, las columnas en los marcos rígidos participan con las vigas en la flexión y, por tanto, para resistir las cargas externas. Esta participación da por resultado que haya menores momentos de flexión y diferente distribución de momentos a lo largo de la viga.

6.2 Recomendaciones ACI para Dimensionar Marcos Rígidos

- La longitud de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos, deben considerarse como la longitud del claro mas el peralte del elemento; pero no necesita ser mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.

- Las losas con claros libres no mayores de 3 m., se pueden analizar como losas continuas sobre apoyos libres con claros iguales a los claros libres de la losa, pudiéndose despreciar el ancho de las vigas.
- Las secciones de columnas se peraltan hacia la luz más larga de la estructura.

6.3 Diseño de vigas

Determinadas las dimensiones de una viga, las cargas y los momentos de diseño obtenidos del análisis estructural, se deben chequear los parámetros siguientes:

Límites en las dimensiones: Relación ancho peralte ≥ 0.3
 Ancho ≥ 0.25 m.

Límites en el % de refuerzo: ρ mín. = $14.1 / F_y$
 (Ec. 6.1) ρ máx. = $0.5 \rho_{bal}$.

$$\rho_{bal} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Donde: $\rho_{\text{mín.}}$ = % de refuerzo mínimo en una viga.
 $\rho_{\text{máx.}}$ = % de refuerzo máximo en una viga.
 $\rho_{\text{bal.}}$ = % de refuerzo balanceado.

6.3.1 Diseño por Flexión

Habiéndose obtenido los dos momentos de diseño para la viga, del análisis estructural se procede a calcular las áreas de acero positivo y negativo que se requieren.

$$A_s = \frac{[b \times d - (b \times d)^2 - \mu \times d] \times 0.85 \times f'_c / F_y}{0.003825 \times f'_c} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde: A_s = Área de acero positiva o negativa (cm.²)
 b = Lado corto de la sección (cm.)
 d = Peralte efectivo (cm.)
 μ = Momento de diseño positivo o negativo (Kg.-cm.)

A partir del cálculo del acero negativo y positivo, para su distribución, se toman en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Para la cama superior:

Se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores:

1/3 del acero negativo ó el área de acero mínimo.

Para la cama inferior:

Se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores:

1/3 del acero negativo, 1/2 del acero positivo o el área de acero mínimo.

El resto del acero en ambas camas se colocara como bastones y rieles.

6.3.2 Cálculo de bastones y rieles

Habiendo calculado el acero corrido, en ambas camas, se calcula el momento que resisten.

$$Mu = \phi \left(A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f_c d} \right) \right) \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Donde:

$$\Phi = 0.90$$

Mu = Momento que resisten las varillas de acero corrido.

En los cálculos de diseño se desprecia la resistencia del concreto a la tensión. Por consiguiente, donde existen momentos positivos, el acero se coloca en la parte inferior de la viga, mientras que en las partes en donde hay momento negativo debe colocarse en la parte superior pueden emplearse dos métodos para llevar a cabo lo anterior :

1. Las varillas de refuerzo que no se requieren por momento positivo se doblan hacia arriba en / o cerca de los puntos de inflexión y se levantan por la parte superior de la viga, a través de los apoyos, hacia los claros adyacentes.
2. En este método no se doblan las varillas, sino que se colocan varillas rectas adicionales en la parte de las vigas que queda sobre los apoyos (donde los momentos son negativos) y se prolongan a la longitud requerida; en donde el momento flexionante es positivo, se colocan otras varillas rectas en la parte inferior.

En las vigas continuas, con claros iguales y cargas uniformes, como en este caso se considera suficientemente exacto tomar el punto de inflexión a las quintas partes del claro libre entre las caras de apoyos, para tramos intermedios y a los sextos del claro libre para los extremos, esto para los refuerzos de tensión. Los refuerzos para el momento negativo se pueden tomar a $L/4$ de la luz libre, esto para la longitud del bastón.

6.3.3 Esfuerzos de adherencia

Una de las suposiciones fundamentales sobre las que se basa la teoría de las vigas de concreto reforzado es que existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo y que ambos se deforman juntos sin que se rompa la liga entre ellos. Sin embargo, la tendencia del acero a deslizarse dentro del concreto esta siempre presente. El esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas corrugadas en tensión, que cumplan con la norma **ASTM A 305** es de $2.3\sqrt{f'c} / D$ para varillas del lecho superior, pero no mayor de **25 Kg / cm²**. para varillas que no sean del lecho superior, dicho esfuerzo es de $3.2\sqrt{f'c} / D$ pero no mayor de **35 Kg / cm²**; para todas las varillas corrugadas a compresión, el esfuerzo permisible es de $1.7\sqrt{f'c}$, pero no mayor de **28 Kg / cm. ²** en todas estas expresiones, D es el diámetro nominal de la varilla, en cm.

La **tabla 6.1** nos da los esfuerzos permisibles de adherencia para otras varillas y tipos de concreto.

El procedimiento de diseño usual es determinar el número y el tamaño de las varillas, de acuerdo con el momento flexionante; una vez hecho esto, se calcula el esfuerzo de adherencia en la sección crítica, para determinar si se excede o no el esfuerzo permisible.

TABLA 6-1 Esfuerzos permisibles de adherencia (Tensión)

Varillas del lecho superior					Varillas que no son del lecho superior			
$u = 2.3\sqrt{f'c} / D$ (no debe exceder 25 kg / cm ²)					$u = 3.2\sqrt{f'c} / D$ (no debe exceder 25 kg / cm ²)			
$f'c$ kg/ cm ²					$f'c$ kg/ cm ²			
Nº	175	210	280	350	175	210	280	350
2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
3	24.6	24.6	24.6	24.6	35.2	35.2	35.2	35.2
4	23.9	24.6	24.6	24.6	33.7	35.2	35.2	35.2
5	19.1	21.6	24.2	24.6	27.0	29.6	34.2	35.2
6	16.0	17.4	20.2	22.6	22.5	24.7	28.5	31.8
8	13.6	15.0	17.3	19.3	19.3	21.1	24.4	27.3
8	12.0	13.1	15.1	16.9	16.9	18.5	21.4	23.8
9	10.6	11.6	13.4	15.0	15.0	16.4	18.9	21.2
10	9.4	10.3	11.9	13.3	13.3	14.6	16.8	18.9
11	8.5	9.3	10.8	12.0	12.0	13.1	15.1	16.9

Todas las varillas son corrugadas , con excepto de la # 2 que es lisa.

Fuente: Harry Parker, **Diseño simplificado de concreto reforzado.** p. 103

La formula utilizada para determinar el esfuerzo real de adherencia es

$$u = v / \sum o_j d \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

u = esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial de la varilla, en kg/cm^2

V = cortante vertical total, en kg. Este es usualmente el valor máximo, tomado en la cara de los apoyos.

J = el coeficiente que se utiliza es de 0.875

d = peralte efectivo de la viga, en cm.

$\sum o$ = suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada, en cm.

6.3.4 Refuerzo por compresión

Cuando se dimensiona una viga, se pretende dimensionar una sección que satisfaga todas las condiciones, de lo contrario se pueden dar dos situaciones inconvenientes:

- a. Una sección sobre diseñada, esto ocurre si el ρ de la viga es menor que el $\rho_{\text{mín}}$ en este caso se debe disminuir la sección, o utilizar el acero mínimo.
- b. Una sección subdiseñada, esto ocurre si el ρ de la viga es menor que el $\rho_{\text{máx}}$ en este caso se debe incrementar la sección, o reforzar a compresión.

6.3.5 Procedimiento general para reforzar a compresión

- a. Se calcula A_s de la Ec. 6.3
- b. Se calcula el ρ de la viga y $\rho_{\text{máx}}$
- c. Si el ρ de la viga es menor que el $\rho_{\text{máx}}$, no es necesario reforzar a compresión, de lo contrario, se procede de la manera siguiente:
- d. Se calcula el momento que es capaz de resistir (Ec. 6.4)
- e. Se calcula el momento excedente
$$M_{\text{EX}} = M_U - M_{\text{MAX}} \quad (\text{Ec. 6.6})$$
- f. El área necesaria de acero a compresión se obtiene con la siguiente formula:

$$A_{\text{SC}} = \frac{M_{\text{fal tante}}}{\phi_y (d - d_{\text{efec}})} \quad (\text{Ec 6.7})$$

- g. El área total de acero será igual a la encontrada por refuerzo a compresión más el área de acero máxima.

6.3.6 Refuerzo por corte

Procedimiento General:

- a. Se determina el diagrama por corte.
- b. Se calcula el corte resistido por el concreto.

$$V_c = \Phi_c (0.53 \sqrt{f'_c}) (b) (d) \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde:

V_c = Corte resistido por el concreto

$$\Phi_c = 0.85 \text{ (ACI)}$$

- c. A partir del diagrama de corte, se determina el corte único actuando a una distancia d , del rostro de la columna (V_d). Si $V_d > V_c$, se tiene que colocar refuerzo por corte y se calcula el espaciamiento S .

Si se cumple que:

$$\frac{V_d - V_c}{vd} \geq 1.06 \sqrt{f'_c}$$

el espaciamiento máximo se calcula como:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_d - V_c} \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Si en cambio, se cumple que

$$1.06 \sqrt{f'_c} < \frac{V_d - V_c}{vd} \leq 2.12 \sqrt{f'_c}$$

el espaciamiento máximo se calcula como el menor de los siguientes valores:

$$S_{\text{MAX.}} = 30 \text{ cm.}$$

$$d / 4$$

$$\frac{A_v f_y}{1.7b}$$

Donde: A_v = Área del refuerzo a usar ($\Phi \geq N. 3$)

S = Espaciamiento entre estribos.

$S_{MAX.}$ = Espaciamiento máximo admisible

Si $V_t < V_c$, se coloca refuerzo por corte a un espaciamiento no mayor que:

$$S_{MAX.} = 60 \text{ cm.}$$

$$d / 2$$

$$\frac{A_v f_y}{3.5b}$$

De los cuales se toma el menor valor.

Para ambos casos el corte resistido es:

$$V_R = \phi_{CORTE} (A_v \times F_y \times d) / (S + V_c)$$

6.4 Diseño de columnas

Previo al diseño de una columna, se evalúan los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

- Partiendo de las combinaciones de cargas sugeridas por el Código, se obtienen los valores de P_u , M_{1b} y M_{2b} M_{2e} , para las columnas interiores y las exteriores.
- Se calcula el valor de longitud efectiva k , determinándose para esto los siguientes parámetros

- a. Momento de inercia de la columna.

$$I_g = b \times h^3 / 12 \quad (\text{Ec. 6.10})$$

- b. Módulo de elasticidad del concreto (E_c)

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.14 \times f'_c \quad (\text{Ec. 6.11})$$

Donde:

W_c = Peso volumétrico del concreto, comprendido entre 1,440 y 2,480 Kg/m^3

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \text{ si } W_c > 2,480 \text{ kg / m}^3$$

- c. Módulo de elasticidad del acero (E_s)

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

A partir de los valores anteriores, se procede el cálculo de EI/L , para las columnas del nivel en estudio y las del nivel inmediato superior. El mismo procedimiento se sigue para las vigas.

- d. Relación de Rigideces en los nudos superiores e inferiores (ψ)

$$\Psi = \frac{\sum EI/l_{columnas}}{\sum EI/l_{vigas}} \quad (\text{Ec. 6.12})$$

Teniendo los valores de Ψ en los extremos de la columna, se buscan en los monogramas correspondientes los valores de k (ver apéndice)

6.4.1 Cálculo de Kl_u/r

A partir del cálculo de kl_u/r , se determina si es necesario considerar los efectos de esbeltez. En elementos contra venteados:

Si $34 - 12 M_{1b}/M_{2b} < kl_u/r < 100$

En elementos no contra venteados:

Si $22 < kl_u/r < 100$

En ambos casos se procede a magnificar la columna.

6.4.2 Relacion de esbeltez (kL_u/r)

La esbeltez de una columna esta en función de la luz libre (L_u) y su dimensión transversal, llamada radio de giro,¹ ($r = I/A$).

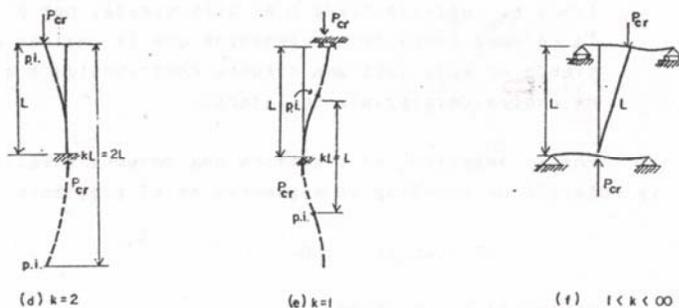
¹ El radio de giro para columnas rectangulares es aproximadamente 0.30 de la dimensión en la que se considere la flexión, y 0.25 (diámetro) para circulares.

Por lo tanto un parámetro que determina la esbeltez de una columna es L/r , sin embargo, esta relación es válida si L es igual a la distancia entre dos puntos de inflexión, que en el caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva, $L_e = kL$, que es proporcional a la luz libre en donde k es un factor que depende de:

- El tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyado ni un empotramiento perfecto, para el caso general.
- Si la columna tiene posibilidad de ladeo, es decir, una columna no contra venteadada o no arriostrada; por el contrario la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo en este caso una columna contra venteadada o arriostrada contra desplazamiento lateral.

En este caso en particular las columnas de los marcos rígidos no están contra venteadadas (con ladeo), entonces el valor de k se representa en las siguientes figuras.

Figura 11. Pandeo y longitud efectiva para las columnas con ladeo.



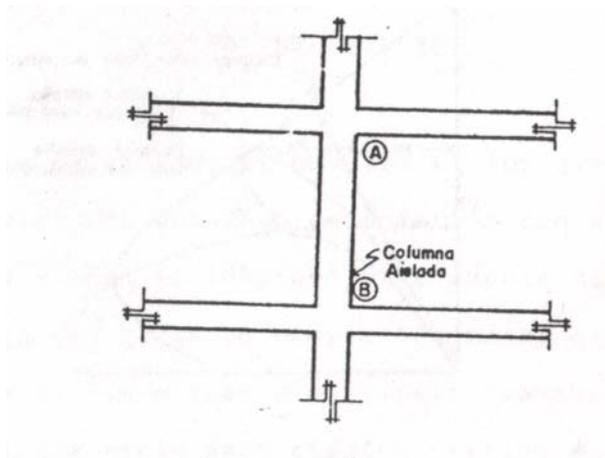
Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 182

Para un marco rígido, puede verse que el grado de empotramiento a la rotación depende de si las rigideces de las vigas que llegan a la columna en su parte superior e inferior son grandes o pequeñas, comparadas con la rigidez de la columna en si.

Un modo aproximado pero generalmente satisfactorio para determinar k es mediante los nomogramas que se encuentran en el apéndice.

Los gráficos corresponden al ensayo aislando la columna y todos los elementos que convergen en su parte superior e inferior, como se puede ver en la figura 10

Figura 12. Factores de rotación de los extremos de una columna.



Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 183

Entonces el grado de empotramiento de cada extremo A y B se obtienen por medió de la ecuación 6.12 aplicándose esta en ambos extremos. Como se trata del mismo material ($E = \text{cte.}$).

Se suele calcular I / L únicamente. Una vez determinados los coeficientes de empotramiento en ambos extremos de la columna, se obtiene el factor de longitud efectiva de los gráficos, según el elemento este o no contra venteado.

El contra venteado consiste generalmente en muros – pantalla para esfuerzos cortantes, muros de núcleos de servicio (escaleras, ascensores, etc.) y otros tipos de muros. Desde luego es imposible de conseguir un arrostramiento que mantenga los extremos superiores de todas las columnas completamente inmóviles con respecto a sus extremos inferiores. Como alternativa a los nomogramas de Jackson y Moreland,

Furlong ha propuesto que se considere que para la longitud efectiva de las columnas no arriostradas sea:

$$k = \frac{20 - \psi_p}{20} \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p < 2 \text{ (Ec. 6.13)}$$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2 \text{ (Ec. 6.14)}$$

Donde: ψ_p es el promedio de ψ_A & ψ_B

6.4.3 Cálculo de la carga crítica (P_{cr})

La carga crítica de una columna es la que produce pandeo entre dos puntos de inflexión, es decir, en el tramo cuya longitud es la longitud efectiva L_e . Para proceder a determinar P_{cr} , es necesario calcular los parámetros siguientes.

- a. Momento de inercia del momento respecto del eje centroidal de la sección transversal del elemento (I_{sc})

$$I_{sc} = \frac{A_s(d - d')^2}{4}, \quad (\text{Ec. 6.15})$$

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo estimado para la columna.

d = Peralte efectivo

d' = Distancia centroide a centroide del refuerzo.

- c. Relación entre momento máximo debido a la carga muerta factorizada y el momento máximo debido a la carga factorizada total. (β_d).

$$\beta_d = \frac{\text{Momento Último Carga Muerta}}{\text{Momento Último Carga Total}}, \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Para columnas interiores y exteriores, β_d debido a cargas por viento y por sismo, es igual a cero.

c. Cálculo de EI total se debe considerar

$$\text{a) } EI = \frac{Ec I_g / 2.5}{1 + \beta_d} \quad \text{o bien} \quad \text{b) } EI = \frac{Ec I_g / 5 + Es I_s}{1 + \beta_d}$$

Siendo la primera relación mas conservadora que la segunda, ambas toman en cuenta los efectos de agrietamiento, flujo plástico y el carácter no lineal de la curva esfuerzo deformación del concreto.

Donde:

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

I_g = momento de inercia centroidal de la sección de la columna

E_s = módulo de elasticidad del acero.

I_s = momento de inercia del acero de refuerzo respecto al centroide

β_d = factor de flujo plástico.

$$\text{Entonces. } P_{cr} = \pi^2 EI / (k l_1)^2 \quad (\text{Ec. 6.17})$$

6.4.4 Amplificación de momentos

Momento mínimo (M_{\min}):

$$M_{\min} \geq P_u (1.5 + 0.03h) \quad (\text{Ec. 6.18})$$

Cálculo de los magnificadores (δ)

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / IP_{cr}} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.19})$$

Donde:

C_m = factor del efecto de extremo que debe tomarse como 0.6 + 0.4 $M_1 / M_2 \geq 0.4$ para columnas sin ladeo lateral y sin cargas transversales o $C_m = 1.0$ para los demás casos.

M_1 = momento menor de los extremos, se toma positivo si se flexiona en curvatura simple y negativo en curvatura doble.

M_2 = momento mayor de los extremos, siempre positivo

P_{cr} = carga crítica de pandeo.

Φ = factor de reducción para carga axial 0.70 o 0.75.

Momento amplificado (M_a)

$$M_a = \delta M_2 \quad (\text{Ec. 6.20})$$

6.4.5 Cálculo de acero longitudinal

Generalmente se diseñan columnas con carga axial y dos momentos y en menos ocasiones, columnas con carga axial y un momento. A continuación se describe el procedimiento para las columnas con flexión biaxial.

Evaluados los efectos de esbeltez y obtenidos los momentos y cargas en las distintas combinaciones, se toma la que produce mayor flexión en la columna, ya que generalmente la resistencia a la compresión es alta (condición crítica), luego se procede de la siguiente manera:

a. Se calcula el acero mínimo.

As min. = 0.01 x Área de la sección, con el acero mínimo se elige un armado.

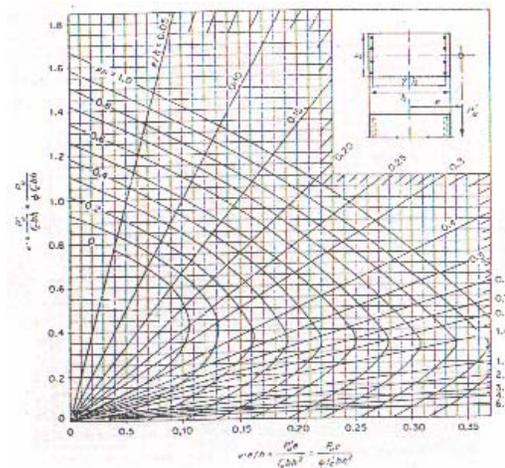
b. Se calculan las excentricidades a partir de los momentos y las cargas de diseño.

$$e_x = M_{ux} / P_u \quad (\text{Ec. 6.21})$$

$$e_y = M_{uy} / P_u \quad (\text{Ec. 6.22})$$

A partir de estos, se calcula el valor del diagrama de interacción $(e_x / h_x, e_y / h_y) \delta$

Figura 13. Diagrama de interacción para columna rectangular $f'_c < 281 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 319

- c. Se calcula el valor de la curva del diagrama de interacción ($\rho t \mu$)

$$\rho t \mu = \frac{\text{Área total del acero del armado} \times F_y}{\text{Área de la sección} \times \beta_1 \times f'_c} \quad (\text{Ec. 6.23})$$

Y se calculan los valores de y_x Y y_y

$$y_x = \text{peralte en } x / \text{base} \quad (\text{Ec. 6.24})$$

$$y_y = \text{peralte en } y / \text{altura} \quad (\text{Ec. 6.25})$$

- d. Se calculan las variables de Bresler y se aplica la formula:

$$P_o = \Phi(A_s f_y + 0.85 f'_c b d)$$

$$P_x' = k_x f'_c b d$$

$$P_y' = k_y f'_c b d$$

$$P_u' = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}} \quad (\text{Ec. 6.26})$$

Si $P_u' > P_u$, entonces el armado es el correcto, de lo contrario, se aumenta el área de acero hasta que esto cumpla.

6.4.6 Confinamiento

Además de diseñar las columnas para resistir flexo compresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, especialmente en zonas sísmicas como Guatemala con el objeto de que absorban parte de la energía del sismo y eviten de esa forma el colapso.

En el caso de las columnas, podemos agregarles ductilidad mediante el confinamiento, que consiste en colocar transversalmente al sentido longitudinal, un refuerzo consistente en estribos o zunchos, cerca de las uniones viga – columna con una separación que e determinada en base a la carga y momento que la columna va a soportar.

Se ha determinado que si estas se confinan su capacidad para absorber carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna. El concreto confinado aumenta el esfuerzo de ruptura que tiene el concreto en condiciones normales y además permite una deformación unitaria mucho mayor.

El código ACI 318 – 89 en el apéndice A sección A. 8. 2. 2 recomienda una longitud de confinamiento (l_o), la cual no puede ser menor que (figura 6.3)

- a. Una sexta parte de la luz libre de la columna, ($L_u / 6$).
- b. Lado mayor de la sección de la columna.
- c. 18 pulgadas (45 cms. aproximadamente).

6.4.7 Estribos

El área requerida de varilla A_v para refuerzo de aros rectangulares se calcula a partir de

$$A_v = l_n \rho_s s_o/2 \quad \text{o bien} \quad s_o = 2 A_v / l_n \rho_s$$

Donde:

A_v = Área del estribo

l_n = Longitud máxima no soportada del estribo (figura 14 a y 14 b)

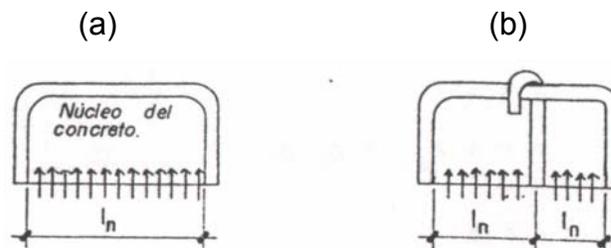
s_o = Separación de centro a centro de los estribos.

$$\rho_s = 0.45 (A_g / A_{ch} - 1) f'_c / f_y \quad (\text{Ec. 6.26})$$

La ecuación 6.26 se especifica en el código ACI 318-89 sección 10.9.3, en esta ecuación el esfuerzo de fluencia f_y no puede exceder a 60,000 psi, y ρ_s no debe ser menor que $0.12 f'_c / f_y$.

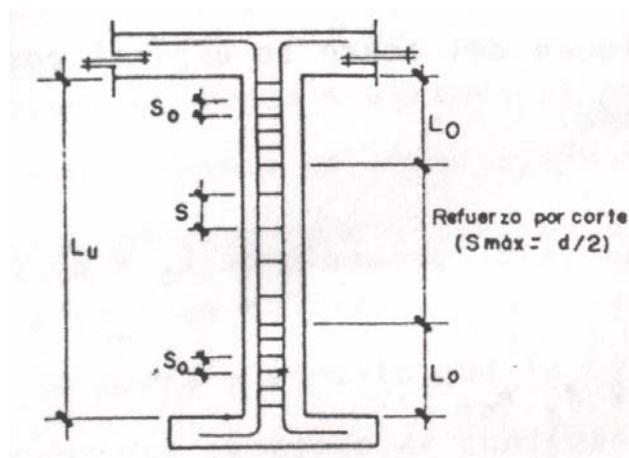
Se recomienda que el espaciamiento entre estribos en el área de confinamiento no sea menor de 3 centímetros, pues se tendrían problemas con el agregado grueso del concreto, por otro lado si es mayor que 10 centímetros, se tiene una separación muy grande lo que provoca que el acero longitudinal se habrá y ocurra la falla de la columna.

Figuras 14. Presión de confinamiento del concreto con un solo estribo o con estribo + eslabon.



Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 173

Figura 15. Sector confinado de una columna para proporcionarle ductilidad.



Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 175

6.5 Diseño de zapatas

Existen distintos tipos de cimentaciones, dependiendo de factores como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, el costo de la misma, entre otros. Tratar de dar un procedimiento general que abarque todos los tipos es imposible; por otro lado, pretender describir el proceso para cada caso resultaría muy laborioso, por tanto, en este trabajo solamente se describe a continuación el procedimiento para diseñar zapatas con carga concéntrica y flexión biaxial. Las cargas que se deben considerar, son las transmitidas por la columna y la zapata, las del suelo sobre la zapata y las cargas de otras estructuras o elementos.

6.5.1 Procedimiento general para diseñar una zapata aislada con flexión biaxial.

6.5.1.1 Cargas de servicio

Las cargas últimas se deben convertir a cargas de servicio o de trabajo dividiéndolas dentro del factor de carga última (FCU).

$$FCU = \frac{1.4 CM + 1.7 CV}{CM + CV} \quad (\text{Ec. 6.27})$$

Por lo tanto las cargas de trabajo son:

$$P = P_u / FCU; \quad M_x = M_{ux} / FCU; \quad M_y = M_{uy} / FCU$$

6.5.1.2 Primera estimación de área

La primera estimación de área se realiza con la siguiente fórmula

$$A = (FCU) P / VS; L = \sqrt{A} \quad (\text{Ec. 6.28})$$

6.5.1.3 Chequeo de presión en el suelo

Para determinarlo se incluyen: La carga de trabajo p' , el peso del suelo de desplante, el peso del suelo de desplante, el peso de la columna y el peso de la zapata.

$$P = p' + p_s + p_c + p_z \quad (\text{Ec. 6.29})$$

6.5.1.4 Cálculo de presión

$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq VS$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{M_x}{S_x} - \frac{M_y}{S_y} > 0$$

Si se tiene una zapata cuadrada, $S_x = S_y = 1/6 h^3$

Si la zapata es rectangular:

$$S_x = 1/6 bh^2 \text{ y } S_y = 1/6 hb^2$$

Si $q_{\max} > VS$, se debe aumentar el área.

Si $q_{min} > 0$, no existen presiones de tensión, lo cual es correcto, de lo contrario, existen esfuerzos de tensión; esto se debe evitar, buscando el área adecuada para la zapata.

Cuando $q_{max} < V_s$, se procede a encontrar $q_{u\ dis}$ (Presión última de diseño), ya que el área encontrada es la adecuada.

$$q_{u\ dis} = FCU \times q_{dis}. \quad (\text{Ec. 6.30})$$

Donde:

$q_{u\ dis}$ = presión última de diseño

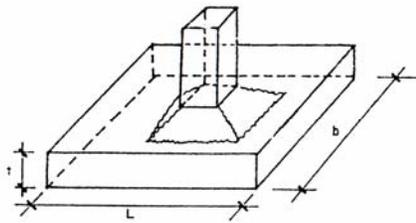
FCU = factor de carga última

q_{dis} = valor que se considera como carga uniforme para simplificar el cálculo esta comprendido entre q_{prom} y q_{max} .

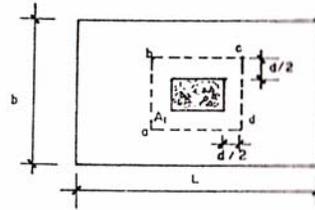
6.5.1.5 Esfuerzo de corte punzonante (V_p)

Una vez determinada el área de la zapata se debe encontrar su espesor "t". en zapatas individuales el canto eficaz "d" esta determinado, la mayor parte de las veces por el esfuerzo de corte punzonante.

Figura 16. Esfuerzo de corte punzonante.



(a) Punzonamiento de la zapata



(b) Sección crítica abcd, para corte punzonante

Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 219

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en ella alrededor del perímetro de la columna. Por consiguiente, si se produce la falla, esta tiene la forma de un tronco de pirámide indicado en la figura 14 a, con los lados inclinados hacia afuera en ángulo de 45° aproximadamente. El esfuerzo cortante de falla puede suponerse igual al que actúa en los planos verticales que cortan la zapata a una distancia $d/2$ de las caras de la columna (sección vertical abcd en la figura 14 b). por consiguiente, el esfuerzo de corte punzonante en esta sección es:

$$V_p = V_p / b_o d \quad (\text{Ec. 6.31})$$

$$V_p = q_u (A_t - A_1); A_t = b \times L \quad (\text{Ec. 6.32})$$

En donde:

b_o = perímetro en la sección crítica (abcd en la figura 14 b).

V_p = esfuerzo de corte por punzonamiento.

V_p = fuerza de corte en la sección crítica abcd.

q_u = presión unitaria última.

A_1 = área encerrada dentro del perímetro abcd (figura 14 b).

El esfuerzo punzonante en la sección crítica es aproximadamente $1.06 \sqrt{f'c}$. de acuerdo con ello el código establece que V_p no debe ser superior a $V_r = \Phi 1.06 \sqrt{f'c}$, es decir:

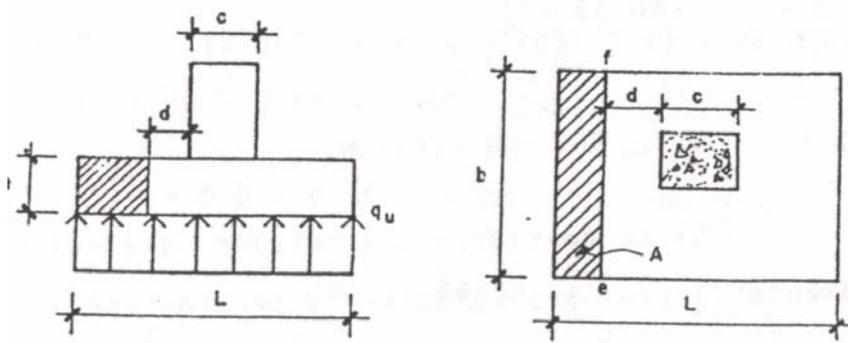
$V_p \leq V_r = \Phi 1.06 \sqrt{f'c}$ (Φ factor de reducción para esfuerzos de corte)

6.5.1.6 Esfuerzo cortante simple (V_s)

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante también pueden ocurrir como en las vigas o placas unidireccionales en una sección situada a una distancia “d” del borde de la columna (como en la sección e f de la figura 15). El esfuerzo cortante en esta sección es.

$$V_s = V_s / b d \quad (\text{Ec. 6.33})$$

Figura 17. Sección crítica para esfuerzo de corte simple.



Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.** p. 221

$$V_s = q_u A; \quad A = b \left[\left(L - c / 2 \right) - d \right] \quad (\text{Ec. 6.34})$$

En donde:

V_s = esfuerzo de corte simple.

b = ancho de la zapata.

V_s = fuerza de corte en la sección e f

q_u = presión unitaria última.

Como este tipo de esfuerzo cortante unidireccional es el mismo que se presenta en vigas, será el que causara la fisuración en las zapatas. De acuerdo con el código también se especifica que debe ser menor que $\gamma_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c}$, es decir:

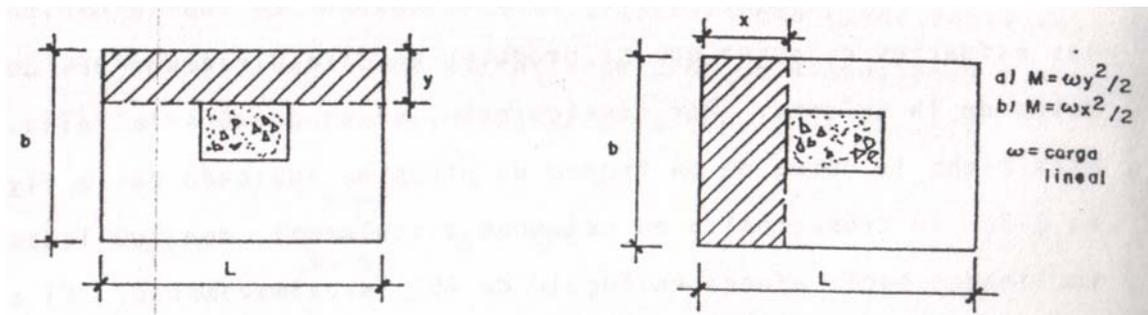
$$V_s \leq \gamma_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c}$$

6.5.1.7 Refuerzo por flexión

Si se considera una sección vertical en una zapata, el momento flector producido en la sección por el empuje neto hacia arriba del suelo se obtiene simplemente por estática.

En las zapatas que soportan columnas de concreto armado, estas secciones críticas en flexión están situadas en las caras de las columnas.

Figura 18. Secciones críticas re refuerzo para el acero a flexión.



a) Área para el refuerzo en el sentido cortó.

b) Área para el refuerzo en el sentido largo.

Fuente: Angel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2**, p. 223

En las zapatas, la armadura se distribuye uniformemente a lo largo y el ancho de las mismas, es decir, la separación de las barras en cada lado es constante.

No obstante el canto útil "d" de la capa superior no será igual al de la capa inferior. Generalmente se calcula la sección A_s para la capa superior e inferior con el mismo valor "d"

7. PROBLEMA: DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO A SEGUIR

En este capítulo se desarrolla el diseño y análisis estructural del edificio para el sanatorio, describiendo los pasos a seguir:

Procedimiento General

1. Proposición del sistema estructural, de acuerdo con las necesidades y requerimientos de la edificación
2. Predimensionamiento de los elementos estructurales.
3. Estimación e integración de cargas.
4. Análisis preliminar
5. Obtención de secciones definitivas de elementos estructurales.
6. Análisis final.
7. Diseño de elementos estructurales.

Nota: Los pasos 2, 3 y 4 pueden repetirse varias veces, hasta obtener las secciones óptimas de acuerdo con el criterio del diseñador; recordando que esta optimización se refiere a los aspectos técnicos, arquitectónicos y económicos. Se simplifican con el uso de un programa de computador

7.1 Proposición del Sistema Estructural

El sistema estructural a usar es un sistema a base de marcos rígidos. Los materiales a utilizar tienen las siguientes propiedades:

Peso Especifico	$W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
Resistencia a fluencia del acero	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión al concreto	$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$

Las dimensiones de la estructura son las que se muestran a continuación:

Figura 19. Elevación frontal

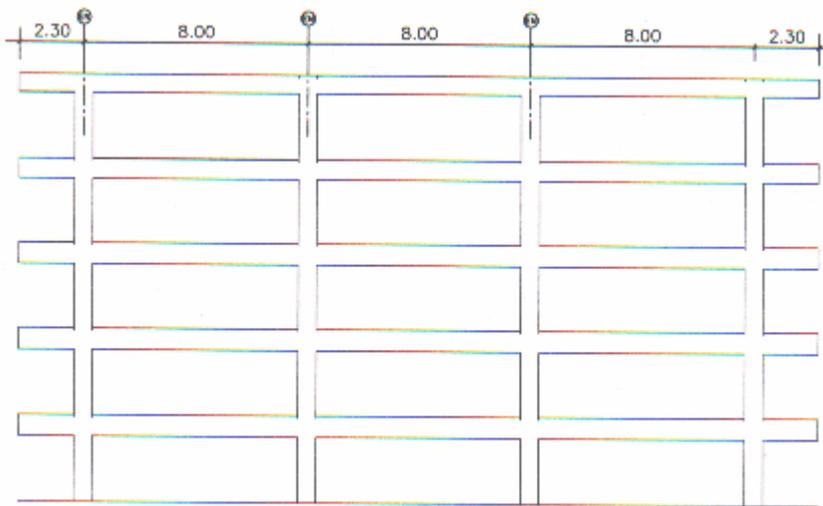
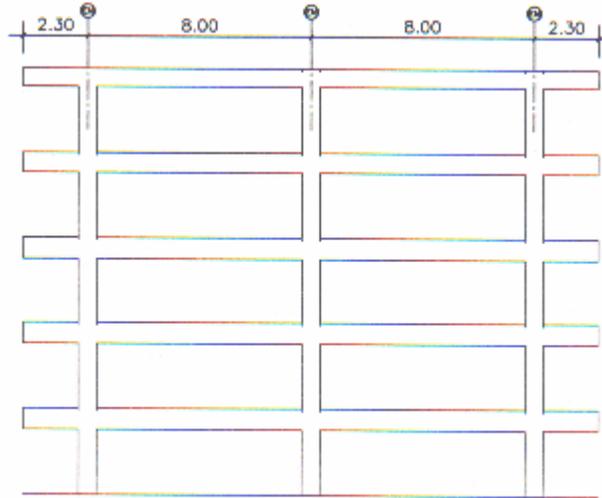


Figura 20. Elevación lateral



7.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

7.2.1 Vigas

Los criterios que se consideraron son:

- En el capítulo III, sección 2.1.1.2 se sugiere, según el IMCYC/ACI, un h_{\min} , para las condiciones inherentes a las vigas del ejemplo, un rango comprendido entre $l/10$ y $l/15$. Todas las longitudes de vigas son de 8 m. $h_1 = l/10 = 800/10 = 80$ cm. y $h_2 = l/15 = 800/15 = 53$ cm.

- Si se considera no chequear deflexiones, tomaremos los valores que son sugeridos por la tabla 3.1, del capítulo III se tiene: $h_1 = l / 18.5 = 800 / 18.5 = 43$ cm. y $h_2 = l / 21 = 800 / 21$.
- En la sección 2.1.1.2, capítulo II, se incluye la tabla 3.2 que, considerando distintos diámetros de refuerzo, especifica un h_{min} . Suponiendo un refuerzo con varilla # 8 y chequeando para un concreto de $300 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ (el más próximo usado en el ejemplo), h_{min} es de 50 cm.

Tabla 7.1 Comparación de resultados al predimensionar vigas

Criterios	h_1 (cm.)	h_2 (cm.)	Promedio
IMCYC/ACI	80	53	66.5
ACI TABLA 3.1	43	38	40.5
ACI TABLA 3.2	50	50	50
		Promedio	52.33

Fuente: Flores Cruz. Op, cit., P. 48

- El promedio de los tres resultados obtenidos en las diferentes alternativas es de 52.33 cm. \approx 50 cm., cercano al valor de la tercera. En este caso la dimensión del peralte de las vigas se tomara de 60 cm.

Por otra parte, los valores obtenidos en la primera alternativa, muestran un rango obtenido de experiencias, esta define un promedio de 66.5 cm., que es bastante mayor al de 50.

Observamos que el valor de 60cm., es un valor intermedio entre los diferentes obtenidos y siendo que lo que se busca es un predimensionamiento, es un punto de partida.

Cuando se ha determinado el valor de h se procede a fijar un valor de b, tomando en consideración que el valor de la relación de b / h, tiene que estar entre 0.25 y 0.50.

Tomando $b / h = 1 / 2$ $b = 30$ cm.

7.2.2 Columnas

Los criterios que se consideraron son:

- La misma tabla utilizada para el predimensionamiento de vigas(tabla 3.1, capítulo III), puede ser utilizada para las columnas. Si se toma un recubrimiento igual a 5 cm., $f'c = 300$ Kg / cm² refuerzo # 8 con varillas de grado 42, el hmin es de 50 cm. Se considera una columna cuadrada de 50 cm. x 50 cm., ya que en el presente todas las luces poseen la misma longitud.

7.2.3 Losas

Las losas a considerar tienen 4 apoyos y su relación lado a lado es igual a 1, por lo tanto, es necesario reforzar en ambos sentidos.

Espesor:

$$t = \text{perímetro} / 180$$

7.2.4 Estimación e integración de cargas

7.2.4.1 Estimación de cargas verticales

Cargas Muertas:		
Peso del piso (granito)	=	120 Kg / m ²
Peso de tabiques	=	100 Kg / m ²
Peso de acabados	=	90 Kg / m ²
Sobrecargas:		
Dormitorios	=	200 Kg / m ²
Zonas públicas	=	300 Kg / m ²
Cargas Vivas:		
Techo	=	100 Kg / m ²
Sanatorios	=	300 Kg / m ²

7.2.4.2 Integración de cargas

Para el techo:

Peso de losa	=	240 Kg / m ²
--------------	---	-------------------------

Peso de acabados	=	90 Kg / m ²
Peso de sobrecarga	=	100 Kg / m ²
TOTAL (CARGA MUERTA)	=	430 Kg / m²
CARGA VIVA	=	100 Kg / m ²

Para los entresijos:

Peso de losa	=	240 Kg / m ²
Peso de acabados	=	90 Kg / m ²
Peso de sobrecarga	=	190 Kg / m ²
TOTAL (CARGA MUERTA)	=	520 Kg / m²
CARGA VIVA	=	300 Kg / m ²
Carga Viva en área de parqueo	=	400 Kg / m²

Carga Muerta Ultima	=	1.4 (520) Kg / m ²	=	728 Kg / m ²
Carga Viva Ultima	=	1.7 (300) Kg / m ²	=	510 Kg / m ²
Carga Viva Ultima	=	1.7 (400) Kg / m ²	=	680 Kg / m ²

7.2.4.3 Calculo de cargas verticales por marco (método de área tributaria)

$$W_{CM} = A_T \times CM / luz + PP \text{ (vigas)}$$

$$W_{CV} = A_T \times CV / luz$$

Tabla 7.2 Cargas verticales distribuidas en marcos A y C

NIVEL	VIGA	AREA TRIBUTARIA M ²	LUZ (M)	CM (Kg/m ²)	CV (Kg/m ²)	W _{CM} (Ton/m)	W _{CV} (Ton/m)
V	A - 5	5.30	2.3	728	510	2.10	1.17
V	A - 5.1	17.20	8	728	510	1.99	1.09
IV	A - 4	5.30	2.3	728	510	2.10	1.17
IV	A - 4.1	17.20	8	728	510	1.99	1.09
III	A - 3	5.30	2.3	728	510	2.10	1.17
III	A - 3.1	17.20	8	728	510	1.99	1.09
II	A - 2	5.30	2.3	728	510	2.10	1.17
II	A - 2.1	17.20	8	728	510	1.99	1.09
I	A - 1	5.30	2.3	728	510	2.10	1.17
I	A - 1.1	17.20	8	728	510	1.99	1.09

Tabla 7.3 Cargas verticales distribuidas en marco B

NIVEL	VIGA	AREA TRIBUTARIA M²	LUZ (M)	CM (Kg/m²)	CV (Kg/m²)	W_{CM} (Ton/m)	W_{CV} (Ton/m)
V	A - 5	5.30	2.3	728	510	1.67	1.17
V	A - 5.1	16.00	8	728	510	1.88	1.09
IV	A - 4	5.30	2.3	728	510	1.67	1.17
IV	A - 4.1	16.00	8	728	510	1.88	1.09
III	A - 3	5.30	2.3	728	510	1.67	1.17
III	A - 3.1	16.00	8	728	510	1.88	1.09
II	A - 2	5.30	2.3	728	510	1.67	1.17
II	A - 2.1	16.00	8	728	510	1.88	1.09
I	A - 1	5.30	2.3	728	510	1.67	1.17
I	A - 1.1	16.00	8	728	510	1.88	1.09

MARCO I = MARCO IV

MARCO II = MARCO III

7.2.4.4 Estimación de cargas horizontales

El procedimiento normal a seguir en este inciso es el de calcular el peso total de la estructura, para así calcular el corte basal de la estructura. Este procedimiento es bastante largo para un edificio como el que se está analizando, es donde se hace necesario el uso del programa de computadora, en el cual solo se ingresan las coordenadas de los marcos, las dimensiones de las vigas, columnas, así como el material a utilizar. El programa analiza la estructura que se ha ingresado, proporcionando los momentos de diseño para las vigas, la fuerza axial para las columnas así como sus momentos mayores. El corte basal, las fuerzas por piso las proporciona el programa, así como si el edificio es simétrico o no.

Sin embargo al observar el edificio que se diseña se ve a simple vista que es simétrico, por lo tanto no necesita de un análisis torsional. Debido a la utilización del programa STADD PRO, nos ahorramos los pasos de análisis preliminar, con el análisis estructural proporcionado por dicho programa entramos de lleno al diseño estructural de los elementos estructurales de los marcos, ya que el programa nos proporciona los momentos de diseño, tanto para vigas como para las columnas. A continuación se tabulan los resultados de los momentos obtenidos a partir de las cargas y momentos del análisis estructural de los marcos típicos.

Tabla 7.4 Momentos obtenidos en base al análisis estructural

NIVEL	VIGA	MARCO	LUZ (M)	MOMENTO
V	A – 5	I	2.3	18,300.00
V	A – 5.1	I	8	38,692.00
IV	A – 4	I	2.3	18,300.00
IV	A – 4.1	I	8	52,180.00
III	A – 3	I	2.3	18,260.00
III	A – 3.1	I	8	65,510.00
II	A – 2	I	2.3	18,240.00
II	A – 2.1	I	8	79,940.00
I	A – 1	I	2.3	18,300.00
I	A – 1.1	I	8	94,590.00
NIVEL	VIGA	MARCO	LUZ (M)	MOMENTO
V	A – 5	II	2.3	22,400.00
V	A – 5.1	II	8	43,200.00
IV	A – 4	II	2.3	22,400.00
IV	A – 4.1	II	8	54,460.00
III	A – 3	II	2.3	20,200.00
III	A – 3.1	II	8	69,100.00
II	A – 2	II	2.3	22,240.00
II	A – 2.1	II	8	82,850.00
I	A – 1	II	2.3	22,300.00
I	A – 1.1	II	8	97,690.00

De donde observamos la siguiente relación:

$$\begin{aligned} \text{MARCO II} &= \text{MARCO III} = \text{MARCO B} \\ \text{MARCO I} &= \text{MARCO IV} = \text{MARCO A} = \text{MARCO C} \end{aligned}$$

7.3 Dimensionamiento de elementos

7.3.1 Vigas

Para dimensionar vigas, se tienen muchas opciones, pero en este caso en particular gracias al uso del programa, donde se debe de ingresar una sección predeterminada, como la que se obtuvo en el inciso 2.1.4 la cual es de 60 x 30 cm. esta sección se ingreso al programa, la cual chequeo. Sin embargo para no reforzar a compresión se cambiaron los peraltes en los siguientes niveles. A continuación se presentan en la siguiente tabla las secciones finales de las vigas.

Tabla 7.5 Secciones finales de vigas

NIVEL	b (cm.)	d (cm.)
V	65	30
IV	70	35
III	75	50
II	75	50
I	75	50

7.4 Diseño de vigas A-1

Debido a la cantidad de vigas que existen por nivel, se presentará solo el cálculo de una parte de la viga continua del marco I y nivel I.

Las dimensiones y propiedades de la viga son:

$$\begin{aligned} b &= 50 \text{ cm.} & f'c &= 281 \text{ Kg. / cm}^2 \\ h &= 75 \text{ cm.} & f_y &= 4,200 \text{ Kg. / cm}^2 \\ d &= 70 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Relación ancho / peralte = $50 / 70 = 0.71 > 0.3$, que esta de acuerdo con lo requerido por el ACI.

De la tabla se tiene

$$M (-)_{EXT} = 94,586.00 \text{ Kg. m}$$

$$M (-)_{INT} = 93,415 \text{ Kg. m}$$

$$M (+) = 91,500 \text{ Kg. m}$$

Cálculo de los porcentajes de acero máximos y mínimos:

$$\rho_{\min} = 14.1 / 4200 = 0.00336$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_{bal} = 0.01432$$

$$As_{\min} = 0.00336 \times 50 \times 71 = 11.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 0.01432 \times 50 \times 71 = 50.84 \text{ cm}^2$$

Cálculo del Acero Corrido

a) Cama superior

$$As_{\text{MÍN}} = 11.92 \text{ cm}^2$$

$$1/3 As (-) = 1/3 \times 60.1 \text{ cm}^2 = 20.03 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor, entonces $As = 20.03 \text{ cm}^2$.

Se propone 4 varillas No. 8 (20.28 cm^2).

b) Cama inferior

$$1/3 As (-) = 1/3 \times 60.1 \text{ cm}^2 = 20.03 \text{ cm}^2$$

$$0.5 As (+) = 0.5 \times 30.47 \text{ cm}^2 = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{MÍN}} = 11.92 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor de los tres valores, entonces $As = 20.03 \text{ cm}^2$

Se proponen 4 varillas No. 8 (20.28 cm^2)

De todo lo anterior se tiene que:

a) En la cama superior:

Momento total en el extremo A = 94,586.00 Kg.m

As_{total} en el extremo A = 60.1 cm^2

As_{corrido} en el extremo A = 20.03 cm^2

$As_{\text{de bastones}} = As_{\text{total}} - As_{\text{corrido}} = 60.1 - 20.03 = 40.07 \text{ cm}^2$

Esto indica que debe colocarse 8 bastones No. 8 (40.56 cm^2)

b) Cama inferior:

Momento total 91,500 Kg.m

As total = 59.00 cm²

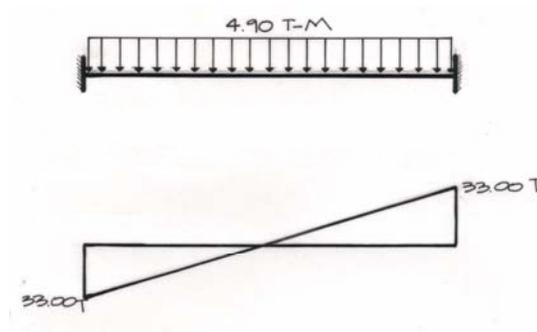
As de bastones = $As_{total} - As_{corrido} = 59.00 - 20.03 = 39 \text{ cm}^2$

Esto indica que debe colocarse 8 bastones No. 8 (40.56 cm²)

Para observar el detalle de armado longitudinal y sección de vigas ver planos ubicados en apéndice.

Refuerzo por Corte

Figura 21. Diagrama de corte viga A-1



Cálculo de Corte a una distancia d del apoyo

$$V_{ud} = 33.00 - (4.9 \times .70) = 29.57 \text{ Ton}$$

Cálculo de la Resistencia al Cortante Proporcionada por el concreto

$$V_c = 0.85 \times \sqrt{281} \times 50 \times 70$$

$$V_c = 26.43 \text{ Ton.}$$

$V_{ud} > V_c$, entonces hay que reforzar por corte.

$$(V_{ud} - V_c) / (b \times d) \leq 1.06 \times \sqrt{f'_c}$$

$$(29.57 - 26.43) / (50 \times 70) \leq 1.06 \times \sqrt{281}$$

$$\mathbf{0.000897 < 17.8}$$

Por lo tanto, se calcula el espaciamiento con la ecuación 6.9

$$\mathbf{S = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 70) / (29.57 - 26.43)}$$

$$S = 132 \text{ cm.}$$

El corte resistente con este espaciamiento será, según la ecuación

$$V_r = 0.85 \times (1.42 \times 4200 \times 70) / (132 + 26430)$$

$$V_r = 13.35 < 29570$$

El espaciamiento no es el adecuado.

Cálculo de espaciamiento mínimo entre estribos

Suponiendo estribos con varilla No. 3 / 8" (área 0.71 cm²)

$$S_{MÁX} \leq 60 \text{ cm.}$$

$$S_{MÁX} \leq d / 2 = 70 / 2 = 35 \text{ cm}$$

$$S_{MÁX} \leq A_v f_y / (3.5 \times b)$$

$$S_{MÁX} = (0.71 \times 4200) / (3.5 \times 50)$$

$$S_{MÁX} = 17 \text{ cm.}$$

Se toma el menor, entonces, $S_{MÁX} = 17 \text{ cm.}$

Armar la viga con estribos No. 3 @ 0.17 m.

7.5 Diseño columnas

Las cargas y momentos obtenidas del análisis , para las columnas de los marcos que componen el edificio son los siguientes:

Tabla 7.6 Cargas y momentos actuantes sobre las columnas

NIVEL	COLUMNA	SECCION X Y	Mx (Ton. m)	My (Ton.m)	FUERZA AXIAL(Ton)
V	A - 5	60 X 50	26.47	24.21	65.56
V	B - 5	60 X 50	28.26	25.10	79.86
V	C - 5	60 X 50	28.87	31.4	93.28
IV	A- 4	60 X 50	32.3	29.23	126.27
IV	B - 4	60 X 50	41.7	36.44	159.25
IV	C - 4	60 X 50	40.3	35.76	184.51
III	A - 3	65 X 60	39.62	35.77	189.84
III	B - 3	65 X 60	54.6	47.47	238.81
III	C - 3	65 X 60	52.01	46.51	276.13
II	A - 2	75 X 60	48.40	42.77	254.72
II	B - 2	75 X 60	78.68	67.00	319.52
II	C - 2	75 X 60	75.10	65.67	368.55
I	A - 1	90 X 80	178.3	169.3	326.44
I	B - 1	90 X 80	190.74	180.61	411.04
I	C - 1	90 X 80	181.11	173.03	472.75

Previo al diseño de una columna, se deben evaluar los efectos de esbeltez, para así saber si se deben magnificar los momentos, para efectos del presente trabajo, se analizara en los cinco niveles la esbeltez de las columnas.

Efecto de esbeltez en el quinto y cuarto nivel

a) Momento de inercia de la columna

$$I_g = 60 \times (50)^3 / 12 = 625000 \text{ cm}^4$$

b) Momento de inercia para vigas

$$I_g = 30 \times (60)^3 / 12 = 540000 \text{ cm}^4$$

c) Módulo de elasticidad del concreto (E_c)

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.14 f'_c$$

Donde: W_c es el peso del concreto, comprendido entre 1440 y 2480 Kg/m^3 y $E_c = 15,100 \times \sqrt{f'_c}$ si $W_c > 2,480.0 \text{ Kg}/\text{m}^3$

d) Módulo de elasticidad del acero (E_s)

$$E_s = 2039000 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Relación de rigideces en los nudos superiores e inferiores (Ψ)

$$\Psi = \frac{\sum EI / l \text{ (columnas)}}{\sum EI / l \text{ (vigas)}} \quad (\text{para ambos nudos})$$

$$\Psi_A = 2083.33 / 7395.65 = 0.28$$

$$\Psi_B = 0.56$$

$$\Psi_p = \underline{0.28 + 0.56} = 0.42$$

$$k = \frac{20 - 0.42}{20} \sqrt{1.42}; \quad k = 1.16$$

Cálculo de la relación de esbeltez kl_u/r

A partir del cálculo de kl_u/r , se determina si es necesario magnificar los momentos que influyen en la columna, es necesario considerar los efectos de esbeltez, cuando:

En elementos no contra venteados (como en el presente trabajo)

$$22 \leq kl_u/r \leq 100$$

$$kl_u/r = \frac{1.16 \times 300}{0.30 \times 60} = 19.33 \Rightarrow \text{no magnificar}$$

debido a que en el cuarto nivel la sección de columnas es la misma, y la de vigas cambia en 5 cm en ambos sentidos, el cambio es mínimo, por tanto tampoco debemos magnificar los momentos.

Efecto de esbeltez en el tercero y segundo nivel

$$\Psi_A = 3004 / 7395.65 = .40$$

$$\Psi_B = 0.40$$

$$\Psi_p = \frac{0.40 + 0.40}{2} = 0.40$$

$$k = \frac{20 - 0.40}{20} \sqrt{1.40} \quad k = 1.16$$

20

$$kl_u/r = \frac{1.16 \times 300}{0.30 \times 65} = 17.84 \Rightarrow \text{no magnificar}$$

Efecto de esbeltez en el primer nivel.

$$\Psi_A = 1938 / 7395 = 0.26$$

$$\Psi_B = 0.00 \qquad \Psi_p = \frac{0.26 + 0.00}{2} = 0.13$$

$$k = \frac{20 - 0.13}{20} \sqrt{1.40}; \quad k = 1.05$$

$$kl_u/r = \frac{1.16 \times 650}{0.30 \times 65} = 32.5 \Rightarrow \text{si magnificar}$$

Ciculo de magnificadores de momentos¹ (δ)

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d}$$

$$\beta_d = \frac{CM_u}{C_u} = (14)(520) / ((1.4)(520) + (1.7)(300)) = 0.59$$

$$EI = \frac{(15100)(210)^{1/2}(70)(60)^3/12}{1.59} = 1.73 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2 = 17,300 \text{ t-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (k l_1)^2$$

¹ El δ es el mismo en ambos sentidos de la columna ya que la sección de la misma es simétrica.

$$P_{cr} = \pi^2(17,300)/(1.29 \cdot 6.50)^2 = 2428.51 \text{ t}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{IP_{cr}}}$$

$$\delta = 1/(1 - 472.747/(0.7)(2428.51)) = 1.39$$

Diseño de columna A-5

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

$$f_y = 4,200 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$P_u = 65,56 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 26.47 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 24.21 \text{ Ton-m}$$

Calculo de acero principal (A_s):

Paso 1. Parámetros independientes.

$$e_x = M_{ux}/P_u = 26.47/65.65 = 0.40; \quad (e/h)_x = 0.40/0.60 = 0.66$$

$$e_y = M_{uy}/P_u = 24.21/65.65 = 0.37; \quad (e/h)_y = 0.37/0.60 = 0.74$$

$$\sigma_x = (60-6)/60 = 0.90; \quad \sigma_y = (50-6)/60 = 0.88$$

La carga de falla será:

$$P'_{ua} = P_u/0.70 = 65.56/0.70 = 93.66 \text{ t}$$

Asumir A_s :

$$A_{s\text{mín}} = 0.01A_g = (0.01)(3000) = 30.00 \text{ cm}^2$$

Proponemos: $A_{st} = 6 \text{ N}^\circ 8 = 30.24 \text{ cm}^2$

$$\rho_{ut} = (A_{st}/A_g)(f_y/0.85f_c) = (30.42/30)(4.2/0.85 \cdot 0.210) = 0.24$$

$$\sigma_x = 0.90 ; (e/h)_x = 0.66; \rho_{ut} = 0.24 \rightarrow k'_x = 0.26$$

$$\sigma_y = 0.80 ; (e/h)_y = 0.74; \rho_{ut} = 0.24 \rightarrow k'_x = 0.23$$

Interpolando solo para valor de $\sigma_y = 0.88$

$$k_y = 0.26 + (0.26 - 0.23)((0.88 - 0.80)/(0.90 - 0.80)) = 0.284$$

$$P'_o = 0.85f_c A_g + A_{st}f_y = 0.85(0.210)(3000) + (30.42)(4.20) = 663.26$$

$$P'_{x0} = k'_x f_c A_g = 0.26(0.210)(3000) = 163.80 \text{ t}$$

$$P'_{y0} = k'_y f_c A_g = 0.284(0.210)(3000) = 178.92$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P'_u = 1 / (1/214.20 + 1/209.16 - 1/663.26) = 125.91 > P'_{ua}$$

La columna soporta la carga con ese armado.

Calculo de acero a corte (A_{sc}):

$$A_v = \frac{n \rho_s S_o}{2}$$

$$\rho_s = 0.45(A_g/A_{ch}-1)f'_c/f_y$$

$$\rho_s = 0.45 (3000-2376-1)210/4200$$

$$\rho_s = 5.90 \cdot 10^{-3}$$

$$A_v = \frac{54(5.90 \cdot 10^{-3})20}{2}$$

$$A_v = 1.49$$

Usar: 1 est. $\emptyset 5/8''$ + 1 esl. $\emptyset 1/2''$

7.6 Diseño de Zapata

Zapata b

$$V_s = 25 \text{ Ton/m}^2$$

$$FCU = 1.52$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 411,04 \text{ t}$$

$$M_{ux} = 123.50 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = 114.47 \text{ t-m}$$

$$W_c = 2.4 \text{ t-m}$$

$$W_s = 1.16 \text{ t-m}$$

Cargas de trabajo :

$$P = P_u / FCU = 411.04 / 1.52 = 270.4 \text{ T}$$

$$M_x = M_{ux} / FCU = 123.5 / 1.52 = 81.25 \text{ T-m}$$

$$M_y = M_{uy} / FCU = 127.19 / 1.52 = 75.30 \text{ T-m}$$

Estimación del área de zapata:

$$A = 1.52 \times P / V_s = 411.04 / 25 = 20.55; (A)^{1/2} = 16.22 \text{ m}^2$$

$$\text{Usar: } 5.00 \times 4.50 = 22.50 \text{ m}^2$$

Chequeo del Vs:

$$P_z = 270.4 + 8.64 + (21.78 \times 1.16 \times 1.40) + (5.00 \times 4.50 \times 0.60)(2.40)$$

$$P_z = 346.81 \text{ Ton}$$

$$q_{\max} = \frac{346.81}{22.5} + \frac{81.25}{22.69} + \frac{75.30}{16.88} = 23.45 \text{ t/m}^2 < V_s \text{ O.K.}$$

$$q_{\min} = \frac{346.81}{22.5} - \frac{81.25}{22.69} - \frac{75.30}{16.88} = 7.37 \text{ t/m}^2 > 0.00 \text{ O.K.}$$

$$q_u = \text{FCU } q_{\max} = 1.52 (23.45) = 35.64 \text{ T/m}^2$$

Chequeo corte punzonante:

$$V_p = q_u (A_t - A_1) = 35.64 (22.5 - (0.72 + 1.7d + d^2))$$

$$b_0 = 3.4 + 4d$$

$$V_p = V_p / b_0 d \rightarrow V_p = (35.64 (22.5 - (0.72 + 1.7d + d^2))) / (3.4 + 4d) \times d$$

$$V_r = 168.5 \text{ T/m}^2$$

Tabla 7.6 Relación peralte V_p

d (m)	0.50	0.60	0.70	0.80	0.75
V_p (t/m ²)	272.97	208	173.20	133.51	148

d = 75 cm, si suponemos un recubrimiento de 10 cms. De espesor de zapata:

75+ 10 = 85 cm. ≈ 0.85 m. de espesor. (**t = 0.85 m**)

Chequeo del corte simple:

$$V_s = q_u A = (35.64)(5.85) = 208.49 \text{ T}$$

$$A = b ((l-c)/2 - d) \rightarrow 4.50((5.00-0.90)/2 - 0.75) = 5.85 \text{ m}^2$$

$$V_s = v_s / b d = 208.49 / (4.50 \times 0.75) = 61.78 \text{ T/m}^2$$

$V_c = 168.50 \text{ t/m}^2 > V_s = 61.78 \text{ t/m}^2$; la zapata chequea el corte simple.

Refuerzo a flexión sentido largo:

$$W = q_u b = 35.64 \times 4.50 = 160.38 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Momento en el rostro: } M = \frac{wl^2}{2}$$

$$M = \frac{160.38 \times 1.85^2}{2} = 274.45 \text{ T-m}$$

$$b = 450.00 \text{ cm}$$

$$d = 75.00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = 98.83 \text{ cm}^2;$$

Usar 1 N° 11 @ 0.45 m.

Refuerzo a flexión sentido corto:

$$W = q_u h = 35.64 \times 5.00 = 178.2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Momento en el rostro: } M = \frac{wl^2}{2}$$

$$M = \frac{178.2 \times 2.05^2}{2} = 374.44 \text{ t-m}$$

$$b = 500.00 \text{ cm}$$

$$d = 75.00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$A_s = 135.53 \text{ cm}^2$; Usar 1 N° 11 @ 0.30 m.

7.7 Diseño de vigueta más crítica de la losa de entrepiso

L crítica = 3.63 metros

$$CV = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$CA = 130 \text{ kg/m}^2$$

e = 20 cms.

$$W_w = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$W_w = 1.4(130+300) + 1.7 (350)$$

$$W_w = 1197 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 1197 \times 0.6 = 718.20 \text{ kg/m}$$

$$M^+ = \frac{wL^2}{9} = 1051.52 \text{ kg - m}$$

$$b = 60 \text{ cms}, d = 17 \text{ cms}, f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 5 \text{ } \varnothing 6.00 \text{ mm}^2 = 1.425 \text{ cm}^2$$

Corte:

$$V_{\max} = \frac{wL}{2} = \frac{718.20 \times 3.63}{2} = 1303.5 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = \frac{V_{\max}}{0.85bd} = \frac{13035}{0.85 \times 17 \times 10} = 9.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 9.02 - 6.53 = 2.49 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_s = \frac{V_s \times b_w \times S}{f_y (\text{Sen} \alpha + \text{Cos} \alpha)} \quad \alpha = 50.2^\circ$$

$$A_s = \frac{2.49 \times 10 \times 25}{5000 (\text{Sen} 50.2^\circ + \text{Cos} 50.2^\circ)} = 0.088 \text{ cm}^2$$

Usar \emptyset 4.5 mm @ 0.25 m en la diagonal

Deflexión:

$$\frac{bx^2}{2} = n A_s (d - x)$$

$$\frac{60x^2}{2} = 9 (1.425) (17 - x)$$

$$(30x^2 + 12.83x - 218.03) = 0$$

$$x = 2.49 \text{ cms} < 5 \text{ cms}$$

$$I_{tr} = \frac{bx^3}{3} + (n A_s (d - x)^2)$$

$$I_{tr} = 3008.94 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{5wL^4}{384EcI_{tr}} = \frac{5 \times 7.8 \times 0.6 \times 363^4}{384 \times 15000 \sqrt{210 \times 30089}} = 1.60 \text{ cms.}$$

$$A_{perm.} = 1.52 \text{ cms}$$

Incrementar A_s @ 1.71 cm² o bien contra flecha en obra de 1 cm. al centro.

8. COSTOS UNITARIOS

8.1 Renglones de trabajo

Proyecto: Hospital Parroquial			Fecha: 01/05		Cálculo: Luis Contreras				
Nº	Descripción del renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total sub-renglón		Total renglón	
8.2 Trabajos preliminares								Q 711,719.51	\$ 88,964.94
8.2.1	Demolición	m ²	214.31	Q 223.77	\$ 27.97	Q 201,829.33	\$ 25,228.67		
8.2.2	Obras de protección	general				Q 52,552.13	\$ 6,569.02		
8.2.3	Mov. de tierras y niv.	m ²	214.31	Q 501.99	\$ 62.75	Q 452,774.33	\$ 56,596.79		
8.2.4	Trazos y estaqueado	general				Q 4,563.72	\$ 570.47		
8.3 Cimentación								Q 593,135.78	\$ 74,141.97
8.3.1	Zapata tipo 1	unidad	4	Q63,406.34	\$ 7,925.79	Q 253,625.38	\$ 31,703.17		
8.3.2	Zapata tipo 2	Unidad	8	Q42,438.80	\$ 5,304.85	Q 339,510.40	\$ 42,438.80		
8.4 Columnas								Q 574,610.48	\$ 71,826.31
8.4.1	Columnas 1º nivel	unidad	12.00	Q23,786.16	\$ 2,973.27	Q 285,433.90	\$ 35,679.24		
8.4.2	Columnas 2º nivel	unidad	12.00	Q12,049.02	\$ 1,506.13	Q 144,588.29	\$ 18,073.54		
8.4.3	Columnas 3º nivel	unidad	12.00	Q12,049.02	\$ 1,506.13	Q 144,588.29	\$ 18,073.54		
8.5 Vigas y cubiertas								Q 1,830,774.09	\$ 228,846.76
8.5.1	Losa tradicional	m ²	1740.48	Q 818.65	\$ 102.33	Q 1,424,848.66	\$ 178,106.08		
8.5.2	Vigas 1º nivel	ml	73.50	Q 1,235.41	\$ 154.43	Q 90,802.59	\$ 11,350.32		
8.5.3	Vigas 2º nivel	ml	94.80	Q 1,251.64	\$ 156.46	Q 118,655.57	\$ 14,831.95		
8.5.4	Vigas 3º nivel	ml	99.60	Q 1,187.33	\$ 148.42	Q 118,258.10	\$ 14,782.26		
8.5.5	Ml viga auxiliar	ml	8.85	Q22,244.60	\$ 2,780.58	Q 196,864.75	\$ 24,608.09		
Precio total de obra gris:								Q 3,710,239.86	\$ 463,779.98

8.1 Renglones de trabajo

Proyecto: Hospital Parroquial			Fecha: 03/04		Cálculo: Luis Contreras				
Nº	Descripción del renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total sub-renglón		Total renglón	
8.2 Trabajos preliminares								Q 711,719.51	\$ 88,964.94
8.2.1	Demolición	m ²	214.31	Q 223.77	\$ 27.97	Q 201,829.33	\$ 25,228.67		
8.2.2	Obras de protección	general	0	Q -	\$ -	Q 52,552.13	\$ 6,569.02		
8.2.3	Mov. de tierras y niv.	m ²	214.31	Q 501.99	\$ 62.75	Q 452,774.33	\$ 56,596.79		
8.2.4	Trazos y estaqueado	general	0	Q -	\$ -	Q 4,563.72	\$ 570.47		
8.3 Cimentación								Q 593,135.78	\$ 74,141.97
8.3.1	Zapata tipo 1	unidad	4	Q63,406.34	\$ 7,925.79	Q 253,625.38	\$ 31,703.17		
8.3.2	Zapata tipo 2	Unidad	8	Q42,438.80	\$ 5,304.85	Q 339,510.40	\$ 42,438.80		
8.4 Columnas								Q 574,610.48	\$ 71,826.31
8.4.1	Columnas 1º nivel	unidad	12.00	Q23,786.16	\$ 2,973.27	Q 285,433.90	\$ 35,679.24		
8.4.2	Columnas 2º nivel	unidad	12.00	Q12,049.02	\$ 1,506.13	Q 144,588.29	\$ 18,073.54		
8.4.3	Columnas 3º nivel	unidad	12.00	Q12,049.02	\$ 1,506.13	Q 144,588.29	\$ 18,073.54		
8.5 Vigas y cubiertas								Q 1,133,685.49	\$ 141,710.69
8.5.1	Losa prefabricada	m ²	1740.48	Q 418.14	\$ 52.27	Q 727,760.05	\$ 90,970.01		
8.5.2	Vigas 1º nivel	ml	73.50	Q 1,235.41	\$ 154.43	Q 90,802.59	\$ 11,350.32		
8.5.3	Vigas 2º nivel	ml	94.80	Q 1,251.64	\$ 156.46	Q 118,655.57	\$ 14,831.95		
8.5.4	Vigas 3º nivel	ml	99.60	Q 1,187.33	\$ 148.42	Q 118,258.10	\$ 14,782.26		
8.5.5	Ml viga auxiliar	ml	8.85	Q22,244.60	\$ 2,780.58	Q 196,864.75	\$ 24,608.09		
Precio total de obra gris:								Q 3,013,151.26	\$ 376,643.91

8.2 Trabajos Preliminares

8.2.1 Demolición

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Alquiler maquinaria demolición	día	30		Q 1,500.00	45,000.00
Alquiler camiones de volteo	general				15,000.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Salario operadores	día	30.00	Q	500.00	15,000.00
Extracción de ripio	m ²	901.96	Q	35.00	31,568.60
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 46,568.60			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 16,299.01			
Prestaciones	88.00%	Q 55,323.50	Precio m ² demolición: Q 223.77		
Sub-total		Q 118,191.11			
Total de materiales		Q 60,000.00			
Fietes	15.00%	Q 17,728.67			
Imprevistos	5.00%	Q 5,909.56	Precio sub-renglón: Q 201,829.33		

8.2.2 Obras de protección

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Clavo 2 1/2"	Lb	50.00	10.00%	Q 4.50	236.25
Lamina zinc 12'	unidad	270.00	5.00%	Q 50.00	14,175.00
Regla 3" x 3"	pie tablar	950.00	5.00%	Q 4.50	4,488.75
Alambre de amarre	Lb	30.00	10.00%	Q 4.50	148.50
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Hechura de barda perimetral	m ²	700.00	Q	15.00	10,500.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 10,500.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 3,675.00			
Prestaciones	88.00%	Q 12,474.00			
Sub-total		Q 26,649.00			
Total de materiales		Q 19,048.50			
Fietes	10.00%	Q 4,569.75			
Imprevistos	5.00%	Q 2,284.88	Precio sub-renglón: Q 52,552.13		

8.2 Trabajos Preliminares

8.2.1 Demolición

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Alquiler maquinaria demolición	día	30		Q 1,500.00	Q 45,000.00
Alquiler camiones de volteo	general				Q 15,000.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Salario operadores	día	30.00	Q 500.00		Q 15,000.00
Extracción de ripio	m ²	901.96	Q 35.00		Q 31,568.60
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 46,568.60			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 16,299.01			
Prestaciones	88.00%	Q 55,323.50			
Sub-total		Q 118,191.11	Precio m² demolición: Q 223.77		
Total de materiales		Q 60,000.00			
Fletes	15.00%	Q 17,728.67			
Imprevistos	5.00%	Q 5,909.56			

8.2.2 Obras de protección

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Clavo 2 1/2"	Lb	50.00	10.00%	Q 4.50	Q 236.25
Lamina zinc 12'	unidad	270.00	5.00%	Q 50.00	Q 14,175.00
Regla 3" x 3"	pie tablar	950.00	5.00%	Q 4.50	Q 4,488.75
Alambre de amarre	Lb	30.00	10.00%	Q 4.50	Q 148.50
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Hechura de barda perimetral	m ²	700.00	Q 15.00		Q 10,500.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 10,500.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 3,675.00			
Prestaciones	88.00%	Q 12,474.00			
Sub-total		Q 26,649.00	Precio sub-renglón: Q 52,552.13		
Total de materiales		Q 19,048.50			
Fletes	10.00%	Q 4,569.75			
Imprevistos	5.00%	Q 2,284.88			

8.2.3 Movimiento de tierras y nivelación

Material/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Alquiler de maquinaria excavac	día	30.00		Q 1,650.00	Q 49,500.00
Alquiler camiones de volteo	general				Q 20,000.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Salario operadores	día	30.00	Q	500.00	Q 15,000.00
Tallado excavación	m ²	901.96	Q	125.00	Q 112,745.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 127,745.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 44,710.75			
Prestaciones	88.00%	Q 151,761.06	Precio m² des. y niv.	Q	501.99
Sub-total		Q 324,216.81			
Total de materiales		Q 69,500.00			
Fletes	10.00%	Q 39,371.68			
Imprevistos	5.00%	Q 19,685.84	Precio sub-renglón:	Q	452,774.33

8.2.4 Trazos y estaqueado

Material/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Clavo 2 1/2"	Lb	35.00	10.00%	Q 4.50	Q 165.38
Tabla 1"	pie tablar	60.00	5.00%	Q 4.50	Q 283.50
Parales 3" x 3"	pie tablar	150.00	5.00%	Q 4.50	Q 708.75
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Hechura de puentes para trazo	Unidad	14.00	Q	15.00	Q 210.00
Trazo y estaqueado	m	168.20	Q	6.00	Q 1,009.20
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 1,219.20			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 426.72			
Prestaciones	88.00%	Q 1,448.41			
Sub-total		Q 3,094.33			
Total de materiales		Q 874.13			
Fletes	10.00%	Q 396.85			
Imprevistos	5.00%	Q 198.42	Precio sub-renglón:	Q	4,563.72

Precio total renglon: Q 711,719.51

8.3 Cimentación

8.3.1 Zapatas tipo 1

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Hierro N° 11	varilla 20'	300.00	2.00%	Q 320.00	Q 97,920.00
Cemento	saco	1216.00	5.00%	Q 46.00	Q 58,732.80
Arena de río	m ³	73.00	10.00%	Q 85.00	Q 6,825.50
Piedrín	m ³	73.00	10.00%	Q 135.00	Q 10,840.50
Alambre de amarre	lb	15.00	10.00%	Q 4.50	Q 74.25
Pines	Unidad	700.00	5.00%	Q 5.00	Q 3,675.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Armado	m ²	132.00	Q	25.00	Q 3,300.00
Centrado	unidad	4.00	Q	150.00	Q 600.00
Fundición	m ³	132.00	Q	100.00	Q 13,200.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 17,100.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 5,985.00			
Prestaciones	88.00%	Q 20,314.80	Precio zapata: Q 63,406.34		
Sub-total		Q 43,399.80			
Total de materiales		Q 178,068.05			
Fletes	10.00%	Q 22,146.79			
Imprevistos	5.00%	Q 10,010.74	Precio sub-renglón: Q 253,625.38		

8.3.2 Zapatas tipo 2

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Hierro N° 11	varilla 20'	250.00	2.00%	Q 320.00	Q 81,600.00
Cemento	saco	2151.00	5.00%	Q 46.00	Q 103,893.30
Arena de río	m ³	120.75	10.00%	Q 75.00	Q 9,961.88
Piedrín	m ³	120.75	10.00%	Q 135.00	Q 17,931.38
Alambre de amarre	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	Q 371.25
Pines	Unidad	1400.00	5.00%	Q 5.00	Q 7,350.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Armado	m ²	220.00	Q	25.00	Q 5,500.00
Centrado	unidad	8.00	Q	150.00	Q 1,200.00
Fundición	m ³	220.00	Q	100.00	Q 22,000.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 28,700.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 10,045.00			
Prestaciones	88.00%	Q 34,095.60	Precio zapata: Q 42,438.80		
Sub-total		Q 72,840.60			
Total de materiales		Q 221,107.80			
Fletes	10.00%	Q 29,394.84			
Imprevistos	5.00%	Q 16,167.16	Precio sub-renglón: Q 339,510.40		

Precio total renglón: Q 593,135.78

8.4 Columnas

8.4.1 Columnas 1º nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario		Total
Hierro Nº 11	varilla 30'	241.00	2.00%	Q 320.00	Q	80,976.00
Hierro Nº 5	varilla 20'	464.00	2.00%	Q 100.00	Q	48,720.00
Hierro Nº 4	varilla 20'	112.00	2.00%	Q 30.00	Q	3,528.00
Cemento	saco	419.00	5.00%	Q 46.00	Q	20,237.70
Arena de río	m ³	23.50	10.00%	Q 85.00	Q	39,176.50
Piedrín	m ³	23.50	10.00%	Q 135.00	Q	3,489.75
Tabla 1"	pie tablar	2314.00	5.00%	Q 4.50	Q	111.04
Parales 3" x 3"	pie tablar	990.00	5.00%	Q 4.50	Q	10,933.65
Clavo 2 1/2"	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	Q	4,900.50
Alambre de amarre	lb	85.00	10.00%	Q 4.50	Q	371.25
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total	
Armado Nº 11	ml	50.00	Q	45.00	Q 2,250.00	
Estribo Nº 5	unidad	1248.00	Q	0.75	Q 936.00	
Eslabon Nº 4	unidad	624.00	Q	0.40	Q 249.60	
Centrado de columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00	
Encofrar y atrancar columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00	
Fundición	m ³	42.72	Q	150.00	Q 6,408.00	
Desencofrar	Unidad	12.00	Q	40.00	Q 480.00	
	%	Total	Observaciones:			
Total de mano de obra		Q 12,723.60				
M. O. Indirecta	45.00%	Q 5,725.62				
Prestaciones	88.00%	Q 16,235.31	Precio col. 1º nivel: Q 23,786.16			
Sub-total		Q 34,684.53				
Total de materiales		Q 212,444.39				
Fletes	10.00%	Q 24,712.89				
Imprevistos	5.00%	Q 13,592.09	Precio sub-renglón: Q 285,433.90			

8.4.2 Columnas 2º nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario		Total
Hierro Nº 11	varilla 30'	77.00	2.00%	Q 320.00	Q	25,872.00
Hierro Nº 5	varilla 20'	254.00	2.00%	Q 100.00	Q	26,670.00
Hierro Nº 4	varilla 20'	141.00	2.00%	Q 30.00	Q	4,441.50
Cemento	saco	159.00	5.00%	Q 46.00	Q	7,679.70
Arena de río	m ³	9.00	10.00%	Q 85.00	Q	14,866.50
Piedrín	m ³	9.00	10.00%	Q 135.00	Q	1,336.50
Tabla 1"	pie tablar	1088.00	5.00%	Q 4.50	Q	42.53
Parales 3" x 3"	pie tablar	660.00	5.00%	Q 4.50	Q	5,140.80
Clavo 2 1/2"	lb	50.00	10.00%	Q 4.50	Q	3,267.00
Alambre de amarre	lb	50.00	10.00%	Q 4.50	Q	247.50
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total	
Armado Nº 11	ml	36.00	Q	45.00	Q 1,620.00	
Estribo Nº 5	unidad	700.00	Q	0.75	Q 525.00	
Eslabon Nº 4	unidad	230.00	Q	0.40	Q 92.00	
Centrado de columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00	
Encofrar y atrancar columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00	
Fundición	m ³	16.20	Q	150.00	Q 2,430.00	
Desencofrar	Unidad	12.00	Q	500.00	Q 6,000.00	
	%	Total	Observaciones:			
Total de mano de obra		Q 13,067.00				
M. O. Indirecta	45.00%	Q 5,880.15				
Prestaciones	88.00%	Q 16,673.49	Precio col. 1º nivel: Q 12,049.02			
Sub-total		Q 35,620.64				
Total de materiales		Q 89,564.03				
Fletes	10.00%	Q 12,518.47				
Imprevistos	5.00%	Q 6,885.16	Precio sub-renglón: Q 144,588.29			

8.4.3 Columnas 3º nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Hierro N° 11	varilla 30'	77.00	2.00%	Q 320.00	Q 25,872.00
Hierro N° 5	varilla 20'	254.00	2.00%	Q 100.00	Q 26,670.00
Hierro N° 4	varilla 20'	141.00	2.00%	Q 30.00	Q 4,441.50
Cemento	saco	159.00	5.00%	Q 46.00	Q 7,679.70
Arena de río	m ³	9.00	10.00%	Q 85.00	Q 14,866.50
Piedrín	m ³	9.00	10.00%	Q 135.00	Q 1,336.50
Tabla 1"	pie tablar	1088.00	5.00%	Q 4.50	Q 42.53
Parales 3" x 3"	pie tablar	660.00	5.00%	Q 4.50	Q 5,140.80
Clavo 2 1/2"	lb	50.00	10.00%	Q 4.50	Q 3,267.00
Alambre de amarre	lb	50.00	10.00%	Q 4.50	Q 247.50
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Armado N° 11	ml	36.00	Q	45.00	Q 1,620.00
Estribo N° 5	unidad	700.00	Q	0.75	Q 525.00
Eslabon N° 4	unidad	230.00	Q	0.40	Q 92.00
Centrado de columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00
Encofrar y atrancar columnas	unidad	12.00	Q	100.00	Q 1,200.00
Fundición	m ³	16.20	Q	150.00	Q 2,430.00
Desencofrar	Unidad	12.00	Q	500.00	Q 6,000.00
	%	Total	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 13,067.00			
M. O. indirecta	45.00%	Q 5,880.15			
Prestaciones	88.00%	Q 16,673.49	Precio col. 1º nivel: Q		12,049.02
Sub-total		Q 35,620.64			
Total de materiales		Q 89,564.03			
Fletes	10.00%	Q 12,518.47			
Imprevistos	5.00%	Q 6,885.16	Precio sub-renglón: Q		144,588.29

Precio total renglon: Q 574,610.48

8.5 Vigas y cubiertas

8.5.1 Losa tradicional

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total (Q)
Hierro N° 4	varilla 20'	27412.00	2.00%	Q 30.00	Q 863,478.00
Cemento	saco	1386.00	5.00%	Q 46.00	Q 66,943.80
Arena de río	m ³	83.25	10.00%	Q 85.00	Q 7,783.88
Piedrín	m ³	83.25	10.00%	Q 135.00	Q 12,362.63
Tabla 1"	pie tablar	6500.00	5.00%	Q 4.50	Q 30,712.50
Alquiler puntales metalicos	unidad	895.00	—	Q 10.00	Q 9,397.50
Pines	unidad	925.00	5.00%	Q 5.00	Q 4,856.25
Clavo 2 1/2"	lb	100.00	10.00%	Q 4.50	Q 495.00
Alambre de amarre	lb	500.00	10.00%	Q 4.50	Q 2,475.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total (Q)
Armadura para losa N° 4	m ²	1740.48	Q	30.00	Q 52,214.40
Colocados de pines	ml	925.00	Q	1.00	Q 925.00
Encofrado	m ²	214.00	Q	10.00	Q 2,140.00
Fundición	m ³	47.85	Q	200.00	Q 9,570.00
Curado terraza		598.16	Q	30.00	Q 17,944.80
Desencofrar	m ²	598.16	Q	20.00	Q 11,963.20
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 94,757.40			
M. O. indirecta	35.00%	Q 33,165.09			
Prestaciones	88.00%	Q 112,571.79	Precio m ² de losa: Q		818.65
Sub-total		Q 240,494.28	Precio losa por nivel: Q		474,949.55
Total de materiales		Q 998,504.55			
Fletes	10.00%	Q 123,899.88			
Imprevistos	5.00%	Q 61,949.94	Precio sub-renglón: Q		1,424,848.66

8.5.1' Losa prefabricada

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total (Q)
Losa prefabricada	m ²	1740.48	--	Q 95.00	Q 165,345.60
Cemento	saco	1056.00	5.00%	Q 46.00	Q 51,004.80
Arena de río	m ³	45.00	10.00%	Q 85.00	Q 4,207.50
Piedrín	m ³	45.00	10.00%	Q 135.00	Q 6,682.50
Tabla 1"	pie tablar	3250.00	5.00%	Q 4.50	Q 15,356.25
Alquiler puntales metalicos	unidad	895.00	---	Q 10.00	Q 9,397.50
Pines	unidad	925.00	5.00%	Q 5.00	Q 4,856.25
Clavo 2 1/2"	lb	100.00	10.00%	Q 4.50	Q 495.00
Alambre de amarre	lb	500.00	10.00%	Q 4.50	Q 2,475.00
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total (Q)
Armado de losa prefabricada	m ²	1740.48	Q	60.00	Q 104,428.80
Colocados de pines	ml	925.00	Q	1.00	Q 925.00
Encofrado	m ²	214.00	Q	10.00	Q 2,140.00
Fundición	m ³	47.85	Q	200.00	Q 9,570.00
Curado terraza		598.16	Q	30.00	Q 17,944.80
Desencofrar	m ²	598.16	Q	20.00	Q 11,963.20
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 146,971.80			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 51,440.13			
Prestaciones	88.00%	Q 174,602.50	Precio m² de losa: Q 418.14		
Sub-total		Q 373,014.43	Precio losa por nivel: Q 242,586.68		
Total de materiales		Q 259,820.40			
Fletes	10.00%	Q 63,283.48			
Imprevistos	5.00%	Q 31,641.74	Precio sub-renglón: Q 727,760.59		

8.5.2 Vigas 1º nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total (Q)
Hierro N° 11	varilla 30'	72.00	2.00%	Q 290.00	Q 21,924.00
Hierro N° 4	varilla 20'	455.00	2.00%	Q 21.50	Q 10,271.63
Cemento	saco	357.00	5.00%	Q 46.00	Q 17,243.10
Arena de río	m ³	20.00	10.00%	Q 75.00	Q 1,650.00
Piedrín	m ³	20.00	10.00%	Q 135.00	Q 2,970.00
Tabla 1"	pie tablar	2381.00	5.00%	Q 4.50	Q 11,250.23
Alquiler puntales metalicos	unidad	145.00	---	Q 10.00	Q 1,522.50
Clavo 2 1/2"	lb	60.00	10.00%	Q 4.50	Q 297.00
Alambre de amarre	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	Q 371.25
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total (Q)
Encofrado	ml	73.50	Q	13.00	Q 955.50
Colocación puntales	unidad	120.00	Q	4.00	Q 480.00
Estribo N° 3	unidad	525.00	Q	1.00	Q 525.00
Fundición	m ³	12.13	Q	150.00	Q 1,819.50
Desencofrar	ml	73.50	Q	10.00	Q 735.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 4,515.00			
M. O. Indirecta	35.00%	Q 1,580.25			
Prestaciones	88.00%	Q 5,363.82	Precio ml de viga 1º N: Q 1,235.41		
Sub-total		Q 11,459.07			
Total de materiales		Q 67,499.70			
Fletes	10.00%	Q 7,895.88			
Imprevistos	5.00%	Q 3,947.94	Precio sub-renglón: Q 90,802.59		

8.5.3 Vigas 2° nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total (Q)
Hierro N° 11	varilla 30'	68.00	2.00%	Q 320.00	22,848.00
Hierro N° 8	varilla 20'	8.00	102.00%	Q 200.00	1,680.00
Hierro N° 4	varilla 20'	519.00	2.00%	Q 30.00	16,348.50
Cemento	saco	357.00	5.00%	Q 46.00	17,243.10
Arena de río	m ³	20.00	10.00%	Q 85.00	1,870.00
Piedrín	m ³	20.00	10.00%	Q 135.00	2,970.00
Tabla 1"	pie tablar	2381.00	5.00%	Q 4.50	11,250.23
Alquiler puntales metalicos	unidad	145.00	---	Q 10.00	1,522.50
Clavo 2 1/2"	lb	60.00	10.00%	Q 4.50	297.00
Alambre de amarre	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	371.25
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total (Q)
Encofrado	ml	94.80	Q	20.00	1,232.40
Colocación puntales	unidad	145.00	Q	4.00	580.00
Estribo N° 4	unidad	950.00	Q	1.00	950.00
Fundición	m ³	36.38	Q	200.00	6,366.50
Desencofrar	ml	94.80	Q	15.00	1,422.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 10,550.90			
M. O. indirecta	35.00%	Q 3,692.82			
Prestaciones	88.00%	Q 12,534.47	Precio ml de viga 2°N.: Q 1,251.64		
Sub-total		Q 26,778.18			
Total de materiales		Q 76,400.58			
Fletes	10.00%	Q 10,317.88			
Imprevistos	5.00%	Q 5,158.94	Precio sub-renglón: Q 118,655.57		

8.5.4 Vigas 3° nivel

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total (Q)
Hierro N° 11	varilla 30'	64.00	2.00%	Q 320.00	21,504.00
Hierro N° 8	varilla 20'	12.00	102.00%	Q 200.00	2,520.00
Hierro N° 4	varilla 20'	519.00	2.00%	Q 30.00	16,348.50
Cemento	saco	357.00	5.00%	Q 46.00	17,243.10
Arena de río	m ³	20.00	10.00%	Q 85.00	1,870.00
Piedrín	m ³	20.00	10.00%	Q 135.00	2,970.00
Tabla 1"	pie tablar	2381.00	5.00%	Q 4.50	11,250.23
Alquiler puntales metalicos	unidad	145.00	---	Q 10.00	1,522.50
Clavo 2 1/2"	lb	60.00	10.00%	Q 4.50	297.00
Alambre de amarre	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	371.25
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total (Q)
Encofrado	ml	99.80	Q	25.00	1,294.80
Colocación puntales	unidad	145.00	Q	4.00	580.00
Estribo N° 4	unidad	950.00	Q	1.00	950.00
Fundición	m ³	36.38	Q	225.00	6,366.50
Desencofrar	ml	94.80	Q	20.00	1,422.00
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 10,613.30			
M. O. indirecta	35.00%	Q 3,714.66			
Prestaciones	88.00%	Q 12,608.60	Precio ml de viga 3°N.: Q 1,187.33		
Sub-total		Q 28,936.56			
Total de materiales		Q 75,896.58			
Fletes	10.00%	Q 10,283.31			
Imprevistos	5.00%	Q 5,141.66	Precio sub-renglón: Q 118,258.10		

8.5.5 Viga auxiliar

Materiales/Descripción	Unidad	Cantidad	F. des.	Precio Unitario	Total
Hierro N° 7	varilla 20'	31.00	2.00%	Q 150.00	Q 4,882.50
Hierro N° 4	varilla 20'	124.00	2.00%	Q 30.00	Q 3,906.00
Hierro N° 3	varilla 20'	519.00	2.00%	Q 18.00	Q 9,809.10
Cemento	saco	396.00	5.00%	Q 46.00	Q 19,126.80
Arena de río	m ³	22.80	10.00%	Q 85.00	Q 2,131.80
Piedrín	m ³	22.80	10.00%	Q 135.00	Q 3,385.80
Tabla 1"	pie tablar	2381.00	5.00%	Q 4.50	Q 11,250.23
Alquiler puntales metalicos	unidad	145.00	—	Q 10.00	Q 1,522.50
Clavo 2 1/2"	lb	60.00	10.00%	Q 4.50	Q 297.00
Alambre de amarre	lb	75.00	10.00%	Q 4.50	Q 371.25
Mano de obra/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total
Encofrado	ml	2.95	Q	15.00	Q 38.35
Colocación puntales	unidad	3.00	Q	4.00	Q 12.00
Estribo N° 3	unidad	17.00	Q	1.00	Q 17.00
Fundición	m ³	0.27	Q	175.00	Q 47.25
Desencofrar	ml	2.95	Q	10.00	Q 29.50
	%	Total (Q)	Observaciones:		
Total de mano de obra		Q 144.10			
M. O. Indirecta	40.00%	Q 57.64			
Prestaciones	88.00%	Q 177.53			
Sub-total		Q 379.27	Precio viga auxiliar: Q 65,621.58		
Total de materiales		Q 56,682.98	Precio ml de viga V.A.: Q 22,244.60		
Fletes	10.00%	Q 5,706.22			
Imprevistos	5.00%	Q 2,853.11	Precio sub-renglón: Q 196,864.75		
Precio total renglon: Q					1,949,429.66

CONCLUSIONES

1. Es necesario al momento de realizar el diseño de cualquier tipo de edificio que cumpla con determinados requisitos de habitabilidad, de la mano con los requisitos estructurales.
2. El proyecto diseñado representa una instalación de profunda importancia para la zona 21 de la ciudad de Guatemala. Tomando en cuenta las elevadas necesidades que presenta nuestra metrópoli, en lo que concierne a servicios médicos básicos y especialidades.
3. El costo de obra gris del sanatorio, construyendo únicamente 3 niveles asciende la cantidad de: Q. 3,710,239.86 si se utiliza losa tradicional. El costo de la obra gris utilizando losa prefabricada asciende a Q 3,013,151.26
4. El diseño estructural del sanatorio parroquial, se adaptó a las necesidades requeridas, según las instalaciones de este tipo. Fue así como se tomó la decisión de trabajar marcos rígidos, pues este sistema permite la colocación de muros tabiques, según las necesidades del sanatorio.

RECOMENDACIONES

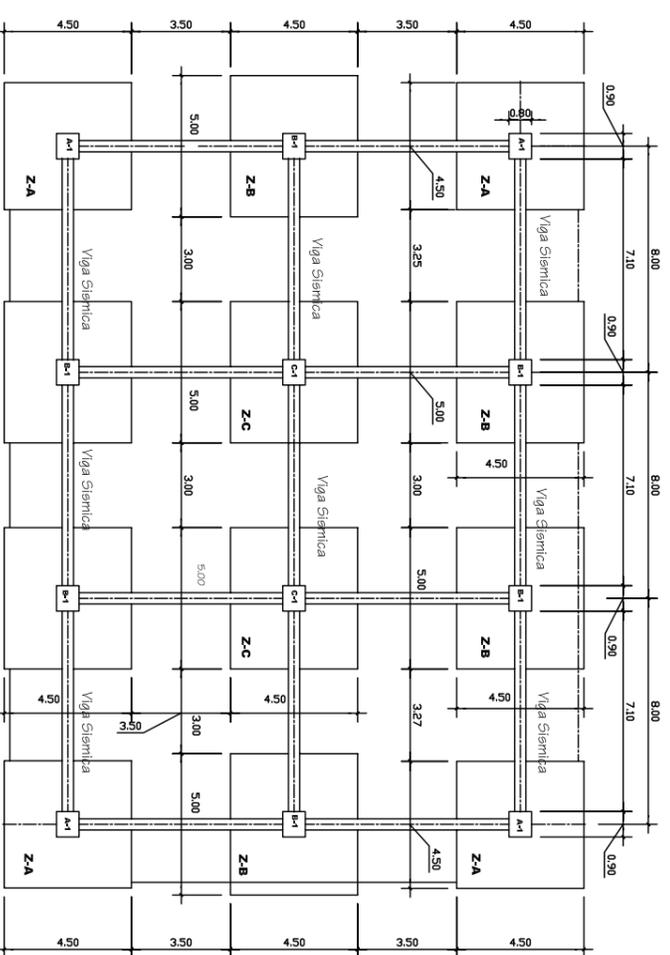
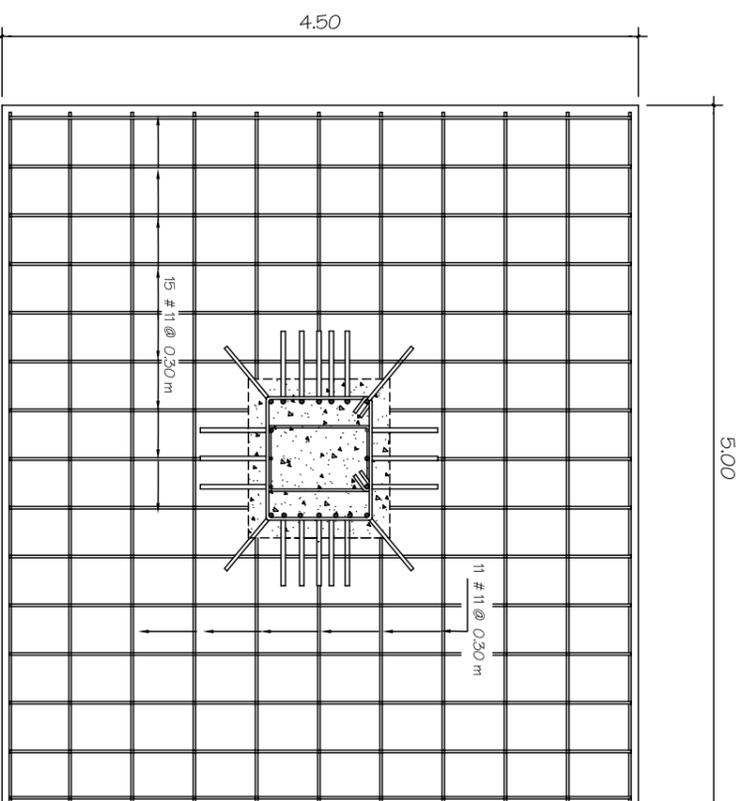
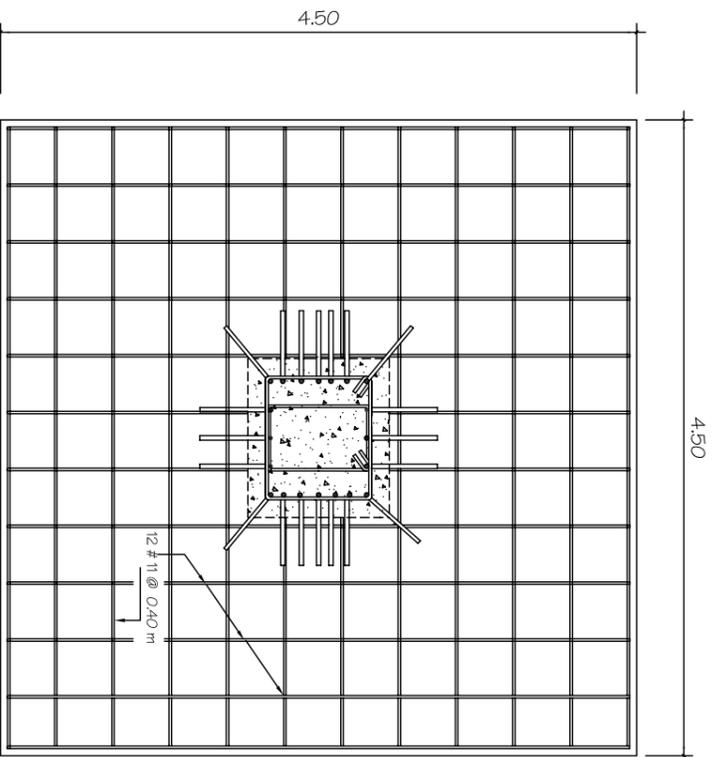
1. Se exhorta a la feligresía de la parroquia San Miguel Febres cordero para que, busque financiar la construcción del sanatorio a través de organizaciones de cooperación internacional. Debido a la envergadura del proyecto se hace muy difícil que sea financiado por la iglesia.
2. Se recomienda que al iniciarse la ejecución del proyecto se contrate la asesoría de un profesional, para que este verifique que el contratista cumpla con las especificaciones constructivas aportadas por este informe.
3. La parroquia San Miguel Febres Cordero, debe buscar la asesoria de un profesional de la arquitectura (puede hacerlo por la vía del EPS) para que desarrolle las plantas, instalaciones especiales para un sanatorio y detalles del proyecto.
4. La utilización de losa prefabricada, en los entresijos, disminuye el costo de la obra en un 14%. Por lo que se aconseja construir las losas de elementos prefabricados, debido a su economía.

BIBLIOGRAFÍA

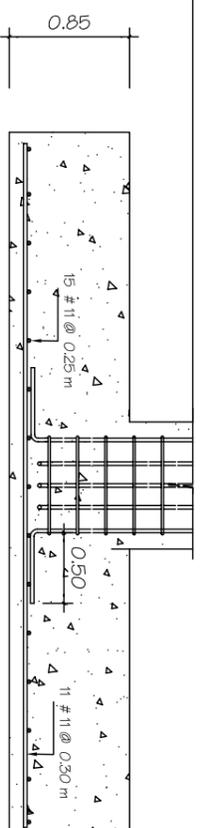
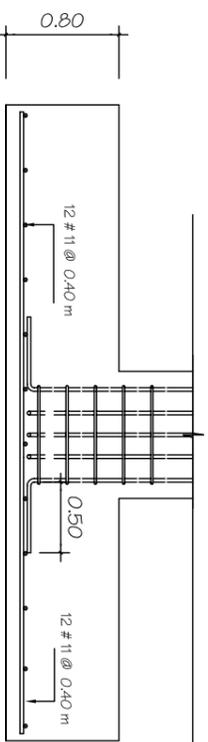
1. Ambrose, James. **Análisis y diseño de estructuras.** 2° ed. México: Editorial Limusa, 1998. 844 pp.
2. Brocken Broug, Roger L. Frederick S. Merritt. **Manual de diseño de estructuras de acero.** 2° ed. Tomo II. Bogota, Colombia: Editorial McGraw-Hill, 1997. 225 pp.
3. Cabrera Seis, Jadenon V. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.
4. **Código de diseño de hormigón armado basado en el ACI 318-99.** Chile: Comisión de diseño estructural en hormigón armado y albañilería perteneciente a la corporación de desarrollo tecnológico de la camara chilena de la construcción (CDEHAA-CCC). 2000. 576 pp.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4ª ed. México: Editorial Limusa, 1977. 110 pp.
6. **Diseño de estructuras de concreto conforme al reglamento ACI 318.** México: s.e. Instituto mexicano del cemento y del concreto (IMCYC), 1995. 832 pp.
7. Dowrick, D. J. **Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos.** Mexico: Editorial Limusa, 1984. 410 pp.
8. Escobar Ortiz, Jorge. **Sistemas estructurales en arquitectura.** Guatemala: Editorial Universitaria. 1975. 79 pp.
9. Gere y Timoshenko. **Mecánica de materiales.** 4° ed. México: Editorial: *Internacional Thomson* editores, 1998. 916 pp.
10. Hurtarte Estrada, Gustavo Adolfo. Manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990. 205 pp.

11. Merritt, Frederick S. **Manual del ingeniero civil.** 3° ed. Tomo I. México: Editorial McGraw-Hill, 1992. 477 pp.
12. Nawy, Edward S. **Concreto reforzado: un enfoque básico.** 1° ed. México: Editorial Prentice-Hall Hispanoamérica, S.A. 1989. 743 pp.
13. Neufert, Ernest. **Arte de proyectar en arquitectura.** 14° ed. Barcelona, España: Editorial Gustavo Gili, S.A. 1995. 580 pp.
14. Paredes Ruiz, Paola Anaite. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995. 109 pp.
15. Pocón Talé, Angel Remigio. Estudio teórico comparativo entre un sistema homogéneo e híbrido, en su análisis estructural. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993. 111 pp.
16. Sic García, Angel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto 2. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 325 pp.
17. Vides Tobar, Armando. **Análisis y control de costos de ingeniería.** 2° ed. Tomo I. Guatemala: Editorial Piedra Santa, 1978. 595 pp.

APÉNDICES



PLANTA DE ZAPATAS Y COLUMNAS ESCALA 1:125

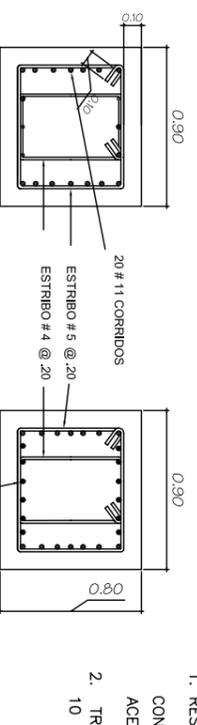


PLANTA Y SECCION DE ZAPATA AISLADA TIPO A ESCALA 1:25

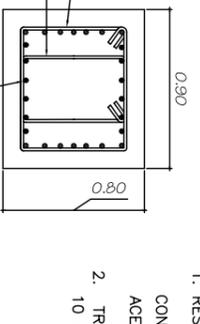
PLANTA Y SECCION DE ZAPATA AISLADA TIPO B Y C ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES GENERALES DE MATERIALES

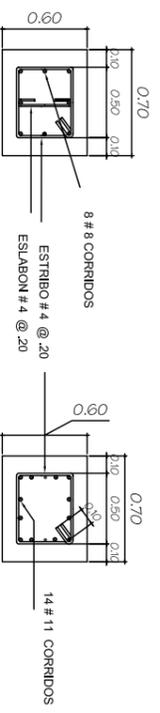
- RESISTENCIA CARACTERISTICA DE LOS MATERIALES
CONCRETO ESTRUCTURAL: RESISTENCIA A COMPRESION (A LOS 28 DIAS) $f'_c = 350\text{kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO: ESFUERZO DE CEDENCIA $f_y = 4,200\text{ Kg/cm}$
- TRASLAPES ACERO DE REFUERZO
10 cm POR OCTAVO DEL DIAMETRO DE LA VARILLA EN USO



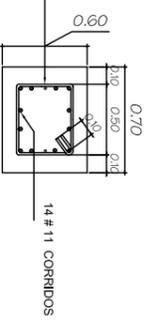
COLUMNA TIPO A-1 NIVEL I ESCALA 1:20



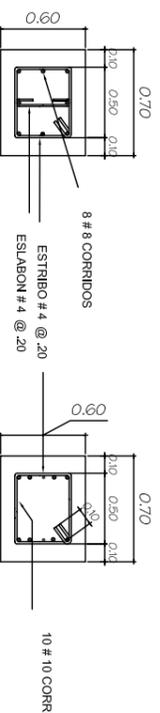
COLUMNA TIPO B-1/C-1 NIVEL I ESCALA 1:20



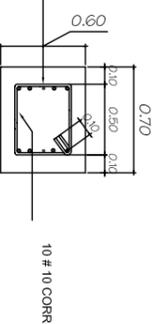
COLUMNA TIPO A-2 NIVEL II ESCALA 1:20



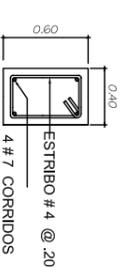
COLUMNA TIPO B-2/C-2 NIVEL II ESCALA 1:20



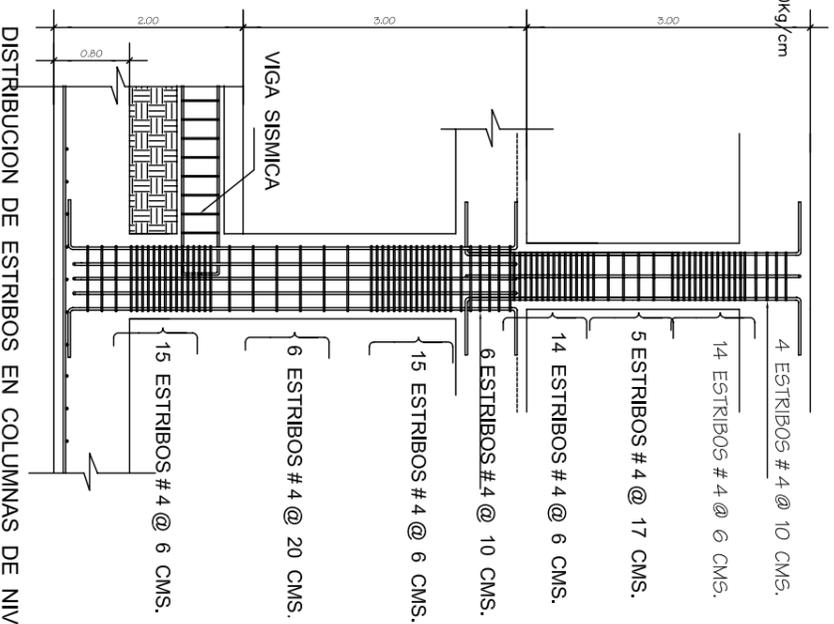
COLUMNA TIPO A-3 NIVEL III ESCALA 1:20



COLUMNA TIPO B-3/C-3 NIVEL III ESCALA 1:20



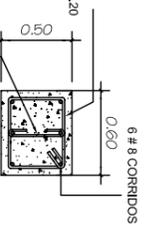
VIGA SISMICA TIPICA



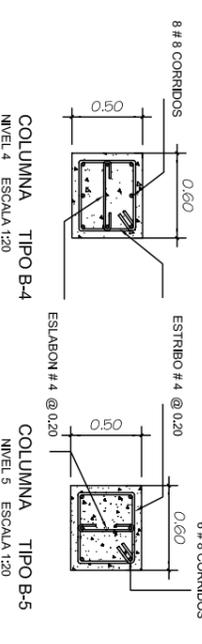
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS DE NIVELES I, II Y III



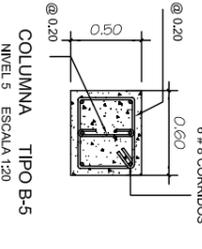
COLUMNA TIPO C-4 NIVEL 4 ESCALA 1:20



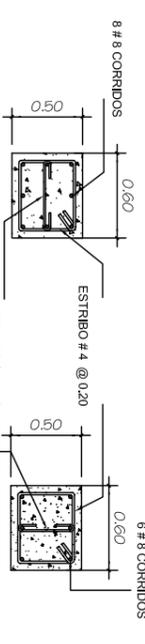
COLUMNA TIPO C-5 NIVEL 5 ESCALA 1:20



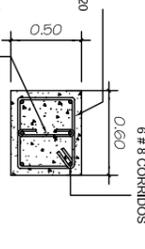
COLUMNA TIPO B-4 NIVEL 4 ESCALA 1:20



COLUMNA TIPO B-5 NIVEL 5 ESCALA 1:20



COLUMNA TIPO A-4 NIVEL 4 ESCALA 1:20



COLUMNA TIPO A-5 NIVEL 5 ESCALA 1:20

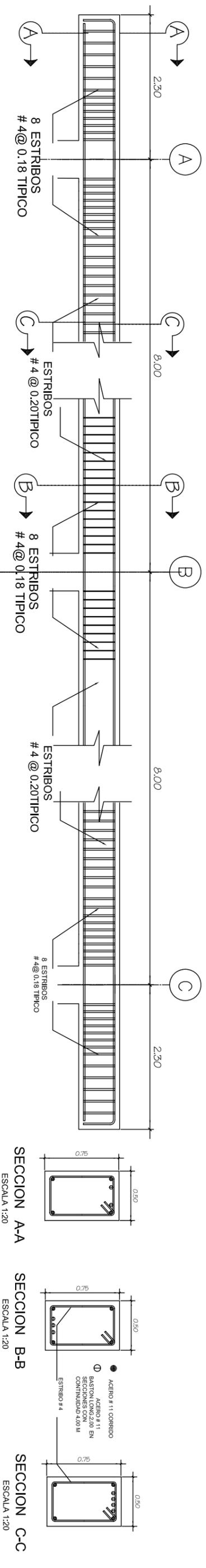


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

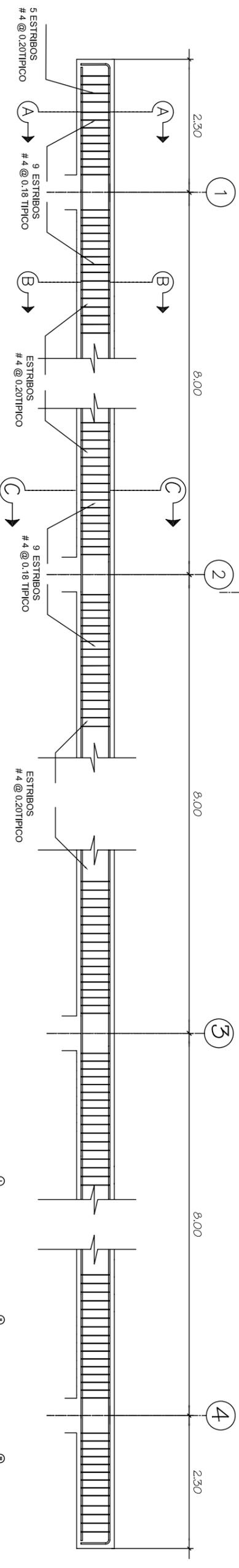
Proyecto: SANTUARIO PARROQUIAL SAN MIGUEL FERRER CONDORERO
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
Fecha: Agosto del 2003
Diseño: Luis Contreras

Diseño:	Disenado:	asesor:	Calculo:
LUIS CONTRERAS	LUIS CONTRERAS	INGENIERO MANUEL ARRULLAGA VO.Bo.	LUIS CONTRERAS
		VO.Bo. Autoridad	

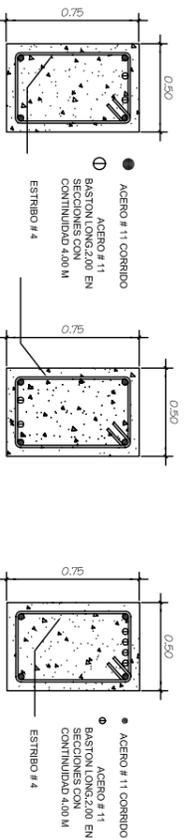
Planta:	Hoja:	Hoja:
PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS	A-1	15



ARMADO LONGITUDINAL TÍPICO EN MARCOS 1, 2, 3, 4



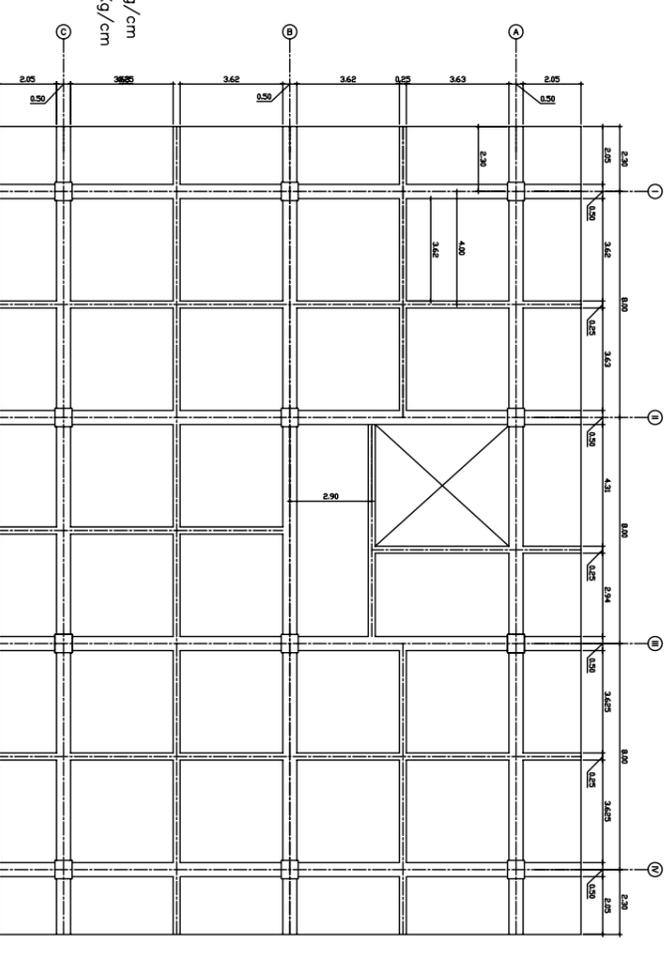
ARMADO LONGITUDINAL TÍPICO EN MARCOS A, B Y C



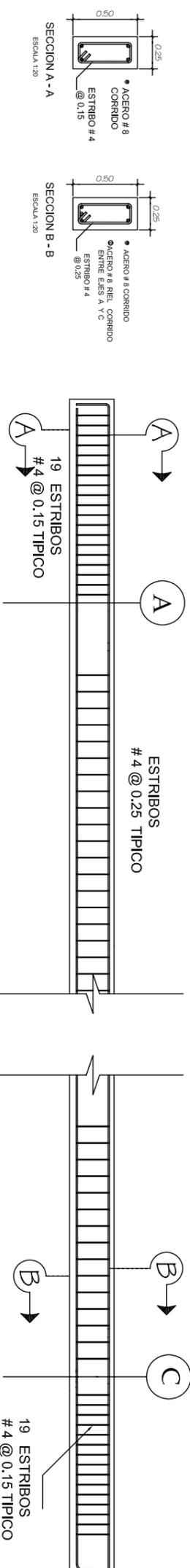
SECCION A-A ESCALA 1:20 SECCION B-B ESCALA 1:20 SECCION C-C ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES GENERALES DE MATERIALES

- RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES
 CONCRETO ESTRUCTURAL: RESISTENCIA A COMPRESION (A LOS 28 DIAS)
 ACERO DE REFUERZO: ESFUERZO DE CEDENCIA
 $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- TRASLAPES ACERO DE REFUERZO
 10 cm POR OCTAVO DEL DIAMETRO DE LA VARILLA EN USO
 LA LONGITUD DE ANCLAJE EN EL ACERO DE VIGAS ES DE 0.95 METROS



PLANTA DE VIGAS NIVEL I



ARMADO LONGITUDINAL TÍPICO EN VIGA V-3 Y V-4 SIN ESCALA



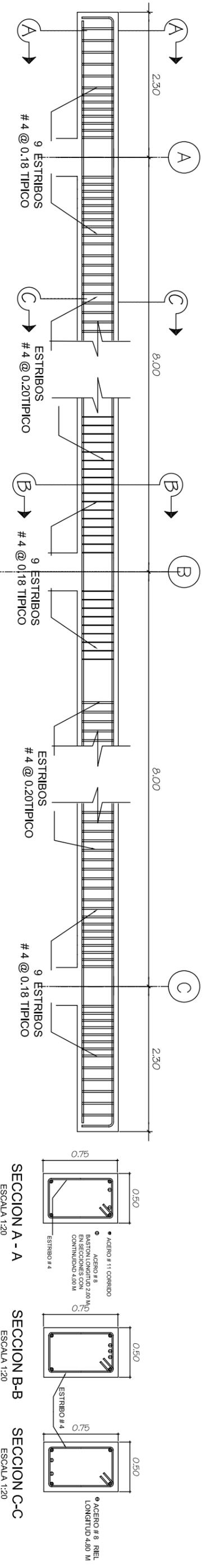
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA

Proyecto: SANTOYO PATROCINIO
 SAN MIGUEL FEBRES CORDERO
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

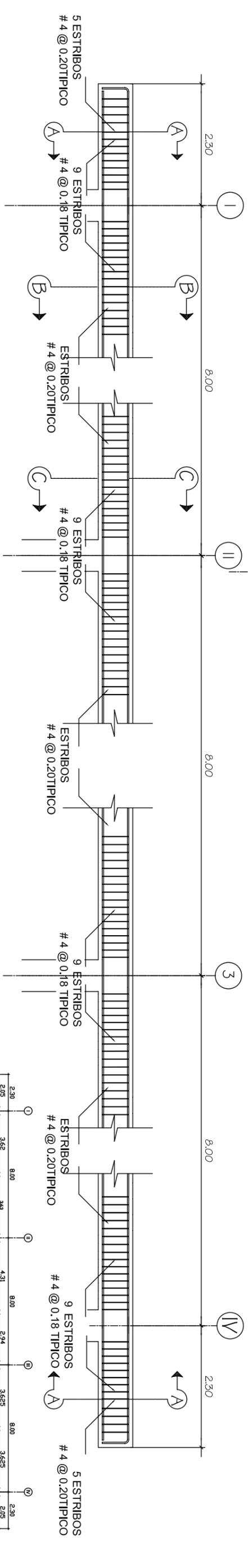
Escuela: INDIADAS
 Fecha: Agosto del 2003
 Diseño: Luis Contreras

Diseño:	Dibujante:	Asesor:	Cálculo:
LUIS CONTRERAS	LUIS CONTRERAS	INGENIERO MATEO, SERRULLAGA VALBO.	LUIS CONTRERAS
89-12588	VO.BD.	VO.BD.	VO.BD. Autorizada

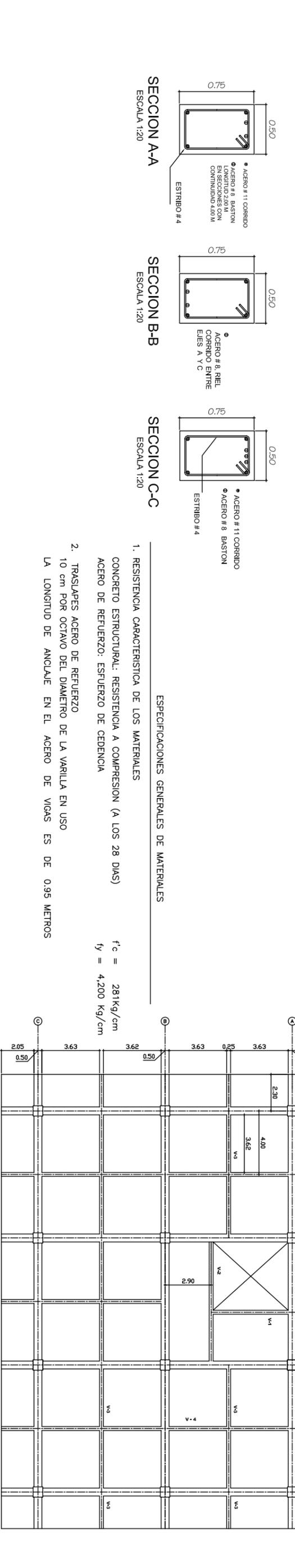
Plano:	Hoja:	Hoje:
PLANTA DE VIGAS NIVEL I	2	5



ARMADO LONGITUDINAL TIPICO EN MARCOS I, II, III, IV SIN ESCALA



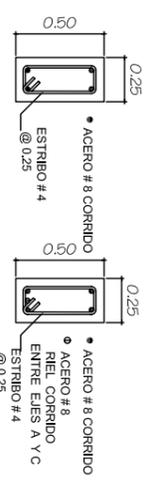
ARMADO LONGITUDINAL TIPICO EN MARCOS A, B Y C SIN ESCALA



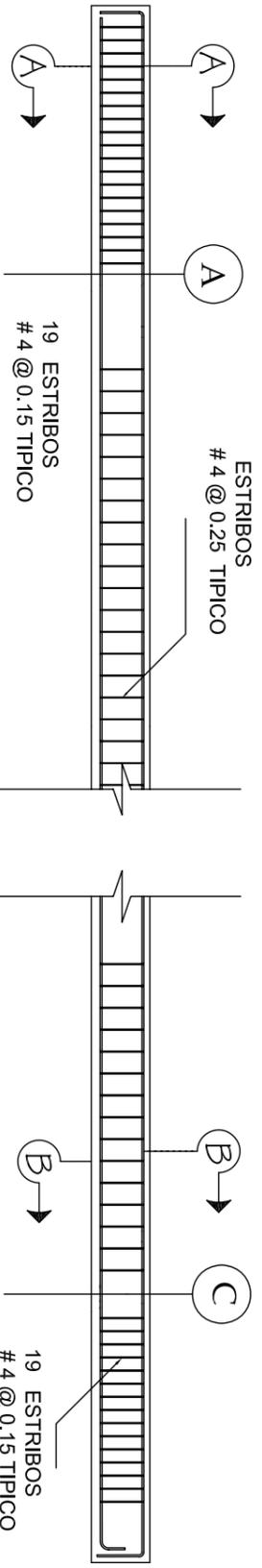
PLANTA DE VIGAS NIVEL II Y III ESCALA 1 : 125

ESPECIFICACIONES GENERALES DE MATERIALES

- RESISTENCIA CARACTERISTICA DE LOS MATERIALES
 CONCRETO ESTRUCTURAL: RESISTENCIA A COMPRESION (A LOS 28 DIAS)
 ACERO DE REFUERZO: ESFUERZO DE CEDENCIA
 $f'c = 281\text{Kg/cm}$
 $f_y = 4,200\text{ Kg/cm}$
- TRASLAPES ACERO DE REFUERZO
 10 cm POR OCTAVO DEL DIAMETRO DE LA VARILLA EN USO
 LA LONGTUD DE ANCLAJE EN EL ACERO DE VIGAS ES DE 0.95 METROS



SECCION A - A ESCALA 1:20
SECCION B-B ESCALA 1:20

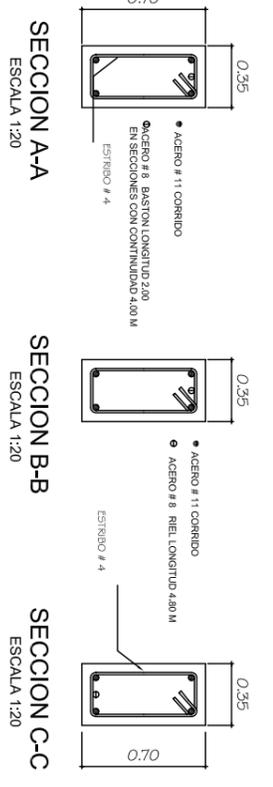
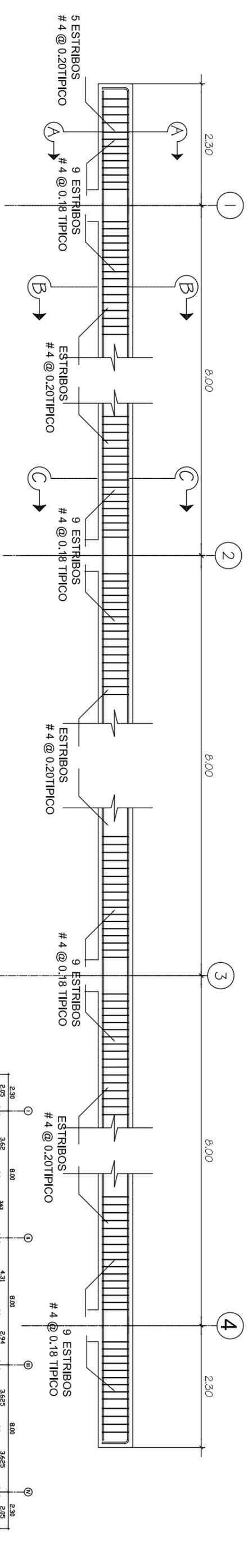
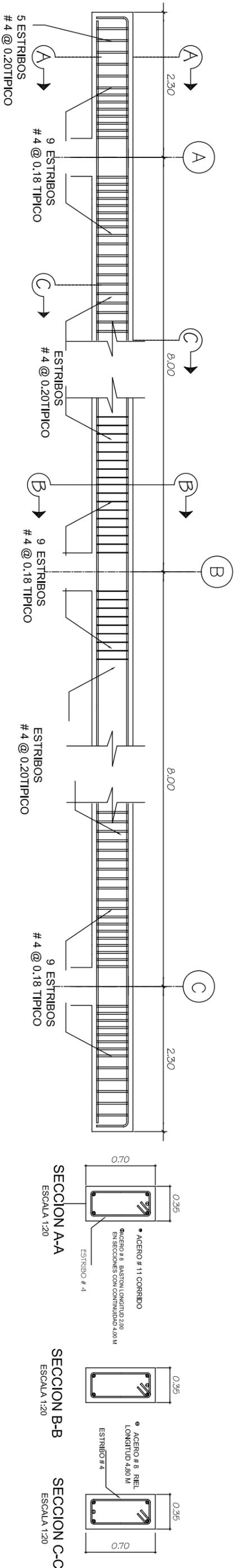


ARMADO LONGITUDINAL TIPICO EN VIGA V-1, V-2, V-3 Y V-4 SIN ESCALA



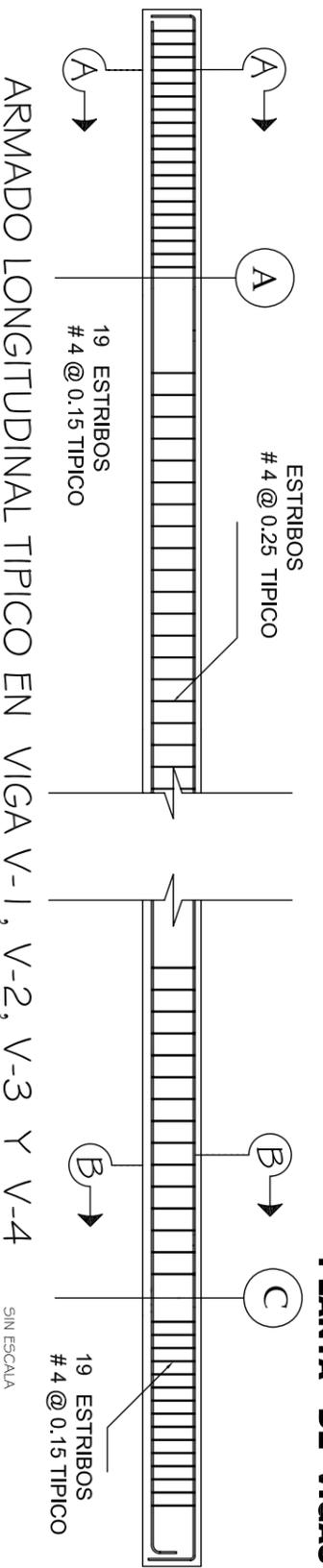
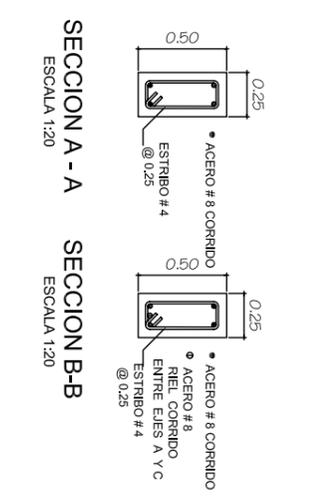
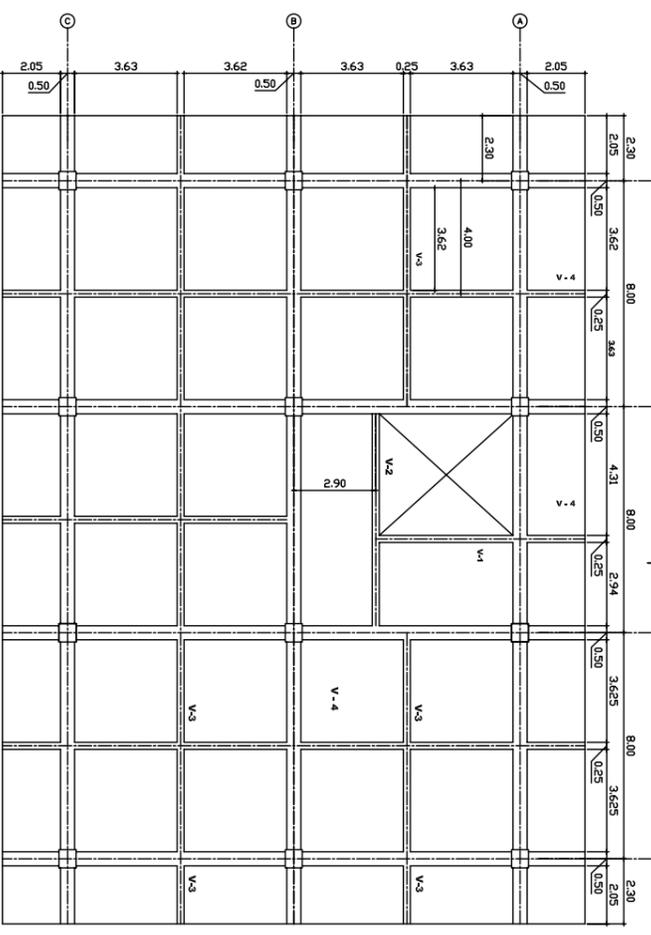
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA

Proyecto:	SANTONIO PARRUCIATA	Escuela:	INDICADAS
Cliente:	LUIS CONTRERAS	Fecha:	Agosto del 2003
Diseño:	LUIS CONTRERAS	Dibujó:	Luis Contreras
Supervisado:	INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL	Asesor:	INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL
Revisado:	INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL	Calculó:	LUIS CONTRERAS
Imprimió:	INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL	Calculó:	LUIS CONTRERAS



ESPECIFICACIONES GENERALES DE MATERIALES

- RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES
CONCRETO ESTRUCTURAL: RESISTENCIA A COMPRESION (A LOS 28 DIAS) $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO: ESFUERZO DE CEDENCIA $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- TRASLAPES ACERO DE REFUERZO
10 cm POR OCTAVO DEL DIAMETRO DE LA VARILLA EN USO
LA LONGTUD DE ANCLAJE EN EL ACERO DE VIGAS ES DE 0.95 METROS



<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</p>		Proyecto: SANTONIO PARRACUAT EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		Cliente: LUIS CONTRERAS Diseñador: LUIS CONTRERAS	
Escala: INDICADAS Fecha: Agosto del 2023 Diseñador: Luis Contreras		Autor: INGENIERO LUIS CONTRERAS Matrícula: 10030	
Cliente: LUIS CONTRERAS Autor: LUIS CONTRERAS Matrícula: 10030		Diseñador: LUIS CONTRERAS Matrícula: 10030	
Proyecto: PLANTA DE VIGAS NIVEL IV Y V		Hoja: 4 de 5	