

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE IGLESIA CATÓLICA, PARAJE
PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO,
TOTONICAPÁN Y ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y
MATERIALES PARA LA SELECCIÓN DE TECHO

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

GUSTAVO ADOLFO ZEA VELÁSQUEZ

AL CONFERIRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 1,999

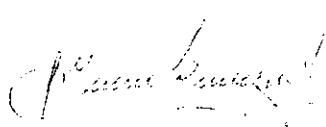


HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE IGLESIA CATÓLICA, PARAJE PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN Y ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA LA SELECCIÓN DE TECHO

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 29 de enero de 1,991


GUSTAVO ADOLFO ZEA VELÁSQUEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL I:	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II:	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
VOCAL III:	Ing. Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana
VOCAL IV:	Br. Oscar Stuardo Chinchilla Guzmán
VOCAL V:	Br. Mauricio Grajeda Mariscal
SECRETARIA:	Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL
EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO:	Ing. Jorge Mario Morales González
EXAMINADOR:	Ing. César Augusto Fernández Fernández
EXAMINADOR:	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADOR:	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO:	Ing. Edgar José Aurelio Bravatti Castro



FACULTAD DE INGENIERIA

REF.EPS.G.011.99

Guatemala, 27 de enero de 1,999

Señor
Ing. Juan Merck Cos
Coordinador de la
Unidad de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.
Presente

Señor Coordinador:

Por medio de la presente informo a usted, que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario, **GUSTAVO ADOLFO ZEA VELASQUEZ**, Carnet No. 81-10767, de la Carrera de Ingeniería Civil; procedí a revisar el Informe Final de la Práctica Supervisada, cuyo título es **DISEÑO Y CONSTRUCCION DE IGLESIA CATOLICA, PARAJE PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO, TOTONICAPAN Y ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA SELECCION DE TECHO**, el cual lo encuentro satisfactorio.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad, a uno de los muchos problemas que padece el país, principalmente en la búsqueda de soluciones a sus problemas.

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

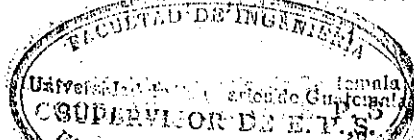
Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted,

Muy Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"


Ing. Hugo Rolando Bosque Morales
ASESOR-SUPERVISOR DE EPS

HRBM/lgg.
c.c.: Archivo





FACULTAD DE INGENIERIA

REF.EPS.C.104.99

Guatemala, 18 de agosto de 1,999

Señor
Ing. Sidney Samuels
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Presente

Señor Director:

Adjunto, envío a usted el Informe Final, (TESIS) correspondiente al Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) realizado por el estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **GUSTAVO ADOLFO ZEA VELASQUEZ**, en la Municipalidad de Momostenango, Totonicapán.

El estudiante **Zea Velásquez**, desarrolló el Proyecto titulado **DISEÑO Y CONSTRUCCION DE IGLESIA CATOLICA, PARAJE PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO, TOTONICAPAN Y ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA SELECCION DE TECHO.**

Este trabajo, fue asesorado y supervisado por el Ingeniero Hugo Rolando Bosque Morales; y considero que, contiene un valioso aporte para los pobladores del Paraje Panictacaj; por cuanto, propone una solución factible al problema.

Por lo que habiendo cumplido con los requisitos de Ley, **APRUEBO SU CONTENIDO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Muy Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

ING. JUAN MERCK COS
COORDINADOR DE E.P.S.
FACULTAD DE INGENIERIA

Universidad de San Carlos de Guatemala
COORDINADOR DE E.P.S.
Ejercicio Profesional Supervisado

JMC/lgg.

C.C.: Archivo

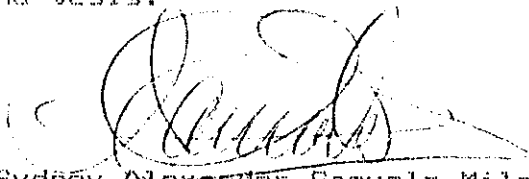
Escuelas: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Escuela de Ciencias, Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS), Posgrado Maestría en Sistemas Mención Construcción y Mención Ingeniería Vial, Carreras: Ingeniería Mecánica, Ingeniería Electrónica, Ingeniería en Ciencias y Sistemas, Licenciatura en Matemática, Licenciatura en Física. Centros: de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM). Guatemala, Ciudad Universitaria, Zona 12, Guatemala, Centroamérica.

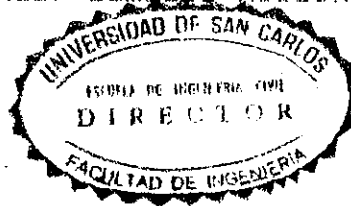
Apexo: El Informe mencionado.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Hugo Rolando Bosque Morales y del Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, del trabajo de tesis del estudiante Gustavo Adolfo Zea Velásquez, titulado DISEÑO Y CONSTRUCCION DE IGLESIA CATOLICA, PARAJE PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO, TOTONICAPAN Y ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA LA SELECCION DE TECHO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, septiembre de 1,999

/bldeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis **DISEÑO Y CONSTRUCCION DE IGLESIA CATOLICA, PARAJE PANICTACAJ, BARRIO SANTA CATARINA, MOMOSTENANGO, TOTONICAPAN Y ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA LA SELECCION DE TECHO,** del estudiante Gustavo Adolfo Zea Velásquez, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO



Guatemala, septiembre de 1,999

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

EL COMITÉ PRO-CONSTRUCCIÓN DE IGLESIA

AUTORIDADES ADMINISTRATIVAS Y DOCENTES DE LA FACULTAD

ACTO QUE DEDICO A:

MI MADRE

Marina A. Velásquez Miranda

MIS HERMANOS

Carlos Enrique
Mario José Antonio
María de los Angeles
Olga Marina

MI ESPOSA

Gabriela Cano de Zea

MIS HIJOS

Mario Augusto
Gustavo Adolfo
María de Lourdes

TODA MI FAMILIA

Con especial cariño

MIS AMIGOS

LA MEMORIA DE

Licda. Aura Almengor de Osorio

ÍNDICE GENERAL

	Página
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	i
LISTA DE TABLAS	ii
GLOSARIO	iii
INTRODUCCIÓN	vii
JUSTIFICACIÓN	ix
OBJETIVOS	x
1 GENERALIDADES	.
1.1 Características generales del departamento de Totonicapán	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 División geográfica	2
1.1.3 División administrativa	2
1.2 Aspectos generales del municipio de Momostenango	3
1.2.1 Antecedentes	3
1.2.2 División geográfica	3
1.2.3 División administrativa	4
1.2.4 Recursos	4
1.2.4.1 Recursos naturales	4
1.2.4.2 Recursos económicos	5
1.2.5 Infraestructura y servicios	5
1.3 Aspectos generales del paraje Panictacaj	6
1.3.1 Antecedentes	6
1.3.2 Infraestructura y servicios	7
1.3.3 División geográfica	9
1.3.4 Recursos	9
1.3.4.1 Recursos naturales	9

9	1.3.4.2 Recursos economicos	
10	PROBLEMATICA	2
10	2.1 Gestiones realizadas	
11	2.2 Reconocimien del area	
13	METODOLOGIA EMPLEADA	3
14	3.1 Procedimiento especifico	
16	3.2 Recursos	
16	3.2.1 Recursos humanos	
16	3.2.2 Recurso fisicos	
17	3.2.3 Recursos financieros	
17	3.3 Servicio tecnico profesional	
17	3.3.1 Trabajo de campo	
17	3.3.1.1 Levantamiento topografico	
19	3.3.1.2 Cortes y taludes	
20	3.3.1.3 Trazos	
21	3.3.2 Trabajo de gabinete	
21	3.3.2.1 Calculo del area	
22	3.3.2.2 Datos para el ploteo de curvas de nivel	
24	3.4 Diseño	
24	3.4.1 Diseño arquitectónico	
24	3.4.1.1 Normas ambientales de diseño	
30	3.4.1.2 Presentación	
32	3.4.2 Diseño estructural	
38	3.4.2.1 Diseño de costaneras	
41	3.4.2.2 Diseño de armadura de madera	
52	3.4.2.3 Diseño de los miembros de la armadura de madera	

3.4.2.4	Diseño de la estructura metálica como opción	58
3.4.3	Diseño estructural de mampostería	62
3.4.3.1	Rigidez de muros	65
3.4.3.2	Determinación de fuerza lateral P	67
3.4.3.3	Distribución de esfuerzos	69
3.4.3.4	Características de los materiales empleados en la construcción	71
3.4.3.5	Arreglo y resultados	72
3.4.3.6	Cálculo de esfuerzos permisibles	74
3.4.3.7	Diseño de refuerzo	75
3.4.4	Diseño de cimiento corrido	81
3.4.4.1	Datos generales	81
4	ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA LA SELECCIÓN DE TECHO	87
4.1	Consideraciones para el uso de una estructura de acero	87
4.2	Consideraciones para el uso de una estructura de concreto	90
4.3	Análisis comparativo acero-concreto	91
4.4	Análisis comparativo de una estructura de acero y una armadura de madera	93
4.4.1	Análisis de costos entre una estructura de acero y una armadura de madera	94
4.4.1.1	Costo de una armadura de madera tipo <i>Howe</i>	94

ANEXO UNO : INTEGRANTES DEL COMITE
 ANEXO DOS : MAPAS GEOGRAFICOS Y CROQUIS DE ACCESO
 ANEXO TRES : COSTOS Y CRONOGRAMA DE LA OBRA
 ANEXO CUATRO : PLANOS DE CONSTRUCCION

xv
 xiii
 xi

BIBLIOGRAFIA
 RECOMENDACIONES
 CONCLUSIONES

4.4.1.2 Costo de una estructura de
 acero 95



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

No.	Título	Página
1	Orientación de estructura	24
2	Dimensionamiento de espacios	25
3	Dimensionamiento de espacios	25
4	Incidencia de iluminación natural	26
5	Incidencia de iluminación natural	27
6	Reflexión, transmisión y absorción de luz	27
7	Perspectiva interior de la estructura	28
8	Ventilación interior	29
9	Ventilación interior	29
10	Disposición de ambientes	30
11	Carga en costanera	38
12	Simetría de armadura	41
13	Área tributaria por nudo	45
14	Cargas sobre armadura	45
15	Geometría de estructura metálica	58
16	Sección del perfil $M10 \times e$	60
17	Acción de pandeo local del alma de acero	60
18	Apoyo de estructura sobre muro	61
19	Esquema de muro y carga de sismo	65
20	Arreglo de muros	72
21	Verificación de resistencia al esfuerzo punzo-cortante.	82
22	Verificación de resistencia al esfuerzo flexionante	83
23	Cálculo de Momento flexionante	83
24	Refuerzo de cimiento corrido	84

Número de	Título	Página
I	Datos del polígono	18
II	Nivelación de eje de secciones	18
III	Datos de campo de secciones transversales	19
IV	Cálculo de área	21
V	Cálculo para ploteo de curvas de nivel	22
VI	Fuerzas internas resultantes del diseño de	50
VII	la estructura de madera Esfuerzos básicos para maderas	55
VIII	Resumen de resultados en muros en sentido X Resumen de resultados en muros en sentido Y	73
IX	Resumen de resultados en muros en sentido Y	73
X	Esfuerzo mínimo para columnas	76
XI	Espaciamiento entre columnas de refuerzo	77
XII	Esfuerzo mínimo para soleras de muros	77
XIII	Longitud de desarrollo de varillas y	85
XIV	Proporcionamiento de mezclas de concreto alambres corrugados sujetos a tensión	85

LISTA DE TABLAS



GLOSARIO

En el proceso de la construcción, continuamente se estará utilizando terminología específica, de allí la importancia de tener una definición previa, para que el lector pueda familiarizarse y comprender ampliamente los conceptos técnicos vertidos. Por esta razón, a continuación se presentan los términos que se emplean en los siguientes capítulos.

Absorción de agua. Se define como peso de agua, expresado como un porcentaje del peso seco de la unidad, que absorbe la unidad y oscila entre 2% y 26%.

Agregados. Material granular, como arena, grava, piedra triturada, arenas amarillas, etc., empleado por un medio aglutinante para formar concreto o mortero de cemento hidráulico.

Armadura. Tipo de estructura que consta de elementos rectos, conectados en los nodos (nudos); la mayoría de estructuras existentes están formadas por varias armaduras unidas que forman configuraciones espaciales y proporcionan soluciones prácticas y económicas.

Barlovento. Parte de donde viene el viento. En la estructura de un techo, es la parte que está frente a la dirección del viento. Contrario a sotavento.

Bloc o Block. Estructura compacta no laminada, de forma uniforme, libre de grietas y esquinas o bordos

desportillados, mezcla de cemento, arena y pómez, con resistencia a la compresión.

Carga muerta. La constituye el peso de todos los materiales con los cuales está hecha una estructura.

Carga viva. Son las cargas que soporta una estructura debido al uso y ocupación. No incluye cargas de viento, sismo e impacto.

Carga horizontal o lateral. Es la carga debida al sismo, viento o impacto y difiere de las verticales en que las horizontales son dinámicas.

Campo visual. Se le define como la percepción visual de las partes que están en nuestros alrededores con la cabeza y los ojos inmóviles; abarca un ancho de 54°, un ángulo de elevación de 27° y otro de depresión de 10°.

Claro. Abertura, espacio entre dos soportes de una estructura.

Concreto. Mezcla de cemento hidráulico, arena, piedra o pedrin y agua, que al fraguar adquiere características de dureza y una resistencia aproximada de 210 kg/cm² a compresión.

Contraventeo. Parte rigidizante de una estructura que resiste los esfuerzos provocados por ráfagas de viento, aplicados en cualquier dirección.

Ductilidad. Habilidad de un material para deformarse plásticamente, antes de romperse.

Esfuerzo de tensión. Es el que se produce al aplicar una fuerza que tiende a estirar o alargar un miembro.

Fraguado. Proceso exotérmico en virtud del cual la pasta acuosa de un conglomerante adquiere un endurecimiento inicial, merced a las alteraciones físico-químicas que tienen lugar entre el conglomerante y el agua. Se determina a través de la penetración o indentación de un dispositivo adecuado. No debe confundirse este proceso con el de endurecimiento a largo plazo.

Iluminación. En una superficie, es la cantidad de luz que incide sobre ella en la unidad de área, la iluminación se expresa generalmente en luxes o bujías-metro.

Intensidad luminosa. Es la medida de mayor o menor cantidad de energía que emite un cuerpo luminoso, o sea, la densidad de luz dentro de un pequeño ángulo sólido en una dirección determinada. La intensidad luminosa se mide en bujías.

Límite elástico. Es el mayor esfuerzo que un material es capaz de sostener sin que aparezca deformación permanente después de aliviarlo.

Luz o flujo luminoso. Es una parte de la radiación solar que se percibe por medio de la vista. Universalmente se le define como la velocidad de circulación de la energía

Reventamiento o asentamiento (*slump*). Es el desmoronamiento causado por la humedad que sufre una mezcla de concreto fresco, compactada en un molde cónico, cuando dicho molde es retirado.

Resistencia a compresión. Máxima resistencia de la unidad a un aumento gradual de carga aplicada a un ángulo recto al plano de la superficie de carga de la unidad.

Peso unitario. Es el peso por unidad de volumen que ocupa un determinado cuerpo.

Norma. Conjunto de prescripciones que regulan el empleo de una técnica, definiendo las características de un material o producto.

Mortero. Aglomerante que sirve para unir las diferentes piezas que se emplean en albañilería como: adobe, block, piedra, ladrillo, etc.

Módulo de elasticidad. Es la relación de esfuerzo a deformación bajo el límite elástico.

Flujo se mide en lúmenes. radiante, evaluada con relación a la sensación visual. Este

INTRODUCCIÓN

El alto crecimiento demográfico de las poblaciones rurales de la República de Guatemala, demanda de obras de infraestructura que satisfagan las necesidades comunitarias y que promuevan el desarrollo económico y cultural de sus habitantes. Por ello, diversas instituciones tanto gubernamentales como no gubernamentales, han brindado su apoyo para dar saluciones a esta problemática. Es así como en este caso particular, la Universidad de San Carlos de Guatemala por medio de la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería, realiza un proyecto de desarrollo comunitario que se presenta en el informe de la práctica supervisada. Dicho proyecto consiste en la planificación, diseño y construcción de un edificio que permita albergar masivamente a los habitantes de la comunidad del Paraje Panictacaj, Barrio Santa Catarina, Momostenango, Totonicapán, con fines de organización comunitaria, promoción social y actividades religiosas.

El documento presenta la metodología utilizada para el diseño y construcción de la obra. Se dá por sentado que el lector está familiarizado con términos y técnicas de la ingeniería. Los análisis que se efectúan tienen como finalidad establecer los elementos estructurales necesarios,

Informe.

ciudad de Quetzaltenango y el practicante del presente del Mañana", la Arquidiócesis de los Altos con sede en la Asociación de Intercambio Cultural Guatemala-Canadá "Líderes Carlos, el Comité Pro-Construcción de Oratorio, la de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Momostenango, la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado Factores e Instituciones como: la Municipalidad de Para hacer realidad el proyecto, se combinan diversos en la resolución de sus problemas.

autogestión a través del involucramiento de los habitantes esfuerzo propio y ayuda mutua. Además se fomenta la manifiesta el trabajo en equipo, bajo el concepto de de obra no calificada su mayor aporte. Es así como se desarrollo de proyectos de esta naturaleza, siendo la mano La participación comunitaria es fundamental para el edificaciones futuras de similar carácter.

sino que se busca que este estudio sirva como guía para pretende profundizar en el análisis y diseño estructural emplear, así como la de sus posibles opciones. No se para determinar los costos y materiales de la estructura a

JUSTIFICACIÓN

- El alto crecimiento demográfico de las poblaciones rurales es un indicador de la demanda creciente de servicios que se requieren para proporcionar condiciones favorables al desarrollo integral de nuestras poblaciones. Por ello, es de vital importancia el proveer de la infraestructura necesaria, para utilizarse en las múltiples actividades que realizan.

- La inexistencia de locales amplios, seguros y techados, próximos a la comunidad del Paraje Panictacaj, que permita albergar a una considerable cantidad de vecinos, requiere con suma urgencia de la construcción de un edificio donde puedan reunirse y asociarse, para desarrollar actividades culturales, sociales y fundamentalmente religiosas.

OBJETIVOS

- Proporcionar la asistencia técnica para realizar la planificación y el diseño del proyecto, optimizando los recursos disponibles. Para ello se toma en consideración los aspectos económico-sociales, históricos y el de sus tradiciones y costumbres.

- Construir el proyecto, lo cuál permite solucionar las necesidades planteadas, que proporcionen las condiciones ideales para la promoción social, cultural y religiosa. Como consecuencia se contribuye a rescatar los valores morales, su propia identidad, sus costumbres y su idiosincrasia.

- Capacitar a personal empírico de la construcción, proporcionándole métodos, normas y técnicas, para que adquiera criterios consistentes, realizando comparaciones y ensayos in situ.

1.1 Características generales del departamento de Totonicapán

1.1.1 Antecedentes

La antigua ciudad de Totonicapán, que en el período indígena era la segunda dentro del reino quiché, se fundó primero en las fértiles y accidentadas planicies de Patzac y Ojercaibal; formada por las depresiones de las elevadas sierras conocidas localmente como Chitinamit, Chupatá, Patzicá y Chuicuxliquel. De la primitiva población de Otzoyá o *lugar de los pescaditos*, no existe que se sepa vestigio alguno. Posteriormente se trasladó al Norte a unas dos leguas aproximadamente (ocho kilómetros), de las planicies de Patzac, o sea en las llanuras de Patacaj y de Paquí. Luego se trasladaron a un lugar llamado Chuimequená o lugar de agua caliente. Finalmente, por diversas causas y por el espíritu nómada de los quichés, se trasladaron a su ubicación actual, cercana a la antigua Chuimequená.

Juan de León y Cardona, con asistencia de los principales caciques de Tlaxcala y Cholula traídos por Pedro de Alvarado, para la conquista del país, radicaron en esa ciudad. El 13 de enero de 1,544 se levantó un acta en la que menciona a los principales señores quichés, llamando al pueblo "El pueblo de San Miguel Totonicapa de la Real

Departamental, y en cada municipio el alcalde municipal, con su respectivo Concejo Municipal. En muchos lugares, el alcalde, máxima autoridad civil del municipio, es también juez de paz.

En las aldeas los alcaldes auxiliares representan la máxima autoridad.

1.2 Aspectos generales del municipio de Momostenango

1.2.1 Antecedentes

Momostenango es un municipio clasificado de segunda categoría, la mayoría de sus habitantes son de origen maya, descendientes de la etnia quiché. En su mayoría profesan la religión católica, manteniendo sus costumbres y tradiciones así como sus ritos de carácter pre-hispánico.

La ancestral costumbre del uso de la leña como combustible ha ocasionado el deterioro de la riqueza forestal. De esta cuenta la mayoría de sus bosques han desaparecido y con ello el apareamiento de áreas completamente áridas y malas para la diversidad de cultivos, escasa humedad, necesaria para sus siembras.

1.2.2 División geográfica

El Municipio tiene un área estimada de 305 kilómetros cuadrados, colinda al norte con San Carlos Sija (Quetzaltenango), San Bartolo y Santa Lucía La Reforma (Totonicapán), al este con San Antonio Ilotenango (El

1.2.4 Recursos

1.2.4.1 Recursos naturales: dentro de los principales recursos naturales se encuentran los cultivos de: maíz, trigo, frijol y habas, sin embargo, algunos sectores de la población practican las siembras de especies frutales como: durazno, peras, nueces, granadillas, manzanas, limas y

El municipio de Momostenango cuenta con diez caseríos, Chinctacaj, Chopeneta, Chiquimom, Panca, Panictacaj, Patacaj, Patulup, Patzotzil, San Antonio y Xiquimstiguan.

Estos son:

- Patzité
- Santa Ana
- Santa Catarina
- Santa Isabel

seis barrios, pero actualmente son únicamente cuatro. Anteriormente la cabecera municipal estaba dividida en

1.2.3 División administrativa

30" del meridiano de Greenwich.

mar, con latitud de 15º 02' 40" y una longitud de 91º 24'

Su altitud es de 2,204.46 metros sobre el nivel del

(Quetzaltenango).

Alto (Totonicapán), al oeste con San Carlos Sija (Totonicapán), al sur con Totonicapán y San Francisco El (Quiche), Santa María Chiquimula y Santa Lucía la Reforma

Los habitantes del paraje Panitacaj en su mayoría

1.3.1 Antecedentes

1.3 Aspectos Generales del paraje Panitacaj

un puesto de salud, al que acuden la mayoría de pobladores.

El agua que se consume es potable y además cuentan con

contador. También se cuenta con una biblioteca.

diversificado con las carreras de magisterio y perito

centros educativos desde el nivel pre-primario hasta ciclo

servicio telefónico. En lo referente a educación, cuenta con

por lo que en un plazo inmediato se estará prestando el

receptores de *Telecomunicaciones de Guatemala TELGUA S.A.*

están siendo instalados los aparatos transmisores y

posible que la comunicación sea accesible. En este momento

Cuenta con una oficina postal y telegráfica, haciendo

INDE, pero no es utilizada en su totalidad.

distribuida por el *Instituto Nacional de Electrificación*

En cuanto al servicio de energía eléctrica, esta

existen autobuses del servicio extraurbano.

carretera de terracería. Para llegar a esta comunidad

este poblado hasta la cabecera municipal de Momostenango por

municipio de San Francisco el Alto, luego se continúa de

utiliza la carretera Interamericana, hasta el cruce al

modernización. Para llegar a la cabecera Municipal se

accesos son deficientes, por lo que se requiere de su pronta

sanearamiento, cuentan con tres sistemas de agua potable, los cuales vienen bajando deficientemente, debido al poco mantenimiento y la pérdida paulatina de caudales. Respecto a disposición de excretas, la letrina es muy poco aceptada, provocando así una moderada contaminación, también los programas sobre educación ambiental son poco difundidos en el área.

Los servicios de salud se encuentran solamente en el centro del Municipio, lugar a donde tienen que trasladarse los vecinos para ser atendidos.

Recientemente fue construida una escuela en este paraje, gracias a la ayuda proporcionada por la Asociación de Intercambio Guatemala-Canadá "Líderes del Mañana", por medio de su presidenta Lida. Aura de Orosio y el Ing. Cesar Orosio Izaguirre, la Cooperación Guatemalteco-Alemana de alimentos por trabajo COGAAAT, la Municipalidad de Momostenango, Don Fidel Chanchavac, el Comité Pro-Construcción de Escuela y la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos por medio de la Unidad de EPS. Esta última permitió la presencia de un estudiante para planificar, dirigir y administrar su ejecución. De esta manera se cuenta ya con una edificación de seis aulas, además de dirección, cocina, juegos infantiles y una batería de cuatro letrinas, solucionando así la demanda de infraestructura educativa.

1.3.3 División geográfica

El paraje Panictacaj pertenece al barrio Santa Catarina, tiene una topografía muy accidentada y se considera el centro de este barrio, se ubica en las siguientes coordenadas: longitud oeste 91º 24' 40" y latitud norte 15º 01' 43"; colinda al norte con los Parajes Chiroj, Chuí Xutun y Paquix; al sur con Ojer Tinimit y Choquisis; al oriente con Chuí Yocté y Chisaquijám; y al poniente con el Paraje Chonimá.

1.3.4 Recursos

1.3.4.1 Recursos naturales. Está rodeado de montañas, donde se encuentran nacimientos de agua, que surten a varias comunidades del lugar, con un clima regularmente templado, cambiando a frío en la época de invierno. Sus suelos son fértiles aunque en algunas regiones han sido seriamente devastados por la erosión, ocasionada por la tala inmoderada de sus bosques.

Es muy frecuente la utilización de fuentes termales de agua, para su limpieza corporal, sosteniendo que las mismas tienen propiedades medicinales.

1.3.4.2 Recursos económicos. Su principal actividad económica es la agricultura, a la que le sigue la elaboración de productos artesanales.

La comunidad del Barrio Santa Catarina, del municipio de Momostenango, se ha caracterizado por su profunda fe católica, por velar por el desarrollo y mejoramiento de los servicios que sus habitantes requieren, y fundamentalmente por mantener sus costumbres y tradiciones, especialmente las de tipo religioso.

Por no contar en su localidad con un templo o edificio que les permita reunirse, la comunidad decide, en forma unánime, la edificación de un templo católico. Para la obtención de los recursos financieros y obtener asesoría profesional, se realizaron las solicitudes pertinentes y giradas hacia entidades altruistas e identificadas por colaborar con el desarrollo de éstas. Los vecinos a su vez, se comprometieron a aportar los materiales locales y proporcionar la mano de obra no calificada.

2.1 Gestiones realizadas

La comunidad del Paraje Panictacaj, Barrio Santa Catarina, Momostenango, se organizó en un comité denominado Pro-construcción de Oratorio. Este comité fue legalizado en la Gobernación Departamental de Totonicapán, por lo que cuenta con el reconocimiento legal para recaudar los fondos necesarios para la construcción de la obra.

Nuevamente la familia Osorio Almengor, y el Intercambio

Cultural Guatemala-Canada "Lideres del Mañana", consecuentes con las necesidades de esta comunidad, proporcionan el financiamiento solicitado de la obra. También se contó con la anuencia del Obispo de la Diócesis de Quetzaltenango, por ser un edificio de carácter religioso y con el respaldo de las autoridades municipales de Momostenango. Paralelamente se hicieron las gestiones necesarias para que fueran otorgadas las plazas a los maestros que en forma *ad-honorem* han laborado en la nueva escuela. Se obtuvo la autorización de una plaza gracias al apoyo y entusiasmo de la señora Ana María Cabrera de Evans y del Ingeniero Hugo Rolando Bosque Morales, asesor del presente informe de la práctica.

2.2 Reconocimiento del área

Habiéndose aprobado la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, y a manera de realizar las primeras estimaciones sobre las actividades a efectuar, se efectuaron contactos con las autoridades del Municipio y con los miembros del Comité Pro-construcción de Oratorio. Esto se realizó con el objetivo de planificar, delegar responsabilidades y reconocer los espacios físicos que se utilizarán para edificar, así como los aspectos legales para evitar que en el futuro se generen litigios y disputas del terreno a ocupar.

Se comprobó que sobre un terreno adyacente, se tiene

parcialmente construido el paso de una carretera que comunicaría a Momostenango con Santa María Chiquimula, por lo que la alineación de la nueva edificación deberá hacerse tomando en cuenta su trazo y también la localización del edificio escolar que se encuentra construido.

Para desarrollar el proyecto de Ejercicio Profesional Supervisado, la Unidad de EPS de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, nombra al practicante, proporcionando el apoyo logístico y la supervisión en lo concerniente a la ejecución teórica y práctica. Dicho proyecto consiste en coordinar la Planificación y Ejecución de la Iglesia Católica del Paraje Panictacaj, Barrio Santa Catarina, Momostenango, Totonicapan, el cual se desarrolla de la siguiente forma.

Se inicia con un reconocimiento del área y el levantamiento topográfico del espacio a utilizar, obteniendo datos del perímetro y de secciones transversales en el interior de éste. También se determina su área en metros cuadrados y el volumen de tierra en metros cúbicos de corte y relleno a realizar, de acuerdo a las curvas de nivel, que se definen por medio del mismo estudio de campo.

Paralelamente se realiza el diseño arquitectónico, empleando normas ambientales de diseño, optimizando el área con especial atención al aprovechamiento de la luz natural y a una adecuada ventilación de los espacios.

El diseño estructural se integra de tres partes principales que son: diseño de estructuras de techo, utilizando el análisis de armaduras por el método de nodos; diseño de mampostería, por el método simplificado y el

El procedimiento empleado para la construcción del proyecto consiste en el desarrollo de actividades teóricas y prácticas. Ellas intervienen en cada uno de sus componentes, aprovechando los recursos humanos, físicos y económicos disponibles, específicamente en la mano de obra no calificada, áreas de construcción y materiales y la mano de obra calificada respectivamente. Se presentan los datos de mediciones y cálculos, el diseño arquitectónico y normas relacionadas a la orientación, dimensionamiento,

3.1 Procedimiento específico

características. adicional a la definición del proyecto se realiza un análisis comparativo de costos y materiales que permite justificar la estructura de techo empleada. Así mismo permite observar un ensayo de las opciones que pueden utilizarse en esta y en cualquier otra obra de similares características.

Seguidamente se cuantifican materiales y se realiza el presupuesto del proyecto, se diseña el flujo de caja para la compra de materiales y se definen los tiempos de ejecución en el cronograma correspondiente.

realizarse sobre los materiales de construcción. bibliografía relacionada al tema y ensayos que deben normas de la *American Concrete Institute* ACI, consultas a corrido y zapatas. En cada uno de ellos se consideran: las diseño de la cimentación, en forma tradicional de cimiento

iluminación, ventilación, circulación y seguridad, resumiéndose lo anterior en la presentación de los planos respectivos que pueden consultarse en los anexos.

Se presenta el desarrollo del diseño de armadura de techo con miembros de madera y acero, determinándose cada uno de los esfuerzos de los elementos que componen la estructura de techo tipo *Howe* como resultado de las cargas que intervienen. Inicialmente se presenta como un diseño preliminar y luego, con los resultados finales donde ya se analizan las secciones de los materiales realmente empleados.

El diseño de la mampostería analiza la rigidez en los muros y de acuerdo a los materiales empleados con dimensiones ya determinadas, se calculan las deflexiones, la distribución del corte basal en los muros, el momento de volteo, los esfuerzos de corte, los esfuerzos de flexión y los esfuerzos de compresión, con base al cálculo de esfuerzos permisibles se diseña el área de acero para el refuerzo.

Para el diseño de la cimentación se integraron las cargas de techo y muros, se asume la resistencia del concreto, un área de cimiento corrido y su espesor, se analiza el corte simple y el diseño a flexión y se determina el área del acero para el soporte de la estructura en su conjunto.

Se recibió como aporte material del Comité Pro construcción de la Escuela, lámina, cemento, ventanas, vidrios, alambre de amarre y varillas de hierro corrugado, materiales excedentes de la construcción anterior y los materiales locales de construcción.

En un inicio se obtuvo el área de terreno, cedida una parte por Don Fidel Chanchavao y otra parte por Don Eusebio Acabal, la cual fue escriturada a nombre del Comité Pro-construcción del Oratorio. Se contó con el equipo de topografía de la unidad de EPS para la realización de los estudios de campo, equipo de albañilería en general y materiales locales de construcción.

3.2.2 Recursos físicos

Al existir un consenso general sobre la necesidad de la obra, se cuenta con todo el apoyo de la comunidad para proporcionar la mano de obra no calificada. Esta es indispensable para todas aquellas tareas de traslado de materiales donde no existe tránsito vehicular, así como en movimientos de tierra y otras tareas menores. Además se contrata la mano de obra calificada, consistente en dos maestros de obra y dos ayudantes, dirigidos y supervisados por el estudiante del Ejercicio Profesional Supervisado y del Asesor-Supervisor, considerándose que el recurso humano es suficiente para la ejecución.

3.2.1 Recursos humanos

3.2 Recursos

necesarios para la presente obra.

3.2.3 Recursos financieros

El principal aporte económico fue proporcionado por la Asociación de Intercambio Cultural Guatemala-Canadá "Líderes del Mañana", cuyo aporte ascendió a la cantidad de Q156,258.86, de la familia Osorio Almengor, quienes aportaron la cantidad de Q50,002.84; finalmente la comunidad, que con algunas cuotas, proporcionó la cantidad de Q43,734.07; computándose al final, la suma total de Q249,995.77, que fue el costo monetario recibido para la construcción de la obra.

Los materiales de construcción cedidos por el comité Pro-construcción de la Escuela, no se cuantifican como aporte monetario, pero sí como aporte material.

Los señores Fidel Chanchavac y Eusebio Acabal cedieron dos cuerdas de terreno, equivalente a 861.125 metros cuadrados, lo cual agrega un valor de Q2,500.00 al costo de la obra, lo que no aparece en el cuadro de ejecución.

3.3 Servicio técnico profesional

3.3.1 Trabajo de campo

3.3.1.1 Levantamiento topográfico

Se presentan seguidamente los datos obtenidos de la medición del perímetro del terreno, así como de la línea eje y de las secciones transversales, que permiten calcular el

área y los volúmenes de corte y relleno respectivamente.

Tabla I : Datos del polígono:

Estación	P.O.	Azímüt	Distancia
0	1	115.30	31.55
1	2	226.54	34.63
2	3	298.08	19.13
3	0	25.50	31.

Tabla II: Nivelación de eje de secciones transversales

Camínam.	V A	H I	Lec. Int	P V	Cota
-16.90			1.105		101.395
-15.00			1.675		100.725
-10.00			1.875		100.525
- 5.00			2.065		100.335
0.00			2.400		100.000
5.00			3.315		99.185
PV	0.50	99.310		3.59	98.81
10.00			1.475		97.835
15.00			1.760		97.550
18.00			1.805		97.505
26.00			2.06		97.52
28.90			1.91		97.40

Tabla III: Datos de campo de secciones transversales

		Izquierda	Eje		Derecha		
			+1.695				-0.235
			5.00	-16.90			5.00
			+1.625				-0.375
			5.00	-15.00			5.00
	+2.695	+2.065	+1.375				-0.005
	15.00	10.00	5.00	-10.00			5.00
+3.405	+2.835	+1.035	+0.555				+0.435
20.00	15.00	10.00	5.00	-5.00			5.00
							10.00
+3.20	+2.800	+0.900	+0.350				+0.050
20.00	15.00	10.00	5.00	0.00			5.00
							10.00
	+1.185	+1.125	-0.015				+0.215
	15.00	10.00	5.00	5.00			5.00
							+1.135
							10.00
							15.00
	+0.635	+0.455	+0.255				+0.385
	15.00	10.00	5.00	10.00			5.00
							+0.635
							10.00
							15.00
	+0.27	+0.230	-0.250				+0.15
	15.00	10.00	5.00	15.00			5.00
							+0.05
							10.00
	+0.405	+0.225	-0.055				-0.106
	15.00	10.00	5.00	18.00			5.00
	+0.40	+0.26	+0.160				
	15.00	10.00	5.00	26.00			
	+0.130	+0.110					
	15.00	10.00		28.90			

3.3.1.2 Cortes y taludes

El aprovechamiento del terreno es de un 100%, sin accidentes topográficos importantes, en una zona libre de fallas geológicas y de rellenos, con un suelo limo-arcilloso, bastante homogéneo.

Como se verá más adelante, el suelo tiene una inclinación que requiere de un volumen de corte, es decir, una terraza de servicio, debidamente compactada y con los taludes convenientes en base al ángulo de estabilidad del suelo.

Para disminuir el movimiento traslacional se sembrarán tepes de grama sobre la superficie de los taludes.

3.3.1.3 Trazos

Considerando la proyección de un trazo de carretera en el lugar, la escuela que se encuentra edificada y lo conveniente de respetar al máximo los árboles existentes para proteger de fuertes vientos la edificación y proveer de sombra algunas partes de la misma, se procedió a realizar el trazo correspondiente del área neta a utilizar, auxiliado de un aparato de precisión, jalones, plomadas y de una cinta métrica.

3.3.2 Trabajo de gabinete

3.3.2.1 Cálculo del área

Se aplica el método de Pennsylvania, para el cálculo de áreas de polígonos cerrados, el cual es muy aceptado por ser de mucha exactitud.

Tabla IV: Desarrollo del método Pennsylvania

Estación	Punto ob.	Azimut	Rumbo	Long.
0	1	115.30	S 64.70 E	31.55
1	2	226.55	S 46.55 W	34.63
2	3	298.08	N 61.92 W	19.13
3	0	25.50	N 25.50 E	31.20

Σ Long. = 116.51

Longitudes

Latitudes

+X	-X	Cx	+Y	-Y	Cy
28.524		0.021		-13.483	0.024
	-25.140	0.019		-23.816	0.043
	-16.878	0.012	9.005		0.016
13.432		0.010	28.161		0.050

$\Sigma=41.956$ $\Sigma=-42.018$ $\Sigma=0.062$ $\Sigma=37.166$ $\Sigma=-37.299$ $\Sigma=0.133$

Xc	Yc	Xt	Yt	XY	YX
28.545	-13.459	28.545	-13.459		
-25.121	-23.773	3.424	-37.232	-1062.8	-46.084
-16.866	9.021	-13.442	-28.211	-96.594	500.473
13.442	28.211	0	0	0	0

$\Sigma=-1,159.381$ $\Sigma=454.389$

Fórmulas empleadas:

$$\Delta X = -0.062; \Sigma x = 83.974; Cx = \frac{\Delta X}{\Sigma x} = \frac{-0.062}{83.974} = -0.000738x$$

$$\Delta Y = -0.133; \Sigma y = 74.465; cY = \frac{\Delta Y}{\Sigma y} = \frac{-0.133}{74.465} = -0.00179y$$

Derecha		Eje		Izquierda	
97.27	15.00	97.26	10.00	97.26	15.00
97.12	15.00	97.26	10.00	97.36	5.00
97.10	15.00	97.28	10.00	97.56	5.00
97.28	15.00	97.32	10.00	97.80	5.00
97.20	15.00	97.38	10.00	97.58	5.00
98.00	15.00	98.06	10.00	99.20	5.00
96.80	20.00	99.10	10.00	99.65	5.00
97.20	15.00	99.10	10.00	100.00	5.00
97.50	20.00	99.30	10.00	99.78	5.00
97.83	15.00	98.46	10.00	99.15	5.00
97.20	15.00	99.10	10.00	100.725	5.00
97.50	15.00	99.30	10.00	101.10	5.00
97.83	15.00	98.46	10.00	100.525	5.00
97.50	15.00	99.30	10.00	99.90	5.00
97.20	15.00	97.38	10.00	97.45	5.00
98.00	15.00	98.06	10.00	98.97	5.00
97.28	15.00	97.32	10.00	97.40	5.00
97.10	15.00	97.28	10.00	97.505	5.00
97.12	15.00	97.26	10.00	97.520	5.00
97.27	15.00	97.26	10.00	97.400	5.00

Tabla V: Cálculo para ploteo
 3.3.2.2 Datos para el ploteo de curvas de nivel

$$Eu = \frac{\sum \Delta X}{\Delta X} = \frac{116.51}{0.062} = 0.0053 < 0.003 \quad \text{OK}$$

$$E_{total} = [(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2] = 0.147 \text{ M.}$$

$$A = [2XY - 2YX] = [-1.159.381 - 454.389] \cdot \frac{1}{2}$$

$$A = 806.885 \text{ metros}^2$$

Con los anteriores datos se plotean las curvas de nivel que se requieren para calcular el movimiento de tierras. Se utiliza el método de promedio de áreas extremas, ya que el movimiento de tierra será de un volumen de corte similar al volumen de relleno. Esto se hace para ahorrar mano de obra no calificada (ver plano en anexos).

3.4 Diseño

3.4.1 Diseño arquitectónico

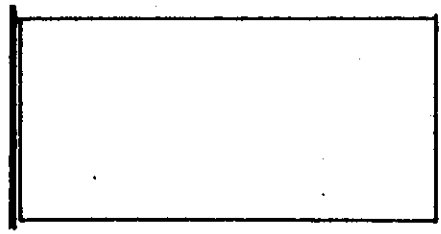
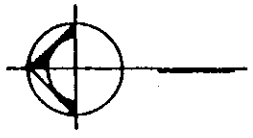
Se puede observar que un alto porcentaje de los edificios públicos tienen que hacer uso de luz artificial durante el día, con el consecuente alto coste por excesivo consumo de energía eléctrica. Este problema se acentúa en lugares donde no se cuenta con este recurso y para poder dar una solución parcial, deben estudiarse los factores que afectan o determinan el mejor uso de la luz natural. Definitivamente, el diseño de ventaneria influye directamente en la luz que penetra en un ambiente, por lo que es importante hacer una buena elección y acondicionamiento, sin dejar de considerar el aspecto económico.

3.4.1.1 Normas ambientales de diseño

Orientación

Debido a la latitud de Guatemala y específicamente la latitud norte 15º de Totonicapán, se recomienda que la orientación de la fachada debe hacerse norte-sur.

Gráfica No. 1



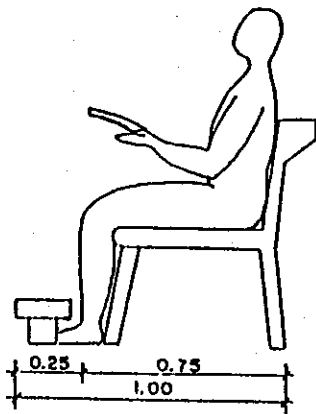
> Fachada

Además se eligió esta posición porque las características altimétricas del terreno, como se puede ver en las curvas de nivel, elimina un corte excesivo y evita un mayor empuje de suelos, requiriendo así de pequeños muros de contención.

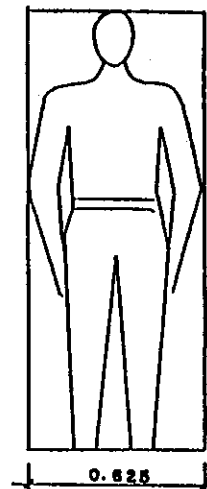
Dimensionamiento

Se estima que puede albergar en promedio a 200 feligreses debidamente acomodados en el oratorio. Además, se puede utilizar el área de circulación para albergar a otros 50. Por lo tanto, el área necesaria para los asistentes en su afluencia máxima se ha calculado de la siguiente forma:

Gráfica No. 2



Gráfica No. 3

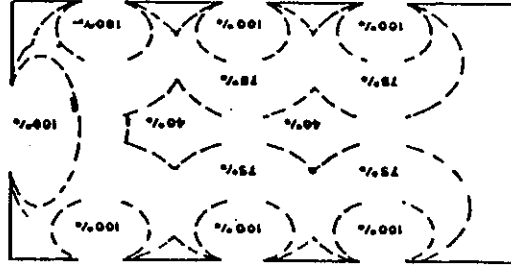


$$\text{área por persona} = 0.625 \text{ metros}^2$$

$$\text{área total} = 0.625 \times 250 = 156.25 = 160 \text{ metros}^2$$

Por razones de simplificación de la construcción, se definió un ancho de la edificación en 10 metros, teniendo así un parámetro de dimensionamiento.

Planta



Gráfica No. 4

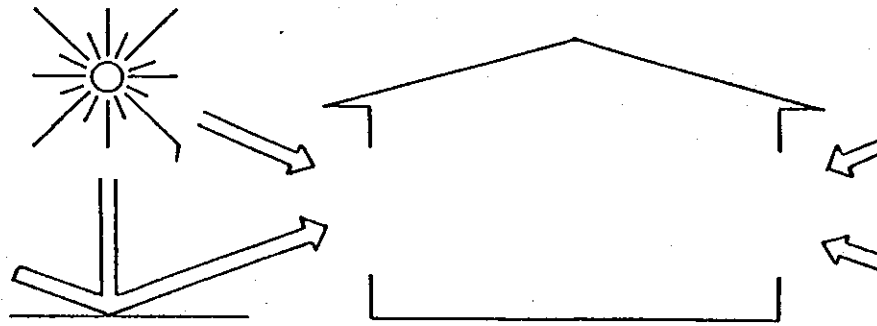
Iluminación

Considerándose el número de horas/sol, cuyo flujo luminoso influye en la incidencia o proyección vertical y horizontal sobre las paredes y el piso respectivamente, se realizó un análisis para el mejor aprovechamiento de este recurso natural.

Por comodidad, el área de ventanas es de un 18% del área de piso, recomendado para el clima templado. De acuerdo al diseño, la incidencia de luz se considera bilateral y de la siguiente forma.

Para la construcción del altar mayor, baptisterio y otros espacios, se agregan otros 40 metros cuadrados. La sumatoria de estas áreas es de 200 metros cuadrados, los cuales deben ser techados o cubiertos. El diseño o ambientación final se muestra detalladamente en el anexo cuatro de las especificaciones de construcción.

Gráfica No. 5

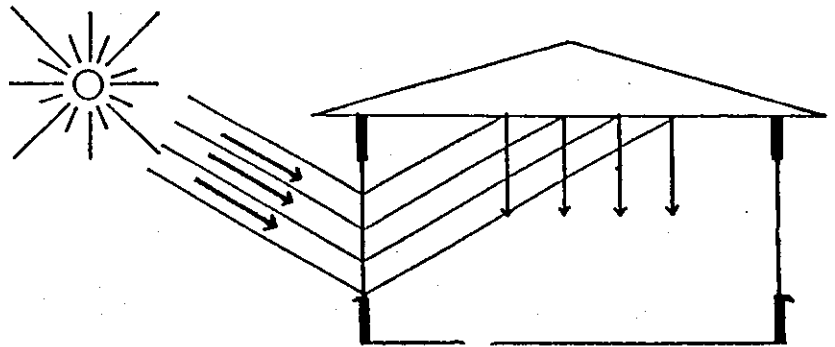


Sección

Se considera que los prismas de vidrio mejoran la uniformidad de la iluminación. También se utilizaron ventanales metálicos, fabricados con perfil T y angular. Para ahorrar costos se colocó vidrio plano con las siguientes características:

Gráfica No. 6

reflexión = 8%
transmisión = 89%
absorción = 3%



Influye también en la iluminación las dimensiones del edificio y el tipo de materiales, por lo que es importante seleccionarlos y analizar sus propiedades reflectivas.

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios, es más económico recurrir a un sistema estructural conformado de varios elementos que uno conformado con vigas simplemente apoyadas. La configuración estructural que se usa para este propósito se denomina armadura de techo. Por lo tanto, una armadura es una configuración estructural de elementos generalmente soportada sólo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados unos a otros. De esta manera los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro son únicamente axiales; de tensión o compresión. Un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geométricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados; en consecuencia una armadura está compuesta esencialmente de un sistema de triángulos. Teóricamente se supone que en los miembros que se unen en las juntas no existe fricción alguna. Esta condición no

Consideraciones generales

3.4.2 Diseño estructural

deberá concluirse.

energía eléctrica en el lugar, solamente se proyecta la construcción del sistema de iluminación que posteriormente alambrados conductores. En virtud que aún no se cuenta con artificial, en la que se emplea poliducto para recibir los

existe realmente en la práctica, puesto que siempre que sea posible los miembros de una junta se arreglan de tal modo que sus ejes se intersectan en un punto común, ninguno de los esfuerzos en los miembros puede causar momento respecto a este punto. Por esta razón los esfuerzos son axiales, de tensión o de compresión y son iguales a lo largo de los miembros.

Las armaduras pueden ser de cuerdas paralelas o de dos aguas. El tipo de armadura de techo seleccionada para un edificio determinado, depende en gran parte de la pendiente requerida del techo y de las condiciones de iluminación.

Las armaduras simples pueden ser divididas en dos tipos o clases, basado en la manera de apoyo de las mismas.

- 1 Primer tipo. Se utiliza para el presente proyecto, abarca las armaduras que están apoyadas o soportadas por muros de mampostería u otro material que forma la pared, el cual resiste la fuerza lateral sin el uso de arriostramiento.
- 2 El segundo tipo. Se emplea cuando la armadura está apoyada en columnas de acero. La construcción de estas columnas no ayuda y no ofrece considerable resistencia a las fuerzas laterales.

En general, una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma. La cuerda superior consta de la línea de miembros más alta que

armadura, la longitud del tablero corresponde a la longitud que los largueros del techo se extienden de armadura a armadura se conoce como tablero o tramo. Puesto techo (llamada comúnmente costanera). La porción comprendida descansando en la cuerda superior, se llama larguero de cuerda superior. La viga que va de una armadura a otra, encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la Un panel es aquella porción de una armadura que se alma a las cuerdas reciben el nombre de nudos.

Llama cumbreira. Los puntos donde se unen los miembros del llama junta de talón, y la junta en el pico más alto se le tirantes. La junta en el apoyo de una armadura triangular se que están sometidos a esfuerzos de tensión se llaman armadura se llaman puntales, mientras que aquellos miembros al tipo de los esfuerzos, los miembros a compresión de una de sus posiciones se llaman verticales y diagonales. En base superior e inferior son los miembros del alma y dependiendo Los miembros que unen las juntas de las cuerdas miembro adyacente al apoyo.

interior de las armaduras triangulares se establece en el Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro. apoyo. La cuerda inferior de una armadura está compuesta superior ocurre generalmente, en el miembro contiguo al armaduras triangulares, el esfuerzo máximo en la cuerda se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbreira. Para

de un larguero del techo.

El número de paneles en la cuerda superior se determina por el claro permisible de los materiales que soportan al techo y la longitud de la cuerda superior entre los puntos del panel. También hay que tomar en cuenta el tipo de la cubierta de techo, si es lámina galvanizada o de asbesto cemento y sus longitudes en el mercado para poder utilizarlas lo más económico posible.

Los largueros o costaneras son vigas que cubren el claro entre las armaduras para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta de techo. Se colocan con separaciones de 0.60 a 1.50 metros o mayores, según el material de cubierta. También se diseñan como vigas libremente apoyadas, continuas o en voladizo.

Todo buen diseñador sabe que el diseño no solo consiste en proporcionar una sección estructural y obtener esfuerzos seguros. Algunos de los aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía global y la facilidad de construcción. En efecto un análisis complejo se hace inútil si los cálculos no se pueden traducir a estructuras exitosas. Esto puede suceder cuando una estructura queda representada por un conjunto de dibujos no muy bien detallados. El análisis estructural no es más que una de las muchas herramientas utilizadas por el ingeniero hábil en el proceso del diseño.

Para el presente proyecto, se diseña y construye una

Consideraciones generales para el uso de la madera

La madera, es un material de estructura muy compleja, formado por distintas clases de materias, unas que constituyen su estructura y las otras que se encuentran en distintas proporciones y concentraciones según su especie. La materia que forma la estructura está hecha de hidratos de carbono y son: la celulosa y la hemicelulosa, hay otra, que es el material aglutinante o cementante de los anteriores, de combinación química compleja y que es la lignina. Existen otras sustancias que subsisten después de la combustión completa de la madera, formadas por compuestos minerales de calcio, potasio, manganeso, (óxido de calcio, carbonato de potasio, etc), y que constituyen la ceniza. Los otros son compuestos y materiales solubles en distintos líquidos como: el agua, el alcohol, el bencol, el éter y el cloroformo y que son principalmente: aceites esenciales, grasas, ácidos orgánicos, gomas y resinas. Además, contiene ciertas sustancias nitrogenadas más o menos tóxicas, siendo estas

armadura tipo Howe, tomando en cuenta el análisis económico presentado en la sección cuatro. A esto se suma la necesidad del aprovechamiento de los limitados recursos forestales de la región, por la falta de energía eléctrica y por las deficientes vías de comunicación, que no permiten el acceso a vehículos y maquinaria para la utilización de otro tipo de estructura.

últimas las que proporcionan a la madera, según su especie, cierta durabilidad natural.

La durabilidad de la madera es su resistencia al decaimiento y depende de diversos factores, entre los que se pueden citar: el medio ambiente, la especie y los tratamientos especiales.

El medio

Por medio se entiende, en este caso, a un conjunto de factores que rodean a una estructura de madera. Entre éstos se pueden citar: el grado de humedad, la temperatura (clima) y la cantidad de luz que sea recibida.

El grado de humedad, no solo favorece dentro de ciertos límites la propagación de hongos y de insectos, sino que prepara la estructura al ataque, ya que produce cambios químicos (descomposición orgánica) y al introducirse en los intersticios celulares, arrastra esporas, organismos y demás material nocivo.

El clima si es severo, también favorece la descomposición orgánica del material, además, completa la creación del medio adecuado para la propagación de organismos.

La cantidad de luz es determinante, sobre todo su falta, ya que favorece la propagación de hongos.

3.4.2.1 Diseño de costaneras

Se asume sección 5" x 4" ≈ 12 cm x 10 cm

Separación de costaneras 1.25 metros
 Ancho útil de láminas 0.80 - 0.10 = 0.70 metros
 Longitud útil de láminas L - 0.20 metros

a) Integración de cargas

Carga viva 75 kg/m²
 Lámina + % traslapes 9 kg/m²
 Peso propio 0.125 x 0.10 x 500 6.25 kg/m²

Viento horizontal 13 kg/m²

Viento en proyección normal 13 sen θ

4.83 kg/m²

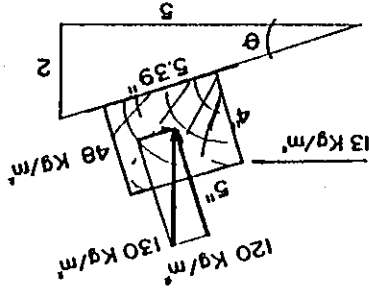
Carga total en costaneras

95 kg/m²

b) Diseño

95 kg/m² x 1.25m = 118.75 ≈ 120 kg/m

Gráfica No. 11



$$120 \times \frac{5.39}{5.00} = 130 \text{ kg/m}$$

$$120 \text{ tang } \theta = 48 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga perpendicular} = W_L = 130 \text{ sen } \theta = 48 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Carga normal} &= W_n = 130 \cos \theta = 120 \text{ kg/m} \\
\text{Corte perpendicular} &= V_L = \frac{48 \times 2.5}{2} = 60 \text{ kg} \\
\text{Momento perpendicular} &= M_L = \frac{48 \times 2.5^2}{8} = 37.5 \text{ kg-m} \\
\text{Corte normal} &= V_n = \frac{120 \times 2.5}{2} = 150 \text{ kg} \\
\text{Momento normal} &= M_n = \frac{120 \times 2.5^2}{8} = 93.75 \text{ kg-m}
\end{aligned}$$

c) Diseño de sección

$$\begin{aligned}
\frac{3}{2} \times V_{\max} &\leq 8.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo permisible)} \\
A &= \frac{1.5 \times 150}{8.5} = 26.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \sqrt{26.47} = 5.144 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Se emplea sección de 5" x 4" = 12.5 x 10 cm

d) Chequeo de flexión

$$S_n = \frac{1}{6} \times 12.5 \times 10^2 = 208.33 \text{ cm}^3$$

$$S_L = \frac{1}{6} \times 10 \times 12.5^2 = 260.42 \text{ cm}^3$$

→ Esfuerzo flexión actuante ≤ Esfuerzo permisible

$$\frac{M_n}{S_n} + \frac{M_L}{S_L} \leq 102 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{9.375}{208.33} + \frac{3.750}{260.42} = 59.04 \leq 102 \quad \text{Ok} \rightarrow \text{área aceptable}$$

e) Chequeo de deflexión

W = Carga

L = Longitud

E = Módulo de elasticidad

I = Inercia de la sección

$$D = \frac{5}{384} \times \frac{W L^4}{E I}$$

f) Deflexion resultante:

$$D_n = \frac{384}{5} \times \frac{12}{(120/100) \times 250^4} \times 0.8 E^s \times 1,041.67 = 0.73 \text{ cm}$$

$$D_L = \frac{384}{5} \times \frac{12}{(48/100) \times 250^4} \times 0.8 E^s \times 1,627.6 = 0.16 \text{ cm}$$

$$I_n = \frac{1}{1} b h^3 = \frac{12}{1} 12.5 \times 10^3 = 1,041.67 \text{ cm}^4$$

$$I_L = \frac{1}{1} h b^3 = \frac{12}{1} 10 \times 12.5^3 = 1,627.60 \text{ cm}^4$$

Deflexion maxima permisible = $\frac{200}{L} = \frac{200}{250} = 1.25 \text{ cm}$

$$D_R = f D_n + D_L$$

$$D_R = f 0.73 + 0.16$$

$$D_R = 0.75 \leq 1.25 \text{ OK}$$

3.4.2.2 Diseño de armadura de madera

Se dan a continuación las siguientes especificaciones:

Inclinación con relación 2:10 (dos aguas)

Recomendaciones de espaciamiento:

Claros > 9 metros _____ 3.65 metros

> 18 metros _____ 5.18 metros

máximo _____ 7.00 metros.

- Por simetría se colocan 7 armaduras a cada 2.5 metros, considerando que tiene las siguientes ventajas:

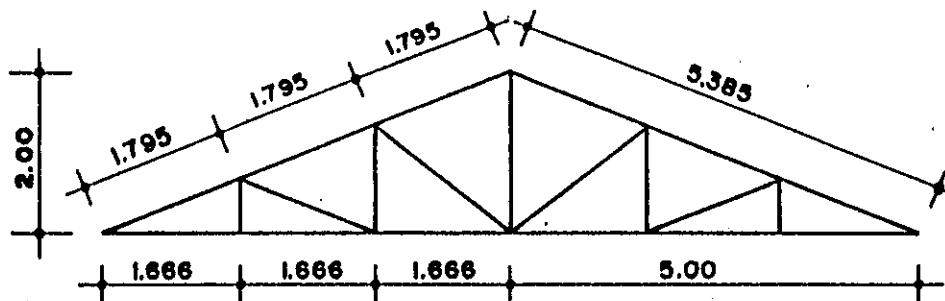
Por menos área tributaria, se reducen las cargas y consecuentemente se necesita menor sección en los miembros.

Por rigidez en el armado no se instala contraventeo.

Cada armadura es soportada en sus extremos en las zonas donde se colocan los refuerzos de la mampostería.

Simetría de la armadura

Gráfica No. 12



Cargas en la armadura

Previo a la determinación de las cargas, se presentan las siguientes consideraciones:

- Se utiliza para el traslape de la cubierta de lámina 0.20 m en el sentido longitudinal y 0.10 m en el sentido transversal de cada lámina.
- Para la carga de viento, que actúa horizontalmente, se calcula su presión normal por componentes, tomando en cuenta lo siguiente:

La presión dinámica (estimada en lbs/pulg^2) sobre una estructura, puede determinarse por las siguientes expresiones.

$$q = 0.002558 V^2 \quad V = \text{velocidad máxima en millas por hora}$$

$$P = 0.004 V_z^2 \quad P = 0.0032 V_z^2$$

Lo anterior es el resultado de diferentes investigaciones realizadas por reconocidas organizaciones como la *Asociación Americana de Ingenieros Civiles* y otras, presentando a continuación una tabla de valores para Guatemala de registros de vientos promedios y máximos.

Zona Máximas ráfagas Prom. anual km/h

norte	31 nudos/h - 57.46 km/h	9.7
capital	32 nudos/h - 59.31 km/h	9.1
sur	35 nudos/h - 64.87 km/h	17.4
oriente	29 nudos/h - 53.75 km/h	10.2
occidente	31 nudos/h - 57.46 km/h	19.0

1 nudo = 1.152 millas

1 milla = 1.609 Kms.

- Para el peso propio de la armadura, por pie o metro cuadrado, se consultan tablas donde se realizan comparaciones de pesos reales de armaduras que involucran: claros, espaciamientos, alzado y su capacidad total.
- En la cuerda inferior de la armadura se soporta el machihembre o reglilla que oculta totalmente a la misma, por lo que también está considerada la carga.

Antes de poder diseñar los miembros de una armadura se necesita que ésta se analice para los diferentes tipos de cargas que puedan presentarse. Estas cargas incluyen cargas muertas como granizos o arena y cargas vivas como los operarios y sus herramientas. Hay varias combinaciones de cargas posibles que es lógico puedan ser aplicadas al mismo tiempo. El procedimiento recomendado por la *Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE*, estima que las presiones del viento se traducen en succiones en el lado a sotabento de las armaduras de techo y quizás, así mismo, en los lados a barlovento de acuerdo a sus pendientes.

Por razones de tipo económico, y por condiciones que no son propicias para la utilización de otros materiales de

construcción, como se explica en el análisis comparativo de la sección IV, se utiliza madera para el diseño y construcción de la estructura de la obra.

Carga muerta

Lamina galvanizada	2 lb/piez = 9.785 kg/m ²
Larguero o costaneras	3 lb/piez = 14.68 kg/m ²
Peso propio de armadura	4 lb/piez = 19.57 kg/m ²
Sobre peso de regilla	3 lb/piez = 14.68 kg/m ²
Carga de viento	20 lb/piez = 97.85 kg/m ²

Carga viva	155.000 kg/m ²
Carga muerta más carga de viento	156.565 kg/m ²

Se utiliza la siguiente combinación de cargas para el análisis de la estructura.

Carga muerta más carga completa de viento más 1/2 carga viva
 Carga total unitaria 233.98 kg/m²

Análisis estructural

Los tres tipos de análisis más usados son:

-Método de nudos

-Método gráfico o diagrama de Maxwell

-Método de secciones

Para el proyecto se utiliza el método de nudos, que es estrictamente analítico, basado en el equilibrio de la armadura (de sus nudos). Este método se realiza haciendo

cuerpo libre de cada nudo consecutivo, en el cual no intervengan más de dos incógnitas para poder aplicar las ecuaciones de estática:

$$F_v = 0; F_h = 0; M = 0.$$

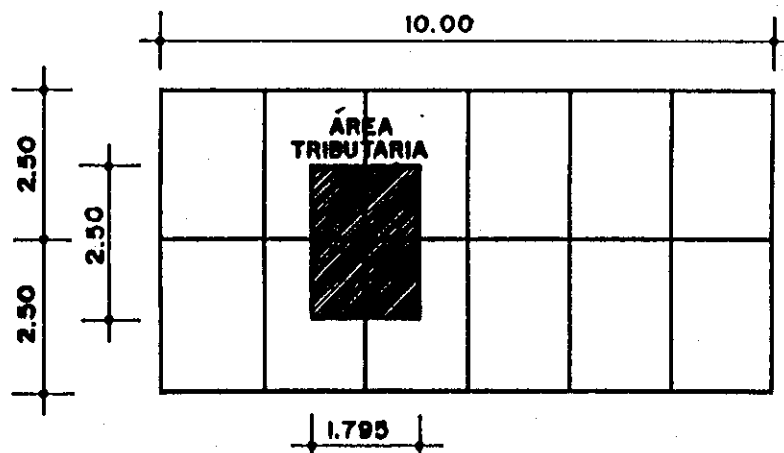
Área tributaria por nudo

$$\text{Cuerda superior: } 2.50 \text{ m}^2 \times 1.795 \text{ m}^2 = 4.4875 \text{ m}^2$$

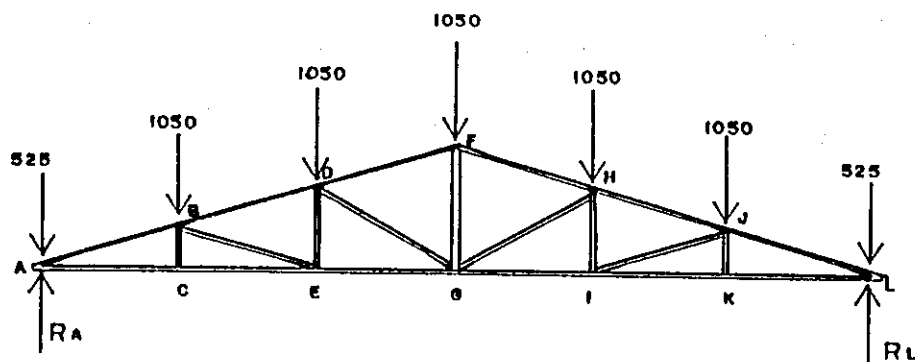
$$4.4875 \text{ m}^2 \times 233.98 \text{ kg/m}^2 = 1,049.985 \text{ kg}$$

conservadoramente se aplica 1,050.00 kg. sobre cada panel o nudo.

Gráfica No. 13



Gráfica No. 14



Reacciones

$$\sum M_A = 0$$

$$- 1050 \times 1.66 - 1050 \times 3.33 - 1050 \times 5 - 1050 \times 6.66 - 1050 \times 8.33 - 525 \times 10 + R_L \times 10 = 0$$

$$R_L = \frac{31,499.79}{10} = 3,149.979 = 3,150 \text{ kg}$$

$$\sum F_v = 0$$

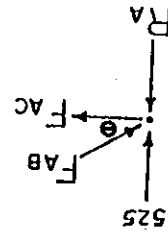
$$R_A + R_L - 6,300 = 0$$

$$R_A = 3,150 \text{ kg} = R_L$$

Por simetría de cargas

Fuerzas internas

DCL = Diagrama de cuerpo libre



$$\sum F_v = 0$$

$$3,150 - 525 - F_{AB} \times \text{sen } \theta = 0$$

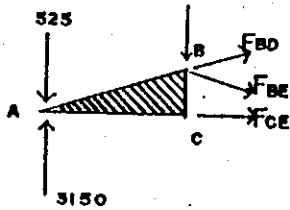
$$F_{AB} = \frac{2,625}{\text{sen } \theta} = 7,068.03 \text{ kg} / C$$

$$\sum F_h = 0$$

$$F_{AC} - F_{AB} \times \text{cos } \theta = 0$$

$$F_{AC} = 6,562.50 \text{ kg} \rightarrow T$$

Diagrama de cuerpo libre



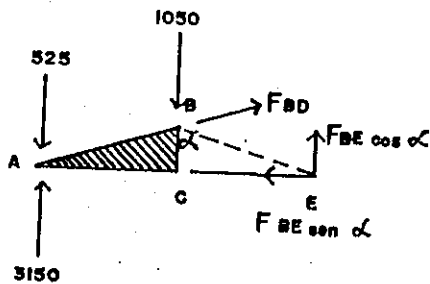
$$\oplus \sum M_B = 0$$

$$525 \times 1.66 - 3150 \times 1.66 + F_{CE} \times 0.66 = 0$$

$$F_{CE} = 6,562.89 \text{ kg} + T$$

Diagrama de cuerpo libre

$$\delta = 68.200$$

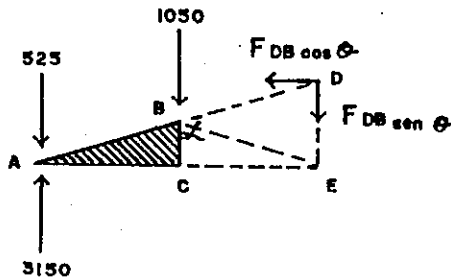


$$\oplus \sum M_A = 0$$

$$-1050 \times 1.66 + F_{BE} \times \cos \delta \times 3.33 = 0$$

$$F_{BE} = 1,413.71 \text{ kg} \setminus C$$

Diagrama de cuerpo libre



$$\oplus \sum M_E = 0$$

$$F_{BD} = 4,240.87 \text{ kg} / C$$

$$+ F_{BD} \times \cos \theta \times 2 = 0$$

$$525 \times 5 - 3150 \times 5 + 1050 \times 5 + 1050 \times 3.33 + 1050 \times 1.66$$

$$\sum M_A = 0$$

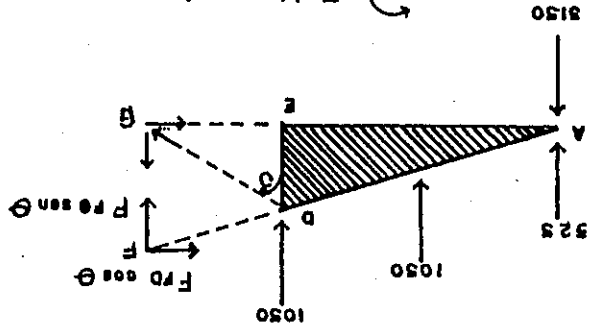


Diagrama de cuerpo libre

$$F_{BD} = 5,240.16 \text{ kg} + T$$

$$+ F_{BD} \times 1.33 = 0$$

$$525 \times 3.33 - 3150 \times 3.33 + 1050 \times 3.33 + 1050 \times 1.66$$

$$\sum M_D = 0$$

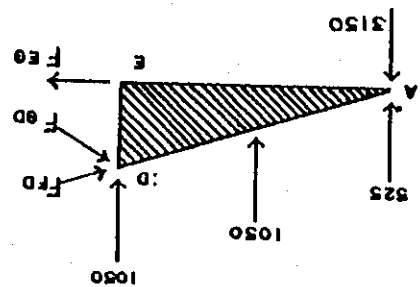


Diagrama de cuerpo libre

$$F_{DB} = 5,654.55 \text{ kg} / C$$

$$1.33 \times \cos \theta$$

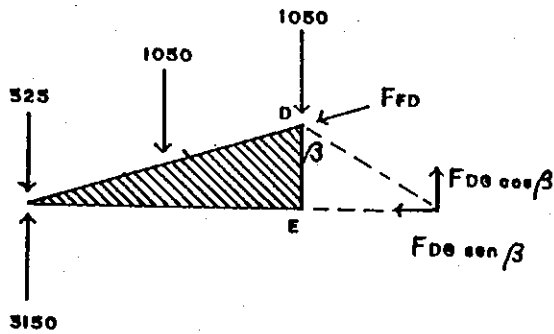
$$F_{DB} = \frac{10,499.895 - 1,749.98 - 1749.93}{1.33 \times \cos \theta}$$

$$+ F_{DB} \times \cos \theta \times 1.33 = 0$$

$$525 \times 3.33 - 3150 \times 3.33 + 1050 \times 3.33 + 1050 \times 1.66$$

Diagrama de cuerpo libre

$$\beta = 51.342$$



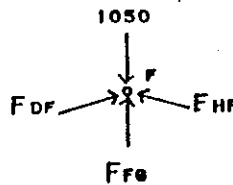
$$\sum M_A = 0$$

$$F_{DE} \cos \beta \times 5 - 1050 \times 1.66 - 1050 \times 3.33 = 0$$

$$F_{DE} = \frac{1,749.93 + 3,499.96}{5 \times \cos \beta}$$

$$F_{DE} = 1,680.83 \text{ kg } \nearrow C$$

Diagrama de cuerpo libre

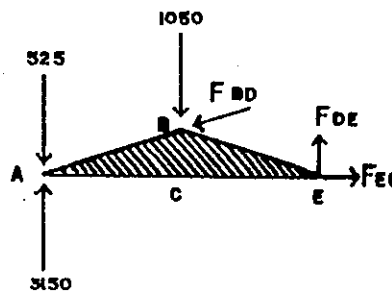


$$\sum F_v = 0$$

$$F_{DF} \text{ sen } \theta + F_{DE} \text{ sen } \theta + F_{FE} = 1,050$$

$$F_{FE} = 2,100.04 \text{ kg } \uparrow T$$

Diagrama de cuerpo libre



$$\sum M_A = 0$$

$$F_{DE} \times 3.33 = 1,050 \times 1.66$$

$$F_{DE} = 525 \text{ kg } \uparrow T$$

FAB = FBJ = 7,068.03	kg	↙	C	
FAC = FKL = 6,562.50	kg	←	T	
FBD = FHJ = 5,654.55	kg	↗	C	
FBC = FJK = 0				
FBE = FIJ = 1,413.71	kg	↘	C	
FCE = FKI = 6,562.89	kg	←	T	
FDE = FDI = 4,240.87	kg	↗	C	
FEG = FHG = 1,680.83	kg	↘	C	
FDE = FHI = 525.00	kg	↓	T	
FEG = FIG = 5,250.16	kg	←	T	
FAG =	2,100.04	kg	↑	T

madera

Fuerzas internas resultantes del diseño de la estructura de

Tabla VI:

internas de la estructura.

Se presenta a continuación el resumen de las fuerzas

resultado será igual a 0.

sumatoria de momentos, por ser un miembro redundante, el

de cuerpo libre, se pueden constatar que al realizar la

Para determinar la fuerza Fbc, al hacer diagrama

Definición de miembros a tensión

Un miembro simple en tensión, es un miembro recto, sujeto en sus extremos a dos fuerzas que tratan de estirarlo. Es un miembro eficiente y económico, porque utiliza todo el área del material de manera efectiva, trabajando al esfuerzo uniforme máximo permitido por el diseñador. Para elementos de acero en tensión la fórmula para determinar su área es: $A_s = P_{\max} / 0.60 F_y$

Si la carga que actúa sobre un miembro en tensión es axial, esto es, coincide con su eje centroidal longitudinal, puede suponerse que la distribución de esfuerzos en el miembro es uniforme y se define mediante la conocida fórmula $f = P / A$.

Para elementos de madera en tensión la fórmula para calcular su área es $f = P / A$, donde f es el esfuerzo unitario de tensión, P = la carga total, y A = el área de la sección transversal.

Definición de miembro a compresión

Cuando una fuerza tiende a comprimir o acortar un miembro, se dice que los esfuerzos producidos son de compresión. La diferencia que existe entre los miembros a tensión y los sujetos a compresión es que, en los primeros, la tensión tiende a mantener recta la pieza, y en los segundos, tienden a pandearlo fuera del plano de las cargas. Mientras más largo es un miembro sometido a esfuerzos de

P = carga total axial en la columna, en libras

en la que:

$$P = \frac{A}{0.3 \times E} (1/d)^2 z$$

La fórmula que debe usarse en el diseño de columnas de madera de sección transversal rectangular, como la recomienda la *National Lumber Manufacturers Association*, es miembros a tensión.

Importante, mientras que ésta no lo es en el diseño de como columnas, recordando que su longitud es un factor están a tensión. Los miembros a la compresión se diseñan Nótese que algunos miembros están a compresión y que otros diferentes miembros de la armadura se dan en la tabla VI. Los esfuerzos que deben usarse en el diseño de los 3.4.2.3 Diseño de los miembros de madera de la armadura

Forraduras iniciales, etc. en la aplicación de la carga, imperfecciones del material, tales como: tipos de conexiones de extremos, excentricidades giro. La tendencia al pandeo se ve afectada por factores relación entre la longitud del elemento y su menor radio de por su relación de esbeltez, que ha sido definida como la tendencia de un miembro al pandeo se mide indistintamente tendencia a pandear y disminuye en su capacidad de carga. La compresión, con la misma sección transversal, mayor es su

A = área de la sección transversal de la columna, en pulgadas cuadradas

P/A = esfuerzo unitario permisible, en libras por pulgada cuadrada

E = módulo de elasticidad de la madera, en libras por pulgada cuadrada

l = longitud sin apoyo en la columna, en pulg.

d = dimensión del lado menor, en pulgadas.

Esta fórmula da P/A, el esfuerzo unitario permisible de compresión, pero el esfuerzo unitario máximo no deberá exceder nunca de c, el esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a la veta.

Cálculos:

Con los datos de la tabla VI, el mayor esfuerzo de compresión paralela a la veta es de 7,068.03 Kg. y de la tabla VII de las propiedades físicas y mecánicas de algunas maderas guatemaltecas, determinadas por medio de ensayos de laboratorio, se obtienen los resultados siguientes:

$$f = P/A ; \quad 70 \text{ Kg/cm}^2 = 7,068.03 \text{ Kg} / A$$

$$A = P/f = 100.97 \text{ cm}^2$$

Utilizando una sección de 4" x 7", el área efectiva es de 3" x 6", equivalente a 116.13 cm² > 100 cm². Ok

En la tabla VI, aparece el mayor valor de tensión paralela siendo de 6,562.5 Kg., por lo tanto, de la tabla

Entre los primeros se tienen: La creosota de alquitran
Incolores.

- 3) Venenos químicos solubles en compuestos volátiles
- 2) Sales inorgánicas, usadas en soluciones acuosas.
- 1) Aceites o mezclas de aceites de baja volatilidad,

insolubles o casi insolubles en el agua.

tratamiento, clasificados en tres grupos generales:

Se mencionan algunos preservantes usados en el

costo de mantenimiento y reparación.
Incrementar artificialmente la vida útil y para disminuir el
selección madera seca y se le aplica pentaclorofenol para
Como tratamiento especial para proteger la armadura, se
madera a presión.

Los extremos, para evitar que se incurse en las caras de la
utiliza varilla lisa de 1", con platina, roldana y tuerca en
El diámetro es 1.26 cm, para fines constructivos se

$$As = 2,100 / 0.6 \times 2810 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$As = P_{\max} / 0.6 f_y, \text{ donde } f_y = 2,810 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

necesario.

Para los miembros de acero a tensión, se emplea la
fórmula correspondiente y se encuentra el área de acero

$$A = 41.01 \text{ cm}^2 ; \text{ por simetría de armadura se usa } 4'' \times 7''$$

$$f = P/A ; 160 \text{ kg/cm}^2 = 6,562.5 \text{ kg} / A$$

VII, se calcula la sección a utilizar.

de hulla y la creosota de alquitrán de gas de agua.

Entre las sales inorgánicas más usadas están: el sulfato de cobre y el cloruro mercuríco.

Entre los últimos existen distintas sustancias casi todas de patente comercial.

Tabla VII:

Esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas aplicables a madera verde o poco sasonada y a madera seca al aire (a), (b) y (c)

1 Especie	2 Peso seco aparente gr/cm ³	3 Flexión estática kg/cm ²	4 Módulo elástico. kg/cm ²	5 Compresión paralela kg/cm ²
Ciprés	0.51	160	0.75x10 ⁵ (0.88 ")	70
Pino	0.50	120	0.80 ") (0.94 ")	70
Caoba	0.48	160	0.70 ") (0.89 ")	70
Canoj	0.65	130	1.00 ") (1.00 ")	70
Cedro	0.43	95	0.46 ") (0.51 ")	40
Cenicero	0.61	130	0.72 ") (0.84 ")	65
Conacaste	0.42	95	0.56 ") (0.56 ")	35
Chichique	0.72	245	1.38 ") (1.53 ")	120
Chichipate	0.72	210	1.20 ") (1.48 ")	105
Mario	0.62	100	0.85 ") (0.94 ")	60
Palo volador	0.62	165	1.05 ") (1.23 ")	75

A)

Columna 1: nombres comunes en Guatemala

Columna 2: peso aparente, madera secada al horno

Columna 3: módulo de ruptura. El límite elástico proporcional es de 60-70% del valor del módulo de ruptura.

Columna 4: Módulo de elasticidad en flexión

Columna 6: Compresión perpendicular, aplicación de carga tangencial, carga radial da valores más altos.

Columnas 8, 9 y 10: Cargas aplicadas radiales (con relación a anillos de crecimiento)

Columna 11: Dureza tangencial, la radial es un poco mayor, valores de la col 11, carga para hacer penetrar en la madera semiesfera de 1.12 cm. de diámetro.

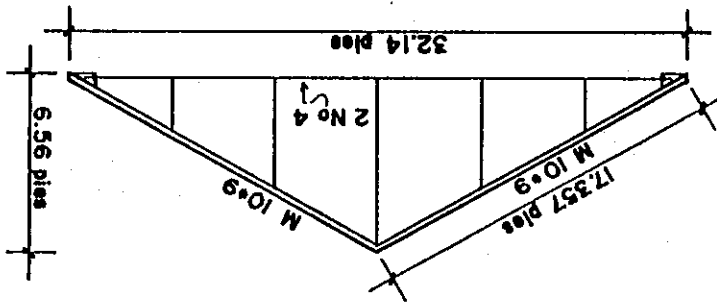
Columna 12: Extracción de clavos radial, tangencial da valores más altos, se anota en el cuadro la carga para extraer clavo común de 3 mm. de diámetro, embutido en la madera 3.2 cm

B)

Todos los valores anotados son valores promedios aritméticos, se omitieron decimales, aproximando a la cifra entera inmediata, para los valores en columnas 3 y de 5 a 12.

W muerta = 38.4 + 42.3 = 80.7 lbs.
 W lámina = 8.05 lbs/m² x 1.05 m x 5 m = 42.3 lbs.
 W costan = 2.34 lbs/pla x 5 m x 3.28 pla/m = 38.4 lbs.
 Se asume peso del perfil = 9 lbs/pla

Número de costaneras = 10; longitud entre apoyos = 32.14
 Espaciamiento entre tijas = 5.00 metros
 Costanera de 2" x 6" x 1/16" @ 1.05 metros
 a) Cálculo de cargas.



Gráfica No. 15

Geometría de la estructura metálica

3.4.2.4 Diseño de estructura metálica de techo como opción en frío para las costaneras, también pueden utilizarse láminas roladas en caliente o de fundición. Para recubrimiento se considera utilizar lámina troquelada calibre 26, con una pendiente del 40% para fines estéticos, buena evacuación del agua pluvial y para reducir esfuerzos, especialmente de tensión en la estructura principal.

$$W \text{ viva} = 75 \text{ kg/m}^2 \times 1.05 \times 5 = 393.8 \text{ kg} \approx 866.36 \text{ lbs.}$$

$$W \text{ total} = 80.7 + 866.36 = 947.06 \text{ lbs.}$$

$$W = \frac{947.06 \times 10}{32.14} = 294.67 \text{ lbs/pie}$$

$$W \text{ total} = 294.67 + 9 = 303.67 \text{ lbs/pie}$$

b) Análisis de la estructura

b.1) Cálculo de momentos

$$M = \frac{W \times l^2}{8} = \frac{303.67 \times 16.07^2}{8} = 9,802.16 \text{ lbs-pie} \approx$$

$$M = 117,630.71 \text{ lbs-pulg}$$

b.2) Cálculo de esfuerzos

$$\text{Compresión } C = \frac{17.357 \times 7,471.53}{16.07} = 8,069.90 \text{ lbs.}$$

Esfuerzo de flexión permisible (f_b)

S = Módulo de sección, sale de tablas AISC, utilizando perfil M 10 x 9, donde 10 = peralte y 9 = peso por pie lineal que fué asumido al principio del cálculo.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{117,630.71}{7.76} = 15,158.6 \text{ lbs/pulg}^2$$

15,158.6 lbs/pulg \leq 16,000 lbs/pulg², lo cual no necesita chequeo por flexocompresión.

El momento resistente o permisible para el perfil empleado M10x9 es, según datos de tablas AISC, igual a 15 Kips-pie, lo cual equivale a 180,000 lbs-pulg \geq 117,630

$$\text{Tensión } T = \frac{5}{8} \times \frac{303.67 \times 16.07^2}{6.56} = 7,471.53 \text{ lbs.}$$

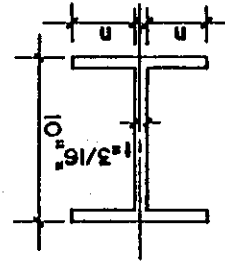
$$\sqrt{6.56^2 + 16.07^2} = 17.357 \text{ pies}$$

sección resistente al esfuerzo cortante.

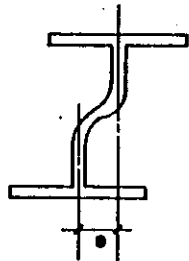
Esfuerzo permisible de corte $F_v = 0.4 \times 36,000 = 14,400$ lbs/pulg²; $1,702.21$ lbs/pulg² $\leq 14,400$ lbs/pulg² siendo la

ACCIÓN DE PANDEO LOCAL DEL ALMA

SECCIÓN DEL PERFIL M 10.9



Gráfica No. 16



Gráfica No. 17

área equivalente es de 1.875 pulg².

En Gráfica No. 16, la sección es de 10" x 3/16", el

$$\text{Esfuerzo de corte } f_v = \frac{3,200.16}{1.875} = 1,702.21 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$V = V_1 + V_2 = 564.74 + 2,635.4 = 3,200.16 \text{ lbs.}$$

$$V_2 = \frac{303.67 \times 17.357}{2} = 2,635.4 \text{ lbs.}$$

$$\text{Cortante de la reacción } V_2 = \frac{W \times L}{2}$$

$$V_1 = \frac{9,802.56}{17.357} = 564.76 \text{ lbs}$$

Cortante del momento V_1 :

b.3) Cortante en vigas

Se utiliza 2 No. 4 = $2 \times 0.20 \text{ pulg}^2 = 40 \geq 0.35$

$$\text{Área de acero} = A_s = \frac{21,600}{7,471.53} = 0.35 \text{ pulg}^2$$

$$f_t = 36,000 \times 0.6 = 21,600 \text{ lbs/pulg}^2$$

Esfuerzo de tensión permisible (f_t)

Diseño de secciones de acero para esfuerzo de tensión

b.4) Cálculo de reacción en la viga, para evitar el pandeo local del alma, ver gráfica No.17

$$R = \frac{W \times L}{2} = \frac{303.67 \times 32.14}{2} = 4,879.98 \text{ lbs.}$$

Si se asume $N = 6''$ de largo para los apoyos, se busca valor K en tablas AISC = $9/16'' = 0.563$

$$(N + K) = 6 + 0.563 = 6.563$$

$$(N + K) \times t_w = 6.563 \times 0.188 = 1.231 \text{ pulg}^2$$

$$\frac{R}{(N + K) \times t_w} = \frac{4,879.98}{1.231} = 3,965.65 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$3,965.65 \text{ lbs/pulg}^2 \leq 0.75 \times 36,000 = 27,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

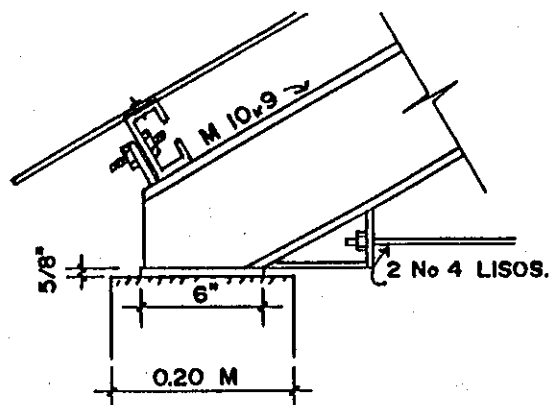
lo cual implica que no existe problema de pandeo.

b.5) El espesor (t) de la platina se calcula de la siguiente forma: $n = \frac{6''}{2} - 9/16'' = 2.437''$

$$t = \frac{n}{3} \times f \times f_p = 2.437 \times 10.497 = 0.57 \text{ pulg.} \approx 5/8''$$

$f_b = 35 \text{ Kg/cm}^2$, es esfuerzo permisible de la mampostería en kips/pulg², entonces la placa de apoyo a utilizar es de $6'' \times 6'' \times 5/8''$. Ver la siguiente gráfica:

Gráfica No. 18



La mampostería reforzada es un sistema estructural que ha evolucionado debido a la necesidad que hay en cuanto a que la mampostería resista mayores fuerzas que las que la mampostería sencilla sin reforzar resiste, en forma segura y material, acero de refuerzo y mortero para el levantado.

Los elementos de la mampostería reforzada son: block, y ladrillos fabricados de diferentes dimensiones y tipo de cargas pesadas y empuje de tierras.

Por su resistencia al corte es efectiva para resistir esfuerzos laterales incluyendo sismos, viento, tensión y a la compresión acomoda formas estructurales únicas, aumentando la capacidad de amortiguamiento y resistir esfuerzos laterales. Su alta resistencia a la reforzada ha resultado ser uno de los mejores sistemas para y el cemento en forma de *GROUT*, o lechado, la mampostería y grandes proporciones. Al introducir el acero de refuerzo sin refuerzo requería refuerzo lateral adicional, ductilidad Este y otros desastres demostraron que la mampostería

Unidos de América, en 1,933.

después del terremoto de Long Beach, California, Estados Unidos de América, en 1,933. La mampostería reforzada se empezó a desarrollar después del terremoto de Long Beach, California, Estados Unidos de América, en 1,933.

La mampostería reforzada se empezó a desarrollar después del terremoto de Long Beach, California, Estados Unidos de América, en 1,933. La mampostería reforzada se empezó a desarrollar después del terremoto de Long Beach, California, Estados Unidos de América, en 1,933.

3.4.3 Diseño estructural de mampostería

confiable. La introducción de varillas de acero de refuerzo dentro de las paredes de mampostería cambió la imagen de la mampostería de un *sistema empírico*, a un *sistema estructural de ingeniería*.

Suposición básica

La mampostería reforzada ha utilizado los principios generales del concreto reforzado. Los supuestos para el diseño de tensión elástica de trabajo del concreto reforzado se aplican a la mampostería reforzada, ya que ambos materiales utilizan acero para resistir las fuerzas tensionales y concreto o mampostería para resistir las fuerzas de compresión.

Los supuestos clásicos para el diseño de un material heterogéneo como la mampostería o concreto reforzados son de la siguiente manera.

- a) Las secciones planas permanecen planas
- b) El esfuerzo es proporcional a la deformación, el cual es proporcional a la distancia desde el eje neutral.
- c) El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- d) La mampostería no resiste las fuerzas de tensión.
- e) Las unidades de mampostería, el mortero y la lechada de concreto se combinan para formar un material homogéneo e isotrópico.

- Ambientes térmicos.
- Resistencia al fuego.
- Resistencia a la transmisión de sonidos.
- Paredes más delgadas.
- Vigas y arcos con luces grandes.
- Paredes más altas y más fuertes.

Ventajas estructurales

económico.

pruebas antes que sea alcanzado un diseño satisfactorio y Este método de prueba y error, podría requerir varias que estos supuestos están dentro de límites satisfactorios. requerimientos. Su verificación es necesaria para asegurarse sido básicamente un supuesto de todas las propiedades y El diseño por flexión para mampostería reforzada ha mampostería en compresión y al acero en tensión.

Una pared que está sujeta a un momento de flexión, es decir, un muro de contención en voladizo, pondrá a la están en equilibrio.

- i) Los momentos y las fuerzas, externos e internos, centro de gravedad de las varillas.
- h) La tensión en el acero es homogénea alrededor del transversal uniforme.
- g) El elemento estructural es recto y de sección profundidad.
- f) El largo del elemento es grande comparado con su

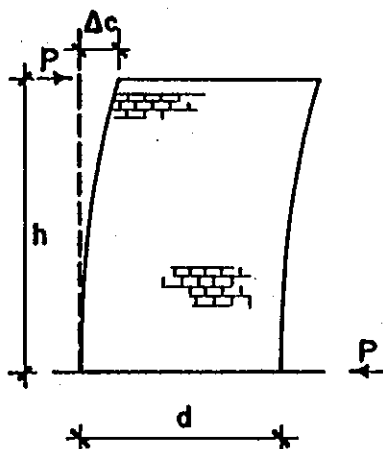
Ventajas económicas

- Ahorro en tiempo de construcción.
- Ahorro en acero de refuerzo.
- Ahorro en formaletas.
- Simplicidad de diseño.
- Ahorro en supervisión.
- Ahorro por reducción de desperdicios.
- Facilidad para transportar y almacenar.

La estructura que se analiza es de un nivel, de mampostería de block (principalmente), con varios contrafuertes de ladrillo tayuyo, construídos en forma estética y acorde a la arquitectura de la obra, con cubierta constituida de 7 armaduras tipo *Howe* y techo de láminas de zinc, sujetas a costaneras.

3.4.3.1 Rigidez en los muros

Gráfica No. 19



t = espesor de muro

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Δ = deflexión de muro

Mampostería de block y ladrillo taquero

- Se asumen muros en voladizo debido a que la estructura de techo es de madera y ello constituye un diafragma flexible simplemente soportado y articulado en sus extremos.
- No se determina el centro de rigidez del módulo, al no considerarse esfuerzos de corte por torsión.

Cálculo de deflexión

Fórmula de deflexión de muro en voladizo:

▼ = deflexión por momento más deflexión por corte.

$$\Delta = \frac{3 E_m I}{1.2 P h} + \frac{A E_v}{1.2 P h}$$

Fórmula de deflexión de muro doblemente empotrado:

$$\Delta = \frac{1.2 E_m I}{P h^3} + \frac{1.2 P h}{A E_v}$$

Al sustituir $E_v = 0.4 E_m$; $I = \frac{1}{12} t d^3$; $A = t d$

$$\frac{P h^3}{3 E_m I} + \frac{1.2 P h}{A E_v} = \frac{E_m \times t}{P} [4(h)^3 + 3(h)] \frac{1}{d}$$

E_m en kg/cm^2 , t en mts, h y d en mts, P en kgs.

P = fuerza lateral

h = altura de cada muro

A = área = $t \times d$

I = momento de inercia

E_m = módulo de elasticidad en compresión

E_v = módulo de elasticidad en corte

t = espesor o grosor de muros.

$$I = \frac{1}{12} t d^3$$

$$E_m = \text{entre } 0.10 \times 10^5 \text{ a } 0.622 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

$$E_v = 0.40 E_m.$$

3.4.3.2 Determinación de fuerza lateral P

Peso de la estructura = W = techo + muros

Techos = carga unitaria techo x área total

$$= 232 \text{ kg/m}^2 \times 200 \text{ m}^2$$

$$= 46,400 \text{ kg.}$$

Muros = muros de block + muros de ladrillo

Muros de block de 0.20 x 0.20 x 0.40

$$183 \text{ m}^2 \text{ block} \times \frac{13 \text{ block}}{\text{m}^2} \times \frac{12 \text{ kg}}{\text{block}} = 28,548 \text{ kg}$$

Muros de ladrillo

$$87 \text{ m}^2 \text{ ladrillo} \times \frac{65 \text{ lad}}{\text{m}^2} \times \frac{2.75 \text{ kg}}{\text{lad}} + \frac{15,552 \text{ kg}}{44,100 \text{ kg}}$$

$$W = 46,400 + 44,100 = 90,500 \text{ kg} \text{ o bien se}$$

calcula por niveles, utilizando:

$$W = \sum_{n-1}^h w_i$$

Corte basal

Para estructuras de un piso $V = 0.1 W$

De normas de la *Sociedad de Ingenieros Estructurales de California SEAOC*, para estructuras de más de un nivel

$$V = ZICKS W.$$

donde

$$PNV = \frac{FD}{0.0906 \cdot h \cdot n} \text{ (mts)}$$

de una estructura.

C = Coeficiente del periodo natural de vibración PNV

- 1.33 Cuando el 80% de la estructura está localizada en los muros. (sistema tipo caja).
- 1 Cuando se tienen sistemas híbridos
- 0.8 Cuando la estructura dúctil no absorva más del 25% del sismo.
- 0.67 Para fuerzas de sismo con marcos dúctiles, vigas y columnas en los dos lados ortogonales.

$$1.67 \leq K \leq 1.33$$

K = Coeficiente que depende del tipo de estructura.

- 1.5 Hospitales, unidades de socorro, instituciones de seguridad.
- 1.3 Edificios escolares (grandes masas)
- 1 - 1.25 Edificios de oficinas
- 1 Casas o viviendas

$$1 \leq I \leq 1.5$$

La estructura

I = Coeficiente de la importancia de la utilidad de

- 3 Daño mayor 1.00
- 2 Daño moderado 0.50
- 1 Daño menor 0.25
- 0 Ausencia de sismo ---

Z Riesgo Sísmico Coeficiente

Z = Coeficiente de riesgo sísmico de la región

hn y D en metros

D = Lado paralelo al sentido del sismo.

Relación base-altura determina PNV

$$PNV = \frac{0.5 \text{ hn}}{\sqrt{D}} \text{ (pies)}$$

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{PNV}} \leq 0.12$$

0.12 será valor máximo.

S = Coeficiente que depende de la resonancia del suelo

Si S no se puede conocer se asume 1.5.

C * S ≤ 0.14 y será valor máximo.

$$\text{Corte basal} = P = 0.1 \times W$$

$$P = 0.1 \times 90,500 \text{ kg}$$

$$P = 9,050 \text{ kg.}$$

3.4.3.3 Distribución de esfuerzos

Distribución del corte Pc en los muros.

SEAOC, recomienda que el corte Pc sea 2 veces el

Corte basal; $P_c = 2P = 18,100 \text{ kg.}$

$$F_x = \frac{R \text{ cada muro sentido X}}{\sum R \text{ Sentido X}} \times P_c$$

$$F_y = \frac{R \text{ cada muro sentido Y}}{\sum R \text{ sentido Y}} \times P_c$$

Distribución del momento de volteo en los muros.

$$M_v = P \times h \quad (h = 6.00 \text{ mts. por ser altura crítica})$$

$$M_v = 9,050 \times 6 = 54,300 \text{ kg.m.}$$

$$M_x = \frac{\sum R \text{ sentido X}}{\text{R cada muro sentido X}} \times M_v$$

$$M_y = \frac{\sum R \text{ sentido Y}}{\text{R cada muro sentido Y}} \times M_v$$

Esfuerzo de cortes sobre muros.

$$f_v = \frac{F}{t \times d} \text{ en kg/cm}^2$$

F = distribución del corte

t = espesor de muro

d = ancho de muro

Esfuerzos de flexión sobre muros.

$$f_b = \frac{M_c}{I} \text{ en kg/cm}^2$$

M = distribución de momentos

C = distancia de eje neutro a fibra extrema d/2

$$I = \text{momento de inercia} = \frac{1}{12} t d^3$$

Cálculos de esfuerzos de compresión.

Se calcula sobre muro 30 por ser el más

sobrecargado.

$$f_a = \frac{* P_c}{t d} = \frac{2,040.10}{20 \times 525} = 0.194 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.194 \text{ kg/cm}^2 \leq 35 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien!}$$

* P_c = Carga de cimentación

W_m = techo + muros + soleras + columnas

$$W_{muerta} = 8.75 + 780 + 96 + 384 = 1,269 \text{ kg}$$

W_{viva} =

$$155 \text{ kg}$$

$$* P_c = 1.4 \times 1269 + 1.7 \times 155 = 2,040.10 \text{ kg}$$

3.4.3.4 Características de los materiales empleados en la construcción

Block pómez de 0.40 m x 0.20 m x 0.20 m

Ladrillo tayuyo de 0.23 m x 0.06 m x 0.11 m

Mortero de cemento - arena, proporción 1:2

Esfuerzo de ruptura block = $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad block = $E_m = 0.10 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad ladrillo = $E_m = 0.144 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

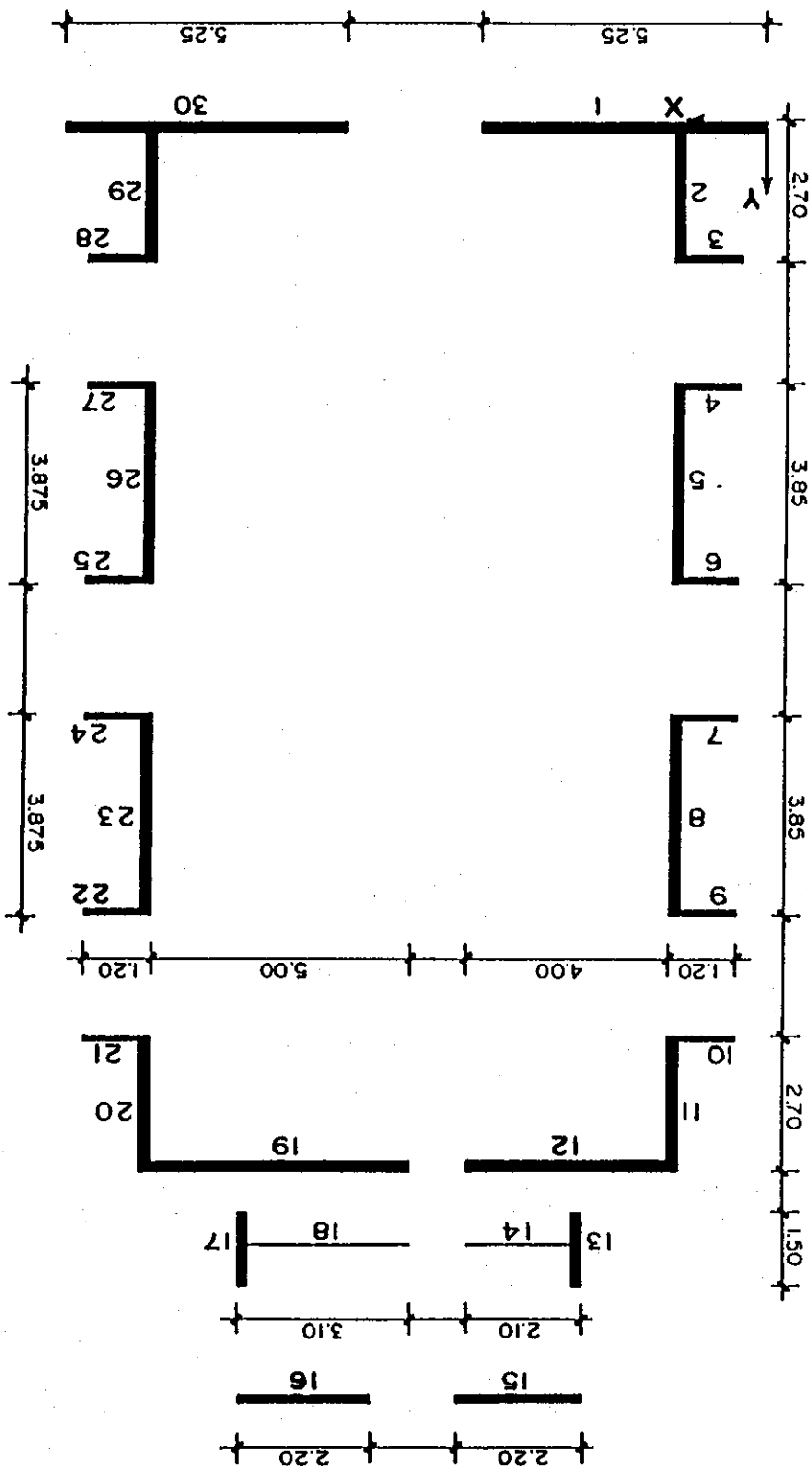
Esfuerzo de adherencia mortero-block = $\mu = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos de fricción mortero-block = $f = 0.35 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero $f'_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$.

Esfuerzo del acero en tensión $f_s = 0.50 f'_y \text{ kg/cm}^2$

Resistencia del concreto a los 28 días $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.



3.4.3.5 Arreglo y resultados
Gráfica No. 20

Tabla VIII: Resumen de resultados
Muros en sentido X

Muro	Sentido	Material	h (m)	d (m)	t cm	R cm-1	F(kg)	M(kg-m)	fv(kg/cm2)	fb(kg/cm2)
1	X	B	6	5.25	20	2.3512	1945.39	5836.167	0.1853	0.63523
3	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
4	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
6	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
7	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
9	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
10	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
12	X	B	6	4.00	20	1.2277	1015.86	3047.587	0.1270	0.57142
14	X	B	2.6	2.10	20	1.9547	1617.37	2102.585	0.3851	1.43033
15	X	B	2.6	2.20	20	2.1777	1801.88	2342.448	0.4095	1.45193
16	X	B	2.6	2.20	20	2.1777	1801.88	2342.448	0.4095	1.45193
18	X	B	2.6	3.10	20	4.5323	3750.08	4875.103	0.6049	1.52188
19	X	B	6	5.00	20	2.1023	1739.49	5218.471	0.1739	0.62622
21	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
22	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
24	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
25	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
27	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
28	X	L	3	1.20	11	0.2500	206.89	310.331	0.1567	1.17550
30	X	B	6	5.25	20	2.3512	1945.39	5836.167	0.1853	0.63523

21.8752

L=ladrillo, B=block, fb=Mc/l=6M/td², t=espesor muro, d=ancho muro, c=d/2, F=distrib. corte

Tabla IX: Resumen de resultados
Muros en sentido Y

Muro	Sentido	Material	h (m)	d (m)	t cm	R cm-1	F(kg)	M(kg-m)	fv(kg/cm2)	fb(kg/cm2)
2	Y	B	4	2.700	20	1.266	1240.83	2481.668	0.2298	1.02126
5	Y	B	4	3.850	20	2.907	2848.04	5696.085	0.3699	1.15286
8	Y	B	4	3.850	20	2.907	2848.04	5696.085	0.3699	1.15286
11	Y	B	4	2.700	20	1.266	1240.83	2481.668	0.2298	1.02126
13	Y	B	2.6	1.500	20	0.849	831.83	1081.383	0.2773	1.44184
17	Y	B	2.6	1.500	20	0.849	831.83	1081.383	0.2773	1.44184
20	Y	B	4	2.700	20	1.266	1240.83	2481.668	0.2298	1.02126
23	Y	B	4	3.875	20	2.948	2888.46	5776.913	0.3727	1.15418
26	Y	B	4	3.875	20	2.948	2888.46	5776.913	0.3727	1.15418
29	Y	B	4	2.700	20	1.266	1240.83	2481.668	0.2298	1.02126

18.473

$$P = 9,050 \text{ kg para rigidez}$$

$$P_c = 18,100 \text{ kg para corte}$$

$$M_v = 54,300 \text{ kg-m}$$

3.4.3.6 Cálculo de esfuerzos permisibles

Esfuerzos de flexión (F_b)

$$F_b = 0.33 f_m$$

Factor de seguridad por un mal proceso

$$\text{constructivo} = 2$$

$$F_b = \frac{2}{1} 0.33 \times 35 \text{ kg/cm}^2 = 5.775 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión (F_a)

$$F_a = \frac{2}{1} 0.20 f_m [1 - (H/40)^3]$$

$$H = \frac{t}{h} \Rightarrow F_a = \frac{2}{1} \times 0.20 \times 35 [1 - (600/40)^3]$$

$$F_a = 2.023 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de corte (F_v)

$$F_v = 0.5 \times f_m = 0.5 \times 35 \text{ kg/cm}^2 = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

Corte tangencial en juntas

$$F_v = \frac{1-0.9 \frac{f \cdot h}{d}}{0.70} \text{ cuando } 0.5 \leq \frac{d}{h} \leq 1.10$$

$$F = 0.35$$

Corte por tensión diagonal (F_v)

$$F_v = 0.7 f_m = 0.7 \times 35 = 4.14 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.3.7 Diseño de refuerzo

Los esfuerzos por flexión f_b actuantes en muros, que se determinaron en el cálculo y resumidos en las tablas 3 y 4 son menores que el valor encontrado en el cálculo de esfuerzo permisible por flexión F_b , por lo tanto se diseñará con refuerzo mínimo comparando con normas del *Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas* FHA, teniendo a la vista las tablas X, XI y XII que facilitan la distribución de las estructuras de refuerzo de la mampostería.

Caso contrario, o sea $F_b < f_b$ ó $F_f < f_f$

Calcular K en:

$$K^2 - 3K + \frac{6M}{f_m t d^2} = 0 \quad K \leq 1$$

Se recuerda:

$$K = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\dots f_m = 0.20 f'_m [1 - (h/40t)^3]$$

M = momento aplicado sobre el muro.

Cuando la raíz de la ecuación es imaginaria, el momento actuante requiere una zona de compresión mayor a la dimensión del muro, por lo tanto deberá:

a) Cambiar dimensiones del muro

b) Cambiar material

$$j = 1 - \frac{k}{3}; \quad f_s = f_m \frac{n(1-k)}{K}; \quad n = \frac{E_s}{E_m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} = \text{cm}^2$$

(1) Con estribos ϕ No.2 @ 0.20 mts., con extremos doblados a 135° para que queden dentro de la zona confinada de la columna

Tipo Columna	Casa 1 Niv.	Casa 2 Niv.	2o. niv.
"A" Principal	(1)	4 ϕ No.3(C4)4 ϕ No.4(C3)4 ϕ No.3	
"B" Intermedia	(2)	2 ϕ No.3	2 ϕ No.3(C6)2 ϕ No.3
"C" Interbloque		1 ϕ No.3	1 ϕ No.3

Refuerso en lo. nivel
 que refuercen paredes de mamposteria
 Refuerzo minimo para columnas

Tabla X

construcción.
 refuerzos minimos recomendados por normas reconocidas de
 acero en 2, 3 ó 4 soleras, debiéndose comparar con
 Al obtener el dato de Av en cms, se distribuye el

$$S = \text{Altura de muro} - 10 \text{ cm}$$

$$f_s = 0.6 f_v$$

$$d = \text{Long. muro} - 10 \text{ cm}$$

$$F = \frac{f_s \times d}{Av} = \frac{S}{Av}$$

$$F = \frac{S}{Av \times f_s \times d}$$

En caso contrario se diseña con:

Los esfuerzos por corte en muros f_v que se
 determinaron en el cálculo y resumidos en las tablas
 VIII y IX son menores que el encontrado en el cálculo de
 esfuerzo permisible por corte f_v o sea 0.7 $f_t m$.

(2) Con eslabones ϕ No. 2 @ 0.20 mts

(C3), (C4) y (C6) es la forma como se identifican en las especificaciones de los planos elaborados para la construcción del presente proyecto, aparecen en detalles y en la colocación del refuerzo en la planta de cimentación, hojas 3/6 y 4/6

Tabla XI

Material de los Muros	Entre columnas			
	A/A mts.	A/B mts.	A/C; B/C mts.	C/C mts.
Ladrillo perforado tubular, tayuyo o block hueco de arcilla cocida de:				
23 cm	5.00	2.50	1.25(*)	(*)1.00
20 cm	5.00	2.50	1.25(*)	(*)1.00
14 cm	4.00	2.00	1.00	0.80
11 cm	3.00	1.50	1.00	0.80
Piedra labrada	4.00	2.00		
(*) Separación máxima para pines dobles				

Tabla XII

Refuerzo mínimo para soleras que refuercen paredes de mampostería

Tipo de solera	Refuerzo
Hidrófuga	4 ϕ No. 3 estribo No. 2 @ 0.20 mts.
Intermedia (2)	2 ϕ No. 3 estribo No. 2 @ 0.20 mts.
Superior	4 ϕ No. 3 estribo No. 2 @ 0.20 mts.

As mínimo vertical	= 0.0007 d x t
As mínimo horizontal	= 0.0013 d x t
As mínimo total	= 0.002 d x t

La mecánica del cálculo del refuerzo es sencilla y

a la vez muy repetitiva. Por ello se tomarán en cuenta los datos de los muros más altos y largos, afectados por la flexión y el corte respectivamente.

Diseño del muro 1:

a) Diseño a flexión:

$$As = 0.007 \times 525 \times 20 = 7.35 \text{ cm}^2$$

Se utilizan 4 ϕ No. 4 en cada extremo, quedando

colocadas a 3.75 metros por la intercepción del muro dos. Por lo especial de este muro, que a la vez en un extremo pende una hoja de la puerta principal, se coloca una columna tipo dos, según las especificaciones de planos, hoja 4/6, donde se usaron estribos y eslabones como se detallan.

b) Diseño a corte:

$$As = 0.0013 \times 600 \times 20 = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{15.6}{1.267} = 12.31 \text{ varillas.}$$

Lo cual permite construir 3 soleras con varilla No.

4, pero por el espaciamiento máximo entre ellas, se construyen las soleras necesarias y con ello se supera el valor del área de acero (As) requerido, así:

6 soleras con 4 ϕ No. 3

$$As = 6 \times 4 \times 0.7241 = 17.38 \text{ cm}^2 \geq 15.6 \text{ cm}^2$$

Si cumple con el área mínima requerida.

Todas las soleras llevan estribos ϕ No. 2 @ 0.20 m.

Diseño de muro 5:

a) Diseño a flexión:

$$A_s = 0.0007 \times 400 \times 20 = 5.60 \text{ cms}^2$$

$$\frac{5.60 \text{ cm}^2}{.724 \text{ cm}^2/\text{var.}} = 7.73 \approx 8 \text{ varillas}$$

Para el caso particular de este muro, se contruyen dos columnas con 4 ϕ No. 3, superando el valor de A_s requerido y que por la simetría en el espaciamento de las armaduras de techo se construyen a 3 metros de distancia y adicionalmente en el otro extremo una tercera columna tipo 5, porque pendé de ella una hoja de la puerta lateral. El muro contiene un total de area de acero (A_s) de:

$$2 \times 4 \times .7241 + 3 \times .7241 = 7.9651 \text{ cm}^2 \geq 5.60 \text{ cm}^2$$

b) Diseño a corte:

$$A_s = 0.0013 \times 400 \times 20 = 10.40 \text{ cm}^2$$

Con la simetría utilizada en el primer muro calculado, se construyen 4 soleras con 4 varillas No. 3 para sumar un área total de acero:

$$4 \times 4 \times .7241 = 11.59 \text{ cm}^2 \geq 10.40 \text{ cm}^2$$

El acero del cimiento corrido, trabaja también como una solera, constituyendo un refuerzo adicional a lo calculado.

que aparecen en los respectivos planos. Se construyen mochetas en marcos y puertas, para lo cual debe atenderse lo indicado en las especificaciones de trabajo como solera. Este refuerzo está el del cimiento corrido que también intermedia más; y a 5 hileras, 1 de corona. Adicional a hileras de block, 1 intermedia; a 5 hileras de block 1 total, es decir: 1 hidrófuga a nivel del suelo; a 6 0.20 mts., utilizando 4 varillas en cada solera, 4 en Emplear varillas ϕ No. 3 y estribos ϕ No. 2 a cada Refuerzo a corte:

de construcción. adicional a lo calculado y atendiendo reconocidas normas tratarse de estructuras que realicen un trabajo el plano 4/6 y 3/6 en planta de cimentación, por costo es mínimo, de igual manera las que se indican en sus extremos ya que soporta esfuerzos adicionales y su ϕ No. 2 a 0.20 mts., con un confinamiento aceptable en columnas (tipo 4 en detalle de los planos), con estribos Emplear varillas ϕ No. 3 para la construcción de Refuerzo a flexión:

Seguendo la misma mecánica de diseño para cada muro se llega a la conclusión siguiente:
Diseño General:

3.4.4 Diseño de cimiento corrido

3.4.4.1 Datos generales.

Resistencia del concreto	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del suelo	$R_s = 10 \text{ T/m}^2$
Peso del suelo	$= 1600 \text{ kg/cm}^2$
Peso del concreto	$= 2400 \text{ kg/cm}^2$
Cota del cimiento	$= - 0.80 \text{ m}$
Carga viva CV	$= 100 \text{ kg}$

Integracion de carga muerta CM

CM = PPcolumna + PP solera + PP block + PP techo

$$CM = 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 0.24 \text{ m}^3 + 2,400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 4 + 12 \text{ kg/u} \times 60\text{u} + 3,150 \text{ kg}(R_a)$$

$$\text{Carga muerta CM} = 4,830 \text{ kg}$$

Se asume el espesor de cimiento corrido $t = 0.30 \text{ m}$

Se utiliza varillas No. 3; $D = 0.0096 \text{ m}$

Peralte efectivo (d)

$$d = 0.30 - 0.07 - 0.0096$$

$$d = 0.2204 \text{ m}$$

Resistencia neta del suelo (R_{ns})

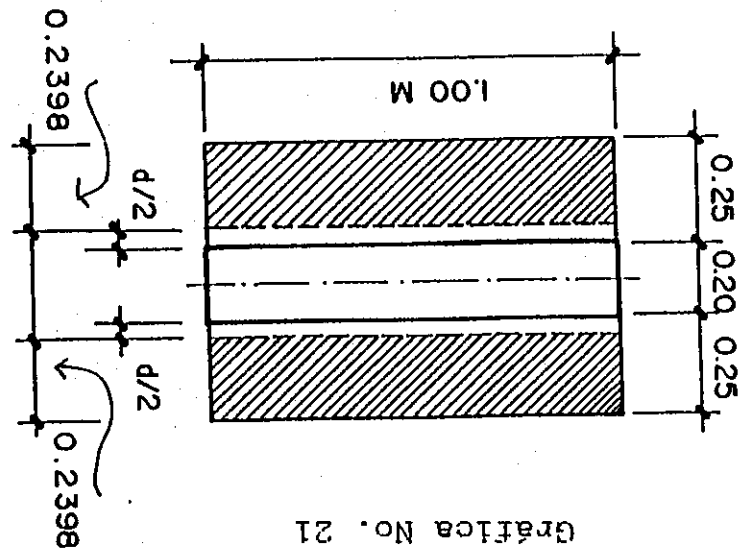
Resistencia total del suelo	$10,000 \text{ kg/m}^2$
Peso del cimiento = $0.30 \times 2,400 = 720$	
Peso del suelo = $0.50 \times 1,600 = 800$	<u>1,520</u>
R_{ns}	$8,480 \text{ kg/cm}^2$

Verificación de resistencia a esfuerzo de corte
 Flexionante (ver gráfica No. 22)

$$v_u \leq 0.53 \phi f'c ; 0.53 \times 0.85 \times f'210$$

$$v_u \leq 6.528 \text{ kg/cm}^2$$

$$[B/2 - (a/2 + d)] = 0.0296 \text{ m}$$

$$v_u \leq \frac{1 \times d}{V_u}$$


Gráfica No. 21

En Fig. 21, $a = 0.2398 \text{ m}^2$

$$v_p \leq 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 0.2204$$

$$d = 0.2204$$

$$V_p = 0.2398 \text{ m}^2 \times 10.607 \text{ T/m}^2 = 2.543 \text{ T}$$

$$V_p = \frac{2.543}{100 \times 22.04} = 1.154 \leq 7.68 \text{ OK}$$

$$d/2 = 0.1102$$

Verificación de resistencia al esfuerzo punzo cortante
 (Ver Gráfica No. 21)

$$q \text{ dis} = \frac{1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}}{1 \times 0.70} = 10.607 = 10.607 \text{ T/m}^2$$

Presión de diseño (q dis)

Asumimos 0.70 m

$$B = \frac{R_{ns}}{CM + CV} = \frac{8.480}{4.830 + 100} = 0.58 \text{ m}$$

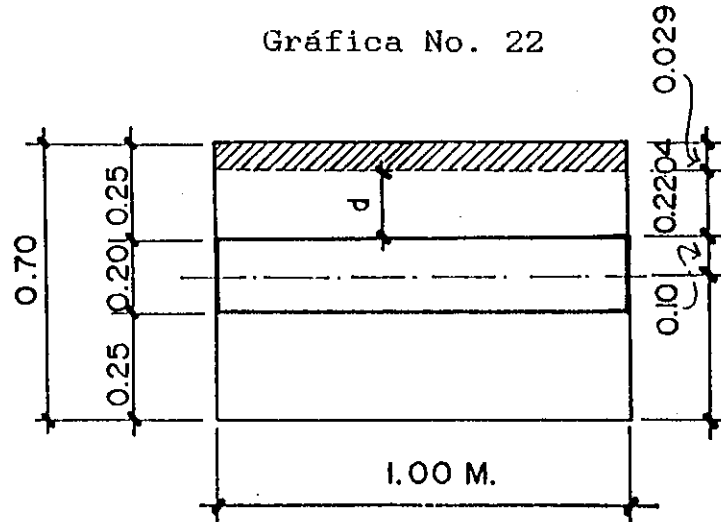
Ancho del cimiento (B)

$$v_u \leq q \text{ dis. } \times 0.0296 \text{ m} \times 1 \text{ m};$$

$$V_u = 10 \text{ T/m}^2 \times 0.0296 \text{ m}^2 = 0.3139 \text{ T}$$

$$v_u = \frac{313.9}{100 \times 22.04} = 0.1424 \leq 6.528 \quad \text{OK}$$

Gráfica No. 22

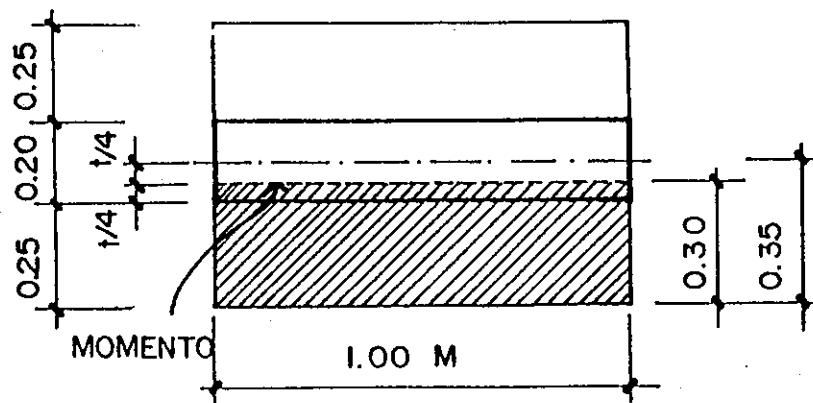


Cálculo de momento flexionante y refuerzo

(Ver 2304 b.2 ACI)

$$B/2 - t/4 = 0.30$$

Gráfica No. 23

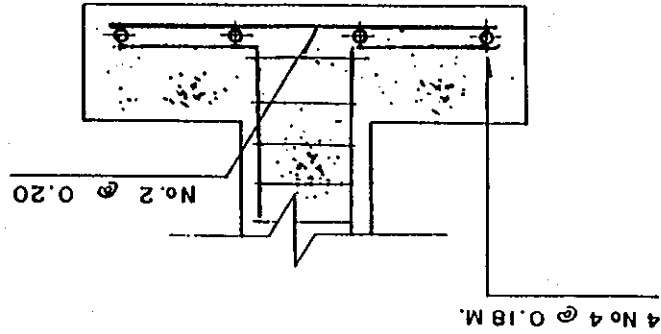


Refuerzo transversal

$$V = 0.30 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 10.607 \text{ T/m}^2$$

$$V = 3.1821 \text{ T.}$$

Para reforzar la estructura y a la vez considerar cualquier variación no prevista en las características del suelo, a pesar de verificarse que no ha sido



Gráfica No. 24

$4 \# 4 = 5.068 > 4.2$ OK
 $A_s = 0.002 \times 30 \times 70 = 4.2 \text{ cm}^2$
 Refuerzo longitudinal
 $4 \text{ No. } 2 = 1.287 > 0.8589$ OK
 Se utiliza hierro No. 2, área = 0.3217 cm^2
 Resolviendo ecuación para A_s ; $A_s = 0.8589 \text{ cm}^2$
 $47,731.5 \text{ kg-cm} = 0.9 \times 2,810 \times A_s [22.04 - (2810 \times A_s)]$
 $1.7 \times 10^4 \times 210$
 donde $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$
 $MU = \phi [A_s f_y (d - a/2)]$
 De fórmula 16-1
 Según la ACI, secc. 1601
 $M = 3.1821 T \times \frac{30}{2} \text{ cm} = 47.7315 T\text{-cm} \approx 47,731.5 \text{ kg-cm}$

alterado, se construyen en cada una de los vértices principales de la estructura, una zapata cuadrada de 0.90 cm. por lado y 0.30 cm. de espesor debajo del cimiento corrido. Con ello se garantiza la estabilidad de la estructura ante la acción de fenómenos naturales no previstos.

Tabla XIII

Longitud de desarrollo de varillas y alambres
corrugados sujetos a tensión

Tamaño de varilla	Longitud min. traslape cms.	Longitud min. traslape pulg.
No. 3	30	12
No. 4	30	12
No. 5	30	12
No. 6	35	14
No. 7	46	18
No. 8	60	24
No. 9	75	30
No.10	102	41
No.11	116	46

Tabla XIV

Proporcionamiento de mezclas de concreto

Tipo de Concreto	Sacos cemento	*Cubetas arena	Cubetas piedrín	Diámetro piedrín
1) Poca resistencia	1	4.5	4	3/4"
2) Mediana resistencia	1	4	4	3/4"
3) Buena resistencia	1	3.5	3.5	3/4"

1) Concretos de poca resistencia se refiere a los utilizados en bases de desagües, pisos, etc.

- 2) Concretos de mediana resistencia se refiere a los utilizados en construcción de aceras, postes, etc.
- 3) Concretos de buena resistencia se refiere a los utilizados en ciimientos, losas, columnas, tanques, etc.
- * La cubeta empleada es la de 5 galones U.S., equivalente a 18.925 litros

4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y MATERIALES PARA LA SELECCIÓN DE TECHO

4.1 Consideraciones para el uso de una estructura de acero

El diseño de marcos en acero a dos aguas se ha venido incrementando debido a sus múltiples usos. Para su análisis se usan fórmulas ya establecidas que facilitan los resultados en cuanto al diseño de los miembros y juntas. En el análisis se consideran y establecen las restricciones en las bases de las columnas. Las fuerzas que pueden desarrollarse son reacciones de cortante, de fuerza axial y de momento, cuando una base se diseña para resistir momento se le llama "empotrada" y cuando no puede transmitir momento, base "articulada". Aunque la columna esté ligada rígidamente a la cimentación, puede presentarse una cierta rotación, debido al movimiento de la zapata y a la deformación del suelo que la rodea, por tanto, no puede garantizarse el uso de una base empotrada, a menos que se construya el marco sobre roca firme o alguna otra cimentación extremadamente rígida. La condición de base "articulada" puede obtenerse simplemente suministrando pernos de anclaje solo en el plano de eje neutro o bien en marcos pesados, utilizando un pasador de acero.

Si las condiciones lo permiten, es mejor utilizar

Para un marco rígido dado, con carga y condiciones de apoyo conocidas, la determinación de las reacciones, de las fuerzas y momentos internos es un problema estáticamente indeterminado; su solución requiere la consideración de las relaciones carga-deformación de los elementos componentes del marco. Si dichas relaciones son lineales, es decir, si el material del marco es

Marco teórico

General, ahorros apreciables. reducción de la altura de muros, ocasionan, por lo la sencillez y rapidez de montaje, así como la posible mayores que una estructura de columnas y armaduras, pero metros. Esto demanda cantidades de acero ligeramente espaciamiento entre marcos puede variar de 4.50 a 12.00 hasta 60 metros con cargas de techo ordinarias, el atractivas y económicas para claros que varían desde 9 soldadas. Ocasionalmente pueden obtenerse estructuras armados, con conexiones remachadas, atornilladas o Estos pueden hacerse de perfiles laminados o de miembros transmitir momentos, así como carga axial y cortante. se consideraran marcos rígidos cuyas conexiones deben Existen diferentes tipos de estructuras de acero, principal y la cimentación.

secciones articuladas en la base, las cuales presentan detalles de unión más sencillos entre la estructura

elástico y los esfuerzos no exceden los valores del límite de elasticidad, pueden utilizarse métodos basados en la teoría de la elasticidad para determinar las fuerzas y momentos internos. Si tienen lugar deformaciones plásticas, esto es, si las deformaciones locales aumentan sin que aumenten los esfuerzos, pueden determinarse las fuerzas y momentos por medio de métodos basados en la teoría plástica.

Existen dos grupos principales de análisis: el *método elástico*, cuya base está en la aplicación de cargas de servicio, y la *limitación de los esfuerzos de la estructura a valores en el rango elástico*, muy por abajo del límite de fluencia del material. Dichos valores límites vienen dados usualmente por el resultado de dividir la magnitud del límite de fluencia por un cierto factor de seguridad, el cual es obtenido de códigos; entre estos métodos se encuentra el de distribución de momentos (cross), pendiente-deflexión, etc.

Los métodos plásticos están basados en cargas mucho mayores que aquellas a las cuales están sometidas las estructuras. El valor de dichas cargas se obtiene multiplicando el valor de las cargas de servicio por un factor de seguridad, y el valor a que se limitan los esfuerzos de la estructura es el del límite de fluencia. Con esto aún se tiene un factor de seguridad extra, ya

El análisis preliminar de una estructura de concreto que permita cubrir las luces del edificio que se tiene en proyecto construir, indica que se necesita de una losa con un espesor mayor a los 15 centímetros. Por esta razón, se debe realizar el diseño de una losa nervurada en ambos sentidos, haciendo que en el proceso

4.2 Consideraciones para el uso de una estructura de concreto

Leves a livianos. Laterales generadas por el viento o por terremotos de diseño del contraventado para tomar todas las fuerzas variable o parabólica. También debe considerarse el acartelamiento, que puede ser de sección uniforme, cada caso, sus apoyos, su cumbrera y en especial su Los marcos a utilizarse deberán de diseñarse para *instantáneo de rotación y el método del triángulo.* Entre dichos métodos se encuentran el del centro basados en el principio de desplazamiento virtuales. Los métodos de análisis plástico están generalmente sobrecargas.

que no se está utilizando la resistencia última del material. La idea de estos métodos de análisis y diseño es que la estructura estará trabajando en condiciones similares a las de los métodos plásticos, pero se prevé el comportamiento de la estructura bajo el efecto de

constructivo, si éste fuera el caso, se requiera especial atención en las dimensiones de los encofrados (madera, metal, fibra de vidrio y otros) y el respectivo soporte de ellos. También se debe prestar atención en los refuerzos de los muros, soleras, columnas y cimientos, para asimilar la carga muerta de la misma, no justificándose su construcción porque no se tiene considerado aprovechar el espacio de un segundo nivel y también por el costo que esto representa. Adicionalmente, el concreto necesita una dosificación y curado con constante supervisión unido a la dificultad de encontrar arena y grava adecuadas, por lo que se requiere de fácil acceso al lugar y una planta mezcladora cercana por el volumen que se necesita preparar, pues de realizarse en condiciones adversas, su resistencia está limitada a valores bajos.

4.3 Análisis comparativo acero-concreto

En el medio, y principalmente en obras de carácter social en el área rural, la utilización de estructuras de acero tienen ventaja en relación al concreto, porque da lugar a mayor control de calidad en el mismo taller, facilidad de erección, manipuleo y desde el punto de vista arquitectónico se pueden obtener grandes luces entre soportes. Lo anterior lleva a concluir que entre una estructura de acero y una estructura de concreto es

preferible utilizar una estructura de acero, siempre y

cuando las condiciones lo permitan. Para el presente

caso, no son aplicables ambas soluciones por las

siguientes razones:

- No se cuenta con un acceso que permita el

ingreso de maquinaria pesada para el traslado

de grandes volúmenes de materiales finos,

gruesos y aglomerantes para la elaboración de

mezclas y concreto, unidades de estructuras de

acero, grúas, maquinaria en general, etc.

- No se cuenta con energía eléctrica en el

lugar.

- Por la ubicación de la edificación, se debe

librar el paso de un río sin infraestructura

adecuada (puente).

- Para llevar a cabo una construcción de tal

envergadura empleando concreto o acero, no se

cuenta con mano de obra calificada y hábil en

el uso de maquinaria.

- Los recursos son limitados, debiéndose

optimizar los disponibles al máximo.

4.4 Análisis comparativo de una estructura de acero y una armadura de madera

Para realizar una comparación que tenga sustento técnico, en la sección III se describe el análisis y diseño de ambas estructuras, donde se indican los materiales que se necesitan y sus respectivas especificaciones.

Por las limitantes que existen, se ha optado por la construcción propuesta, es decir, la armadura tipo *Howe* en madera, utilizando los principios de tecnología apropiada y desarrollo sostenible, aplicados en la utilización de madera local para la construcción. Se emplearon costaneras, machiambre, la armadura de techo y las formaletas necesarias, con muros de mampostería de block y ladrillo de barro cocido, que son fabricados en la localidad o trasladados de puntos cercanos, en vehículos livianos.

Los beneficiarios transportan al lugar de la construcción el hierro de refuerzo, madera, cemento, cal, grava, piedra, arena, lámina de zinc, ventanería, puertas, insumos y herramientas sin costo alguno, siendo una respuesta al aporte ofrecido, evitando grandes vías de acceso, maquinaria y transporte pesado.

estructura principal, es decir, para cubrir el área de Hasta aquí solamente se ha estimado la cubierta de la 10 costaneras de 4"x5"x 8.20' x 2 p. = 273.34 pie-tabla 4 miembros superiores de 7"x5"x 17.7' = 206.50 pie-tabla para cubrir el área tributaria que corresponde, así:

similares a los de las armaduras y las 10 costaneras Fachada frontal y posterior, se instalan con dimensiones miembros superiores, soportados por los muros de la armaduras empleadas. Para los extremos se tiene cuatro total debe multiplicarse por 7, que es el total de las que soportan el área tributaria del techo, por lo que el corresponden a cada armadura. Incluyen las costaneras

Las cantidades anteriormente calculadas

10 costaneras de 4"x5"x 8.20'	=	136.67	pie-tabla
2 miembros internos de 4"x4"x 6.98'	=	18.62	pie-tabla
2 miembros internos de 4"x4"x 5.89'	=	15.71	pie-tabla
1 miembro inferior de 7"x5"x 32.8'	=	95.67	pie-tabla
2 miembros superiores de 7"x5"x 17.7'	=	103.25	pie-tabla

siguientes:

La madera empleada para la armadura tipo Howe es de ciprés blanco y las cantidades empleadas son las

4.4.1.1 Costo de una armadura de madera tipo Howe

4.4.1 Análisis de costos entre una estructura de acero y una armadura de madera

10 x 20 metros.

Para el cielo falso, se utiliza reglilla de 2" x 1" x 8', separadas 1", suspendidas de las 10 costaneras perpendiculares que se apoyan sobre los miembros inferiores de las armaduras.

10 costaneras de 4" x 5" x 8.20' x 8 p.= 1,094 pié-tabla
985 reglillas de 2" x 1" x 8' = 1,314 pié-tabla

El total de madera empleada incluyendo un 5% por desperdicios, dá la cantidad de 5,750 pié-tabla. El costo total por la madera empleada sin incluir instalación, tratamiento y transporte, se calcula en Q34,500.00. A esto se agrega el valor del pentaclorofenol empleado en su tratamiento, el valor de las tres varillas de acero que trabajan a tensión en cada armadura y sus respectivas platinas de anclaje, tuercas, roldanas, roldanas de presión, a un costo para las 7 armaduras de Q6,055.22. También se agrega el valor de la lámina galvanizada calibre 26 para la cubierta del techo, con un costo estimado de Q4,779.09, más el valor de la mano de obra por el montaje de las armaduras, costaneras y el enlaminado, estimado en Q13,625.62, lo que da un valor total de Q58,959.93.

4.4.1.2 Costo de una estructura de acero

De acuerdo a los datos obtenidos en el cálculo que

En todos los casos no se considera la utilización de canales para encauzar las aguas pluviales del techo y sus bajadas, así como tampoco se incluye el transporte respectivo. Se puede apreciar que la estructura Howe de madera es más económica que las tijeras de metal fabricadas con acero. No solamente cuando se considera

costo total de construcción de 959,778.00

Se solicitaron en el mercado, presupuestos de construcción de estructuras metálicas para cubrir el área descrita y que se ofrecen como alternativa. Se recibió una propuesta para su construcción, utilizando tres tijeras de costanera adosada de 2" x 8", costanera liviana, lámina acanalada galvanizada calibre 26, pintura anticorrosiva y los costos respectivos de fabricación, transporte, montaje y enlaminado, para un

un valor total de 961,992.00.

se desarrolló en el capítulo anterior, donde se define utilizar una estructura empleando perfil I, tipo Mixte con costaneras de perfil C de 2" x 4", miembros inferiores a tensión de 1/2", tensores de 3/4", incluido el transporte, el valor de la pintura anticorrosiva y su aplicación, la lámina acanalada galvanizada y el valor de mano de obra por el montaje de las tres tijeras con sus costaneras y el enlaminado de la cubierta. Esto da

el costo por su adquisición sino porque, en este caso en particular, todo el material fué proporcionado por los beneficiarios en forma gratuita. Por consiguiente, después de un análisis concienzudo y adecuado de todos los factores que intervienen, lo que se determina construir para el proyecto es lo que técnica y financieramente resulta más conveniente.

CONCLUSIONES

- 1 Al finalizar la construcción del proyecto, como resultado de la planificación y del diseño, se pudo apreciar que se crearon las condiciones para albergar masivamente a la población rural que habita en la zona, quienes ahora cuentan con una infraestructura que contribuye a la promoción religiosa, social y cultural, para preservar sus costumbres, sus valores morales, su identidad cultural y su idiosincrasia.

- 2 Quedó plasmada en una obra física, la proyección de la Universidad de San Carlos de Guatemala, que respondió a las demandas de la población rural del país. Aportó al recurso humano calificado para realizar la planificación, diseño y ejecución de lo que a criterio de las comunidades fué prioritario.

- 3 Se dejó capacitado al personal local que participó en el proceso constructivo, para que en lo sucesivo aplique normas y técnicas de construcción adecuadas, de manera que les permita, en el futuro, realizar edificaciones

CONTENIDO

seguras y duraderas.

4 Se fomentó en la comunidad el trabajo de equipo en la ejecución de sus proyectos, el cual es fundamental para la consolidación de su desarrollo.

5 El material local se obtuvo de fuentes cercanas en calidad de donación, en especial la madera. Esto redujo sustancialmente las aportaciones monetarias que se necesitaron para el proyecto y se eliminó un gasto considerado; necesario. Además, el transporte de todos los materiales empleados fué un aporte muy significativo de la comunidad, quienes proporcionaron la mano de obra.

6 La realización del ejercicio profesional supervizado (EPS), permitió al estudiante la confrontación teórico-práctica en la planificación y ejecución de la obra, quien con la guía del Asesor Supervisor aplicó en forma científica y además eficiente, los conocimientos adquiridos a lo largo de su formación profesional.

RECOMENDACIONES

- 1 La Comunidad debe realizar periódicamente una evaluación de las estructuras, especialmente la armadura de madera, ya que a pesar de haberse aplicado pentaclorofenol como tratamiento químico contra hongos, insectos y roedores, al cabo de un tiempo prudencial ésta puede ser atacada por los mismos y por lo consiguiente debilitar su resistencia a los esfuerzos a que es sometida.

- 2 La Universidad de San Carlos de Guatemala, debe continuar apoyando a los sectores poblacionales que así lo requieran, con recursos materiales y humanos, en todas las actividades multidisciplinarias que intervienen en el desarrollo de sus proyectos. Esto permite que el practicante adquiera destreza y confianza en el quehacer profesional de su carrera.

- 3 El practicante debe emplear recurso humano del lugar en el proceso de la construcción, para que éste pueda capacitarse y conocer los elementos estructurales que

intervienen en la obra. Además permite que existan en las comunidades rurales personas que puedan dar referencias si no se tienen a mano los planos respectivos y así poder realizar con acierto, cualquier actividad de mantenimiento.

- 4 La comunidad debe realizar una renovación de sus recursos naturales, habiéndose ya iniciado un programa de reforestación a nivel local y especialmente en las áreas donde fué cortada la madera, actividad que debe continuar.

BIBLIOGRAFÍA

Bresler, Lim y Scalzi, Diseño de Estructuras de Acero, Editorial LIMUSA. México, 1973.

De Paz Albi, Carlos R., Diseño de Cimientos de Concreto Reforzado para Edificios, Según el Método de Diseño a la Ruptura (Código ACI 318-63), Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,966.

Flores Morales, José Encarnación, Uso tecnológico de la madera en la construcción, Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,970.

Gandara G., José Luis, Cálculo de Iluminación Natural para Edificios, Tesis de graduación de Arquitecto, Facultad de Arquitectura, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1,980.

Monzón Arriola, Carlos Enrique, Control de la calidad del concreto en Guatemala, Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,995.

Neufert, Ernest, Arte de Proyectar en Arquitectura, Gustavo Gili S.A. Duodécima edición., Barcelona, 1,983.

Parker, Harry, Diseño simplificado de Estructuras de Madera, LIMUSA. México. 1,988.

Richardson Echeverría, Roberto Arturo, Análisis y Diseño de Mampostería Reforzada para Guatemala, Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,976.

**ANEXO UNO
INTEGRANTES DEL COMITÉ**

COMITÉ PRO-CONSTRUCCIÓN DE ORATORIO
PARAJE PANICTACAJ

BARRIO SANTA CATARINA
MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN

Presidente
Vice-presidente
Secretario
Tesorero

Víctor Abac Cuyuch
Esteban Ceferino Tzoc
Julio Napoleón Pérez
Martín Hernández Ajanel

Vocal primero
Vocal segundo
Vocal tercero
Vocal cuarto
Vocal quinto
Vocal sexto
Vocal séptimo
Vocal octavo
Vocal noveno

María Magdalena Hernández
Elvia Vicente Hernández
Juana Tella
Antonia Acabal
Paula Petronila Elías
Santa Eusebia Ambrocio
Alejandro René Tzun Itzep
Estanislao Reyes Chanchavac
Rufino Tzoc Poror

Coordinador

Pedro Acabal Saquil.

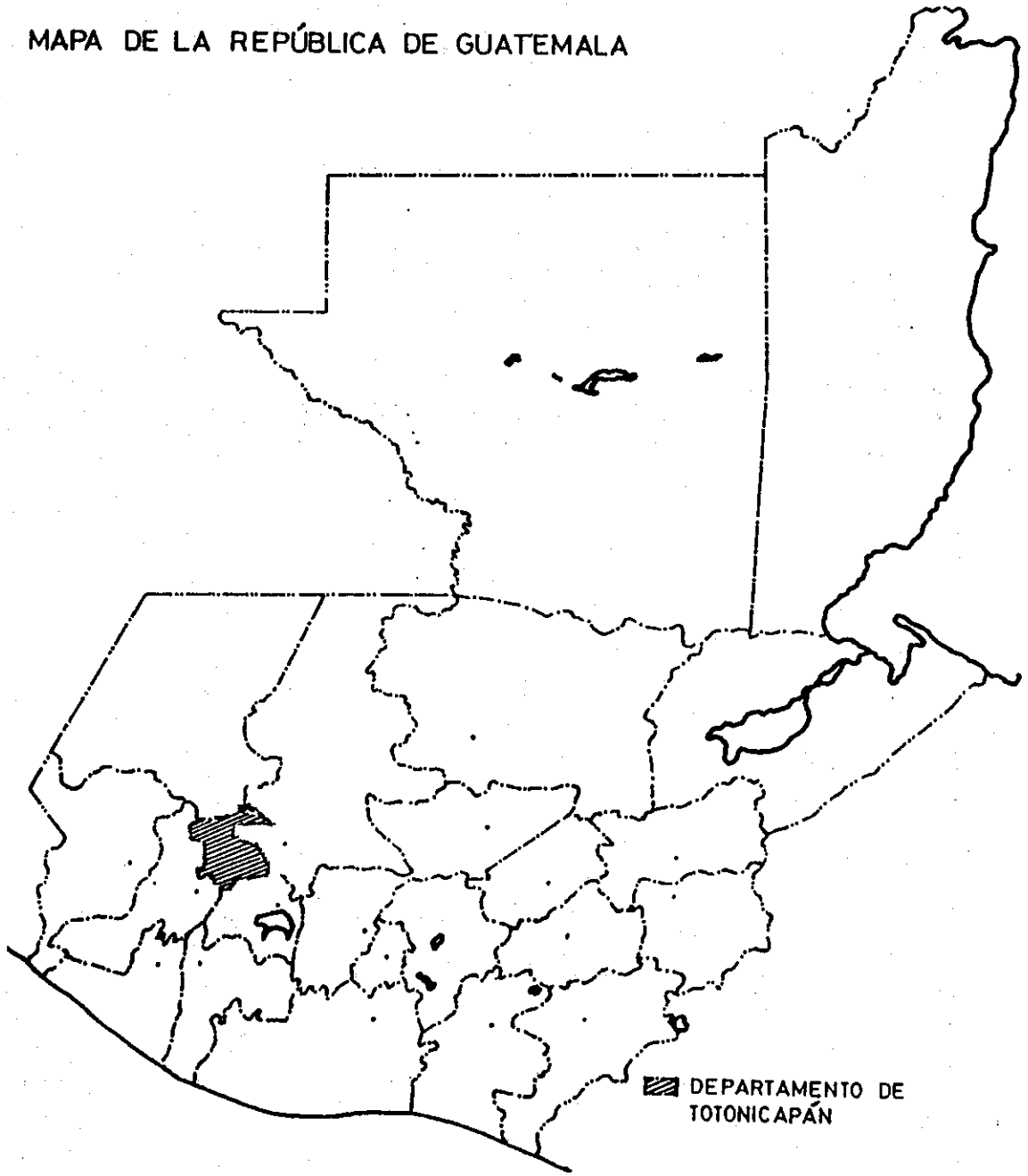
Asesor Supervisor

Ing. Hugo Rolando Bosque M.

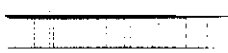
ANEXO DOS
MAPAS GEOGRÁFICOS Y CROQUIS
DE ACCESO

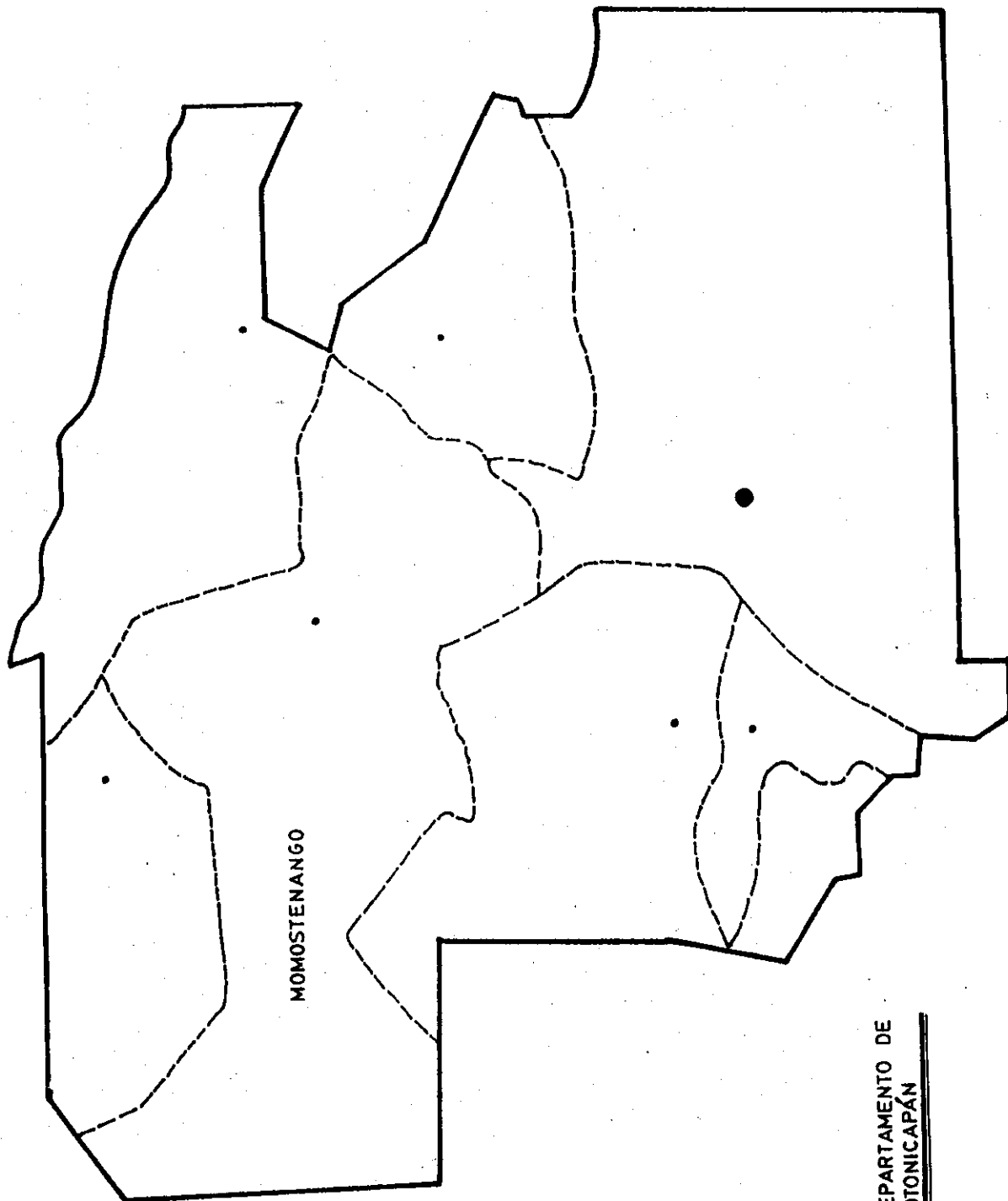
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

MAPA DE LA REPÚBLICA DE GUATEMALA



DEPARTAMENTO DE
TOTONICAPÁN

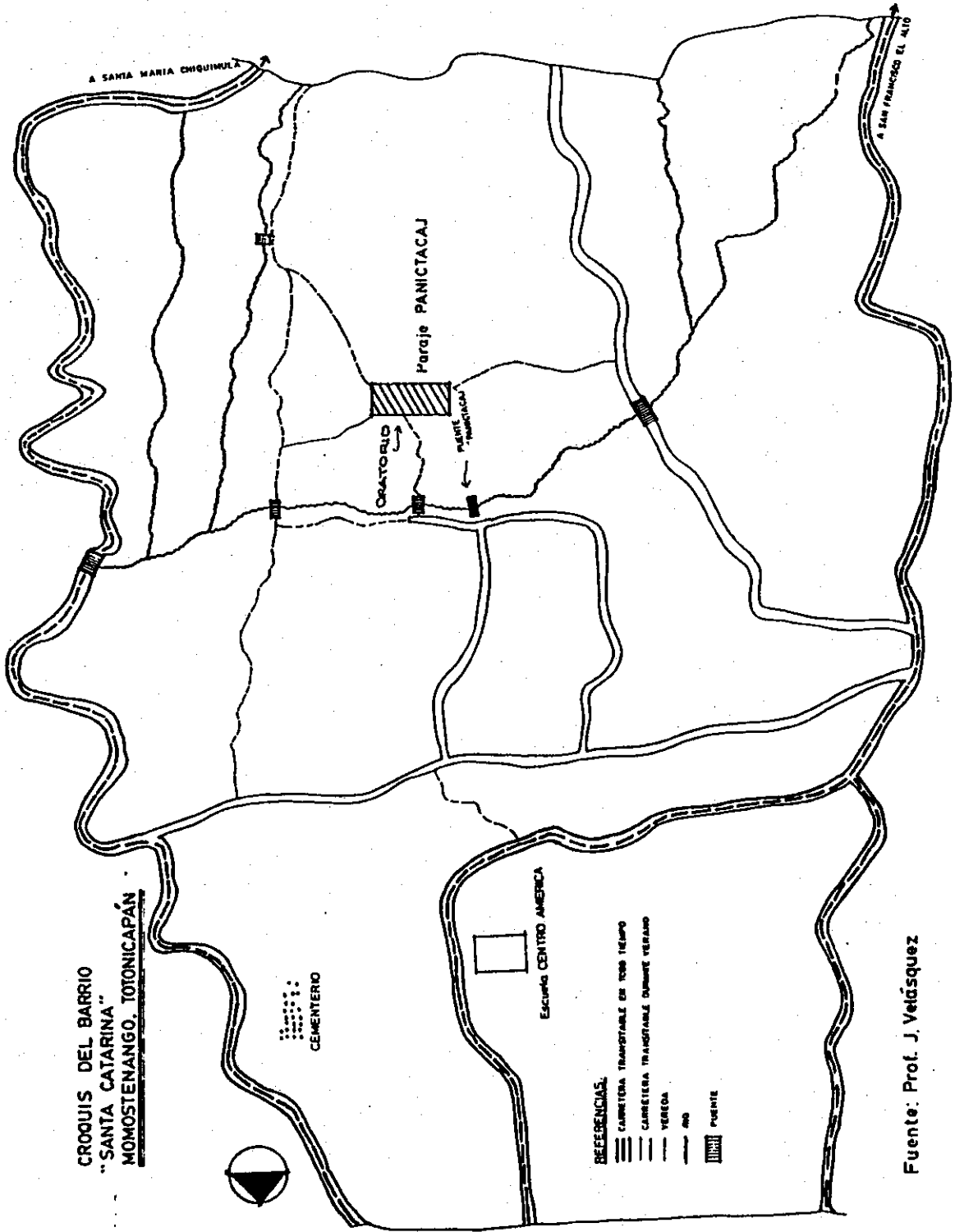




MOMOSTENANGO

DEPARTAMENTO DE
TOTONICAPÁN

**CROQUIS DEL BARRIO
"SANTA CATARINA"
MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN**



Fuente: Prof. J. Velásquez

**ANEXO TRES
COSTOS Y CRONOGRAMA
DE LA OBRA**

PRESUPUESTO RESUMIDO

Presupuesto No.

01

IGLESIA EPS GUSTAVO ZEA

RENGLON	DESCRIPCIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1 TRABAJOS PRELIMINARES					
	>LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	METRO 2	528.00 Q	7.82 Q	4,130.44
	>BODEGA, GUARDIANÍA	METRO 2	32.50 Q	15.65 Q	508.48
	MOVIMINETO DE TIERRAS	METRO 3	96.25 Q	46.94 Q	4,517.67
	Total Etapa	1.....		Q	9,156.59

2 CIMENTACIÓN					
	>EXCAVACIÓN/CORTE	METRO 3	33.48 Q	39.70 Q	1,329.30
	>TRAZO Y ESTAQUEADO	METRO L	91.60 Q	9.00 Q	824.73
	>RELLENO COMPACTADO M.O.	METRO 3	15.81 Q	21.18 Q	334.87
	/SOL. 20*20 4 N.3+N.2/15	METRO L	91.60 Q	68.86 Q	6,307.15
	/C.C. 20*50 3 N.3+N.2/20	METRO L	91.60 Q	85.90 Q	7,868.73
	>LEV.BLOCK POMEZ 20 RUSTIC	METRO 2	38.48 Q	69.37 Q	2,669.43
	/ZAPATA 1*1*.25 10 N.4 A 10 AS	UNIDAD	1.00 Q	328.85 Q	328.85
	/ZAPATA 0.8*0.8*0.20 8 N.4 A 10 AS	UNIDAD	2.00 Q	192.47 Q	384.94
	Total Etapa	2.....		Q	20,048.01

3 LEV. MUROS Y COLUMNAS					
	>ANDAMIO 2 NIVELES	METRO L	73.28 Q	38.82 Q	2,844.64
	/SOL. 10*15 2 N.3+N.2/20	METRO L	14.78 Q	31.96 Q	472.30
	>LEV.BLOCK POMEZ 10 RUSTIC	METRO 2	20.40 Q	49.96 Q	1,019.24
	/COL. 20*20 4 N.3+N.2/20	METRO L	11.36 Q	297.49 Q	3,379.46
	/COL. 15*20 4 N.3+N.2/20	METRO L	51.12 Q	63.03 Q	3,221.85
	>LEV.BLOCK POMEZ 20 CIZ/2C	METRO 2	205.20 Q	69.45 Q	14,250.28
	/SOL. 15*20 4 N.3+N.2/20	METRO L	139.90 Q	56.24 Q	7,867.36
	/COL. 10*15 2 N.3+N.2/15 DESGL	METRO L	22.72 Q	33.14 Q	752.85
	/COL. 20*20 4 N.4+N.2/20	METRO L	135.08 Q	75.05 Q	10,138.38
	>LEV. LAD. SOGA RUSTIC.	METRO 2	36.04 Q	120.37 Q	4,338.06
	/COL. 30*30 4 N.4+ 4 N.3 + N. 2/15 D	METRO L	4.68 Q	144.87 Q	677.99
	/COL. 20*30 4 N.4+ 2 N.3 + N. 2/15	METRO L	27.44 Q	120.59 Q	3,308.97
	/V. 20*20 4 N.4 COR+2N.3 TENSI	METRO L	15.00 Q	105.24 Q	1,578.58
	/V. SOBRE PUERTA 20*25/40	METRO L	2.70 Q	148.71 Q	401.51
	Total Etapa	3.....		Q	54,251.46

RENGLON	DESCRIPCIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
4 TECHOS					
	CONSTRUCCIÓN DE ARMADURA DE TECHO LÁMINA IGLESIA	METRO 2	331.50 Q	177.86 Q	58,959.93
	Total Etapa	4.....		Q	58,959.93

5 PISOS						
>PISO CEMENTO LIQUIDO	METRO 2	190.38	Q	74.24	Q	14,134.34
>TORTA CONCRETO 0.07 + CERN.	METRO 2	24.00	Q	73.80	Q	1,771.20
Total Etapa	5.....				Q	15,905.54
6 PUERTAS						
>PUERTAS/PLYWOOD 2.10 * 0.70	UNIDAD	1.00	Q	982.13	Q	982.13
>PUERTAS/PLYWOOD 2.10 * 1.00	UNIDAD	1.00	Q	842.28	Q	842.28
>PUERTAS/PLYWOOD 2.10 * 0.80	UNIDAD	1.00	Q	706.78	Q	706.78
>PUERTAS/TABLERO 3.75 * 1.10	UNIDAD	2.00	Q	3,468.45	Q	6,936.90
/PUERTAS/TABLERO 2.50 * 2.40	UNIDAD	1.00	Q	5,256.85	Q	5,256.85
Total Etapa	6.....				Q	14,724.95
7 VENTANERÍA						
>VENTANERÍA MARCO HIERRO+ VIDRIO	METRO 2	41.63	Q	300.37	Q	12,504.24
Total Etapa	7.....				Q	12,504.24
8 ACABADOS						
>CERNIDO * METRO 2	METRO 2	674.86	Q	27.23	Q	18,377.92
>REPELLO PARED+ENSA.+ANDAMIOS	METRO 2	674.86	Q	40.74	Q	27,492.18
Total Etapa	8.....				Q	45,870.10
9 CAMPANARIO						
CAMPANARIO	UNIDAD	1.00	Q	650.03	Q	650.03
Total Etapa	9.....				Q	650.03
RENGLON	DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		TOTAL
10 ALTAR DE IGLESIA						
ALTAR 2.16 * 0.70	UNIDAD	1.00	Q	699.99	Q	699.99
Total Etapa	10.....				Q	699.99
11 BASE DE IMAGEN						
BASE DE IMAGEN	UNIDAD	1.00	Q	674.97	Q	674.97
Total Etapa	11.....				Q	674.97
12 ELECTRICIDAD						
>TOMACORRIENTES 110 V.	UNIDAD	7.00	Q	477.04	Q	3,339.30
ILUMINACION	UNIDAD	16.00	Q	649.14	Q	10,386.32

Total Etapa 12..... Q 13,725.62

13 RED DE AGUA POTABLE

INST. AGUA POTABLE METRO L 25.60 Q 26.35 Q 674.47

Total Etapa 13..... Q 674.47

14 RED DE DRENAJES

POZO DE ABSORCIÓN UNIDAD 1.00 Q 1,234.75 Q 1,234.75

RED DE DRENAJES METRO L 10.00 Q 91.51 Q 915.12

Total Etapa 14..... Q 2,149.87

GRAN TOTAL Q 249,995.77

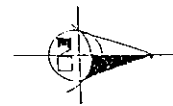
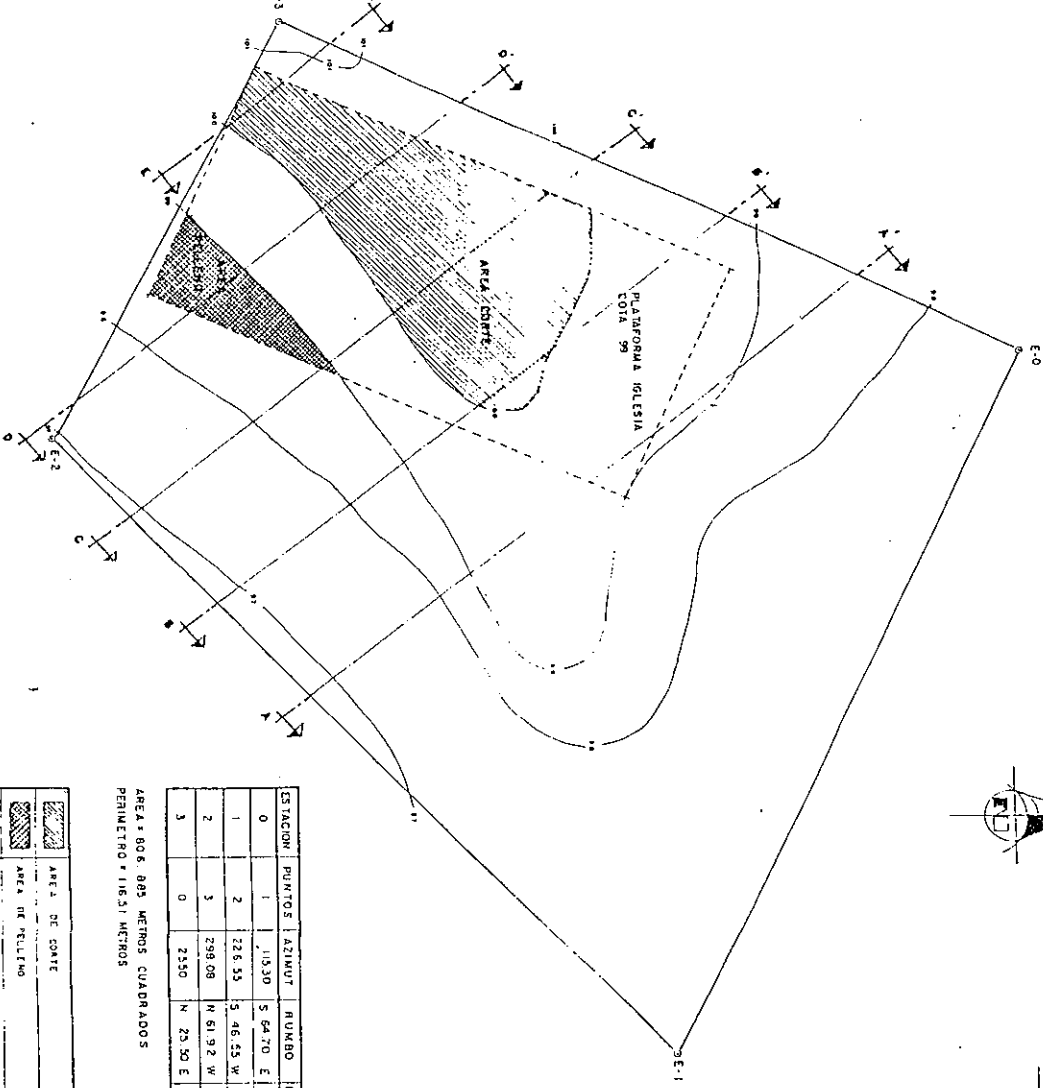
PROGRAMA DE INVERSIÓN Y EJECUCIÓN
PRÁCTICAS DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

	RENGLON	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	TOTAL %	TOTAL Q
1	TRABAJOS PRELIMINARES	100% 9,156.59							100%	Q 9,156.59
2	CIMENTACIÓN		100% 20,048.01						100%	Q 20,048.01
3	LEV. MUROS Y COLUMNAS		15% 8,137.72	30% 16,275.44	30% 16,275.44	25% 13,562.87	40% 23,583.97		100%	Q 54,251.46
4	TECHOS					60% 35,375.96	35% 6,568.94	65% 10,338.60	100%	Q 58,959.93
5	PISOS							100% 14,724.95	100%	Q 14,724.95
6	PUERTAS							100% 12,504.24	100%	Q 12,504.24
7	VENTANERÍA					100% 45,870.10			100%	Q 45,870.10
8	ACABADOS				100% 650.03				100%	Q 650.03
9	CAMPANARIO					100% 699.99			100%	Q 699.99
10	ALTAR DE IGLESIA					100% 674.97			100%	Q 674.97
11	BASE DE IMAGEN					50% 6,862.81	50% 6,862.81		100%	Q 13,725.62
12	ELECTRICIDAD				100% 674.47				100%	Q 674.47
13	AGUA POTABLE			25% 637.47	75% 1,812.40				100%	Q 2,149.87
14	DRENAJES								100%	Q 2,149.87
	TOTAL PORCENTAJES	Q 4% 9,156.59	Q 15% 28,186.73	Q 7% 16,812.91	Q 8% 19,212.34	Q 41% 103,046.69	Q 14% 36,013.72	Q 15% 37,667.79		Q 249,985.77
	TOTAL ACUMULADO	Q 4% 9,156.59	Q 15% 37,342.32	Q 22% 54,155.22	Q 29% 73,367.57	Q 71% 178,414.26	Q 85% 212,427.98	Q 100% 249,985.77		

**ANEXO CUATRO
PLANOS DE CONSTRUCCIÓN**

PLANTA MOVIMIENTO DE TIERRAS

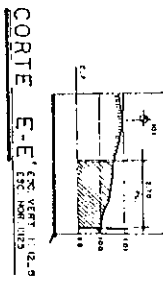
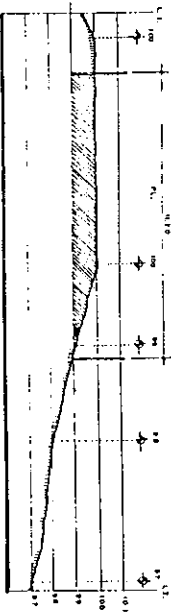
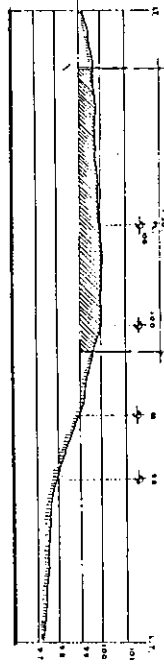
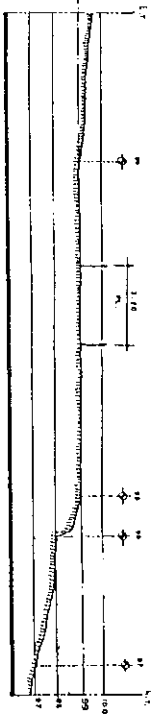
ESC. 1:12.5



ESTACION	PUNTOS	AZIMUT	RUMBO	DISTANCIA
0	1	113.30	S 64.70 E	31.53
1	2	228.53	S 46.53 W	36.63
2	3	298.08	N 61.92 E	19.13
3	0	23.50	N 23.50 E	31.20

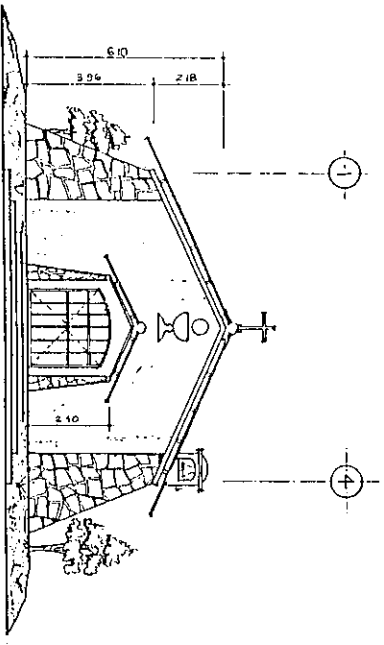
AREA: 806.825 METROS CUADRADOS
PERIMETRO: 116.51 METROS

AREA DE CORTE	AREA DE RELLENO
AREA DE PLATAFORMA	LIMITE DE TERRENO

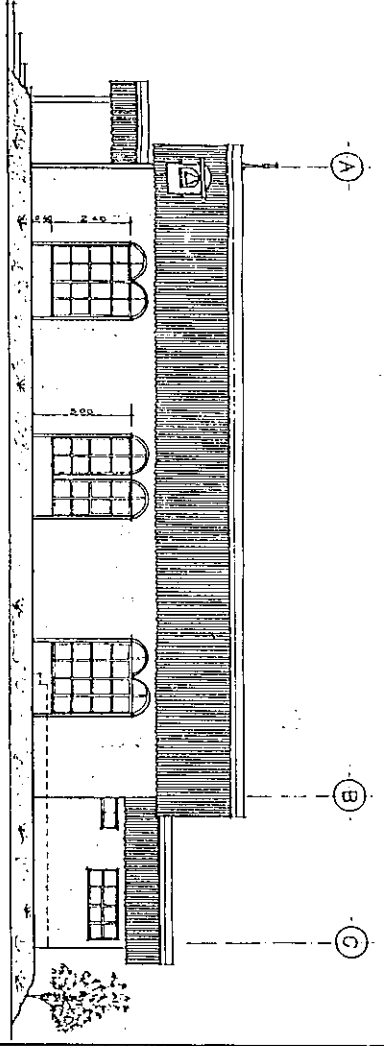


PROYECTO: IGLESIA CATOLICA
CONTENIDO: TOPOGRAFIA

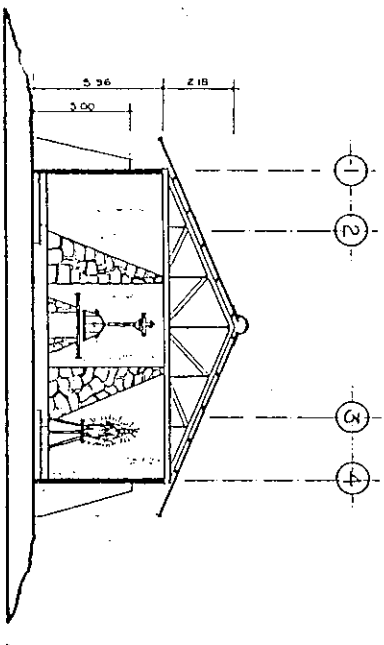
INSTITUCION	UNIVERSIDAD DE COOPERACION
INSTITUTO	UNIDAD EPS
ASOCIACION	ASOCIACION "LIDERES DEL MAÑANA"
PROYECTO	IGLESIA CATOLICA
CONTENIDO	TOPOGRAFIA
NOMBRE	SANTA CATARINA
NUMERO	MONTEFALCÓN
DEPARTAMENTO	TOCUCAYAN
FECHA	MARZO 1989
ELABORADO	M. S. SUPERVISOR 273



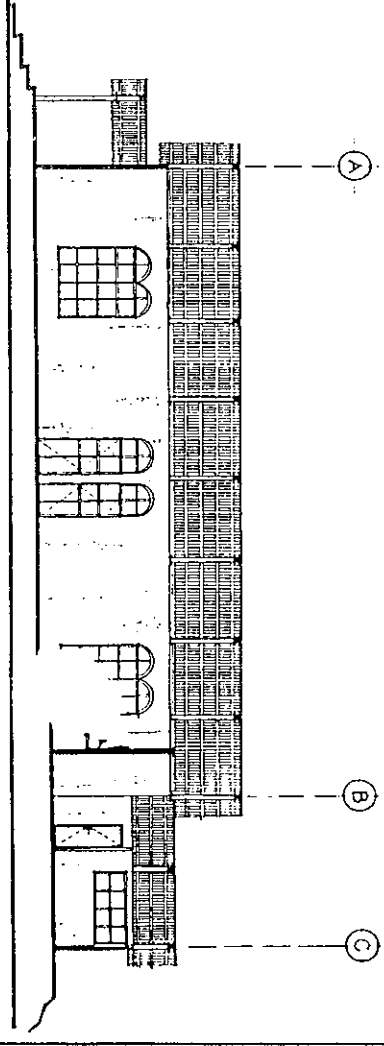
FACHADA PRINCIPAL
Esc. 1:100



FACHADA LATERAL DERECHA
Esc. 1:100

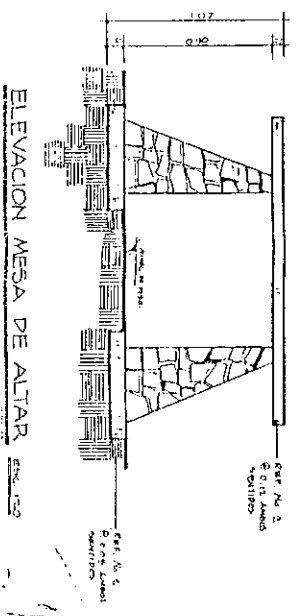
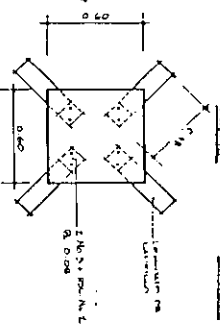
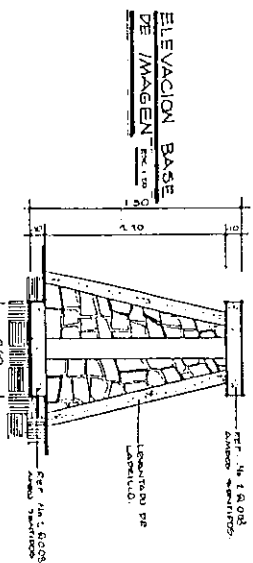
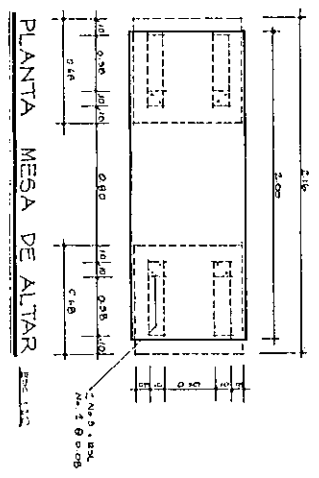
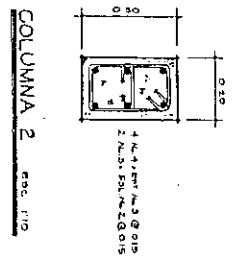
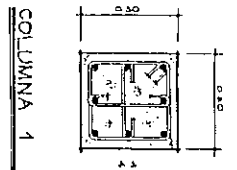
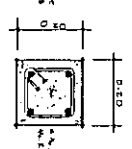
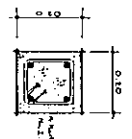
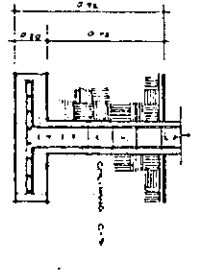
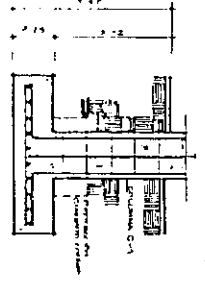
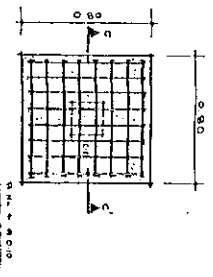
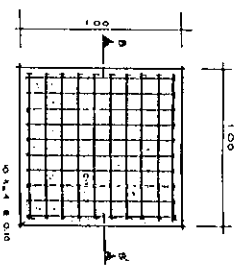
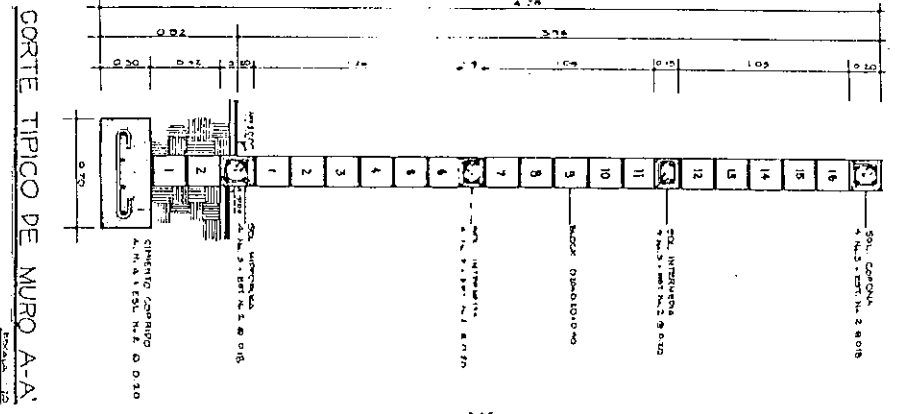


SECCION A-A
Esc. 1:100



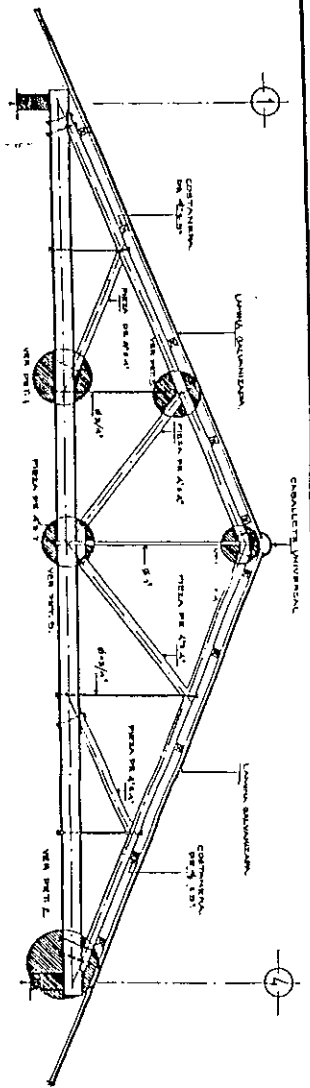
SECCION B-B
Esc. 1:100

		FACULTAD DE INGENIERIA	
		CONVENIO DE COOPERACION UNIDAD E.P.S. DEL MANANÁ*	
TOPOGRAFIA, DISEÑO QUAYAO A. ZEA DISEÑO Y EJECUCION PUERTO A. ZEA		PROYECTO IGLESIA CATOLICA	
INDICIO MARZO 1998		CONFESION DE FIDELIDAD FACHADAS + SECCIONES	
LUGAR BOUTERILLA		MUNICIPIO SANTA CATARINA DEPARTAMENTO TOTORICALMAN	
LIC. AYRA DE GONZALEZ		LIC. AYRA DE GONZALEZ	
2		6	

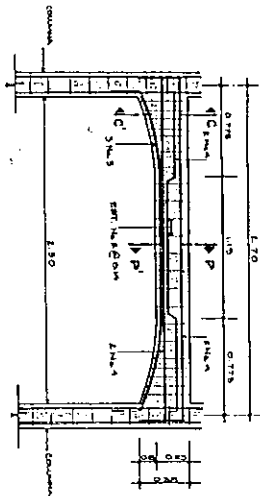


		FACULTAD DE INGENIERIA CONVENIO DE COOPERACION UNIPAD E.P.S. ASOCIACION LIDERES DEL MAÑANA	
		PROYECTO IGLESIA CATOLICA DET. DE CIMENTACION	
TITULO DISEÑO Y CALCULO QUETANO A. IBA	DISEÑADO POR QUETANO A. IBA	INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS
FECHA MARZO 1989	UBICACION MUNICIPIO: MANGUEZANAS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS
INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS
INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS

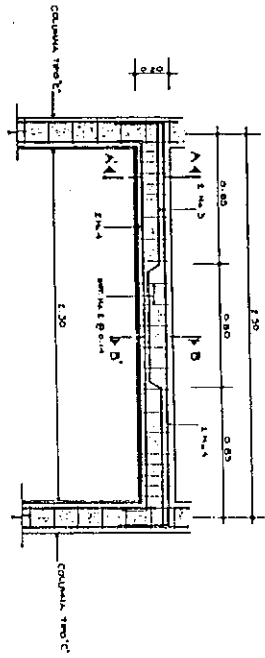
INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS
INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS
INSTITUCION UNIPAD E.P.S.	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS	SERVICIO DISEÑO Y CALCULO	DISTRITO SAN JUAN DE LOS RIOS



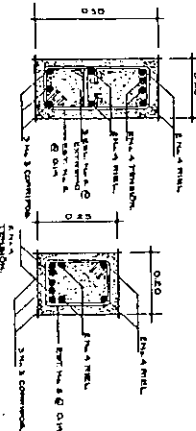
ELEVACION ARMADURA DE TECHO



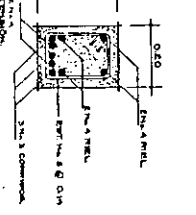
DET. VIGA PUERTA PRINCIPAL



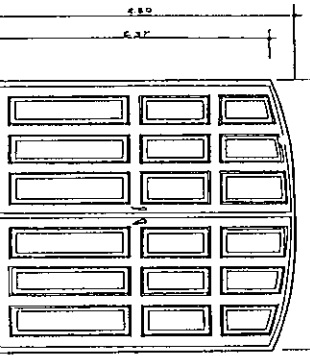
DET. VIGA VENTANA



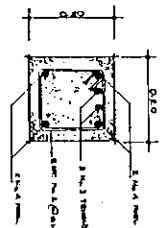
SECCION C-C'



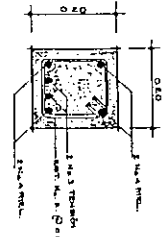
SECCION D-D'



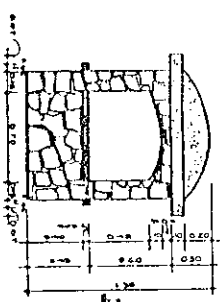
ELEVACION DE PUERTA



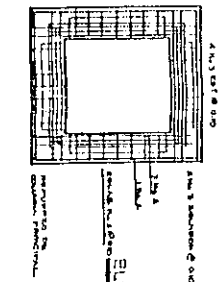
SECCION A-A'



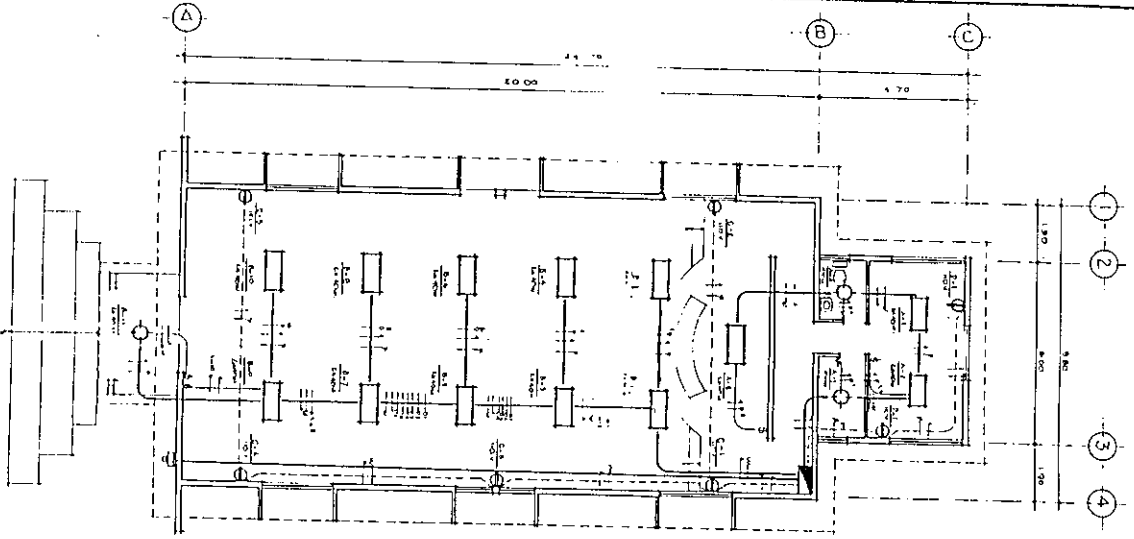
SECCION B-B'



ELEVACION REF. CAMPANARIO

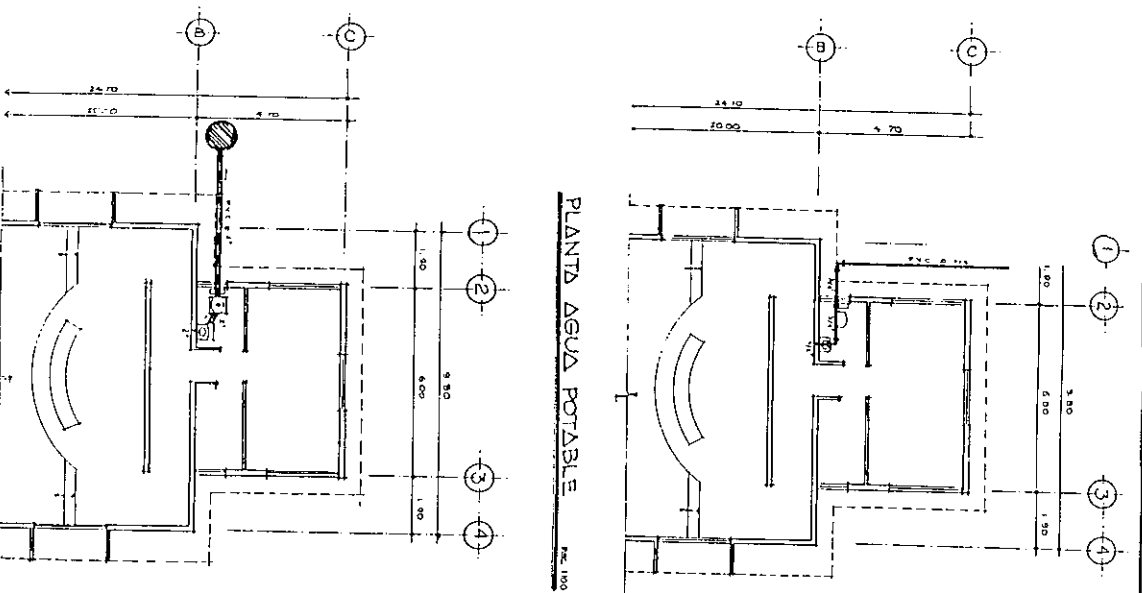


PROYECTO	IGLESIA CATOLICA
CLIENTE	COMUNIDAD DE COOPERACION LIDERES DEL NARANJA
UBICACION	BARRO SANTA CATARINA MUNICIPIO HONOLITIHANCO DEPARTAMENTO TOTONICAPAN GUATEMALA...
FECHA	MARZO 1988
PROYECTANTE	ING. ROBERTO B. BOBBER
ESCALA	1:50



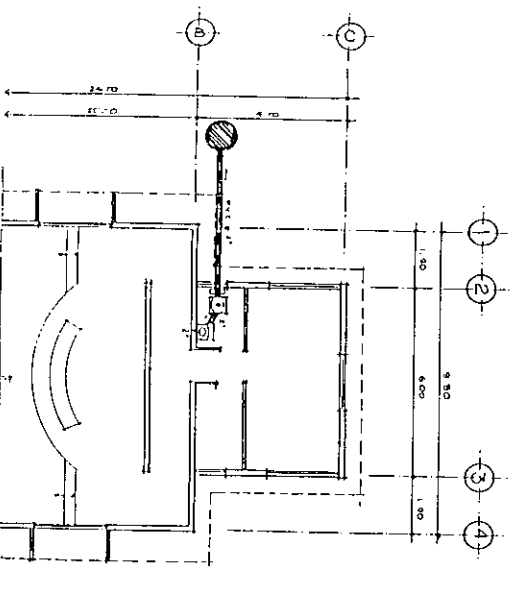
PLANTA ELECTRICA

ENC. 1/50



PLANTA AGUA POTABLE

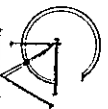
ENC. 1/50



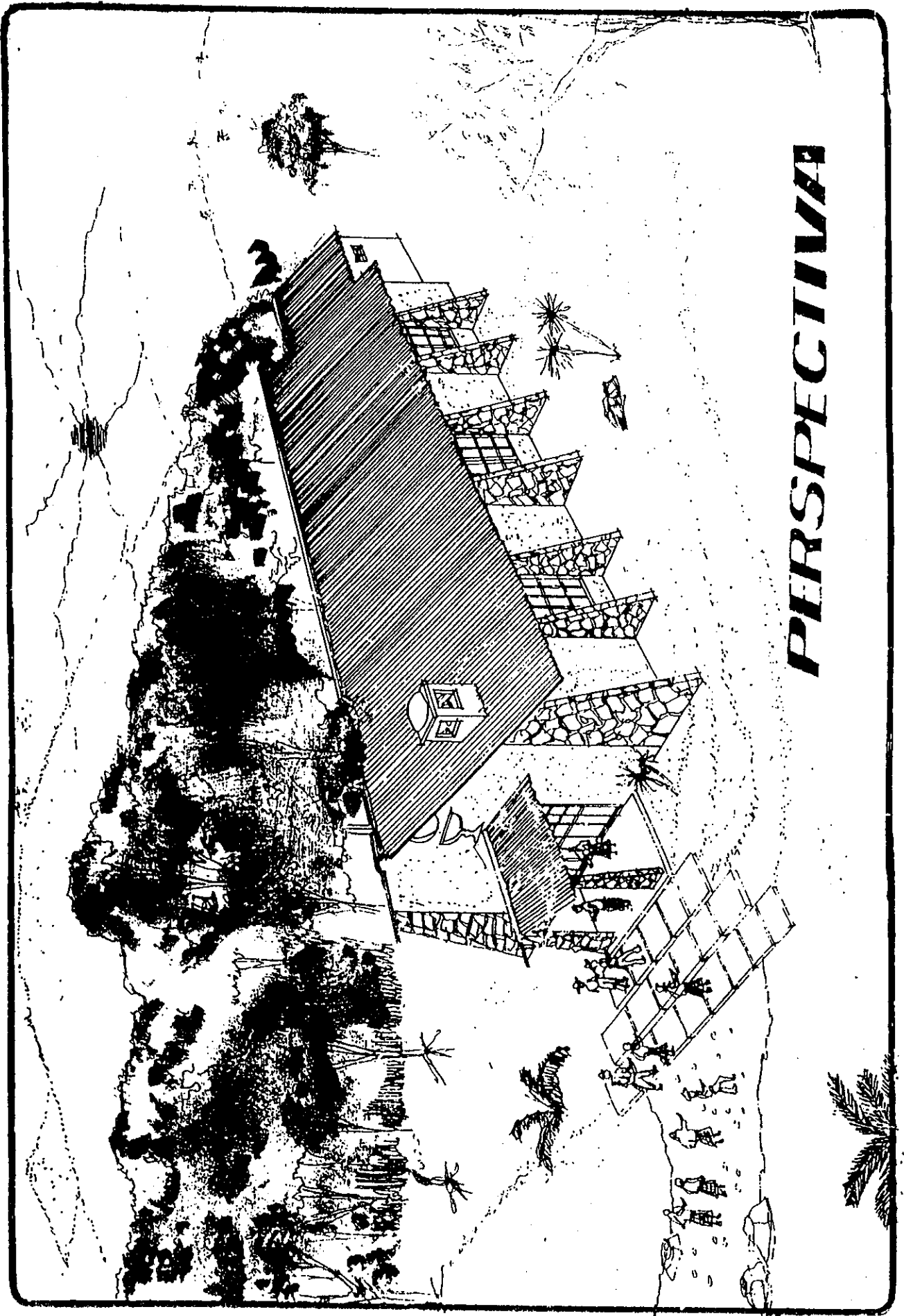
PLANTA DRENAJES

ENC. 1/50

ADMENCLATURA	
ELECTRICIDAD	
□	LAMPARA PENDIENTE 1x140 W.
⊕	LAMPARA INCANDESCENTE 60 W.
⊖	TRANSFORMADOR 110 VOLTIOS
—	TUBERIA EN CAÑO
—	TUBERIA EN PISO
—	LINIA NEUTRA, VIDA, TIERRA
—	TUBERIA DE PASTEURIZACION
—	ACCIONATORIO ELECTRICO
—	INTERRUPTOR CUARTA POSICION
AGUA POTABLE	
—	TUBERIA PVC AGUA POTABLE
—	TUBERIA PLASTICA, NEUTRO, DE PVC, VIT
—	CONO METALICO 1/2" x 1/2"
—	CONO METALICO 1/2" x 3/4"
—	TUBERIA PLASTICA, DRENADO IMPULSO
DRENAJES	
—	TUBO DE ALBERGION IMPULSO
—	CAJA DE ALBERGION 5.40 x 4.00 M.
—	CAÑO PVC, PASTEURIZADO 2"
—	TUBERIA PLASTICA 2" IMPULSO



FACULTAD DE INGENIERIA
 CONVENIO DE COOPERACION
 UNIDAD F. S. DEL MARAÑÓN
 ASOCIACION LIBRES DEL MARAÑÓN
 IGLESIA CATOLICA
 ELECTRICIDAD + AGUA POTABLE +
 DRENAJES
 TITULO DE INGENIERO
 QUINTERO SOTO
 QUINTERO SOTO
 ASESOR A. T. S.
 ASESOR A. T. S.
 SANTA CATARINA
 MUNICIPIO MONTEFALCÓN
 DEPARTAMENTO TOTORAL
 URBAN MONTEFALCÓN
 MARZO 1988
 SUATELA
 No. de Servicio: E 73
 Int. 4085 E. 8080E
 H.S.A. N.º
 5



PERSPECTIVA