

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



ESTUDIO Y DISEÑO DEL CENTRO TÉCNICO DE FORMACIÓN
Y PRODUCCIÓN PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ
CHICHICASTENANGO, EL QUICHÉ

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA

DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ERICK GUMERCINDO XICARÁ MEJÍA

Y

ALCIR AVILIO CALDERÓN LÓPEZ

AL CONFERÍRSELES EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 1,999.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR



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

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL CENTRO TÉCNICO DE FORMACIÓN
Y PRODUCCIÓN PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ
CHICHICASTENANGO, EL QUICHIÉ**

Tema que nos fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 15 de enero de 1,998.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Erick Gumercindo Xicará Mejía".

Erick Gumercindo Xicará Mejía

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Alcir Avilio Calderón López".

Alcir Avilio Calderón López

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	ING. HERBERT RENÉ MIRANDA BARRIOS
VOCAL 1º:	ING. JOSÉ FRANCISCO GÓMEZ RIVERA
VOCAL 2º:	ING. CARLOS HUMBERTO PÉREZ RODRÍGUEZ
VOCAL 3º:	ING. JORGE BENJAMÍN GUTIÉRREZ QUINTANA
VOCAL 4º:	BR. DIMAS ALFREDO CARRANZA BARRIOS
VOCAL 5º:	BR. JOSÉ ENRIQUE LÓPEZ BARRIOS
SECRETARIO:	ING. GILDA MARINA CASTELLANOS DE ILLESCAS

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO:	ING. HERBERT RENÉ MIRANDA BARRIOS
EXAMINADOR:	ING. JUAN MERCK COS
EXAMINADOR:	ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO
EXAMINADOR:	ING. FRANCISCO JAVIER QUIÑONEZ DE LA CRUZ
EXAMINADOR:	ING. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA
SECRETARIO :	ING. GILDA MARINA CASTELLANOS DE ILLESCAS



FACULTAD DE INGENIERIA

REF.EPS.C.052.99

Guatemala, 12 de abril 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 los estudiantes universitarios de la Carrera de Ingeniería Civil, ERICK GUMERCINDO XICARA MEJIA y AL-CIR AVILIO CALDERON LOPEZ, en el Municipio de Chichicastenango, Quiché.

Los estudiantes Xicará Mejía y Calderón López, desarrollaron el Proyecto ESTUDIO Y DISEÑO DEL CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ, CECHICASTENANGO, QUICHE.

Este trabajo, fue asesorado y supervisado por el suscrito; y considero que, contiene un valioso aporte para el área del Quiché; por cuanto se propone una solución factible al problema de educación y capacitación técnica.

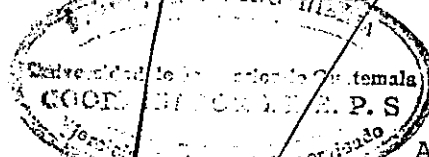
Por lo que, habiendo cumplido con los requisitos de Ley, APRUEBO SU CONTENIDO, solicitándole darle el trámite correspondiente.

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.



JMC/lgg.
c.c.: Archivo

Anexo: Dicho Informe Final.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.F.S. Ing. Juan Merck Cos, del trabajo de tesis de los estudiantes Erick Gumeriendo Xicará Mejía y Alcir Avilio Calderón López, titulado ESTUDIO Y DISEÑO DEL CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ CHICHICASTENANGO, EL QUICHE, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander



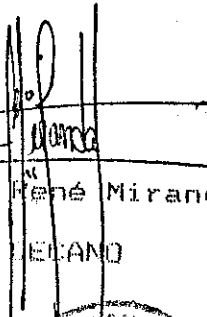
Guatemala, junio de 1,999



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 ESTUDIO Y DISEÑO DEL CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ CHICHICASTENANGO, EL QUICHE, de los estudiantes Erick Gumercindo Xicará Mejía y Alcir Avilio Calderón López, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO



Guatemala, julio de 1999

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGINA
Introducción	i
Antecedentes	ii
Objetivos	iii
Lista de símbolos	iv
CAPÍTULO 1	INVESTIGACIÓN
1.1 MONOGRAFÍA GEOGRÁFICA Y POLÍTICA DEL DEPARTAMENTO DE EL QUICHÉ	
1.1.1 Descripción geográfica y política de la zona	1
1.1.2 La tierra	1
1.1.3 Recurso humano	1
1.1.4 Infraestructura	2
1.1.5 Cultura	3
1.1.6 Recursos Naturales	4
CAPÍTULO 2	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL
2.1 NECESIDADES A SATISFACER, TOPOGRAFÍA Y ESTUDIO DE SUELOS	
2.1.1 Necesidades a satisfacer	5
2.1.2 Levantamiento topográfico	5
2.1.3 Estudio geotécnico	7
2.1.3.1 Características del terreno	
2.1.3.2 Reconocimiento del subsuelo	
2.1.3.3 Estratigrafía	
2.1.3.4 Análisis de ensayos de laboratorio	
2.1.3.5 Tipo de cimentación	
2.1.3.6 Recomendaciones	
2.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO	
2.2.1 Distribución general del centro	10
2.2.2 Tipo de estructura de los módulos	12
2.3 CÁLCULO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO	
2.3.1 Diseño en concreto reforzado	13
2.3.2 Diseño para un marco en el sentido "X" del módulo de dormitorios	16
2.3.3 Integración de las cargas	17
2.3.4 Resultados del análisis estructural	21
2.3.5 Diseño de columnas	23
2.3.6 Diseño de vigas	26
2.3.7 Diseño de zapatas	30
2.3.8 Diseño de losa	32

2.4 DISEÑO DE ESTRUCTURA DE ACERO	
2.4.1 Análisis y diseño de la estructura	37
2.4.1.1 Diseño de costanera tipo "C"	
2.4.2 Análisis del marco estructural	41
2.4.2.1 Análisis aproximado de marcos rígidos	
2.4.2.2 Procedimiento para el diseño de marcos por el método de aproximaciones sucesivas	
2.4.2.3 Cálculo y diseño para un marco	
2.4.3 Diseño de columna de acero cargada a compresión axial	48
2.4.4 Diseño de zapata concéntrica	50
2.5 DISEÑO GEOMÉTRICO DE CALLES Y DISEÑO SOBRE PAVIMENTOS DE ADOQUÍN	
2.5.1 Diseño de curvas horizontales	52
2.5.2 Diseño de curvas verticales	53
2.5.3 Diseño de pavimentos	56
2.5.4 Adoquines de concreto	56
2.5.5 Diseño simplificado de pavimentos de adoquín	56
2.6 INTEGRACIÓN DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO	
2.6.1 Generalidades	58
2.6.2 Cuadros de presupuesto	59
Conclusiones	vi
Recomendaciones	vii
Bibliografía	viii
Anexos	

INTRODUCCIÓN

Con el fin de construir un centro de educación técnica en el departamento de El Quiché, que capacite a la población en áreas artesanales como industriales. Se realizó el estudio y diseño del Centro Técnico de Formación y Producción para el Desarrollo y la Paz. En éste se aplican los conceptos, métodos y herramientas recibidos en los diferentes cursos de la carrera de ingeniería civil.

Para los diferentes edificios con los que cuenta el centro se escogieron dos tipologías constructivas que son: cuatro módulos en concreto reforzado y cuatro módulos en estructura metálica, este criterio se tomó con base en las dimensiones de los edificios, el uso o funciones de cada uno, tiempo de ejecución, situación económica, así como las condiciones ambientales de los mismos.

Así también se describe el procedimiento que debe seguirse en el diseño estructural de los edificios, tanto en concreto reforzado como en estructura metálica, tomando en consideración que el predio se encuentra en una zona altamente sísmica, el dimensionamiento y diseño de cada elemento y la estructura en conjunto cumple con los requisitos sísmicos contemplados en el reglamento de construcciones de concreto reforzado ACI (American Concrete Institute) y todas las normas contempladas en el código AISC (American Institute of Steel Construction).

En el capítulo uno se presenta una parte investigativa que se refiere a la monografía geográfica y política del lugar, más específicamente del departamento de El Quiché; en el capítulo dos se presenta la parte del servicio técnico profesional, que está integrada por la topografía del terreno, el estudio de suelos, el diseño arquitectónico, el diseño estructural, diseño geométrico de calles y la integración del presupuesto del proyecto.

ANTECEDENTES

Debido a la guerra que duró más de 30 años, parte de los habitantes del departamento de El Quiché se vió en la necesidad de desplazarse hacia otros lugares, provocando esto pobreza, desempleo, falta de educación y carencia de mano de obra calificada, lo que dió como resultado un estancamiento económico en esta región.

Por esta razón la Junta Directiva de la Asociación Cultural y Socio-Benéfica de los Hermanos Maristas de Guatemala solicitó al Programa de Desarrollo Rural Integrado en el Departamento de El Quiché conjuntamente con la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala el estudio y diseño para la creación de un centro de formación y producción.

Con la creación de este Centro se pretende dar formación técnica a los habitantes del departamento de El Quiché en áreas como: carpintería, albañilería, herrería, corte y confección, cerámica, electricidad y electromecánica.

El estudio y diseño del Centro de Formación y Producción, pretende colaborar con la Comunidad Marista ya que se les entregaran planos de todo el proyecto, cuantificación y presupuesto de materiales y mano de obra.

OBJETIVOS

- Desarrollar la planificación y diseño del Centro de Formación y Producción para el desarrollo y la Paz en el departamento de El Quiché; dándole con esto una solución técnica al problema que representa la construcción del Centro de Formación.
- Capacitar a la Comunidad Marista sobre el uso y mantenimiento de las diferentes obras con las que cuenta el Centro.

LISTA DE SÍMBOLOS

As	= Área de acero en cm.2
At	= Área tributaria en mts.2
As mín	= Área de acero mínimo en cm.2
As máx	= Área de acero máximo en cm.2
Ascs	= Área de acero corrido en la cama superior de una viga en cm.2
Asci	= Área de acero corrido en la cama inferior de una viga en cm.2
Az	= Área de la zapata en mts.2
b	= Ancho del elemento en cm.
C.M.	= Carga muerta en kg./mt.
C.V.	= Carga viva en kg./mt.
C.S.	= Carga de sismo en kg./mt.
C.R.	= Centro de rigidez en cm.
d	= Peralte efectivo del elemento en cm.
D	= Peralte del elemento en cm.
Dr	= Deflexión real en kg./cm.2
Dp	= Deflexión permisible en kg./cm.2
e	= Excentricidad en cm.
E	= Módulo de elasticidad en kg./cm.2
Fy	= Resistencia máxima del acero en kg./cm.2
fa	= Esfuerzo normal en kg./cm.2
fb	= Esfuerzo flexionante en kg./cm.2
fc	= Resistencia máxima del concreto en kg./cm.2
Fp	= Fuerza de piso en kg.
h	= Altura de elemento en cm.
hi	= Altura del nivel i en cm.
i	= Número de piso.
I	= Inercia en mt.4, cm.4 ó plg.4
K	= Rigidez.
L	= Longitud en mts. ó cms.
Lx	= Longitud en sentido x en mts. ó cms.
Ly	= Longitud en sentido y en mts. ó cms.
M	= Momento en kg.-mt.
Mx	= Momento en sentido x en kg.-mt.
My	= Momento en sentido y en kg.-mt.
M(-)	= Momento negativo en kg.-mt.
M(+)	= Momento positivo en kg.-mt.
Mu	= Momento último en kg.-mt.
Pu	= Carga última actuante en kg.
P'	= Carga de servicio en kg.
Pt	= Peso total en kg.
q	= Carga distribuida en el área de la zapata en kg./mt.2
S.C.	= Sobre carga en kg./mt.2
S	= Módulo de sección elástico en cms.3 ó plg.3
S	= Espaciamiento en mts. ó cms.

t = Espesor en cms.
V = Corte en kg.
Vact = Corte actuante en kg.
Vresist = Corte resistente en kg.
W = Carga distribuida en kg./mt.
Wu = Carga última distribuida en kg./mt.
wi = Peso del nivel i en kg. ó ton.
Wc = Peso del concreto en kg./mt.3

CAPÍTULO 1

INVESTIGACIÓN

1.1 MONOGRAFÍA GEOGRÁFICA Y POLÍTICA DEL DEPARTAMENTO DE EL QUICHÉ

1.1.1 DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA Y POLÍTICA DE LA ZONA:

De acuerdo con la ley de Regionalización, El Quiché junto con el departamento de Huehuetenango, constituye la Región VII de la república, denominada la Región Noroccidente.

El departamento de El Quiché colinda al norte con México; al oeste con los departamentos de Huehuetenango y Totonicapán; al sur con los de Chimaltenango y Sololá; al este con los departamentos de Alta y Baja Verapaz.

Es uno de los departamentos más grandes del país. Tiene en total un área aproximada de 8,378 Km. cuadrados.

Predominan los climas fríos y templados, habiendo algunas zonas de clima cálido. El aspecto físico del territorio es variado, presenta alturas de 3,000 metros en la Sierra de los Cuchumatanes.

1.1.2 LA TIERRA:

El Quiché cuenta con 48,837 fincas. la mayoría de la población posee propiedades entendidas como microfincas, insuficientes para mantener una familia; hay un sector medio con suficiente extensión de tierras, y un pequeñísimo sector de población terrateniente con un cuarto de la extensión de las fincas censadas.

La situación anterior explica que en El Quiché hay un fuerte sector de campesinos sin tierra y de otro grupo que teniendo tierra, solo produce los granos básicos para su subsistencia, por lo que un fuerte contingente de campesinos de varios municipios deben emigrar a la costa, con el fin de percibir algunos ingresos.

En San Juan Cotzal un 50% de la población emigra a la costa, de Sacapúlulas y Uspantán emigra el 60%. Estas migraciones se dan en tiempo de cosecha, de enero a marzo y de julio a agosto.

1.1.3 RECURSO HUMANO:

Los recursos humanos con que cuenta el departamento de El Quiché están limitados, en su mayoría, a la cabecera departamental de Santa Cruz y a Chichicastenango.

Resulta más difícil encontrar personal calificado pedagógico y técnicamente en áreas especializadas, pues el departamento no ha contado con carreras técnicas ni ha tenido acceso a las mismas.

El índice de escolaridad de jóvenes de 13 a 15 años es solo del 5.26%, a nivel diversificado entre los 16-18 años el del 1.28%.

La educación genera escasas expectativas a niños y adultos. Muchos padres de familia tienen la percepción de que sus hijos van a la escuela a perder el tiempo, la deserción escolar a partir del tercer grado es muy elevada. La situación económica hace que los niños abandonen la escuela en ciertas épocas de cosecha. Aún se percibe gran desconfianza donde ni profesores, ni alumnos, ni padres de familia se sienten seguros.

El sector industrial está poco desarrollado y sus perspectivas son inciertas debido a la insuficiente red vial y a la poca disponibilidad de mano de obra calificada. La infraestructura es deficiente.

En el año 1994 habían registradas 80 cooperativas, el 65% son agrícolas, el 15% son de ahorro y crédito y el 20% de consumo, producción y vivienda.

La producción de tejidos típicos se reporta especialmente en los municipios de Chajul, San Bartolomé, Zacualpa, Joyabaj y Chichicastenango.

El potencial turístico que ofrece El Quiché se puede apreciar con los 112 sitios arqueológicos, entre los que sobresale el parque de Gumarcaj en Santa Cruz de El Quiché.

La artesanía, los trajes típicos, la danza y la música son otras de las atracciones turísticas.

1.1.4 INFRAESTRUCTURA:

Red vial: En la actualidad todos los municipios están comunicados por caminos o carreteras. En el invierno el Ixcán tiene períodos en que no tiene acceso por carretera. Sólo seis municipios están comunicados con carretera de asfalto. Gran parte de las zonas rurales, que no son cabeceras municipales, no cuentan con acceso de vehículos, lo que supone para muchas aldeas llevar sus productos en mecapal durante períodos que van de 1 a 12 horas de camino.

Aeródromos: Hay doce aeródromos. Siete de los cuales están al servicio del ejército.

Red eléctrica: La instalación está orientada a servir a las cabeceras municipales y algunos centros de población importantes. El 6.3% de los lugares poblados del departamento cuentan con el servicio de energía eléctrica.

Esta región Nor-occidental donde se ubica el departamento posee el segundo lugar en el país en lo que respecta a "potencial de generación de energía eléctrica".

Salud: La mortalidad infantil alcanza un índice medio del 42.04 por mil. Hay municipios como San Bartolo, Chajul, San Pedro y San Andrés en los que llega hasta el 120 por mil.

Hay un hospital en la cabecera departamental, dos de tipo A, 13 centros de Salud y 29 puestos de Salud.

El departamento cuenta con 2,336 promotores de salud y unas 4,158 comadronas.

El agua potable en las aldeas representa un 20%.

Educación: El 70% de la población es menor de 25 años, pero dadas las condiciones de marginalidad y pobreza no encuentra los medios adecuados para un desarrollo integral.

Se puede concluir que el departamento no cuenta con tierras óptimas, sólo en el norte hay un 11% de tierra cultivable dentro de las categorías II y III.

El resto puede considerarse como apta solo para el pasto y el cultivo permanente y forestal.

Entre las principales actividades productivas pueden considerarse el café, el maíz, el frijol y la manzana.

En el café el rendimiento por manzana es inferior, en un 1.57 qq, al resto de la nación. La producción equivale al 0.84% de la producción nacional.

En la producción de maíz, el rendimiento por manzana es inferior al nacional en 4.91 qq y la producción departamental representa el 4.50% de la producción nacional.

El cultivo de manzana es significativo solo en el municipio de Chichicastenango.

La minería se da en los municipios de Zacualpa con la extracción de cuarzo, mica y feldespatos, en Uspantán y Chicamán el yeso.

La producción industrial puede verse en la extracción de madera en la zona del Ixcán y por la construcción en la cabecera departamental

1.1.5 CULTURA:

Según el informe del Instituto Nacional de Estadística (INE) en 1989, la población indígena representa el 85.24%. Es uno de los departamentos con mayor porcentaje. Los grupos más representativos son el K'iché, el Ixil, Q'eqchi', Poqomchi'.

El grupo K'iché tiene nueve subgrupos: K'iché, tamub, ilotas, maxefios, xoys, sacapultecos, uspantecos y Chiquimulas.

El grupo Ixil, se localiza en Nebaj, Chajul y Cotzal.

Los Q'eqchi', son originarios de Alta Verapaz y ocupan la Zona Reina.

El grupo Poqomchi', se encuentra ubicado en la parte del municipio de Chicamán.

Un pequeño grupo de kakchikeles se encuentran en el municipio de Pachalúm y Chicamán.

Los ladinos representan en cada pueblo un pequeño porcentaje de la población. Comparten con los indígenas la pobreza y la marginación.

1.1.6 RECURSOS NATURALES:

Se dividen en cuatro regiones fisiográficas:

- a. Las montañas volcánicas que representan el 3.0% de la superficie.
- b. La altiplanicie central con el 40% de la superficie, se ubica en el sur del departamento en su mayoría.
- c. Los cerros de Calizas. Equivalen al 37% de la superficie, ocupa el centro del departamento.
- d. Las tierras bajas: Representan el 20% y se encuentran al norte.

CAPÍTULO 2

SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 NECESIDADES A SATISFACER, TOPOGRAFÍA Y ESTUDIO DE SUELOS

2.1.1 NECESIDADES A SATISFACER

Según los entendimientos de La Asociación Cultural y Socio-Benéfica de Los Hermanos Maristas el presente proyecto se enmarca dentro de la educación formal (ciclo diversificado) y no formal (cursos de capacitación), con el objetivo de realizar una promoción educativa socializadora, además de un proceso de capacitación laboral para la producción o búsqueda de empleo.

Para alcanzar este objetivo los Hermanos Maristas necesitan que este proyecto cuente con las siguientes obras:

- 1 edificio de dos niveles con diez aulas de clase; para atender 200 alumnos.
- 12 talleres: seis talleres para prácticas, de los cuales cuatro serán con aulas para teoría y seis talleres para producción.
- 2 edificios de dos niveles para dormitorios con capacidad para 160 personas;
- 1 edificio para sala de estudio;
- 1 edificio administración;
- 1 edificio biblioteca para uso interno y público
- 1 salón de uso múltiples para uso interno y publico
- 1 edificio comedor, cocina, lavandería;
- 1 pozo, canchas deportivas y obras exteriores.

Según lo previsto por los Hermanos Maristas el número total de alumnos que irán a recibir clases al Centro serán 975, de los cuales 160 serán alumnos internos y la parte restante alumnos externos. Incluidos los empleados fijos del Centro, la población total se estima en mil personas.

2.1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizó el levantamiento topográfico con el fin de determinar el área del terreno, las diferencias de nivel, además de algunas distancias y elevaciones al contorno del predio sobre todo las necesarias para investigar las diferentes posibilidades de desagüe para los alcantarillados.

De este levantamiento se obtuvo toda la información plano-altimétrica del terreno, necesaria para la mejor y más conveniente ubicación de todas las obras del centro.

Las mediciones de campo se realizaron utilizando los instrumentos adecuados como lo son: un teodolito, un nivel, un estadal, cinta métrica, etc. Todas las estaciones quedaron debidamente señaladas por medio de varillas de hierro y en puntos importantes, bancos de marca, con bases de concreto para replanteos posteriores.

La medición de campo del perímetro del terreno se realizó por medio de un levantamiento planimétrico, utilizando el método de conservación de azimut, despreciando la curvatura de la tierra debido a la extensión del terreno. El área del terreno se calculó por el método Pennsylvania que se encuentra en la hoja siguiente.

MÉTODO PENNSYLVANIA
POLÍGONO HERMANOS MARISTAS

Est	P.O.	Dist.	Azimut.	LATITUDES		LONGITUDES		CORRECCIONES		COORD. PARCIALES		COORD. TOTALES	
				North	Sub.	Este	Oeste	Cy	Cx	Yp	Xp	Yt	Xt
1R.1	2R	15.79	22° 29'	14.59		6.03833		0.00108	0.000285	14.5899	6.0386	14.59	6.04
2R	3R	15.76	21° 52'	14.616		5.8698		0.000108	0.000277	14.6262	5.8701	29.22	11.91
3R	4R	24.29	24° 17'	22.141		9.9892		0.000164	0.000472	22.1411	9.9897	51.36	21.90
4R	5R	21.65	23° 34'	19.844		8.6560		0.000147	0.000409	19.8444	8.6564	71.20	30.55
5R	6R	0.80	39° 23'	0.6183		0.5076		0.000005	0.000023	0.6183	0.5076	71.82	31.06
6R	7R	19.45	81° 12'	2.9756		19.2210		0.000022	0.000908	2.9756	19.222	74.80	50.28
7R	8R	15.75	80° 22'	2.6356		15.5279		0.000019	0.000734	2.6357	15.5286	77.43	65.81
8R	9R	13.96	82° 1'	1.9388		13.8247		0.000014	0.000653	1.9388	13.8254	79.37	79.64
9R	10R	33.23	83° 38'	3.6849		33.0250		0.000027	0.001560	3.6849	33.0266	83.06	112.67
10R	11R	13.69	85° 42'	1.0265		13.6515		0.000008	0.000645	1.0265	13.6521	84.08	126.32
11R	12R	23.28	87° 2'	1.2049		23.2488		0.000009	0.001098	1.2049	23.2499	85.29	149.57
12R	13R	9.94	178° 28'	-9.9364	0.266	0.266		-0.000074	0.000013	-9.9365	0.2660	75.35	149.83
13R	14R	29.46	187° 58'	-29.177		-4.0831		-0.000216	-0.000193	-29.1759	-4.0833	46.17	145.75
14R	15R	20.86	173° 43'	-20.735	2.283	2.283		-0.000154	0.000108	-20.7348	2.2831	25.44	148.03
15R	16R	30.97	171° 26'	-30.625	4.6133	4.6133		-0.000227	0.000218	-30.6247	4.6135	-5.19	152.65
16R	17R	13.13	182° 29'	-13.118		-0.5689		-0.000097	-0.000027	-13.1178	-0.5689	-18.30	152.08
17R	18R	18.36	180° 30'	-18.359		-0.1602		-0.000136	-0.000008	-18.3594	-0.1602	-36.66	151.92
18R	19R	18.79	173° 43'	-18.677		-1.4235		-0.000138	0.000097	-18.6773	-1.4236	-55.34	153.97
19R	20R	21.11	183° 52'	-21.062		12.0565		-0.000156	-0.000057	-21.0621	-1.4236	-76.40	152.55
20R	21R	34.48	178° 20'	-34.465	1.0028	1.0028		-0.000255	0.000047	-34.4657	1.0029	-110.87	153.55
21R	22R	20.91	267° 47'	-0.8088		-20.844		-0.000006	-0.000987	-0.8088	-20.8953	-111.68	132.66
22R	23R	25.29	261° 12'	-3.869		-24.992		-0.000029	-0.001181	-3.8690	-24.9935	-115.55	107.66
23R	24R	33.09	261° 58'	-4.6243		-32.765		-0.000034	-0.001547	-4.6243	-32.7668	-120.17	74.90
24R	25R	45.78	261° 5'	-7.0958		-45.227		-0.000053	-0.002137	-7.0959	-45.2288	-127.27	29.67
25R	26R	29.22	352° 16'	28.954		-3.9319		-0.000214	-0.000186	28.9544	-3.9321	-98.31	25.74
26R	27R	28.17	343° 58'	27.074		-7.7805		0.000200	-0.000368	27.0744	-7.7808	-71.24	17.96
27R	28R	26.26	349° 53'	25.852		-4.6126		-0.000191	-0.000218	25.8519	-4.6129	-45.39	13.34
28R	29R	9.54	349° 21'	9.3757		-1.7631		0.000069	-0.000083	9.3757	-1.7632	-36.01	11.58
29R	30R	17.15	353° 29'	17.039		-1.9464		0.000126	-0.000092	17.0393	-1.9465	-18.97	9.63
30R	30R.1	0.52	263° 29'	-0.059		-0.5166		0.000000	-0.000024	-0.5167	-0.5167	-19.03	9.12
30R.1	31R	15.40	355° 8'	15.344		-1.3065		0.000114	-0.000062	15.3446	-1.3066	-3.68	7.81
31R	1R.1	8.66	295° 14'	3.6875		-7.8246		0.000027	-0.000369	3.6876	-7.825	0.00	-0.02
		654.7		212.61	112.61	159.782	-159.8	2.33E-08	-7.13E-07				

Y=0.003148 X=-0.01509 Area = 26,583.27 mts.-2
 X2+ Y2=0.154232 Ec=0.0000236 Eu=0.005

Las elevaciones se determinaron por medio de nivelaciones, utilizando el método de nivelación compuesta, este levantamiento es indispensable para la planificación de las plataformas de construcción, el movimiento de tierra, así como para hallar la pendiente del terreno, los planos que se obtuvieron de este levantamiento son los de curvas de nivel y las secciones longitudinales y transversales del terreno.

Como resultado se tiene que el terreno conforma un polígono irregular, el cual tiene un área total aproximada de 26,583.27 metros cuadrados. El terreno desde el punto de vista topográfico es irregular, con pendientes entre el 3% y 5%, la cual varía de sur a norte.

Los dibujos que se obtuvieron del levantamiento topográfico fueron:

- Plano de registro de la propiedad
- Planta de curvas de nivel y plan de terrazas
- Perfiles longitudinales y transversales
- Topografía y planta de conjunto del centro

2.1.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Las finalidades del estudio han sido las siguientes:

- Definir la estratigrafía del subsuelo
- Determinar la profundidad de la cimentación
- Determinar la capacidad de cargas y asentamientos
- Formular las recomendaciones de diseño y construcción de las cimentaciones

2.1.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Es un terreno formado por arcilla orgánica (capa vegetal), arcilla limo arenosa, color café.

El subsuelo en esta área se caracteriza por tener varias unidades de cenizas interestratificadas del cuaternario.

Desde el punto de vista sísmico, es una zona con un grado de actividad sísmica elevada, según la clasificación propuesta por ZSUTTY T.C. y SHAH H.C., el terreno se encuentra en la zona Sísmica III, con una aceleración típica de 0.35 g.

2.1.3.2 RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

Este reconocimiento comprendió los trabajos siguientes:

- Excavación de cuatro pozos a cielo abierto con profundidades de exploración variables (ver perfiles estratigráficos en el anexo No. 2)
- Ensayos:

- Identificación preliminar de suelos
- Toma de muestras alteradas e inalteradas
- Determinación del contenido de humedad
- Límites de Atterberg

- Ensayo triaxial
- Ensayo de consolidación

2.1.3.3 ESTRATIGRAFÍA

Sobre la base de los perfiles estratigráficos de los pozos se dibujaron los perfiles estratigráficos de los ejes entre los pozos: (P1 - P2, P2 - P3, P3 - P4 y P4 P1), los cuales aparecen en el anexo No. 2.

Analizando los perfiles estratigráficos, se puede observar que el subsuelo está formado de depósitos de cenizas volcánicas. En los niveles superiores se encontró una combinación de arcilla, limo y arena.

Para este caso se identificó la capa vegetal con "R"; el terreno de arcilla ligeramente arenosa, arcilla ligeramente limosa con presencia de arena y arcilla limoarenosa con "A", y limoarenoso ligeramente plástico con "B" y arena limosa con grava color café claro con "C".

El subsuelo en esta área se encuentra relativamente húmedo, como puede observarse en los perfiles estratigráficos de humedades, debido a la filtración de agua, el cual es producto de la lluvia.

2.1.3.4 ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

- Puede decirse que los altos porcentajes de contenido de humedad en el suelo, son a causa de la saturación del suelo (llenado de los poros y granos debido a las lluvias. El contenido de humedad en época de verano se reduce considerablemente).
- Para la muestra inalterada tomada en el pozo P1, a profundidad de 2.00 mts., se clasificó por sus altos límites líquidos (LL) e índice de plasticidad, (IP) y consolidación, como un suelo de arcilla ligeramente limosa color café (HM), de alta plasticidad y compresibilidad debido a que el LL sobrepasa el 50% (ver anexo No2).
- Mientras que para la muestra de suelo inalterado que se tomó en el pozo P-3, definida por el límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP) y consolidación, con un suelo de arcilla limo arenosa color café claro, de baja plasticidad y compresibilidad mediana, ya que el LL es menor del 50%, (ver anexo No2).
- Para el cálculo de la capacidad soporte del suelo se tomaron los resultados del ensayo triaxial más críticos.

2.1.3.5 TIPO DE CIMENTACIÓN

Dadas las condiciones y características del subsuelo descritas anteriormente y el tipo de proyecto se recomienda usar cimientos superficiales aislados y/o continuos con solera y/o viga de amarre.

Para la cimentación se recomienda una profundidad mínima para cimientos corridos de 1.00 mt. y para zapatas aisladas de 1.45 mt. con respecto a la superficie del terreno natural. Los cimientos aislados y/o continuos deberán ir apoyados sobre los estratos A1 y A2 de arcilla ligeramente arenosa color café y arcilla limoarenosa color café claro.

El cálculo de la capacidad de carga se realizó siguiendo el criterio de la estabilidad a la ruptura respecto a punzonamiento, con el método de presiones críticas y servicio de Frohlich y con el método de asentamientos máximos por deformación de cortes inmediatos.

El estrato crítico que se consideró para el cálculo anterior fue el estrato "B" del terreno natural, arcilla limoarenosa color café, con los siguientes parámetros:

$$c_u = 1 \text{ T/M2 (cohesión)}$$
$$\phi = 15.12 \text{ grados (ángulo fricción interna)}$$
$$\gamma_s = 1.65 \text{ T/M3 (densidad suelo)}$$

De acuerdo con estas teorías y métodos de cálculo, se tiene que para cimientos superficiales aislados (cuadrados y rectangulares), la capacidad de carga admisible es de 15 ton/m² y para cimientos corridos restar 0.95 x 1.5 ton/cm-2 del valor de carga admisible antes indicada. Para ambos casos se utilizó un factor de seguridad 3.0.

Se estima que los asentamientos que se podrán presentar, se deberán exclusivamente a deformaciones por corte del suelo, y se presentarán rápidamente. Los asentamientos totales máximos para los cimientos antes descritos serán del orden de 2.0 cms. y los asentamientos diferenciales máximos serán iguales o menores al máximo permisible para este tipo de estructura proyectada.

2.1.3.6 RECOMENDACIONES

- Se recomienda usar cimientos aislados y continuos amarrados entre sí, mediante solera y/o viga de amarre.
- Naturalmente se recomienda hacer la excavación y la cimentación en época seca. En caso contrario se deberán tomar las medidas apropiadas para evitar empozamientos de agua en las excavaciones de los cimientos, desmoronamientos y/o deslizamientos laterales.
- En el momento de alcanzar el fondo de las excavaciones se recomienda colocar, lo antes posible sobre ese fondo, un sello de concreto pobre de 5 cms. de espesor, con el fin de proteger las paredes de las excavaciones, para evitar el desbordamiento y deslices del suelo lateral, mediante apuntalado con madera y/o parales telescópicos de metal con su respectiva formaleta lateral, y de ser posible el uso de revestimiento con concreto pobre.
- Se recomienda hacer un corte de remoción de la capa vegetal con contenido de materia orgánica comprendido entre 0.25 a 0.30 mts. a efecto de evitar asentamientos en estructuras principales y secundarias, ya que es un terreno agrícola.
- Se recomienda utilizar material tipo selecto para el relleno de nivelación en la zona de cimentación, utilizando para ello el proceso adecuado de compactación.
- En el caso de sobrecortes en las excavaciones de los cimientos, siempre la diferencia se deberá compensar con un aumento en el peralte de los cimientos. Nunca se deberá rellenar sin tomar en cuenta las medidas de control adecuadas.
- La cimentación de los muros no estructurales deberá hacerse a una profundidad mínima de 0.80 metros, usando cimientos continuos de sección T invertida, con un ancho mínimo de 0.40 mts.
- Al realizar relleno para nivelar el terreno, se recomienda utilizar un material tipo selecto, compactado en capas delgadas, de acuerdo al equipo de compactación utilizado, pero

nunca mayores de 0.20 metros, y con grado de compactación de 95% respecto al Proctor Modificado según la norma de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-180).

- Se recomienda tomar en cuenta la localización de los pozos a cielo abierto (ver anexo No 2), ya que éstos deberán ser rellenados y compactados en capas no mayores de 0.20 mts., donde el relleno fue estabilizado con suelo - cemento, con una mezcla en volumen del 10% de cemento.
- Se recomienda para caminamientos de circulación, pavimento de tráfico liviano de mantenimiento y administración una capa de selecto de 0.10 mts., bien compactada.
- Se recomienda aplicar una capa de 0.10 mts. de material selecto, debidamente compactado, para base de pisos interiores de los diferentes módulos.
- Los resultados de los ensayos de laboratorio, los perfiles estratigráficos así como la ubicación de los pozos se encuentran en el anexo No 2.

2.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

2.2.1 DISTRIBUCIÓN GENERAL DEL CENTRO

Con referencia a la planta de conjunto que se muestra en el anexo No 1, el Centro cuenta con las siguientes obras y/o servicios:

- Una vía de acceso, tanto peatonal como vehicular, que representa la entrada principal, ubicada al inicio del predio en posición sur, donde se encuentra también la garita de control, y una vía de salida vehicular en posición norte al final de la parte frontal del predio, a la orilla de la carretera asfaltada que conecta a Chichicastenango con Santa Cruz del Quiché.
- Una calle principal de adoquín de una sola vía en la mayoría de su recorrido, excepto en el acceso de entrada, en donde existen dos vías hacia la izquierda, en dirección hacia el parqueo ubicado en la parte más baja del predio. La función de esta calle principal es la de rodear todo el Centro y poder así permitir el acceso de los vehículos a cualquier parte del Centro. En la parte entre el módulo de cocina y el ala sur del módulo de dormitorios se encuentra otra área de servicio adoquinada. También existe una calle secundaria que rodea toda el área cultivos y las canchas deportivas, esta calle será de balasto.
- Dos pequeños parqueos: el primero ubicado al frente de la entrada principal, con capacidad para poder parquear diez vehículos; el segundo ubicado en posición frontal, entre los módulos de administración y biblioteca, tendrá capacidad para parquear veinticinco vehículos.
- Un módulo de administración, el cual fue ubicado a lado izquierdo frente a la entrada principal del Centro. Este módulo dispone de las siguientes dependencias: sala de espera, recepción, secretaría, servicio sanitario para hombres, servicio sanitario para mujeres, sala de despacho del director, sala de despacho del subdirector, sala de reuniones y una bodega. Es una construcción de un solo nivel y tiene una superficie útil de construcción de 162.50 metros cuadrados.
- Un módulo de biblioteca, situada en la parte norte del predio junto a la calle interna de salida del Centro. Existe una sala de lectura y consulta con dos puertas de acceso y una sala de estanterías para el almacenamiento de libros así como un lugar para la bibliotecaria

y un pequeño espacio para solicitud de libros. El módulo tiene una superficie útil de construcción de 200.00 metros cuadrados y es de un solo nivel.

- Un salón de usos múltiples ubicado entre el módulo de administración y el ala sur del módulo de dormitorios en la dirección este - oeste y entre la biblioteca y el módulo de aulas en la dirección norte - sur. Es un módulo de dos niveles el cual dispone el primer nivel de una sala de espectadores, con capacidad para cuatrocientas personas debidamente sentadas y un área de escenario. El segundo nivel cuenta con un área que puede utilizarse para proyección de videos, ubicación de periodistas y dos pasillos laterales para la ubicación de más espectadores.
El acceso al segundo nivel se da por medio de dos escaleras de metal, ubicadas en los pasillos del primer nivel. El área útil de construcción de este módulo es de 660.00 metros cuadrados.
- Un módulo de aulas para el aprendizaje de los alumnos. Este módulo está ubicado en la parte central del predio, en dirección oeste frente al acceso principal. Consta de dos niveles y dispone de gradas de acceso al segundo nivel en los extremos del mismo: el primer nivel dispone de cinco aulas, sala para maestros, enfermería, servicio sanitario para profesores y servicio sanitario para profesoras; el segundo nivel dispone también de cinco aulas y de los mismos servicios sanitarios, al igual que una sala de profesores. Cada aula tiene capacidad para más de veinte alumnos, cabe resaltar que una de las aulas se utilizará para sala de computación. La superficie útil de construcción de este módulo, excluyendo los pasillos, pero incluyendo el área de gradas, es aproximadamente 834.00 metros cuadrados.
- Un módulo de talleres el cual está ubicado en la parte central del predio, en la dirección este - oeste al lado derecho de la entrada principal de acceso. Es el módulo más grande de los que existen en el Centro, dispone de doce talleres distintos, dos baterías de duchas con vestidores, dos baterías de sanitarios, dos servicios sanitarios para instructores, además cuenta también con cuatro aulas con capacidad para veinte alumnos cada una. Cada taller cuenta además con una pequeña bodega para el almacenamiento de máquinas pequeñas y herramientas. De los doce talleres, de los cuales seis son para prácticas y seis para producción, dos serán dotados de equipo para carpintería, uno para taller de estructuras metálicas, uno para electromecánica, uno para electricidad, uno para imprenta, uno para cerámica, uno para aprendizaje de costura y los últimos dos dotados de equipos para procesamiento de productos agrícolas. Todo el módulo en su conjunto, de un solo nivel, tiene una superficie útil de construcción aproximada de 3,000.00 metros cuadrados.
- Un módulo de dormitorios, el cual se compone de dos alas y cada ala es de dos niveles. Se encuentra ubicado en la dirección norte del predio y las dos alas son separadas entre si por un área de jardín de 15.00 mts. de ancho. Las gradas de acceso para el segundo nivel se ubican a los extremos de cada ala. Cada nivel dispone de siete dormitorios para seis personas cada uno, más dos dormitorios privados y una batería de sanitarios con duchas, además de una pequeña bodega. El área útil de construcción de este módulo es aproximadamente de 1551.00 metros cuadrados.
- Una sala de estudio que está ubicada en dirección norte y centrada respecto de las dos alas del módulo de dormitorios, la biblioteca y el salón de usos múltiples. Este módulo es de dos niveles y cada nivel dispone solamente de la sala de lectura y elaboración de trabajos; con una capacidad total para doscientos cincuenta alumnos. El acceso al segundo nivel se hace a través de las gradas del extremo oeste de cada una de las alas del módulo de

dormitorios. Su superficie útil de construcción sin incluir el área de pasillos es de 214.50 metros cuadrados

- Un módulo para comedor, cocina, lavandería que está ubicado en la dirección este seguido del módulo de aulas. Este módulo dispone de los siguientes ambientes: - dos baterías de baños, uno para hombres y uno para mujeres; - comedor con capacidad para aproximadamente doscientas personas, utilizándose un sistema de autoservicio; - un área de cocina, la cual dispone de una pequeña bodega para el almacenamiento de los alimentos y carnes; - un área de autolavado de los utensilios de comedor y cocina; - un área de lavandería, la cual dispone de una bodega para la ropa limpia y sucia, el área de planchado y el área de lavado y secado de ropa; - dos servicios de vestidores y duchas, uno para hombres y el otro para mujeres, exclusivo del personal de cocina y lavandería. El área útil de construcción de este módulo es de 450.00 metros cuadrados distribuidos sobre un solo nivel.
- Área de cultivos que está ubicada en la parte sur - oeste del predio y se utiliza para las prácticas de agronomía que tienen que hacer los alumnos en su fase de aprendizaje en el sector. La extensión de terreno es bastante grande y está también prevista la realización de unos depósitos para los desechos de basura orgánica que se utilizarán como abono para los cultivos.
- Área verde o de jardinería: casi todos los módulos del complejo están rodeados con pequeños jardines que conforman casi un 10% del área total a construir.
- Área de pasillos: dentro del centro existen también toda una serie de áreas o pasillos, ambos techados, que sirven de paso de un edificio a otro en conexión con los pasillos propios previstos para los edificios. El área total de pasillos a construir será aproximadamente de 2650.00 metros cuadrados.

2.2.2 TIPO DE ESTRUCTURA DE LOS MÓDULOS

De acuerdo al tamaño, tipo y uso de los edificios, se definió que algunos de estos módulos serán de estructura metálica mientras que los otros serán de concreto reforzado.

Como se puede observar en la planta de conjunto del Centro para los edificios salón de usos múltiples, biblioteca, comedor y talleres, el sistema estructural previsto es en acero, mientras que para los restantes edificios se ha adoptado el concreto reforzado.

Las razones de esta elección se deben más que todo a las dimensiones en planta como en altura, bastante grandes de los edificios previstos en acero estructural. La adopción de una estructura en concreto para estos edificios hubiera dado como resultado soluciones técnicas muy complejas y secciones estructurales exageradas, con consiguientes altos costos de construcción. Se ha tomado también en cuenta para la elección de esta solución el tipo de uso que se les dará a estos edificios en estructura metálica donde se irán a desarrollar actividades de carácter comunitario.

Los criterios tomados en cuenta para la elección del sistema estructural de marcos rígidos en concreto reforzado, es decir, para los módulos administración, dormitorios, sala de estudio y aulas, fueron los siguientes: las luces y las alturas de los marcos son menores y permiten la adopción de soluciones normales para el diseño de este tipo de estructuras; las actividades a desarrollarse en estos edificios necesitan de condiciones ambientales diferentes

de las precedentes y por eso de otra clase de comodidad. A continuación se encuentran las memorias de cálculo acerca de las dos tipologías estructurales elegidas.

2.3 CÁLCULO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

2.3.1 DISEÑO EN CONCRETO REFORZADO

Para calcular una estructura en concreto reforzado debe realizarse el análisis estructural que comprende la determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en la estructura debido a la aplicación de las cargas que actuarán sobre ellas, para luego pasar al diseño estructural que incluye el arreglo y dimensionamiento de la estructura y sus partes, de tal manera que las mismas cumplan con las funciones para las cuales son previstas.

El presente diseño se realizó por medio de las resistencias últimas, método en el cual se utiliza un factor para ampliar las cargas vivas y muertas anticipadas (denominadas cargas de trabajo).

Las cargas ampliadas son vistas como cargas de colapso y, entonces, los elementos estructurales se diseñan utilizando esfuerzos últimos o algunas veces usando esfuerzos de fluencia.

Los factores de seguridad utilizados con frecuencia reflejan el grado superior de incertidumbre asociada con las cargas vivas, en comparación con las cargas muertas un valor típico utilizado en concreto reforzado es:

$$\text{Carga de diseño} = 1.4C.M. + 1.7C.V.$$

Determinación de cargas de diseño:

El primer paso a seguir en el diseño es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a la estructura durante su período de vida útil, estas cargas pueden ser:

La carga viva que depende del tipo y uso que se le dé a la estructura. Para el ejemplo que se detalla adelante se tomaron los valores de carga siguientes: para el techo de 100 kg/mt² debido a que es un techo inaccesible y para el entrepiso de 250 kg/mt² debido a que es una residencia estudiantil, otra carga viva que se debe considerar en el diseño es la carga ocasionada por el sismo para la cual se utilizó el método SEAOC (Sismologic Earthquake American of California).

Las cargas muertas son cargas que permanecen en el mismo lugar por ser propias de la estructura, para el ejemplo que se detalla adelante se tomó en cuenta para el entrepiso el peso de la lámina, el peso de los joist, el peso del ciclo falso, peso del muro sobre el marco, solera de mojinete y el peso propio de la viga. Para el primer nivel se tomó en cuenta el peso de la losa más la sobrecarga y el peso propio de la viga.

La integración de las cargas se realizó por medio de áreas tributarias, estas áreas son las de influencia de carga de un elemento estructural y deberán incluir toda porción de la

construcción en la cual si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección del elemento que se está considerando.

Análisis estructural:

Después de haber integrado todas las cargas que actúan sobre los marcos que forman la estructura se procede a realizar el análisis estructural, el cual da como resultado los momentos flexionantes, las cargas axiales y las cargas cortantes que actúan en los elementos que forman la estructura.

La forma más conveniente de presentar esta información es la de trazar una gráfica que muestre la forma como varía el momento en función de la longitud del elemento, para el trazo de esta gráfica se toma como abscisa la longitud del elemento y como ordenada el valor correspondiente del momento flexionante o el valor de la carga cortante según el caso. Estas gráficas se denominan diagrama de momentos y diagrama de corte.

Con estos valores se procede a realizar la combinación de cargas, puesto que los elementos deben diseñarse para las condiciones más severas que puedan desarrollarse en él, para este caso en particular no se tomaron en cuenta los valores de carga de viento, presiones laterales de tierra e hidrostática, asentamientos, etc. No se consideran en el diseño debido a que los valores de las combinaciones obtenidos para estas cargas son menores que los obtenidos en la combinación de carga básica, por lo tanto no son significativas para el diseño. Por lo que se consideran las siguientes ecuaciones como las que darán los valores de cargas últimas distribuidas para los elementos estructurales.

$$CU1 = 1.4C.M. + 1.7C.V.$$

$$CU2 = 0.75 (1.4C.M. + 1.7C.V. + 1.87S)$$

$$CU3 = 0.75 (1.4C.M. + 1.7C.V. + 1.87S)$$

$$CU4 = 0.9C.M. + 1.47S$$

$$CU5 = 0.9C.M. - 1.47S$$

Con estas combinaciones se gráfica la envolvente de momentos, la cual da los valores máximos de los momentos que se utilizan para diseñar las vigas y las columnas. Estos momentos máximos se obtienen por medio del trazo de líneas abajo y arriba, en los puntos más altos de las envolventes.

Diseño de vigas:

Para el diseño de vigas, se deben considerar los puntos más altos de la gráfica de envolventes de momentos, estos puntos serán los valores de momentos negativos $M(-)$ y positivos $M(+)$ a lo largo del elemento. A partir de los valores obtenidos en estos puntos, se comienza con el diseño de la viga de la siguiente forma:

1. Se identifica a que número de combinación pertenece cada uno de los valores de estos tres momentos.
2. Con los valores de estos momentos, calcular las áreas de acero que les corresponden a cada uno. Calcular así mismo las áreas de acero mínimo y las áreas de acero por requisito

sísmicos, chequear si las áreas de acero debidas a los momentos cubren los requisitos de estas dos áreas, si no las cubre se deben colocar bastones y/o tensiones.

3. Para el diseño por corte: según la combinación de carga a la que pertenezcan los momentos máximos, así será el valor de corte que se tenga. El corte actuante será la sumatoria de los cortes para carga viva $1.7 V_{cv}$, para carga muerta $1.4V_{cm}$ y para sismo $1.87V_s$; entonces se tiene que:

$$V_{act} = 1.7 V_{cv} + 1.4V_{cm} + 1.87V_s.$$

Mientras que el corte resistente es:

$$V_{res} = 0.85 * 0.53 * f_c * b * d$$

Si $V_{res} > V_{act}$, entonces se deben colocar estribos por confinamiento a $d/2$.

Si $V_{res} < V_{act}$, entonces se deben diseñar los estribos por corte.

Diseño de columnas:

Los momentos que se deben tomar para el diseño de columnas, también serán los mayores, el procedimiento a seguir para este diseño es:

1. Para el diseño de columnas se deben hacer combinaciones en el sentido "x" y en el sentido "y".
2. A partir de estos datos se obtienen los momentos máximos y las cargas axiales debidos a la carga muerta, carga viva y carga de sismo.
3. Con estos datos y siguiendo los requisitos del código ACI se procede a proponer el área de acero.
4. A partir de $P'u$ obtenida de la fórmula de Bresler, chequear que la carga axial última (sumatoria de las cargas axiales debidas a carga muerta, carga viva y sismo para cada sentido) sea menor que P_u , si cumple entonces el área de acero propuesta será suficiente.

Diseño de zapata:

Para el diseño de la zapata se deben tomar los valores de las reacciones en "x" y en "y" de la columna a la que pertenece la zapata que se está diseñando.

La carga actuante será la sumatoria de las fuerzas axiales en x (por carga muerta, carga viva y carga de sismo) más la sumatoria de las fuerzas axiales en y (por carga muerta, carga viva y carga de sismo) y el momento actuante será igual a la suma de los momentos por carga muerta, carga viva y sismo para el sentido "x" y el sentido "y" respectivamente.

El diseño de la zapata se realiza de la siguiente manera:

1. Diseño del área de zapata

Para el diseño del área de la zapata se utilizan las cargas de servicio, por lo que se deben dividir las cargas últimas dentro del factor de carga última, la primera estimación del área se realiza dividiendo la carga de trabajo multiplicada por un factor de 1.5 y dividiendo este resultado dentro del valor soporte del suelo. Luego se chequea la presión sobre el suelo, la que no debe exceder el valor soporte del suelo ni bajar de 0 para que no existan presiones de tensión, en caso contrario se deberá aumentar el área de la zapata.

2. Diseño del espesor de zapata

Para que el espesor de la zapata sea adecuado debe resistir tanto el corte simple como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

3. Diseño por flexión

Sí tanto el área como el espesor de la zapata son adecuados se procede al cálculo del refuerzo de acero que debe llevar la zapata en el sentido "x" y en el sentido "y".

2.3.2 EJEMPLO DE DISEÑO PARA UN MARCO EN EL SENTIDO "X" DEL MÓDULO DE DORMITORIOS:

Como puede verse en la planta del módulo de dormitorios, que se muestra en la siguiente página (fig. No. 2), se realizará únicamente el cálculo y diseño estructural del marco 3, en el sentido "x", el cual se tomará como ejemplo, debido a que es un módulo de dos niveles y por lo tanto el cálculo se vuelve demasiado extenso. Este marco se representa en la figura No 1.

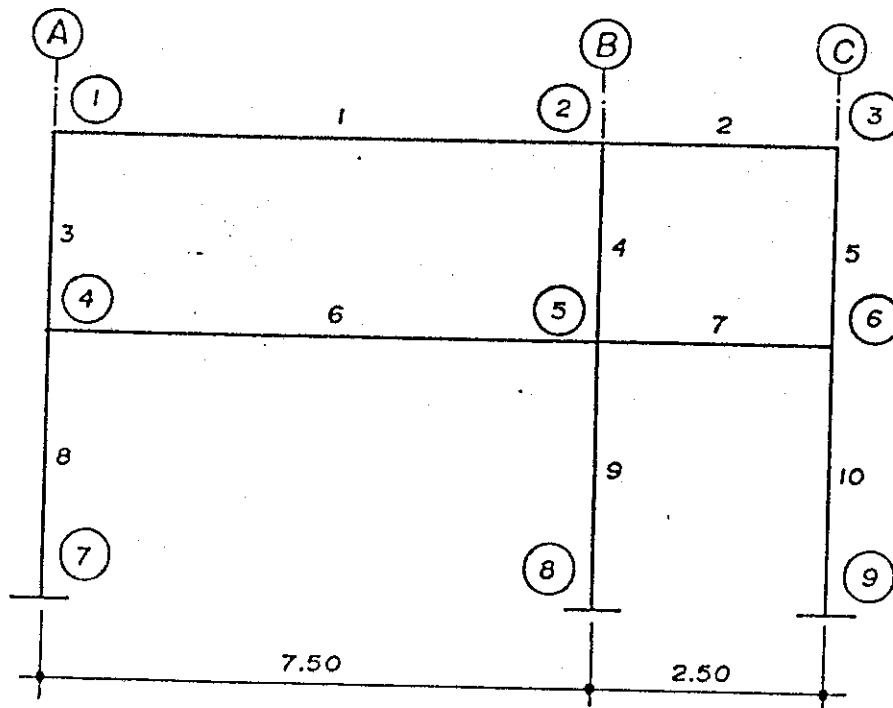
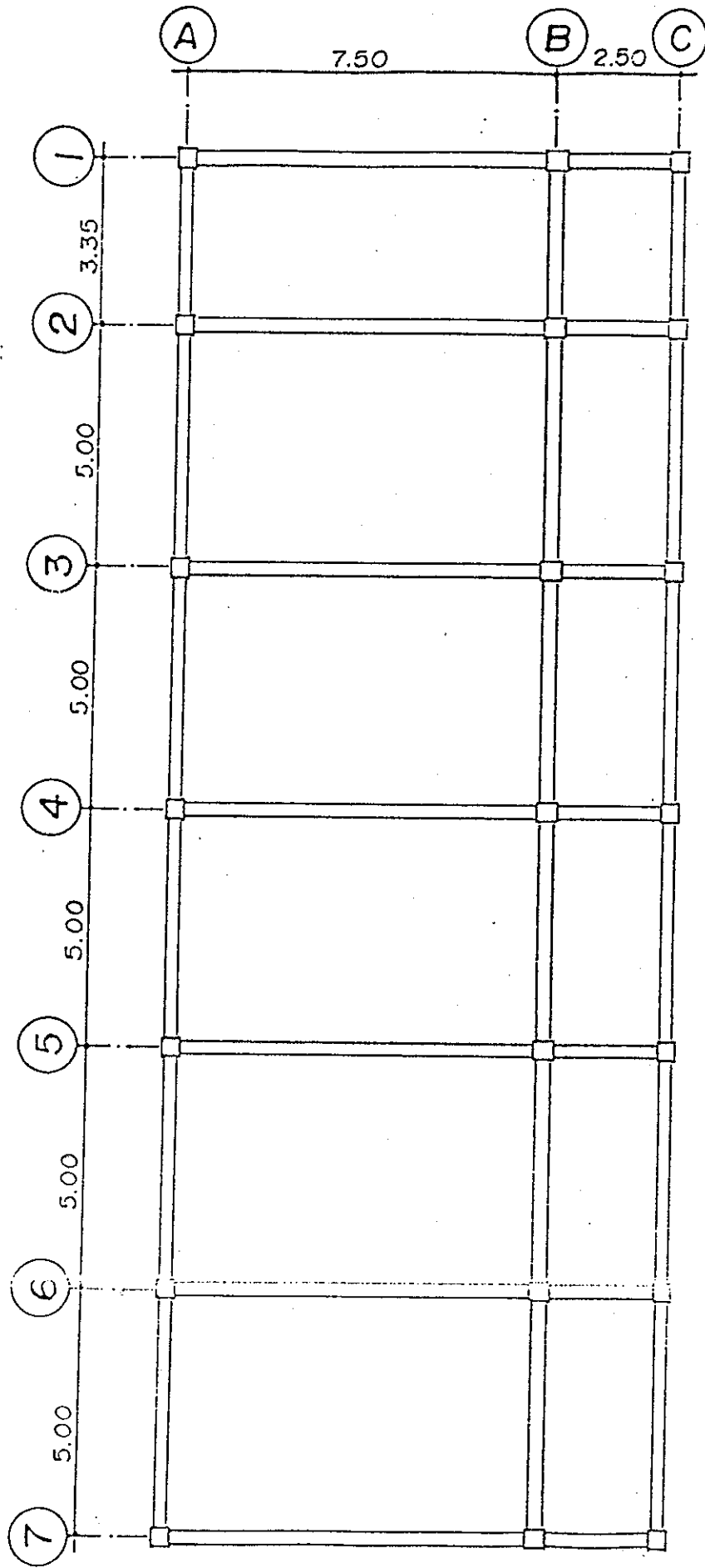


FIGURA No 1



PLANTA MÓDULO DORMITORIOS SIN ESCALA

FIGURA No. 2

Los números encerrados en círculos representan las juntas o nudos, mientras que los números en negrillas representan los elementos, sean éstos columnas o vigas, las letras A, B y C representan los ejes.

Las especificaciones de diseño para el cálculo son las siguientes:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- $F'y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.
- Carga viva de entrepiso = 250 kg/mts^2 .
- Carga viva de techo = 100 kg/mts^2 .
- Carga de acabados = 90 kg/mts^2 .
- Peso del concreto = 2400 kg./mts^3 .
- Carga de muro para el 1er. nivel con block de $0.20 \text{ mts.} * 0.20 \text{ mts.} * 0.40 \text{ mts.}$
= 120 kg./mt.
- Carga de muro para el 2do. nivel con block de $0.15 \text{ mts.} * 0.20 \text{ mts.} * 0.40 \text{ mts.}$
= 90 kg./mt.
- Peso de la lámina (cindú) = 5.83 kg/mts^2 .
- Peso de la costanera tipo Joist 4.10 kg/mt.
- Asumiendo sección de viga = $0.25 \text{ mts.} * 0.5 \text{ mts.}$
- Asumiendo sección de columna = $0.3 \text{ mt.} * 0.3 \text{ mt.}$

2.3.3 INTEGRACIÓN DE LAS CARGAS:

A partir de estos datos se procedió con la integración de cargas y para ello se hallaron las áreas tributarias de influencia, tanto para techo como para entrepiso las cuales son las siguientes:

- Área tributaria para techo entre los ejes A y B = 41.45 mts^2 .
- Área tributaria para techo entre los ejes B y C = 15.65 mts^2 .
- Área tributaria para entrepiso entre los ejes A y B = 25 mts^2 .
- Área tributaria para entrepiso entre los ejes B y C = 3.13 mts^2 .

Para este marco se analizarán únicamente las cargas que actúan en el elemento 6 (fig. No. 1), para los otros elementos sólo se indicarán los resultados.

La carga se distribuirá a lo largo de toda la viga, las cargas muertas que actúan son las de la losa, la sobrecarga o carga de acabados además del peso propio de la viga; para las cargas vivas, se tomará un valor de 250 kilogramos por metro cuadrado, por lo que la integración queda de la siguiente manera.

Integrando la carga muerta:

$$\begin{aligned}
 W.C.M &= (\text{peso de losa} * \text{área tributaria}) / \text{longitud de viga} \\
 &+ (\text{sobre carga} * \text{área tributaria}) / \text{longitud de viga} \\
 &+ (\text{Peso propio de la viga}) \\
 &= (2400 \text{ kg/mt}^3 * 0.13 \text{ mt.} * 25 \text{ mts}^2 / 7.25 \text{ mts.}) \\
 &+ (90 \text{ kg/mt}^2 * 25 \text{ mts}^2 / 7.25 \text{ mts.}) + (2400 \text{ kg./mt}^3 * 0.25 \text{ mt.} * 0.5 \text{ mt.}) \\
 &= 1686.21 \text{ kg./mt.} = 1.134 \text{ kip/ft.}
 \end{aligned}$$

Integrando la carga viva:

$$\begin{aligned} W.C.V &= \text{Carga viva} * \text{área tributaria} / \text{longitud de viga} \\ &= 250 \text{ kg/mt}^2 * 25 \text{ mts}^2 / 7.25 \text{ mts.} \\ &= 862.07 \text{ kg/mt.} = 0.580 \text{ kip/ft.} \end{aligned}$$

La carga última distribuida a lo largo del elemento 6 es:

$$\begin{aligned} W_u &= 1.4 \text{ cm.} + 1.7 \text{ C.V.} \\ &= 1.4 (1686.21 \text{ kg/mt.}) + 1.7 (862.07 \text{ kg/mt.}) \\ &= 3826.21 \text{ kg/mt.} = 0.580 \text{ kg/ft.} \end{aligned}$$

Para los otros elementos los resultados son los siguientes:

Elemento # 1

$$\begin{aligned} W.C.M. &= 444.97 \text{ kg/mt.} = 0.299 \text{ kip/ft.} \\ W.C.V. &= 571.72 \text{ kg/mt.} = 0.384 \text{ kip/ft} \\ W_u &= 1.4 * 444.97 \text{ kg/mt.} + 1.7 * 571.72 \text{ kg/mt.} \\ &= 1594.88 \text{ kg./mt} = 1.072 \text{ km./ft.} \end{aligned}$$

Elemento # 2

$$\begin{aligned} W.C.M. &= 426.66 \text{ kg/mt.} = 0.287 \text{ kip/ft.} \\ W.C.V. &= 695.56 \text{ kg/mt.} = 0.468 \text{ kip/ft.} \\ W_u &= 1.4 * 426.66 \text{ kg/mt.} + 1.7 * 695.56 \text{ kg/mt.} \\ &= 1779.78 \text{ kg./mt.} = 1200 \text{ kip/ft.} \end{aligned}$$

Elemento # 6 (ver el cálculo)

Elemento # 7

$$\begin{aligned} W.C.M. &= 803.3 \text{ kg/mt.} = 0.540 \text{ kip/ft.} \\ W.C.V. &= 313 \text{ kg/mt.} = 0.210 \text{ kip/ft.} \\ W_u &= 1.4 * 803.3 \text{ kg/mt.} + 1.7 (313 \text{ kg/mt.}) \\ &= 1656.72 \text{ kg/mt.} = 1.114 \text{ kip/ft.} \end{aligned}$$

Carga por sismo según el método SEAOC:

V = ZICKSW donde:

Z = 1.00 (daño mayor)

I = 1.25 (institución educativa)

K = 0.67 (mayor rigidez)

$$\begin{aligned} C \rightarrow t &= 0.0906 * H / (D) \\ &= 0.0906 * 7.66 \text{ mts.} / (10.30 \text{ mts.}) \\ &= 0.2162 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 1 / (15 * (t)) \\ &= 1 / (15 * (0.2162)) \\ &= 0.1433 > 0.12 \end{aligned}$$

$$C = 0.12$$

$$S = 1.5$$

$$C * S = 0.12 * 1.5 \\ = 0.18 > 0.14$$

$$C * S = 0.14$$

W = peso del segundo nivel + peso del primer nivel (peso del edificio)

$$W_{2do} = W_{techo} + W_{viga} + W_{columna} + W_{muro} + 0.25 W_{viva}$$

$$W_{2do} = 88132.24 \text{ kg} = 88.132 \text{ ton.}$$

$$W_{1er} = W_{losa} + W_{viga} + W_{columna} + W_{muro} + W_{gradas} + 0.25 W_{viva}$$

$$W_{1er} = 265125.44 \text{ kg.} = 265.13 \text{ ton.}$$

$$W = 88.132 \text{ ton.} + 265.13 \text{ ton.} \\ = 353.262 \text{ ton.}$$

Entonces el corte basal es:

$$V = ZIKCS * W \\ = 1.0 * 1.25 * 0.67 * 0.14 * 353.262 \text{ Ton.} \\ = 41.42 \text{ ton.}$$

Teniendo el valor del corte basal se hallan las fuerzas de piso:

$$F_i = \frac{V * (W_i * h_i)}{\sum (W_i * h_i)}$$

$$\sum (W_i * h_i) = (88.132 \text{ ton.} * 7.66 \text{ mts.}) + (265.13 \text{ ton.} * 4.44 \text{ mts.}) \\ = 1852.26832 \text{ ton.-mts.}$$

$$\text{Fuerza de piso nivel 2} = F_{p2} = 15.10 \text{ ton.}$$

$$\text{Fuerza de piso nivel 1} = F_{p1} = 26.32 \text{ ton.}$$

Las fuerzas por marco se hallan por el método de rigideces, debido a que el marco no es simétrico, por lo que las fuerzas para el marco 3 en el sentido "x" son:

$$F_{m2} = 2.35 \text{ ton.} = 5.182 \text{ kips}$$

$$F_{m1} = 6.24 \text{ ton.} = 13.76 \text{ kips}$$

Por lo tanto el marco con todas sus cargas es el que se muestra en la figura No 3:

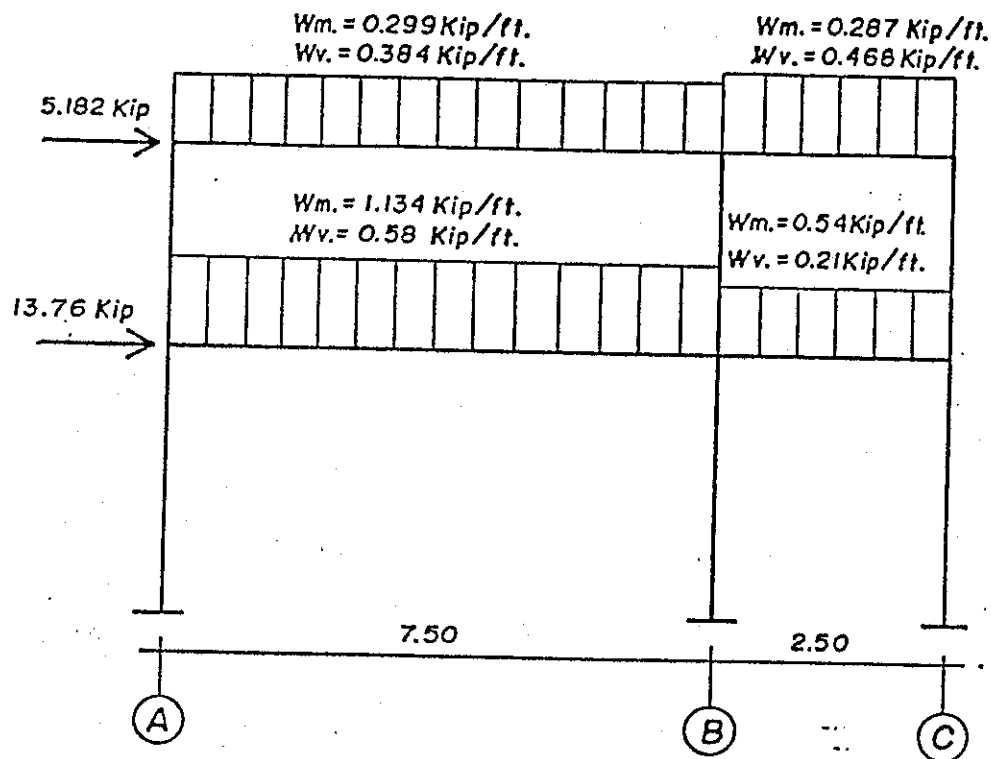


FIGURA No 3

Luego de la integración total de cargas en ambos sentidos de la estructura, tanto para entrepiso como para techo se procede a realizar el análisis estructural. Donde el objetivo técnico se refiere a la determinación de fuerzas y desplazamientos que sufre la estructura.

El análisis estructural se hizo por medio de computadora, utilizando el programa "Frame Análisis & Design", para elaborar este análisis es necesario encontrar el valor de los siguientes datos:

Módulo de elasticidad del concreto (E_c) = 218,819.79 kg./cm²

Sección externa de la viga = 0.125 mts²

Sección externa de la columna = 0.09 mts²

Momento de inercia de viga (I_v) = 2.604 x 10³ mts⁴

Momento de inercia de columna (I_c) = 8.1 x 10³ mts⁴

Los datos del modelo matemático y todos los datos que ingresan al programa de análisis estructural deben ingresar con las dimensionales de kips, lbs, pie y plgs. Razón por la cual el modelo matemático se presentó con estas dimensionales.

A continuación se presentan los resultados del análisis estructural:

2.3.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

MARCO 3 SENTIDO X

REACCIONES DEBIDAS A LA CARGA MUERTA (Datos para diseño de zapata)

Junta	Global - X (Kip)	Global - Y (Kip)	Momento (ft-k)
7	1.4738	16.4205	-5.5128
8	-1.2932	26.2040	6.5171
9	-0.1805	-0.5770	1.6893

FUERZAS FINALES EN ELEMENTOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

Elemento	Junta	Axta (Kip)	Corte (Kip)	Elemento (ft-k)
1	1	2.7281	(Viga 1) 3.5193	(Viga 1) 10.4421
	2	-2.7281	3.8391	-14.3779
2	2	0.4122	1.2676	3.9149
	3	-0.4122	1.0658	-3.0053
3	1	3.5193	-2.7281	-10.4421
	4	-3.5193	2.7281	-18.3935
4	2	(columna 4) 5.1267	2.3159	(columna 4) 10.4631
	5	-5.1267	-2.3159	14.0160
5	3	1.0658	0.4122	3.0053
	6	-1.0658	-0.4122	1.3512
6	4	-1.2543	12.9012	32.069
	5	1.2543	15.0065	-57.9747
7	5	-0.2316	6.0708	33.6379
	6	0.2316	-1.6428	-2.0124
8	4	16.4205	-1.4738	-13.6755
	7	-16.4205	1.4738	-5.5128
9	5	26.2040	1.2932	6.5171
	8	-26.2040	-1.2932	10.3208
10	6	-0.5770	0.1805	0.6811
	9	0.5770	-0.1805	1.6893

REACCIONES DE CARGA VIVA (Datos para diseño de zapata)

Junta	Global - X (Kip)	Global - Y (Kip)	Momento (ft-k)
7	0.7206	10.9874	-2.7300
8	-0.6338	18.2921	3.1589
9	-0.0868	0.0042	0.7966

FUERZAS FINALES EN ELEMENTOS PRODUCIDOS POR CARGA VIVA

Elemento	Junta	Axial (Kip)	Corte (Kip)	Elemento (ft-k)
1	1	1.9537	(viga 1) 4.3264	(viga 1) 9.4229
	2	-1.9537	5.1238	-19.5553
2	2	0.3267	3.0556	11.3731
	3	-0.3267	0.7820	-2.0510
3	1	4.3264	-1.9537	-9.8429
	4	-4.3264	1.9537	-10.8081
4	2	(columna 4) 8.1795	1.6270	(columna 4) 8.2822
	5	-8.1795	-1.6270	8.9157
5	3	0.7820	0.3267	2.051
	6	-0.7820	-0.3267	1.4021
6	4	-1.2331	6.6610	17.4606
	5	1.2331	7.6128	-29.173
7	5	-0.2398	2.4998	15.1745
	6	0.2398	-0.7778	-1.7362
8	4	10.9874	-0.7206	-6.6525
	7	-10.9874	0.7206	-2.7300
9	5	18.2921	0.6338	5.0828
	8	-18.2921	-0.6338	3.1689
10	6	0.0042	0.0868	0.3341
	9	-0.0042	-0.0868	0.7966

REACCIONES DE CARGA DE SISMO (Datos para diseño de zapatas)

Junta	Global -X (Kip)	Global -Y (Kip)	Momento (ft-k)
7	-5.6621	-2.764	40.6585
8	-6.8681	-9.8901	45.5689
9	-6.3919	12.6541	43.4766

FUERZAS FINALES EN ELEMENTOS DE CARGA DE SISMO

Elemento	Junta	Axial (Kip)	Corte (Kip)	Elemento (ft-k)
1	1	4.5652	(viga 1) -0.5332	(viga 1) -6.9298
	2	-4.5652	0.5332	-6.1933
2	2	1.8601	-2.4373	-8.6455
	3	-1.8601	2.4373	-11.3405
3	1	-0.5332	0.6158	6.9298
	4	0.5332	-0.6158	-0.4099
4	2	(columna 4) -1.9041	2.7054	(columna 4) 14.8388
	5	1.9041	-2.7054	13.7570
5	3	2.4373	1.8598	11.3405
	6	-2.4373	-1.8598	8.3175
6	4	8.6948	-2.2307	-33.002
	5	-8.6948	2.2307	-21.8960
7	5	4.5318	-10.2168	-35.7146
	6	-4.5318	10.2168	-48.0629
8	4	-2.7640	6.6821	33.4119
	7	2.7640	-5.6821	40.5685
9	5	-9.8901	6.8681	43.8535
	8	9.8901	-6.8681	45.5689
10	6	12.6541	6.3919	39.7454
	9	-12.6541	-6.3919	43.4766

2.3.5 DISEÑO DE COLUMNAS:

Se diseñaron las columnas más críticas del marco 3 que son las numeradas como el elemento 4 y el elemento 9 (ver figura No. 1).

Para el elemento 4 se obtienen del análisis estructural los datos de fuerza axial y momento para los diferentes tipos de carga; con estos datos se hacen las combinaciones respectivas y se toman los valores máximos.

Los datos de diseño son los siguientes:

$$P_u = 12168.08 \text{ Kg.} \cong 12.17 \text{ Ton.}$$

$$M_x = 5855.71 \text{ Kg.} \cdot \text{mt.} \cong 2.521 \text{ ton.} \cdot \text{mt.}$$

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

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

$$\text{Secc. de col.} = 0.30\text{mts} * 0.30\text{mts}$$

- En el presente diseño se obvia el procedimiento de magnificación de momentos debido a que los valores obtenidos no son significativos (menos del 10% de incremento en el valor obtenido del análisis estructural).

- Cálculo del acero longitudinal.

Para el cálculo del acero longitudinal de las columnas se utilizará el método de cargas inversas, que es un método simple y aproximado, desarrollado por Bresler, quien lo verificó satisfactoriamente mediante comparaciones con resultados en gran cantidad de ensayos y cálculos previos.

La ecuación de carga inversa de Bresler se definió como:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

$P'u$ = Carga última en flexión biaxial

$P'x$ = Carga última cuando solo esta presente la excentricidad e_y

$P'y$ = Carga última cuando solo esta presente la excentricidad e_x

$P'o$ = Carga concéntrica que resiste la columna.

El objetivo es encontrar el valor de $P'u$ y luego compararlo con P_u , si, $P'u < P_u$, se debe aumentar la sección del elemento ó aumentar el refuerzo.

- Cálculo del $A_{s\text{min}} = 0.01 * A_y = 0.01 * 30 \text{ cms.} * 30 \text{ cms.} = 9 \text{ cm}^2$
- Se propone un armado con un área $> A_{s\text{min}}$
Se propone 4 varillas # 6 que sumaría $A_s = 11.40 \text{ cm}^2$
- Cálculo de las excentricidades

$$e_x = \frac{M_x}{P_u} = \frac{5855.71}{12168.08} = 0.48 \text{ mts.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P_u} = \frac{2521.2}{12168.08} = 0.21 \text{ mts.}$$

- Cálculo del recubrimiento

Utilizando $\gamma = 0.8$

$$R_x = R_y = 30 \text{ cms.} - (0.8 * 30 \text{ cms.}) \\ = 6 \text{ cms.}$$

Recubrimiento tanto en "x" como en "y" igual a tres centímetros en cada lado.

- Cálculo de los parámetros necesarios para determinar los valores de K'_x y K'_y en los diagramas de interacción.

$$\rho_u = \frac{A_s F_y}{0.85 * F'_c * A_y} = \frac{11.4 * 2810}{0.85 * 210 * 30^2} = 0.2$$

$$\frac{e_x}{h_x} = 0.48/0.3 = 1.6$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.21/0.3 = 0.70$$

Datos para buscar K'_x

$$\frac{e_x}{h_y} = 1.60 \\ \gamma_x = 0.8 \\ \rho_u = 0.2$$

Datos para buscar K'_y

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.70 \\ \gamma_y = 0.80 \\ \rho_u = 0.20$$

Con estos datos y los diagramas de interacción que se encuentran en la tabla No. 1 del anexo 3, se tiene que:

$$K'_x = 0.21 \quad \text{y} \quad K'_y = 0.47$$

- Cálculo de P'_x , P'_y y P'_o

$$P'_x = \phi(K'_x * F'_c * b_c * h_c) \\ = 0.7(0.21 * 210 * 30^2) = 21168 \text{ Kg.}$$

$$P'_y = \phi(K'_y * F'_c * b_c * h_c) \\ = 0.7(0.47 * 210 * 30^2) = 55566 \text{ kg.}$$

$$P'_o = \phi(0.85 * F'_c * A_g + A_s * F_y) \\ = 0.7(0.85 * 210 * 30^2 + 15.52 * 2810) = 134878.8 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de carga final de resistencia por fórmula de Bresler

$$1/P'u = 1/P'x + 1/P'y - 1/P'o$$

$$1/P'u = 1/21168 + 1/55566 - 1/134878.8$$

$$P'u = 17293.96 \text{ Kg.}$$

$$P'u > Pu \quad 17293.96 > 12168.08$$

Por lo tanto si se pueden, usar 4 varillas No. 6

- Confinamiento de la columna

El objetivo de confinar una columna es el de hacerla más dúctil en sus extremos (zona cercana a los nudos). Se entiende por ductilidad a la capacidad de deformación que tiene un material ante la acción de una carga. Por consiguiente a menor rigidez en la columna mencionada, mayor será la capacidad de deformación del miembro.

El procedimiento para confinar es el siguiente:

- Límites para la altura de la zona de confinamiento (L_o)

$$- h/6 = 272/6 = 45 \text{ cms.}$$

$$L_o = - \text{Lado mayor} = 30 \text{ cms.}$$

$$- 45 \text{ cms.}$$

Se toma el mayor de los tres valores anteriores por lo que la parte confinada es de 45 cms.

- Para el cálculo del espaciamiento de los estribos en la zona confinada (S_1), se necesita el área transversal de la varilla utilizada para estribo (A_s), la mayor longitud libre del estribo a la mayor distancia entre dos varillas longitudinales (L_n) y la relación volumétrica de la sección transversal.

$$S_1 = \frac{A_v}{L_n * \delta_s} = \frac{2 * (A_{sv})}{L_n * \delta_s}$$

$$\begin{aligned} \delta_s &= (0.45 * (f'_c/f_y) * (A_g/A_{ch} - 1)) \\ &= (0.45 * (210/2810) * (30^2/24^2 - 1)) \\ &= 0.0019 \end{aligned}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 \text{ cms.}}{24 \text{ cms.} * 0.019} = 3.11 \text{ cms.} \quad \text{y} \quad S_{max} = d/2 = \frac{27}{2} \text{ cms.} = 13.5 \text{ cms.}$$

Según el código ACI, la separación S no debe ser menor de 5 cms. porque no existiría espacio para que el agregado grueso tenga libertad de paso entonces S en la parte confinada será de 5 cms. y en la parte no confinada igual a 15 cms. por lo que queda:

Estribos No. 3 @ 5 cms. (parte confinada)

Estribos No. 3 @ 15 cms. (parte no confinada)

- Para el elemento 9 se sigue el mismo procedimiento que el anterior quedando como resultado lo siguiente:

Acero longitudinal = 4 varillas No. 8
 Con Estribos No. 3 @ 5 cm. (parte confinada igual a 0.66 mts) y
 Estribos No. 3 @ 15 cm. (parte no confinada)

2.3.6 DISEÑO DE VIGAS:

En este marco se diseñarán 4 vigas, las cuales están numeradas como los elementos 1, 2, 6 y 7 del modelo matemático (fig. No. 1).

- El procedimiento para el diseño del elemento 1 es el siguiente.

- Se obtienen los siguientes datos (ver los resultados del análisis estructural):

$V_{cm} = 3.5193 \text{ kips} = 1596.04 \text{ kg.}$
 $M_{cm} = 10.4421 \text{ kips} = 1443.80 \text{ kg.- mt.}$
 $V_{cv} = 4.3264 \text{ kips} = 44497 \text{ kg.}$
 $M_{cv} = 9.8429 \text{ kips} = 1360.95 \text{ kg.-mt.}$
 $V_{cs} = -0.5332 \text{ kips} = -241.81 \text{ kgs.}$
 $M_{cs} = -6.9298 \text{ kip-pie} = 958.16 \text{ kg.-mt.}$
 $W_{cm} = 444.97 \text{ kg/mt.}$
 $W_{cv} = 571.72 \text{ kg/mt}$

Con los datos anteriores se encuentra la envolvente de momentos de este elemento realizando los cinco tipos de combinaciones para corte y momento anteriormente descritos, luego por ser una viga con una carga linealmente distribuida la ecuación de momento a partir de un punto X de la viga será:

$$M_x = M_u - V_u (X) + C_u (X^2)/2$$

Las cinco ecuaciones para encontrar la envolvente de momentos son las siguientes:

$$M_{c1} = 4334.93 - 5569975X + 797.44X^2$$

$$M_{c2} = 1916.57 - 3848.75 X + 499.51X^2$$

$$M_{c3} = 4599.43 - 4525.83X + 599.51X^2$$

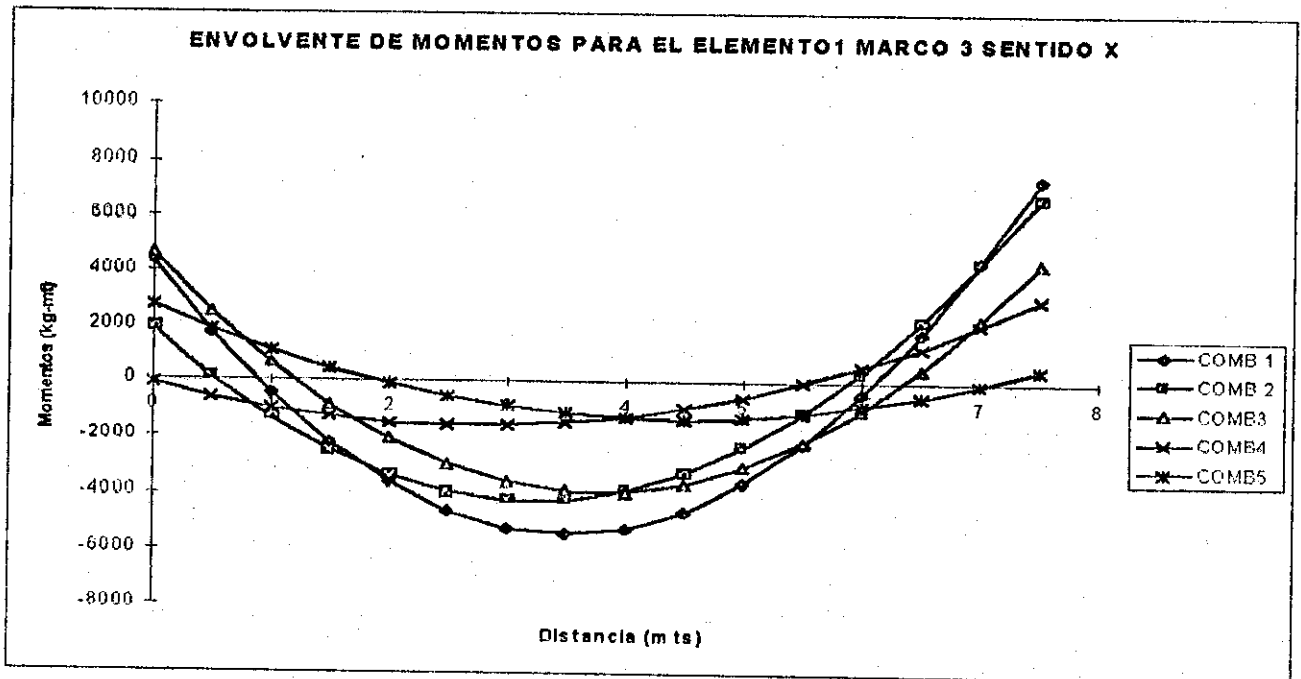
$$M_{c4} = 109.075 - 1080.98X + 200.2365X^2$$

$$M_{c5} = 2707.92 - 1791.89X + 200.2365X^2$$

La envolvente de momentos para este elemento se muestra en la gráfica No 1:

ELEMENTO 1 MARCO 3 SENTIDO X

DATOS DEL ELEMENTO 1	X	COMB 1	COMB 2	COMB3	COMB4	COMB5
VCM= 1596.04 KG	0	4334.93	1916.57	4599.43	-109.075	2707.92
MCM= 1443.8 KG-MT	0.5	1749.3025	142.0725	2486.3925	-599.505875	1862.03413
VCV= 1962.07 KG	1	-437.605	-1332.67	673.11	-989.8185	1116.2065
MCV= 1360.95 KG-MT	1.5	-2225.7925	-2507.6575	-840.4175	-1280.01288	470.617125
VCS= -241.81 KG	2	-3615.26	-3382.89	-2054.19	-1470.089	-74.914
MCS= -958.16 KG-MT	2.5	-4606.0075	-3958.3675	-2968.2075	-1560.04688	-520.326875
WM= 444.97 KG/MT	3	-5198.035	-4234.09	-3582.47	-1549.8865	-865.6215
WV= 571.72 KG/MT	3.5	-5391.3425	-4210.0575	-3896.9775	-1439.60788	-1110.79788
	4	-5185.93	-3886.27	-3911.73	-1229.211	-1255.856
	4.5	-4581.7975	-3262.7275	-3626.7275	-918.695875	-1300.79588
	5	-3578.945	-2339.43	-3041.97	-508.0625	-1245.6175
	5.5	-2177.3725	-1116.3775	-2157.4575	2.689125	-1090.32088
	6	-377.08	406.43	-973.19	613.559	-834.906
	6.5	1821.9325	2228.9925	510.8325	1324.54713	-479.372875
	7	4419.665	4351.31	2294.61	2135.6535	-23.7215
	7.5	7416.1175	6773.3825	4378.1425	3046.87813	532.048125



GRAFICA No 1

De la gráfica No 1 se toman los valores de momentos positivos y momentos negativos máximos que son:

$$\begin{aligned} M (-)_{\text{izq.}} &= 4599.43 \text{ kg.-mt.} \\ M (+)_{\text{máx.}} &= 5391.34 \text{ kg.-mt.} \\ M (-)_{\text{der.}} &= 7416.11 \text{ kg.-mt.} \end{aligned}$$

Para este caso los datos que se tomarán en general para el diseño de las vigas será:

$$\begin{aligned} F_y &= 2810 \text{ kg./cm}^2 \\ F'_c &= 210 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Sección de Viga} &= 0.50 \text{ mts.} * 0.25 \text{ mts.} \\ \text{Recubrimiento} &= 2.5 \text{ cms.} \\ b &= 0.25 \text{ mts.} \\ d &= 0.45 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Los valores del área de acero se obtienen a través de las siguientes fórmulas:

$$A_s \text{ mín.} = \frac{14.1 * b * d}{F_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c * b * d * (1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.003825 * f'_c * b * d}})}{F_y}$$

$$A_s \text{ máx.} = 0.5 * 0.85^2 * \left(\frac{f'_c}{F_y} * \frac{6090}{6090 + F_y} \right) * b * d$$

Para el chequeo sísmico se toma el mayor de los valores obtenidos de las condiciones siguientes:

<p>Ascs</p> <p>2 varillas</p> <p>As mín</p> <p>0.33 As (-)</p>	<p>Asci</p> <p>2 varillas</p> <p>As mín</p> <p>0.5 As (+)</p> <p>0.5 As (-)</p>
----------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------

Para el momento negativo a la izquierda del elemento el acero requerido es:

$$A_s (-) \text{ Izq.} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Para el momento positivo máximo o de acero requerido es:

$$A_s (+) \text{ max} = 4.91 \text{ cm}^2$$

Para el momento negativo a la derecha del elemento, el acero requerido es:

$$A_s (-) \text{ der} = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 5.65 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. } 6 = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chequeo sismico: } Asc_s = 5.65 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. } 6 = 5.70 \text{ cm}^2.$$

$$Asc_i = 5.65 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. } 6 = 5.70 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto se deben colocar 2 varillas No. 6 corridas en cada cama y para el momento negativo derecho donde el área de acero requerido es mayor que el acero que cubren las dos varillas No. 6 queda $As_{req} - As_{(corrido)} = 6.84 \text{ cm}^2 - 5.70 \text{ cm}^2 = 1.14 \text{ cm}^2$ que lo cubre una varilla No. 4, por lo que se debe colocar un bastón con una varilla No. 4.

Diseño por corte:

Los valores de corte se obtienen del análisis estructural y son:

$$V_{cm} = 3.8391 \text{ kips} = 1741.07 \text{ kg.}$$

$$V_{cv} = 5.1238 \text{ kips} = 2323.69 \text{ kg.}$$

$$V_{cs} = 0.5332 \text{ kips} = 241.81 \text{ kg.}$$

Cálculo del corte actuante en la viga:

$$\begin{aligned} V_{act} &= 0.75 (1.4 V_{cm} + 1.7 V_{cv} + 1.87 V_{cs}) \\ &= 0.75 (1.4 * 1741.07 \text{ kg.} + 1.7 * 2323.69 \text{ kg.} + 1.87 * 241.8 \text{ kg.}) \\ &= 5129.97 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Cálculo del corte resistente del concreto

$$\begin{aligned} V_{resis} &= 0.85 * 0.53 * (f_c * b * d) \\ &= 7344.41 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Como:

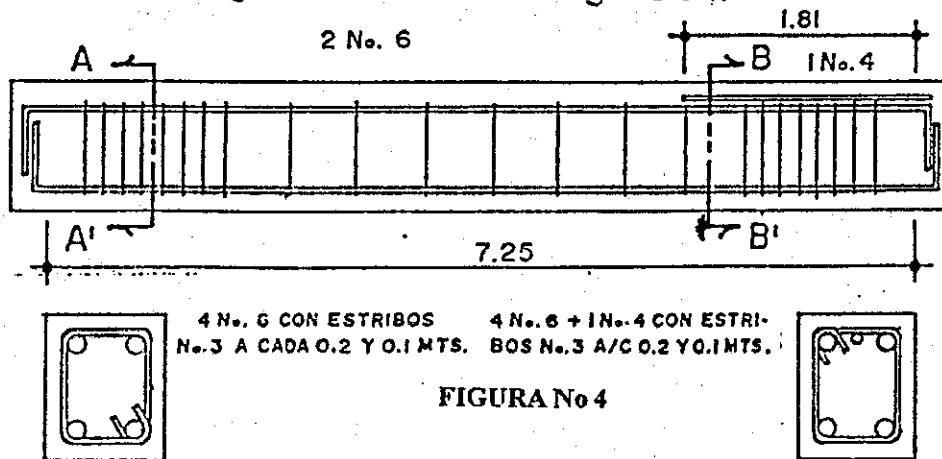
$$V_{resis} > V_{act} \text{ por lo que:}$$

Se utiliza únicamente estribos por confinamiento con el espaciamiento máximo.

$$S_{max} = d/2 = 45 \text{ cms.}/2 = 22.50 \text{ cms.}$$

Por lo que se usa estribos No. 3 o 3/8" @ 0.20 mts.

El armado de la viga No. 1 se muestra en la figura No 4:



Sección A - A'

Sección B - B'

2.3.7 DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA

Los datos que a continuación se presentan son los valores de las reacciones que se obtienen del análisis estructural tanto en el sentido "x" como en el sentido "y", además se tienen los valores obtenidos del estudio de suelos, la zapata que se va a analizar en este caso es la de la junta número 8, según la figura No. 1.

$$P_{act} = 42259.24 \text{ kg} \cong 42.26 \text{ ton}$$

$$M_x = 7640.93 \text{ kg-mt} \cong 7.64 \text{ ton-mt}$$

$$M_y = 5245.75 \text{ kg-mt} \cong 5.25 \text{ ton-mt}$$

$$V_s = 15 \text{ ton/mt}^2 \text{ (del estudio de suelos)}$$

$$p_s = 65 \text{ ton/mt}^3 \text{ (del estudio de suelos)}$$

Se diseñó la zapata aislada concéntrica con los datos de carga y momentos últimos.

Diseño del área de la zapata

Para el cálculo del área de la zapata se utilizan las cargas de servicio, por lo tanto se dividen las cargas últimas dentro del factor de carga última para obtenerlas. De la misma forma se obtienen los momentos de servicio.

Cargas y momentos de servicio:

$$P' = P_{act}/F_{cu} = 42.26 \text{ ton}/1.50 = 28.173 \text{ ton}$$

$$M'_x = M_x/F_{cu} = 7.64 \text{ ton-mt}/1.50 = 5.027 \text{ ton-mt}$$

$$M'_y = M_y/F_{cu} = 5.25 \text{ ton-mt}/1.50 = 3.50 \text{ ton-mt}$$

$$A_z = P_{act}/V_s = 42.26 \text{ ton}/15 \text{ ton/mt}^2 = 2.82 \text{ mts}^2 \text{ (3.00 mts}^2)$$

$$L_x = 2.10 \text{ mts} \quad L_y = 2.10 \text{ mts} \quad A = 4.41 \text{ mts}^2 \quad t = 0.40 \text{ mts}$$

Chequeo de presión sobre el suelo.

$$P_t = \text{Peso del suelo} + \text{Peso de la columna} + \text{Peso del cimiento} + \text{Carga de trabajo}$$

$$P_t = (4.41 \text{ mts}^2 \cdot 0.82 \text{ mts} \cdot 1.65 \text{ ton/mt}^3) + (0.3^2 \text{ mts}^2 \cdot 3.70 \text{ mts} \cdot 2.4 \text{ ton/mt}^3) \\ + (4.41 \text{ mts}^2 \cdot 0.40 \text{ mts} \cdot 2.4 \text{ ton/mt}^3) + 28.173 \text{ ton} \\ = 39.173 \text{ ton}$$

Debido a que existe, carga y flexión biaxial, las presiones sobre el suelo por debajo de la zapata serán:

$$q = \frac{P_t}{A_z} \pm \frac{(M_x \cdot 6)}{bh^2} \pm \frac{(M_y \cdot 6)}{bh^2} \\ = \frac{39.173 \text{ kg}}{4.41 \text{ Mts}^2} \pm \frac{(5.027 \text{ kg-mt} \cdot 6)}{2.13 \text{ Mts}^2} \pm \frac{(3.5 \text{ kg-mt} \cdot 6)}{2.13 \text{ Mts}^2}$$

$$q_{max} = 14.41 \text{ Ton/Mts}^2 < V_s = 15 \text{ T/Mts}^2$$

$$q_{min} = 3.36 \text{ Ton/Mts}^2 > 0$$

Presión de Diseño:

$$q_{dis} = q_{max} * F_{cu} = 14.41 * 1.5 = 21.62 \text{ Ton/mts}^2.$$

Chequeo por corte simple:

Usando Acero No. 6.

$$d = t - \phi/2 - \text{Rec.} = 40 \text{ cms.} - (1.91 \text{ cms.} / 2) - 7.5 \text{ cms.} \\ = 31.5 \text{ cms.}$$

Cálculo del corte actuante:

$$V_{act} = \text{Área crítica de corte actuante} * \text{presión de diseño}$$

$$V_{act} = (2.10 \text{ mts.} * 0.585 \text{ mts.}) * 21.62 \text{ ton./mts}^2 = 26.56 \text{ ton.}$$

Cálculo del corte simple resistente:

$$V_r = (0.85 * 0.53 * ((210 \text{ kg/cms}^2) * 200 \text{ cms.} * 31.5 \text{ cms.}) / 1000 \text{ kg./ton.}) \\ = 41.43 \text{ ton.}$$

$V_{res.} > V_{act.}$, sí chequea por corte simple.

chequeo por corte punzonante

$$V_{act} = \text{área crítica de punzonamiento} * \text{presión de diseño}$$

$$V_{act} = ((2.1 \text{ mts.} * 2.1 \text{ mts.}) - (0.615 \text{ mts.} * 0.615 \text{ mts.})) * 21.62 \text{ ton./mts}^2 \\ = 87.17 \text{ ton.}$$

$$V_r = (0.85 * 1.06 * ((210 \text{ kg./cms}^2) * 246 \text{ cms.} * 31.5 \text{ cms.}) / 1000 \text{ kg./ton.}) \\ = 101.18 \text{ ton.}$$

$V_{res.} > V_{act.}$, sí chequea por corte punzonante.

Diseño del refuerzo a flexión

Flexión en el sentido "x - x":

$$q_{dis} = 21.62 \text{ ton./mts}^2.$$

$$M_u = WL^2/2 = 21.62 \text{ ton./mt.} * (0.90 \text{ mts.})^2/2 = 8.756 \text{ ton.-mt.} = 8756.10 \text{ kg.-mt.}$$

$$M_u = 8756.10 \text{ kg.-mt.}$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 31.5 \text{ cms.}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg./mts}^2.$$

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

$$A_s \text{ req} = 11.31 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{array}{ll} S & 2.85 \\ 100 & 11.311 \end{array}$$

$$S = 100 * 2.85 / 11.311 = 25.20 \text{ cms.}$$

Colocar acero No 6 @ 0.25 mts

Flexión en el sentido "y - y":

$$M_u = 8756.10 \text{ kg.-mt.}$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 24.5 \text{ cms.}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg./mt}^2.$$

$$f_c = 210 \text{ kg./mt}^2.$$

$$A_s \text{ req} = 12.13 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{array}{ll} S & 2.85 \\ 100 & 12.13 \end{array}$$

$$S = 100 * 2.85 / 12.13 = 23.50 \text{ cms.}$$

Colocar acero No 6 @ 0.20 mts

$$A_z = 4.41 \text{ mts}^2.$$

$$L_x = 2.10 \text{ mts.}$$

$$L_y = 2.10 \text{ mts.}$$

2.3.8 DISEÑO DE LA LOSA

La losa se diseñó por el método 3 del código ACI. Se diseñan las 4 losas siguientes ya que las otras son simétricas a las losas numeradas como 3 y 4 en la figura No. 5.

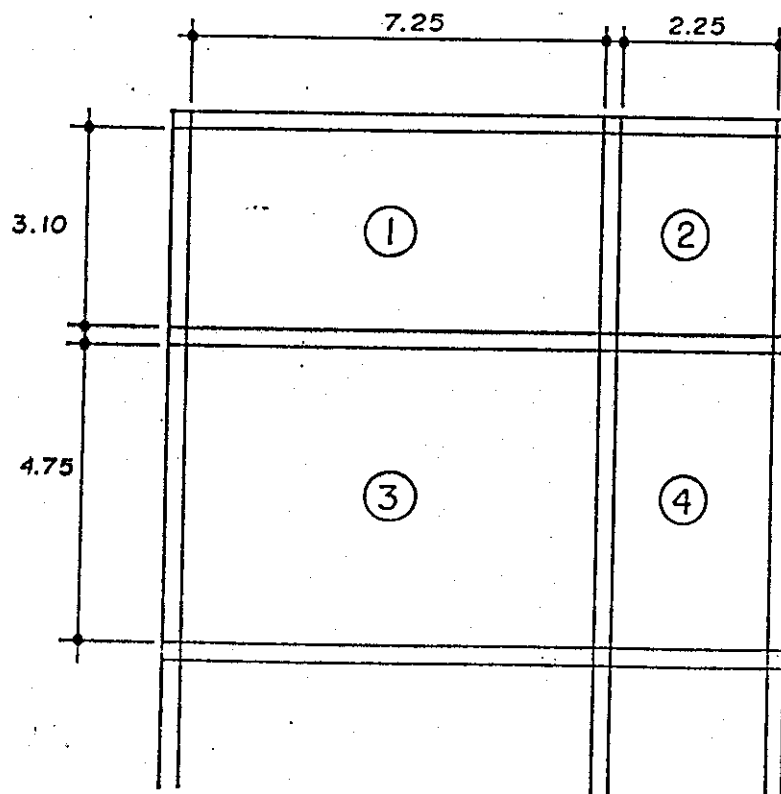


FIGURA No. 5

1. *Cálculo de espesor de la losa:*

Para uniformizar el espesor en todas las losas del edificio, se opta por el espesor crítico, el cual lo da la losa que tenga las longitudes mayores, en este caso será de $A = 4.75$ mts. y $B = 7.25$ mts. y utilizando la fórmula indicada se tiene:

$$t = \frac{\text{perímetro de la losa}}{180} = \frac{2 * (A + B)}{180} = \frac{2 * 4.75 \text{ mts.} + 2 * 7.25 \text{ mts.}}{180} = 0.1333 \text{ mts.}$$
$$t = 0.13 \text{ mts.}$$

El resultado de esta operación se encuentra aún dentro del parámetro de las losas macizas, por lo que para este módulo se utilizan losas macizas.

2. *Verificar si las losas son armadas en 1 sentido ó en 2 sentidos:*

$M = A/B$, si $M < 0.5$, es armada en un sentido
si $M > 0.5$, es armada en dos sentidos

$$\begin{array}{ll} \text{Losa 1 } M = 3.1 \text{ mts.}/7.25 \text{ mts.} = 0.43 & \text{Losa 3 } = 3.75 \text{ mts.}/7.25 \text{ mts.} = 0.66 \\ \text{Losa 2 } M = 2.25 \text{ mts.}/3.10 \text{ mts.} = 0.73 & \text{Losa 4 } = 2.25 \text{ mts.}/4.75 \text{ mts.} = 0.47 \end{array}$$

Como puede verse las losas 1 y 4 son armadas en un sentido, mientras que la 2 y 3 son armadas en dos sentidos.

3. *Integración de las cargas:*

La carga muerta se calcula considerando el peso de la losa más la sobrecarga multiplicada por el espesor de la losa.

$$\begin{aligned} CM &= W_{\text{losa}} + \text{sobrecarga} = 2400 \text{ kg./mt}^2 * 0.13 \text{ mts.} + 90 \text{ kg./mt}^2 \\ CM &= 402 \text{ kg./mt}^2. \end{aligned}$$

Para carga viva se considera un valor de 250 kg./mt^2 ., actuando sobre las losas.

La carga última sobre la losa será:

$$\begin{aligned} W_u &= 1.4 CM + 1.7 CV \\ &= 1.4 * 402 \text{ kg./mt}^2 + 1.7 * 250 \text{ kg./mt}^2 = 987.8 \text{ kg./mt}^2. \end{aligned}$$

4. *Cálculo de los momentos en las losas:*

Losas armadas en dos sentidos: para calcular los momentos de estas losas es necesario encontrar los factores correspondientes, que se encuentran en las tablas 2, 3 y 4 del anexo No. 3.

Los momentos para la losa 2 son:

$$\begin{aligned}M_a (-) &= 380.06 \text{ kg.-mt.} \\M_a (+) &= 234.40 \text{ kg.-mt.} \\M_B (-) &= 227.83 \text{ kg.-mt.} \\M_B (+) &= 135.66 \text{ kg.-mt.}\end{aligned}$$

Los momentos para la losa 3 son:

$$\begin{aligned}M_a (-) &= 1849.84 \text{ kg.-mt.} \\M_a (+) &= 949.55 \text{ kg.-mt.} \\M_B (-) &= 571.14 \text{ kg.-mt.} \\M_B (+) &= 348.96 \text{ kg.-mt.}\end{aligned}$$

Losas armadas en un sentido: Se calculan por medio de las fórmulas para losas armadas en un sentido.

Los momentos para la losa 1 son:

$$\begin{aligned}M (-)_{izq.} &= \frac{Wl^2}{10} = 949.28 \text{ kg.-mt.} \\M (+) &= \frac{Wl^2}{9} = 1054.75 \text{ kg.-mt.} \\M (-)_{der.} &= \frac{Wl^2}{14} = 678.05 \text{ kg.-mt.}\end{aligned}$$

Los momentos para la losa 4 son:

$$\begin{aligned}M (-)_{izq.} &= \frac{Wl^2}{10} = 500.07 \text{ kg.-mt.} \\M (+) &= \frac{Wl^2}{9} = 555.64 \text{ kg.-mt.} \\M (-)_{der.} &= \frac{Wl^2}{14} = 357.20 \text{ kg.-mt.}\end{aligned}$$

5. Balanceo de momentos:

Es necesario balancear por el método de rigideces los momentos entre las losas 1 y 3 y entre las losas 3 y 4.

Entre las losas 1 y 3 los momentos son:

$M_1 = 949.28 \text{ kg.-mt.}$ y $M_3 = 571.14 \text{ kg.-mt.}$, por lo que el procedimiento es el siguiente:

	Losa 1	Losa 3
$K = 1/L$	$1/3.10 = 0.32$	$1/4.75 = 0.21$
$D = \frac{K_i}{K_i + K_j}$	$(0.32)/(0.32+0.21) = 0.61$	$0.21/(0.21+0.32)=0.39$
$M =$	949.28 kg.-mt.	571.14 kg.-mt.
$D*M =$	$- 230.67$	147.47
$M_{Bal} = M + (A*M)$	718.61 kg.-mt	718.61 kg.-mt.

Los momentos positivos balanceados quedan de la siguiente manera:

Para la losa 1

$$MB(+) = 1054.75 + (949.61)/2 = 1170.09 \text{ kg.-mt.}$$

Para la losa 3 y 4 se sigue el mismo procedimiento quedando como resultado los momentos que se indican en la figura No. 6.

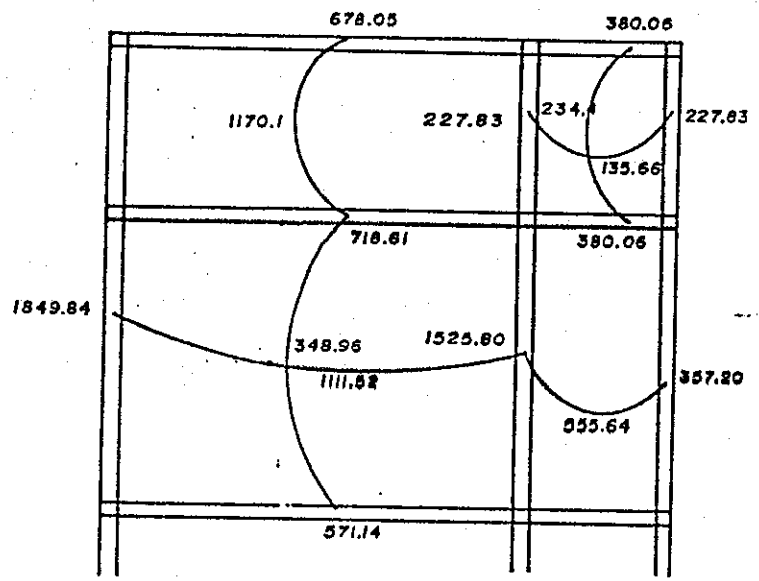


FIGURA No. 6

6. Diseño del refuerzo de las losas

Diseño de la losa 1:

Se calcula el acero mínimo:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0.4 (14.1/F_y) * b * d \\ &= 0.4 * 14.1/2810 \text{ kg./cm}^2 * 100 \text{ cms.} * 10 \text{ cms.} \\ &= 2.01 \text{ cms}^2. \end{aligned}$$

Se calcula el momento que produce el acero mínimo:

$$M_{s \text{ min}} = 500.29 \text{ kg.-mt.}$$

Usando varilla No. 3 se tiene que el espaciamiento es:

$$\begin{aligned} S &= 0.71 \text{ cm}^2 \\ 100 \text{ cms.} &= 2.01 \text{ cm}^2. \end{aligned} \quad S = 35.5 \text{ cms.} = 35 \text{ cms.}$$

$$\begin{aligned} Y \quad S_{\text{máx.}} &= 3 * t = 3 * 13 \text{ cms.} \\ S_{\text{máx.}} &= 39 \text{ cms.} > S = 35 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Diseño del refuerzo y espaciamiento para los momentos mayores de 500.30 kg.-mt..

M	As	S
555.64 kg./mt.	2.24 cms ² .	32 cms.
571.14 kg./mt.	2.30 cms ² .	31 cms.
678.5 kg./mt.	2.74 cms ² .	26 cms.
718.61 kg./mt.	2.91 cms ² .	24 cms.
1111.52 kg./mt.	4.56 cms ² .	16 cms.
1170.09 kg./mt.	4.81 cms ² .	15 cms.
1525.90 kg./mt.	6.35 cms ² .	11 cms.
1849.84 kg./mt.	7.79 cms ² .	10 cms.

Para las losas armadas en un solo sentido, se deberá colocar solamente acero por temperatura en el sentido largo:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ temp.}} &= 0.002 * b * t \\ &= 0.002 * 100 \text{ cms.} * 13 \text{ cms.} \\ &= 2.60 \text{ cms}^2. \end{aligned} \quad Y \quad S = 25 \text{ cms.}$$

El armado de la losa se presenta en los planos del anexo No. 1.

2.4 DISEÑO DE ESTRUCTURA DE ACERO

2.4.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para la realización completa del diseño, se ha considerado una estructura de tipo comercial con dimensiones propuestas a través de la experiencia. El análisis comienza desde el techo hasta la cimentación, llegando así a la verificación de los marcos por el método de aproximaciones sucesivas. En este caso se analizó únicamente un marco intermedio juntamente con todas las otras partes estructurales necesarias, como lo es el diseño de: la cubierta, que incluye costaneras, el marco propiamente (viga y columna), y la cimentación sobre la cual este marco estará asentado.

Forma de la cubierta

Entre las opciones más comunes se encuentran, las estructuras con una, dos, y cuatro aguas. Pueden existir también formas más caprichosas; para este caso se eligió una estructura de dos aguas.

Selección de la cubierta

Para este caso se seleccionó lámina Cindú, por ser una lámina metálica, que no se raja ni se quiebra, es la más silenciosa y fresca del mercado, además su esmalte le proporciona un gran atractivo, es de larga vida y libre de mantenimiento.

Sus características técnicas son:

- Ancho total de 0.87 mts.
- Ancho útil 0.79 mts.
- Peso igual a 5.50 Kg/m²
- La distancia recomendada entre apoyos es de más o menos 1.50 mts.
- Su resistencia térmica la rige la norma ASTM C- 177

2.4.1.1 DISEÑO DE COSTANERA TIPO "C"

Para optimizar y garantizar que las cargas que se tendrán que soportar estarán bajo control, es necesario conocer algunas propiedades importantes de las costaneras, como lo son la inercia, módulo de sección (en ambos sentidos) y sus áreas. Seguidamente se presentan los datos para las costaneras comerciales:

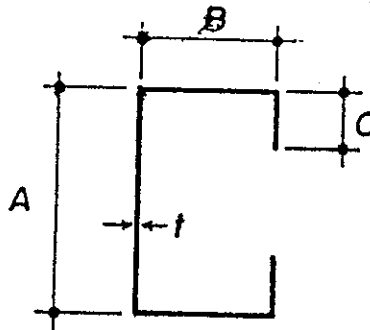
TABLA "A"

COSTANERA TIPO "C"	ALTURA "A+B+C" PLGS.	ESPESOR "t"	AREA PLG ²	Ix PLG-4	Iy PLG-4	Sx PLG-3	Sy PLG ²
A=4" B=2" C=1/2" 1=1/16"	7.00	0.0625	0.44	1.79	0.0001	0.51	0.00
A=5" B=2" C=1/2" 1=1/16"	8.00	0.0625	0.50	2.67	0.0002	0.67	0.01
A=6" B=2" C=1/2" 1=1/16"	9.00	0.0625	0.56	3.80	0.0002	0.84	0.01
A=7" B=2" C=1/2" 1=1/16"	10.00	0.0625	0.63	5.21	0.0002	1.04	0.01
A=8" B=2" C=1/2" 1=1/16"	11.00	0.0625	0.69	6.93	0.0002	1.26	0.01
A=9" B=2" C=1/2" 1=1/16"	12.00	0.0625	0.75	9.00	0.0002	1.50	0.01
A=10" B=2" C=1/2" 1=1/16"	13.00	0.0625	0.81	11.44	0.0003	1.76	0.01

DONDE:

A= PERALTE DE LA COSTANERA
t= ESPESOR DE LA COSTANERA

C= DISTANCIA DE LABIO
B= ANCHO DE LA COSTANERA



El presente análisis es análogo al de una viga simplemente apoyada, el cual comprende un estudio por flexión, corte y deflexión.

Integración de cargas

Tomando en cuenta las cargas que afectan el diseño, a continuación vienen indicados los valores de las cargas vivas y muertas que se han tomado en cuenta para el análisis estructural. Estos valores se han obtenido de la literatura técnica especializada además de las experiencias en esta clase de edificios y los datos entregados directamente por parte de los fabricantes.

CARGA MUERTA:

Lám. Cindú = 1.13 lbs./pie²
Separación entre costaneras = 4.93 pies
CM = 1.13 lbs/pie² * 4.93 pies
CM = 0.0056 kips/pie

CARGA VIVA:

trabajador 3.00 lb/pie²
CV = 3.00 lb/pie² * 4.93 pies
CV = 0.015 kips/pie

Análisis de la costanera:

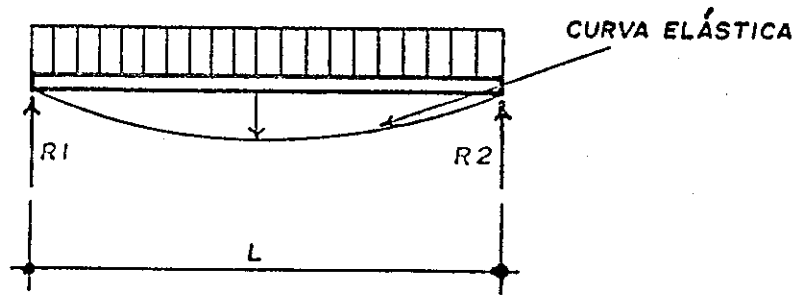
Con base al inciso anterior se procederá al análisis efectuando las siguientes verificaciones: flexión, corte y deflexión.

PARA FLEXIÓN:

Como se sabe dada una cierta viga y aplicando una determinada carga, la viga asume una forma de curva conocida como curva de flexión, su fórmula es:

$$S = M / f. \dots (1)$$

$$S = M / f. \dots (1)$$



Solución:

La condición tomada como base es la de una viga simplemente apoyada. Recordando que el momento es máximo al centro, y que las costaneras en este caso tienen una longitud de 5 mts. igual a 16.40 pies, con la que se obtienen los siguientes valores:

$$W = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} = 1.4 * 0.0056 \text{ kips/pie} + 1.7 * 0.015 \text{ kips/pie} \\ = 0.0332 \text{ kip/pie}$$

$$M = W * L^2 / 8 = 0.0332 \text{ kips/pie} * (16.40 \text{ pies})^2 / 8 \\ = 1.12 \text{ kip-pie}$$

de la ecuación (1) se tiene:

$$S = M / f_a$$

Según el American Institute of Steel Construction (AISC), para el esfuerzo permisible "fa" en acero se pueden utilizar los dos siguientes valores: 22,000 lb/plg². ó 0.6*Fy. En el presente caso siempre se utilizará la segunda opción, que por lo tanto resulta:

$$f_a = 0.6 * 36,000 \text{ lb/plg}^2. = 21,600 \text{ lb/plg}^2. = 21.6 \text{ kips/plg}^2.$$

$$\text{Entonces, } S = 1.12 \text{ kip/pie} * 12 / 21.60 \text{ kips/plg}^2. = 0.63 \text{ plg.} < 0.67 \text{ plg.}$$

Comparando con la tabla "A" se observa en la columna del módulo de sección en el sentido "x" que la costanera más indicada es la de 5 pulgadas de peralte.

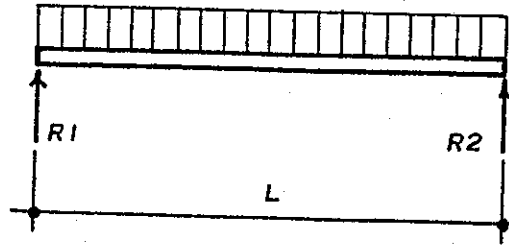
PARA CORTE:

Es el esfuerzo que actúa en una viga, siendo perpendicular al eje longitudinal (conocido también como esfuerzo cortante). Normalmente si se trata de una carga uniformemente distribuida las reacciones siempre serán:

$$R_1 = R_2 = R = WL/2. \dots (2)$$

$$R1 = R2 = R = WL/2. \quad \dots (2)$$

W (Carga Uniform. Distribuida)



Solución:

Existe la condición de que el cortante promedio, no debe exceder a 14.5 Kips/plg² para acero A36. Entonces se tiene de la ecuación 2

$$R = 0.0332 \text{ kip/pie} * 16.40 \text{ pies}/2 = 0.27 \text{ kips.}$$

Por lo tanto el cortante promedio será:

$$F_v = \text{corte} / (\text{peralte} * \text{espesor del alma})$$

$$F_v = 0.27 / (5'' * 1/16'') = 0.87 \text{ kip/plg}^2 \ll 14.5 \text{ kips/plg}^2$$

PARA DEFLEXIÓN:

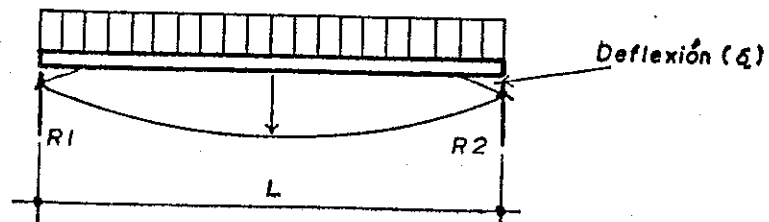
La deflexión es el desplazamiento que sufre una viga bajo la acción de una determinada carga. La deflexión máxima que sufre la viga tiene que compararse con la deflexión permisible y debe ser menor a ésta, denotadas por las ecuaciones (3) y (4).

$$D_r = (5/384) * (WL^3 / (E I)) \quad (3) \text{ Deflexión real}$$

$$D_p = L / 360 \quad (4) \text{ Deflexión permisible}$$

Así:

W (Carga uniformemente distribuida)



Solución:

La condición de deflexión permisible es la siguiente:

$$D_p = L/360 = (16.40 \text{ pies} * 12 \text{ plg./pie})/360 = 0.55 \text{ plg.}$$

Siendo su deflexión real:

$$D_r = (5/384) * (WL^3 / (E I)) = (5/384) * (2.68) * (196.80)^3 / (29000000 * 2.67)$$
$$D_r = 0.00344 \text{ Plg.}$$

Siendo $D_r < D_p$, se ha comprobado que no existe problema alguno en utilizar costanera de 5".

Donde:

S = Módulo de sección elástico (plg³)

M = Momento producido sobre la viga (lb-plg)

F = Esfuerzo permisible (lb/plg²)

R = Reacciones a los lados (lb)

D = Deflexión máxima (plg.)

W = Carga uniformemente distribuida sobre la costanera (lb/pie)

L = Longitud de la costanera (pies)

Fv = Cortante promedio

E = Módulo de elasticidad del acero (29,000 Kips/plg²)

I = Inercia de la costanera de 5" (pul-4)

2.4.2 ANÁLISIS DEL MARCO ESTRUCTURAL:

2.4.2.1 ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS:

El análisis estructural se hizo con la hipótesis de marcos con apoyos articulados. Esta hipótesis es justificada por el hecho de que en la realidad el anclaje de la columna con la zapata se realiza a través de una plancha y pernos que dejan siempre un cierto grado de libertad y de movimiento, por los cuales no se puede considerar el apoyo perfectamente empotrado y por lo tanto el marco no se encuentra en condiciones hiperestáticas.

Se necesita suponer dimensiones de prueba y analizar la estructura resultante, para después averiguar y comprobar si las secciones consideradas son satisfactorias. Si las dimensiones iniciales consideradas resultan deficientes, deben considerarse otras dimensiones, verificarlas, y si fuera necesario repetir el procedimiento. Este procedimiento de proponer una sección y verificarla es conocido como diseño por aproximaciones sucesivas.

Sin embargo, hay gran cantidad de información disponible que permite al calculista estimar desde un principio con bastante aproximación las dimensiones de la estructura del marco que se está diseñando. Con este método pueden establecerse dimensiones cercanas a las dimensiones finales de los elementos del marco, las que acortarán considerablemente el procedimiento de cálculo.

La información que se muestra en la tabla 5, y los esquemas 1, 2 y 3 del anexo No. 3 tratan acerca de las características técnicas de las varias secciones y de las fórmulas establecidas por el AISC (American Institute of Steel Construction) para el cálculo de los momentos y cortes. Las tablas que dan los valores para elementos de forma I también pueden ser encontradas en la página 22 de la sexta edición del código antes mencionado.

2.4.2.2 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE MARCOS, POR APROXIMACIONES SUCESIVAS:

1) **DETERMINACIÓN DE DATOS:** Para el desarrollo del análisis se debe contar con los siguientes datos iniciales:

a) Luz del marco	(Luz)
b) Longitud de la nave	(L)
c) Espaciamiento entre marcos	(E)
d) Altura de columna a rodilla	(h)
e) Altura de rodilla a cumbrera	(f)
f) Pendiente a partir de la horizontal	(%)
g) Longitud de la Viga	(m)
h) Altura total (h + f)	(H)

2) **ANÁLISIS DE CARGAS:** Consiste en investigar las cargas actuantes, en un área determinada, teniéndose que transformar en cargas distribuidas uniformemente (lb/pie). Si el caso es de una carga puntual, será entonces en libras fuerza, únicamente. Las cargas del análisis deben ser por:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga última
- Carga por viento
- Carga por sismo

3) **SUPOSICIÓN DE CONDICIONES INICIALES:**

- El esfuerzo a la tensión del acero FY , es igual a: 36,000 psi para acero A36.
- La estructura se supone que en sus apoyos es articulada, para que no existan momentos y facilitar los cálculos. De lo contrario, como se mencionó anteriormente es un caso hiperstático.
- Al inicio se asume que el módulo de elasticidad (E) y la inercia de sección (I) se mantienen iguales tanto para viga como para columna, debido a que las secciones son iguales. Entonces la rigidez de la columna es igual a la rigidez de la viga, quedando de la siguiente manera:

$$K_{viga} = K_{col} = (E.I)/L = "1/L."$$

d) Para el cálculo de las reacciones y los momentos se utilizan las ecuaciones de los esquemas 1, 2 y 3 que se encuentran en el anexo 3, los casos que se analizaron son los siguientes:

- Caso I para carga distribuida
- Caso IV A para carga de viento
- Caso VI para carga de sismo

4) **SELECCIÓN DE CASOS.** Como se ha descrito anteriormente se han analizado los casos I, IV A y VI. El caso I se aplicará tomando en cuenta la carga actuante sobre el techo. Para el caso IV A se analizará únicamente la carga del viento sobre el techo, tomando en cuenta que la parte de unión de la rodilla de columna hacia el pie de la columna no afectará porque estas cargas serán absorbidas por los muros. El caso VI que corresponde a una carga puntual se utilizará tal como si actuara un sismo.

Con las fórmulas que se encuentran en los esquemas antes mencionados se hallan las fuerzas horizontales, verticales y momentos en los puntos A, B y C del marco, las cuales se encuentran esquematizadas en el mismo.

5) **COMBINACIÓN DE CARGAS.** Se realiza una pequeña tabla, en donde se suman primero la carga distribuida más la carga de viento y luego se suman la carga distribuida más la carga de sismo. El valor máximo de las dos sumas anteriores nos dará la carga y el momento actuante en el marco.

6) **DISEÑO.** Se trabaja conforme al módulo de la sección asumida. Después considerando todas las acciones resultantes en términos de momentos y reacciones se averigua a través del cálculo si la sección considerada es suficiente o no.

El procedimiento, debe realizarse en la rodilla de la columna, y en la cumbrera. Además se hace notar la importancia de algunos de los siguientes chequeos que sugiere el código AISC:

Para flexo-compresión:
(en la columna)

$$\begin{aligned} (f_a / F_a) + (f_b / F_b) &< 1 \\ (f_a + f_b) &< 0.6 F_y. \end{aligned}$$

Donde:

f_a = N/A. Esfuerzo normal

N = Fuerza normal que existe en la columna. Y

A = Área de la sección transversal

f_b = M/S. Esfuerzo flexionante

M = Momento flexionante máximo en la barrera en consideración

S = Módulo de sección transversal de la columna respecto al eje, alrededor del que se presenta en la flexión.

Fa y Fb = Esfuerzos admisibles. Dependiendo de que si la pieza trabaja exclusivamente a compresión axial o flexión, respectivamente.

2.4.2.3 CÁLCULO Y DISEÑO PARA UN MARCO:

Se presenta a continuación el procedimiento para calculo y diseño de un marco intermedio utilizando el método de aproximaciones sucesivas. Como ejemplo concreto se desarrollará el cálculo para un marco intermedio del módulo de biblioteca de este proyecto:

1.- CÁLCULO DE MOMENTOS Y COMPONENTES PARA UN MARCO RIGIDO DEL MÓDULO DE BIBLIOTECA

1.1 DATOS INICIALES:

Luz del marco	I	10.00 mts.	32.81 pies
Longitud del módulo	L	20.00 mts.	65.62 pies
Espaciamiento entre marcos	E	5.00 mts.	16.40 pies
Altura de la columna hasta la rodilla	h	3.84 mts.	12.60 pies
Distancia de la rodilla a la cumbrera	f	1.20 mts.	3.94 pies
Distancia de la viga inclinada	m	5.14 mts.	16.87 pies
Altura total suelo - cumbrera	H	5.04 mts.	16.53 pies

Peso de la lámina Cindú = 5.5 Kg./mts² = 1.13 lbs./pie²

Peso de la costanera = 2.35 lbs/pie

Peso de la estructura = 10 lb/pie

Carga viva de 8 trabajadores por área tributaria = 15 kg/m

Velocidad del viento = 100 km./hora.

1.2 INTEGRACIÓN DE CARGAS PARA LA ESTRUCTURA SEGÚN EL TIPO:

Cálculo de carga última:

Carga Muerta:

Wlámina cindú = 5.5 kg./mt² = 1.13 lbs./pie² = 18.53 lbs./pie

Wcostanera = 2.35 lbs./pie

Westructura = 10.00 lbs./pie

CM = 18.53 + 2.35 + 10 = 30.88 lbs./pie = 0.031 kip/pie

Cálculo de la Carga Viva:

CV = 3 lbs./pie² * 16.40 pies = 49.2 lbs./pie = 0.0492 kips/pie

WU = 1.4 CM + 1.7 CV = (1.7 * 0.0492) + (1.4 * 0.031) = 0.13 kip/pie

Cálculo de la carga de viento:

Vviento = 100 km./hora

$$q = 0.004819 V^2 = 0.004819 * (100 \text{ km./hora})^2 = 48.19 \text{ kg./m}^2.$$

$$W_{\text{viento}} = 48.19 \text{ kg./m}^2 * 5 \text{ mt.} = 240.95 \text{ kg./mt.}$$

$$= 161.94 \text{ lbs/pie} = 0.162 \text{ kip/pie}$$

Cálculo de la carga del sismo: Se realizó este cálculo con el método SEAOC

Datos generales para la integración de la carga para hallar el corte por sismo:

$$W_{\text{lámina Cindú}} = 1.13 \text{ lbs./pie}^2 * 32.81 \text{ pies} * 65.62 \text{ pies} = 2432.88 \text{ lbs.}$$

$$W_{\text{costanera}} = 2.35 \text{ lbs./pie} * 6 \text{ cost.} * 65.62 \text{ pies} = 1850.00 \text{ lbs.}$$

$$W_{\text{estructura}} = 10.00 \text{ lbs./pie} * (12.60 * 2 + 16.87 * 2) * 5 = 2947.00 \text{ lbs.}$$

$$0.25 W_{\text{viva}} = 0.25 * 3 \text{ lbs./pie}^2 * 32.81 \text{ pie} * 65.62 \text{ pie} = 1614.74 \text{ lbs.}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{lámina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{estructura}} + 0.25 W_{\text{viva}}$$

$$= 2432.88 + 1850.00 + 1614.74.56 + 2947.00 = 8844.62 \text{ lbs.}$$

$$= 8.84 \text{ kips}$$

Corte Basal:

$$V = ZIKCSW$$

$$Z = 1 = \text{Zona cercana a falla importante}$$

$$I = 1.25 = \text{factor de uso (estructura educativa)}$$

$$C = 1/(15 * (t)) = \text{Coeficiente sísmico}$$

$$t = 0.05 * H / (1$$

$$= 0.05 * 16.53 / (32.81$$

$$= 0.14$$

$$C = 1/(15 * (t)) = 1/(15 * (0.14)) = 0.18$$

$$S = 1.5 = \text{Coeficiente de interacción estructura-suelo}$$

$$W = 8.84 \text{ kips}$$

$$K = 1$$

$$V = ZIKCSW$$

$$= 1 * 1.25 * 1 * 0.14 * 8.84 \text{ kips}$$

$$= 1.55 \text{ kips}$$

$$P = 1.55 \text{ kips} / 5 \text{ marcos}$$

$$= 0.31 \text{ kips}$$

1.3 FACTORES IMPORTANTES

Como la rigidez de la columna es igual al de la viga se supone que $I_c = I_v$ y $E_c = E_v$, entonces se tiene que:

$$K = L_{\text{col}} / L_{\text{viga}} = 12.6 / 16.87 = 0.75$$

$$Q = f/h = 3.94 / 12.60 = 0.31$$

$$N = 4(Q^2 + 3*Q + K + 3) = 4((0.31)^2 + 3 * 0.31 + 0.75 + 3) = 19.10$$

A continuación se presenta el cálculo de los momentos que se realizan a través de las fórmulas presentadas en los esquemas 1, 2 y 3 del anexo No. 3.

1.4 DESARROLLO DE LOS CASOS SELECCIONADOS

CASO I: Carga uniformemente distribuida en todo el techo debida a la carga muerta y a la carga viva.

$$\begin{aligned} R_a = R_e = R &= \frac{W_u * l}{2} \\ &= \frac{0.13 \text{ kips/pie} * 32.81 \text{ pies}}{2} = 2.13 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_a = H_e = H &= \frac{W_u * l^2 * (8+5Q)}{8hN} = \frac{0.13 \text{ kips/pie} * (32.81 \text{ pies})^2 * (8+5*0.31)}{(8*12.6 \text{ pies} * 19.10)} \\ &= 0.69 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b = M_d &= -H * h = -0.69 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies} \\ &= -8.69 \text{ kip-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{R * l}{4} - (H * (h+f)) \\ &= \frac{2.13 \text{ kips} * 32.81 \text{ pies}}{4} - (0.69 \text{ kips} * 16.53 \text{ pies}) \\ &= 6.06 \text{ kip-pie} \end{aligned}$$

CASO IV A: Carga uniforme e inclinada porción única debido al viento.

$$\begin{aligned} R_a = R_e = R &= \frac{W_v * f * (2h + f)}{2 * l} \\ &= \frac{0.16 \text{ kip/pie} * 3.94 \text{ pies} * (2 * 12.60 \text{ pies} + 3.94 \text{ pies})}{2 * 32.81 \text{ pies}} \\ &= 0.28 \text{ kips.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_a &= (W_v * f) - H_e = (0.16 \text{ kip/pie} * 3.94 \text{ pies}) - 0.3 \text{ kips} \\ &= 0.33 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_e &= \frac{W_v * f * (8K + 24 + 20Q + 5Q^2)}{4N} \\ &= \frac{0.16 \text{ kip/pie} * 3.94 \text{ pies}}{4 * 19.10} * (8 * 0.75 + 24 + 20 * 0.31 + 5 * 0.31^2) \\ &= 0.3 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= H_a * h = 0.33 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies} \\ &= 4.16 \text{ kip-pie} \end{aligned}$$

$$M_d = -H_e * h = -0.3 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies}$$

$$= -3.78 \text{ kip - pie}$$

$$M_c = \frac{R * l}{2} - (H_e * (h+f))$$

$$= \frac{0.28 \text{ kips} * 32.81 \text{ pies}}{2} - (0.3 \text{ kips} * 16.53 \text{ pies})$$

$$= -0.37 \text{ kip - pie}$$

CASO VI: Carga horizontal concentrada en cualquier parte de la columna debida al sismo.

Condición: solo si $bh < h$ donde bh es la posición en pies de la carga a partir del punto A, y b debe estar entre 0 y 1 cabe mencionar que 1 es un valor muy crítico.

$$R_a = R_e = P * (bh)/l$$

$$= \frac{0.31 \text{ kips} * 0.75 * 12.60 \text{ pies}}{32.81}$$

$$= 0.09 \text{ kips}$$

$$H_a = P - H_e = 0.31 \text{ kips} - 0.096 \text{ kips}$$

$$= 0.21 \text{ kips}$$

$$H_c = \frac{P * b * (3K - b^2 K + 3Q + 6)}{N}$$

$$= \frac{0.31 \text{ kips} * 0.75 * (3 * 0.75 - 0.75^3 + 3 * 0.31 + 6)}{19.10}$$

$$= 0.096 \text{ kips}$$

$$M_b = (H_a * h) - (P * h * (1.00 - b))$$

$$= (0.21 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies}) - (0.28 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies} * 0.25)$$

$$= 1.67 \text{ kip - pie}$$

$$M_d = (-H_c * h)$$

$$= (-0.096 \text{ kips} * 12.60 \text{ pies}) = -1.21 \text{ kip - pie}$$

$$= -1.21 \text{ kip-pie}$$

$$M_c = \frac{R * l}{2} - (H_e * (h + f))$$

$$= \frac{0.09 \text{ kips} * 32.81 \text{ pies}}{2} - (0.096 \text{ kips} * 16.53 \text{ pies})$$

$$= -0.11 \text{ kip - pie}$$

1.5 COMBINACIÓN DE CARGAS

LOCALIZACIÓN	CASO I	CASO IV A	CASO VI	C1 + C4	C1 + C6
RA	2.13	0.28	0.09	2.41	2.22
RE	2.13	0.28	0.09	2.41	2.22
HA	0.69	0.33	0.21	1.02	0.90
HE	0.69	0.30	0.10	1.00	0.79
MB	- 8.69	4.16	1.67	- 4.53	- 7.02
MD	- 8.69	-3.78	-1.21	-12.47	- 9.90
MC	6.07	-0.37	-0.11	5.70	5.96

$$\begin{aligned} M_{\text{máx.}} &= 12.47 \text{ kips} - \text{pie} * 12000 \text{ lbs./kip} \\ &= 149640 \text{ lbs.-plg.} \end{aligned}$$

VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES PARA VIGA Y COLUMNA:

Hallando el módulo de sección estimado:

$$S = \frac{M}{f} = \frac{149640 \text{ lbs} - \text{plg}}{0.6 * 36000 \text{ lbs/plg}^2} = 6.93 \text{ plg}^3$$

Según los datos de la sección propuesta 8WF10 obtenida del manual AISC página 1-22 de la sexta edición encontramos que $S = 7.79 \text{ plg}^3$. Por lo tanto como S requerido $>$ S estimado la sección es buena.

2.4.3 DISEÑO DE COLUMNA DE ACERO CARGADA A COMPRESIÓN AXIAL:

El diseño de columnas puede realizarse por el método de tanteos. La información con que se cuenta incluye siempre la carga y la longitud de la columna; el diseñador debe escoger entonces una sección tentativa y, calcular la carga permisible que soportará. Si esta carga permisible es menor que la carga real que debe soportar, la sección propuesta no es suficiente y deberá proponerse otra sección de modo similar.

PASO 1: Se supone una 8 WF 10 como sección tentativa que de conformidad con sus propiedades (ver tabla 5 anexo 3), su área es igual a 2.95 plg^2 , su $r_{x-x} = 3.23 \text{ plg}$ y $r_{y-y} = 0.82 \text{ plg}$.

PASO 2: En la tabla 6 del anexo 3 se encuentran los valores para el factor K donde se encuentra que para este tipo de estructura se tiene que $K = 0.7$ la relación de esbeltez será entonces:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.7 (12.60 * 12) \text{ plg}}{0.82 \text{ plg}} = 129.07$$

PASO 3: Utilizando la tabla 7 del anexo 3 por interpretación se encuentra que $F_a = 8.97 \text{ kips / pulg}^2$ (esfuerzo axial permisible).

PASO 4: La carga axial permisible P sobre la columna propuesta será:

$$P = F_a \cdot A$$

$$P = 8.97 \text{ kips / plg}^2 \cdot 2.95 \text{ plg}^2$$

$$P = 26.46 \text{ kips}$$

Donde F_a = esfuerzo axial permisible y A = área de la sección propuesta.

PASO 5: la carga de diseño es de 2.41 kips como la sección propuesta considerada puede soportar con seguridad una carga de 26.46 kips, entonces es aceptable.

PASO 6: como la columna se encuentra en flexión y compresión se debe chequear que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1 \text{ y que } f_a + f_b < 0.6 F_y$$

Según el código AISC página 3 – 8 de la sexta edición.

DATOS:

Fuerza normal máxima = 2.41 kips

de la tabla 8WF10

Area = 2.95 plg²

Sx = 7.79 plg

d / Af = 9.83

r x-x = 3.23 plg

r y-y = 0.82 plg

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{2.41 \text{ kips}}{2.95 \text{ plg}^2} = 0.82 \text{ kip / plg}^2$$

$$F_a = 8.97 \text{ kip / pulg}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.82}{8.97} = 0.091 < 0.15 \text{ Si chequea}$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{12.47 \cdot 12}{7.79} = 19.28 \text{ KSI}$$

$$F_b = \frac{12 \cdot 10}{12 \cdot 12.60 \cdot 9.83} = 8.07 < 22$$

Como $F_b < 22$ usar 22

Chequeo

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$\frac{0.82}{8.97} + \frac{19.21}{22} < 1$$

0.96 < 1 Si chequea

$$f_a + f_b < 0.6 F_y$$

$$8.82 + 19.21 < 0.6 * 36$$

$$20.03 \text{ kip / plg}^2 < 21.6 \text{ kip / plg}^2. \quad \text{Si chequea}$$

Está bien y por lo tanto se puede utilizar la sección 8WF 10.

2.4.4 DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA

Datos de diseño:

$P_{act} = 2.41 \text{ kips} \cong 1.21 \text{ ton.}$ (combinación de cargas)

$M_x = M_y = 0.00$ (debido a la condición del marco)

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

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

$V_s = 15 \text{ ton./mt.}^2$

peso específico del suelo = 1.65 ton./mt.^3 (Resultado del estudio geotécnico)

peso específico del concreto = 2.4 ton./mt.^3

Sección de la columna = 30 cms. * 30 cms.

1.- Hallar el área de la zapata

$$A_z = 1.5 * P_u / V_s = (1.5 * 1.21 \text{ ton.}) / 15 \text{ ton./mt.}^2 = 0.12 \text{ mts.}^2$$

Si la zapata es cuadrada sus lados quedan así:

$$L = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.12 \text{ mt}^2} = 0.35 \text{ mts.}$$

$$L_x = 0.35 \text{ mts.} \quad L_y = 0.35 \text{ mts.} \quad A = 0.12 \text{ mts.}^2 \quad \text{y} \quad t = 0.20 \text{ mts}$$

1.1 Chequear la presión en el suelo

$$\begin{aligned} \text{Peso del suelo} &= (A_z * \text{desplante}) * \text{peso específico del suelo} \\ &= (0.64 \text{ mts.}^2 * 1.10 \text{ mts.}) * 1.65 \text{ ton./mt.}^3 = 1.16 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de la columna (dato)} = 126 \text{ lbs.} + 475.2 \text{ lbs.} = 601.20 \text{ lbs.} = 0.30 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso del cemento} = (0.64 \text{ mts.}^2 * 0.2 \text{ mts.}) * 2.4 \text{ ton./mt.}^3 = 0.31 \text{ ton.}$$

Carga axial = 1.82 ton.

$$\begin{aligned} P_t &= 1.16 \text{ ton.} + 0.30 \text{ ton.} + 0.31 \text{ ton.} + 1.82 \text{ ton.} \\ &= 3.59 \text{ ton.} \end{aligned}$$

la presión sobre el suelo por debajo de la zapata será:

$$q = \frac{Pt}{Az} = \frac{3.59 \text{ ton.}}{0.12 \text{ mts.}^2}$$

$$q = 29.91 \text{ Ton./Mts.}^2 > V_s = 15 \text{ ton./mt.}^2$$

por lo tanto se debe aumentar el área de la zapata y después de varias pruebas para cada lado utilizamos 0.80 mts. de cada lado para obtener suficiente resistencia al corte y a la flexión.

$$q = \frac{Pt}{Az} = \frac{3.59 \text{ ton.}}{0.64 \text{ mts.}^2}$$

$$q = 5.61 \text{ ton./mts.}^2 \ll V_s = 15 \text{ ton./mt.}^2$$

Por lo tanto no hay presión representativa sobre el suelo.

1.2 Presión de Diseño:

$$\begin{aligned} q_{dis} &= q * F_{cu.} = 5.61 \text{ ton./mts.}^2 * 1.5 \\ &= 8.42 \text{ ton./mts.}^2 \end{aligned}$$

2.- Diseño del espesor de la zapata

2.1.- Chequeo por corte simple:

cálculo del espesor del cimiento (d)

según espesor asumido $t = 20 \text{ cms}$

asumiendo varillas de acero $\phi 3/8'' = 0.9525 \text{ cms.}$

$$\begin{aligned} d &= t - \phi/2 - \text{Recubrimiento} = 20 \text{ cms.} - 0.5 \text{ cms.} - 7.5 \text{ cms.} \\ &= 12 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Cálculo del corte actuante

$$\begin{aligned} V_{act} &= \text{área donde actúa el corte} * q_{dis} \\ &= (0.80 \text{ mt.} * 0.13 \text{ mt.}) * 8.42 \text{ ton./mts.}^2 = 0.88 \text{ ton} \end{aligned}$$

Cálculo del corte simple resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210 * 80 * 12/1000) = 6.27 \text{ ton}$$

$V_r > V_{act}$, sí chequea por corte simple.

2.2.- Chequeo por corte punzonante

$V_{act} = \text{área de corte punzonante} * q_{dis}$

$$\begin{aligned} V_{act} &= ((0.8 \text{ mt.} * 0.8 \text{ mt.}) - (0.42 \text{ mt.} * 0.42 \text{ mt.})) * 8.42 \text{ ton./mts.}^2 \\ &= 3.90 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 * (210 \text{ kg./cm.}^2 * 168 \text{ cms.} * 12/1000)$$

$$V_r = 26.32 \text{ ton.}$$

$V_r > V_{act}$, sí chequea por corte punzonante.

3.- diseño del refuerzo a flexión

$$q_{dis} = 8.42 \text{ ton./mt.}^2$$

$$Mu = WL^2/2 = 8.42 \text{ ton./mt.}^2 * (0.25 \text{ mts.})^2/2 = 0.26 \text{ ton.-mt.} \cong 263.13 \text{ kg.-mt.}$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 12 \text{ cms.}$$

$$Fy = 2810 \text{ kg./mt.}^2$$

$$Fc = 210 \text{ kg./mt.}^2$$

$$\text{As requerido} = 0.87 \text{ cm.}^2$$

$$\text{As min} = 0.002 * 100 \text{ cms.} * 12 \text{ cms.} = 2.4 \text{ cm.}^2$$

$$100 \quad 2.4 \text{ cm.}^2$$

$$S \quad 0.71 \text{ cm.}^2 \quad S = 100 * 0.71 \text{ cms.}^2 / 2.4 \text{ cms.}^2 = 29.58 \text{ cms.}$$

Por seguridad se colocaron hierros número 3 a cada 0.15 mts. de separación en ambos sentidos.

2.5 DISEÑO GEOMÉTRICO DE CALLES Y DISEÑO DE PAVIMENTOS DE ADOQUÍN

Para el diseño geométrico de la calle principal que rodea todo el Centro, se utilizaron los datos que se obtuvieron a través del estudio topográfico del terreno, específicamente se obtuvieron de los datos de libreta y plano de las curvas de nivel y a partir de éstos se procedió a diseñar de la siguiente manera:

2.5.1 DISEÑO DE CURVAS HORIZONTALES:

Para el diseño de éstas se procedió de la siguiente manera:

- Se ubicaron los módulos sobre el plano de curvas de nivel y luego se definió cuál sería el recorrido de la calle principal, obteniendo así el trazo del eje de las calles.
- Teniendo el trazo de la línea de ejes como base se procedió al diseño de las curvas horizontales, asumiéndose el valor de la subtangente de todas las curvas existentes en el plano y conociendo el ángulo delta (Δ) entre los puntos de intersección entre las curvas y con la ayuda de las siguientes fórmulas se procedió al cálculo del radio, longitud de curva, y el grado de curvatura de las mismas, de acuerdo al valor de radio encontrado.

1) Para hallar el radio:

$$R = \text{Stg.} / \text{tg.} (\Delta/2)$$

2) Para hallar el grado de curvatura a partir de "R":

$$G = \frac{1145.9156}{R}$$

3) Para hallar la longitud de curva a partir del grado de curva:

$$LC = \frac{20 * \Delta}{G}$$

Datos conocidos en cada curva:

Stg. = subtangente

Δ = ángulo en el punto de intersección de cada curva

CURVA No. 1
Stg. = 6.00 mts.
 $\Delta = 58^{\circ} 31' 01''$
Tg. 7-1 = 11.20 mts.
R = 10.71 mts.
G = $106^{\circ} 59' 42''$
LC = 10.94 mts.

CURVA No. 2:
Stg. = 5.00 mts.
 $\Delta = 83^{\circ} 23' 31''$
Tg. 1-2 = 22.74 mts.
R = 5.61 mts.
G = $204^{\circ} 15' 47''$
LC = 8.17 mts

CURVA No. 3:
Stg. = 6.00 mts.
 $\Delta = 90^{\circ}$
Tg. 2-3 = 121.34 mts.
R = 6.00 mts.
G = $190^{\circ} 59'$
LC = 9.42 mts.

CURVA No. 4:
Stg. = 3.00 mts.
 $\Delta = 90^{\circ}$
Tg. 3-4 = 35.31 mts.
R = 3.00 mts.
G = $381^{\circ} 58' 19''$
LC = 4.71 mts.

CURVA No. 5:
Stg. = 7.84 mts.
 $\Delta = 15^{\circ} 27' 03''$
Tg. 4-5 = 29.56 mts.
R = 57.80 mts.
G = $19^{\circ} 49' 32''$
LC = 15.59 mts.

CURVA No. 6:
Stg. = 8.44 mts.
 $\Delta = 15^{\circ} 27' 03''$
Tg. 5-6 = 2.10 mts.
R = 62.20 mts.
G = $18^{\circ} 25' 23''$
LC = 16.77 mts.

CURVA No. 7:
Stg. = 7.00 mts.
 $\Delta = 8^{\circ} 59' 54''$
Tg. 6-7 = 9.62 mts.
R = 88.96 mts.
G = $12^{\circ} 52' 52''$
LC = 13.97 mts.

2.5.2 DISEÑO DE CURVAS VERTICALES:

Para el diseño de las curvas verticales se procedió de la siguiente manera:

- Tomando como base la línea de eje de las calles se trazó un perfil natural del terreno, ya que se sabían los valores de las curvas de nivel que cortaban la línea de eje. A partir de este perfil se diseñó la subrasante de la calle principal; teniendo diseñado el perfil de subrasante de las calles y conociendo las pendientes existentes en el mismo, los datos de las elevaciones y los datos de estacionamiento de los puntos principales de cada curva se procedió al diseño de cada una de las curvas verticales, asumiendo un valor de longitud de curva y auxiliándonos de las siguientes fórmulas:

- 1) Para hallar la elevación de un punto cualquiera:

$$E2 = E1 + \frac{(Est.2 - Est.1) * P}{100}$$

2) Para hallar el valor de la ordenada máxima:

$$O.M = \frac{(P2 - P1) * LCV}{800}$$

3) Para hallar la corrección de la curva de un punto cualquiera:

$$Y = \frac{O.M. * D^2}{(LCV/2)^2}$$

DONDE:

E2 = elevación de subrasante en el punto 2

E1 = elevación de subrasante en el punto 1

Est.2 = estación de subrasante en el punto 2

Est.1 = estación de subrasante en el punto 1

P = pendiente del tramo en estudio

P2 = pendiente del tramo en el punto 2

P1 = pendiente del tramo en el punto 1

LCV = longitud de curva vertical

O.M = ordenada máxima

D = distancia cualquiera a partir de la estación 1

Y = corrección de la curva en un punto cualquiera

DISEÑO DE CURVAS VERTICALES CALLE PRINCIPAL:

CURVA VERTICAL No. 1:

Datos:

D.H = 12.00 mts.	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
Est.1 = 0 + 20.47	20.47		50.00	0.000	50.00
Est.2 = 0 + 32.47	23.47	0%	50.00	0.018	50.02
E1 = 50.00	26.47		50.00	0.071	50.07
E2 = 50.28	29.47	4.74%	50.13	0.018	50.15
P1 = 0%	32.47		50.28	0.000	50.28
P2 = 4.74%					

CURVA VERTICAL No. 2:

Datos:

D.H = 16.00 mts.	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
Est.1 = 0 + 39.99	39.99		50.64	0.000	50.64
Est.2 = 0 + 55.99	43.99	4.74%	50.83	-0.024	50.81
E1 = 50.64	47.99		51.01	-0.095	50.93
E2 = 51.02	51.99	0.0%	50.13	-0.024	51.00
P1 = 4.74%	55.99		50.28	-0.000	51.28
P2 = 0.00%					

CURVA VERTICAL No. 3:

Datos:	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
Est.1 = 0 + 76.26	76.26		51.02	0	51.02
Est.2 = 0 + 88.26	79.26	0%	51.02	0.012	51.03
E1 = 51.02	82.26		51.02	0.046	51.07
E2 = 51.20	85.26	3.07%	51.11	0.012	51.12
P1 = 0%	88.26		51.20	0	51.20
P2 = 3.07%					

CURVA VERTICAL No. 4:

Datos:	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
D.H = 16.00 mts.					
Est.1 = 0 + 95.76	95.76		51.43	0.000	51.43
Est.2 = 0 + 111.76	99.76	3.07%	51.55	-0.015	51.53
E1 = 51.43	103.76		51.67	-0.06	51.61
E2 = 51.69	107.76	0.08%	51.68	-0.015	51.66
P1 = 3.07%	111.76		51.69	0.000	51.69
P2 = 0.08%					

CURVA VERTICAL No. 5:

Datos:	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
D.H = 16.00 mts.					
Est.1 = 0 + 249.32	249.32		51.67	0.00	51.67
Est.2 = 0 + 265.32	253.32	-0.09%	51.67	-0.01	51.66
E1 = 51.67	257.32		51.66	-0.04	51.62
E2 = 51.48	261.32	-2.28%	51.57	-0.01	51.56
P1 = -0.09%	265.32		51.48	0.00	51.48
P2 = -2.28%					

CURVA VERTICAL No. 6:

Datos:	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
D.H = 16.00 mts.					
Est.1 = 0+277.72	277.72		51.20	0.00	51.20
Est.2 = 0 + 293.72	281.72	-2.28%	51.11	0.01	51.12
E1 = 51.20	285.72		51.02	0.046	51.07
E2 = 51.02	289.72	0.00%	51.02	0.01	51.03
P1 = -2.28%	293.72		51.02	0.00	51.02
P2 = 0%					

CURVA VERTICAL No. 7:

Datos:	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
D.II = 16.00 mts.					
Est.1 = 0+307.44	307.44		51.02	0.00	51.02
Est.2 = 0+323.44	311.44	0.00%	51.02	-0.02	51.00
E1 = 51.02	315.44		51.02	-0.08	50.94
E2 = 50.71	319.44	-3.86%	50.87	-0.02	50.85
P1 = 0%	323.44		50.71	0.00	50.71
P2 = - 3.86%					

CURVA VERTICAL No. 8:

Datos:

D.H = 16.00 mts.	Est.	P.	Elev.	Correc.	Elev. Correg.
Est.1 = 0+331.00	331.00		50.42	0.00	50.42
Est.2 = 0+347.00	335.00	-3.86%	50.27	0.02	50.29
E1 = 50.42	339.00		50.11	0.07	50.18
E2 = 50.10	343.00	-0.118%	50.11	0.02	50.13
P1 = -3.86%	347.00		50.10	0.00	50.10
P2 = -0.118%					

2.5.3 DISEÑO DE PAVIMENTOS

Existen dos tipos de pavimentos, los llamados rígidos y flexibles.

El pavimento rígido suele ser de concreto e incluye bloques monolíticos. El pavimento flexible comprende pavimentos tales como hormigón asfáltico, sobre bases de macadam (pavimentos con piedras desmenuzadas que se comprimen por medio de compactadoras de rodillo) y el pavimento de adoquín.

Estos dos tipos de pavimentos, poseen diferentes características estructurales y su habilidad para soportar cargas de tránsito se basa sobre principios mecánicos completamente diferentes. Por ejemplo las características de la losa de concreto, es de mayor resistencia a la compresión que a la flexión, es por ello que cuando una losa falla, origina grietas por el lado de la tensión (el concreto es siete veces más fuerte en compresión que en tensión).

Para el tipo de pavimentos flexibles, su característica estructural es que puede ser capaz de distribuir cargas en áreas muy grandes (del asfalto a la base, de la base a la subbase y finalmente a la subrasante), debido a que la carpeta asfáltica no posee cualidades resistivas, sino más bien de flexión.

2.5.4 ADOQUINES DE CONCRETO

Estas son piezas prefabricadas, las cuales deben cumplir con varios requisitos geométricos, como también de resistencia. Existen dos tipos de pavimentos con adoquín de concreto, a) Pavimento adoquinado para tránsito pesado y b) pavimento adoquinado para tránsito liviano. La única diferencia entre estos dos tipos de pavimentos es que en el pavimento para tránsito liviano no se necesita de la capa de material que constituye la subbase, colocándose únicamente la capa de arena gruesa de base directamente sobre la subrasante, y para el caso de tránsito pesado, puede utilizarse una base o sub-base granular, para aumentar su resistencia así como también la calidad del adoquín.

2.5.5 DISEÑO SIMPLIFICADO DE PAVIMENTO DE ADOQUÍN

Los pavimentos de adoquín se consideran como de tipo flexible. La capa de adoquín y la capa de asiento, transmiten las cargas a las capas subsiguientes (hablando de tránsito liviano en este caso en particular), la cual es la sub-base. Tanto los adoquines, como la capa de sub-base, tienen pequeñas irregularidades. Para evitar esto, se debe compactar lo mejor posible. La capa de asiento conviene que sea de arena de río, limpia sin arcillas, ni cemento, ni cal. Su espesor debe ser un tercio del espesor del adoquín, si la superficie de la sub-base es muy irregular, se sugiere una capa de asiento de cinco centímetros, no conviene hacerla de

mayor espesor porque esto puede causar asentamientos en el adoquín por la consolidación de la arena.

El método simplificado, se basa únicamente sobre tablas, las cuales han sido previamente analizadas y estudiadas en laboratorio para la comprobación de las mismas, en las cuales se proporciona: EL ESPESOR DE ADOQUÍN, ESPESOR DE ASIENTO Y ESPESOR PARA DIFERENTES TIPOS DE BASE Y SUBBASE, DEPENDIENDO DEL CASO.

Tabla No 1 Pavimentos Adoquinados
Banquetas, Plazas y Andadores
Tránsito A

Sub-rasante

CAPA	BUENA (cm)	REGULAR (cm)	POBRE (cm)
ADOQUINADO	6	6	6
ASIENTO	2	2	2
BASE GRANULAR	0	6	10
SUBBASE GRANULAR	0	0	0
ESPEJOR TOTAL (cms)	8	14	18

Tabla No 2 Pavimentos Adoquinados
Calles para Peatones
Tránsito B

Sub-rasante

CAPA	BUENA (cm)	REGULAR (cm)	POBRE (cm)	
ADOQUINADO	8	8	8	8
ASIENTO	3	3	3	3
BASE GRANULAR	0	10	15	--
BASE SUELO-CEMENTO	--	--	--	10
SUBBASE GRANULAR	--	--	--	--
ESPEJOR TOTAL (cms)	11	21	26	21

Tabla No 3 Pavimentos Adoquinados
Calles Residenciales, Estacionamiento para Automóviles
Tránsito 1

Sub-rasante

CAPA	BUENA (cm)		REGULAR (cm)		POBRE (cm)	
ADOQUINADO	10	10	10	10	10	10
ASIENTO	3	3	3	3	3	3
BASE GRANULAR	10	--	15	--	15	--
BASE SUELO-CEMENTO	--	8	--	10	--	15
SUBBASE GRANULAR	--	--	--	--	10	--
ESPEJOR TOTAL (cms)	23	21	28	23	38	28

De las tablas anteriores se tiene que para el presente caso, se utilizó la tabla No. 3, Tránsito 1, sabiendo que se cuenta con una subrasante buena, se obtiene el siguiente resultado.

El adoquín a utilizar debe tener una resistencia ($f'c$) de 246.08 kg/cm² y espesor de 10 centímetros, se colocará sobre un lecho o asiento de arena de por lo menos 3 centímetros de espesor, con grano de 6 mm. máximo, bajo ésta se colocará una base granular o de material selecto de 10 cms. La separación entre adoquines será de 0.6 a 1.0 centímetros, llenándose la ranura con arena fina, grano de 3.0 a 5.0 mm.

Como se mencionó la calle principal será en adoquín, de una sola vía en la mayoría de su recorrido en dirección hacia el parqueo ubicado en la parte más baja del predio. La función principal de esta calle es la de rodear todo el centro y permitir el acceso de los vehículos a cualquier parte del mismo. En la parte entre el módulo de cocina y el ala sur del módulo de dormitorios se encuentra otra área adoquinada.

La calle adoquinada es de tipo colonial, con un ancho de carril de 4 mts., el drenaje longitudinal para estas calles se seleccionó una cuneta triangular central, formada por la convergencia de las pendientes transversales de bombeo con valor del 5% hacia el eje central de las calles. La captación de las aguas en escurrimiento se hace por medio de tragantes de rejilla tipo transversal, al eje de la calle. Las pendientes longitudinales varían de 1% a 3%.

2.6 INTEGRACIÓN DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO CENTRO TÉCNICO DE FORMACIÓN Y PRODUCCIÓN PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ

2.6.1 GENERALIDADES:

Para la presentación del presupuesto y la cuantificación de materiales del presente proyecto, al cual corresponde a un área total de construcción útil de los módulos de 9,459.00 mts.2, más las obras exteriores, se tomará como ejemplo el módulo de dormitorios, el cual se muestra en forma totalmente detallada a partir de las cantidades estimadas de trabajo y precios unitarios, así como los costos directos para los diferentes servicios de agua potable, electricidad y drenajes. A partir de este módulo, tomado como ejemplo, se hará referencia a los otros módulos, de los cuales solamente se presentan presupuestos en forma globalizada de cada uno de los mismos, así también se presentan presupuestos de las obras exteriores en forma global y un resumen total, el cual se divide en módulos y obras exteriores.

Este presupuesto ha sido elaborado basándose en los precios de los materiales del lugar, así también la mano de obra ha sido calculada en forma global (tomando en cuenta el costo de un día de labores). Como puede verse en los cuadros de presupuestos de módulos y de obras externas cada rubro ha sido estimado a partir de los costos directos, hasta llegar al valor total de cada rubro, agregando los siguientes gastos: los costos indirectos (gastos generales iguales al 10% de los costos directos); administrativos (administración del personal igual al 5% de los gastos directos); utilidades de la empresa ejecutora (12% de los costos directos); gastos legales (contrato y fianzas igual al 2% del costo total igual a la suma de los costos antecedentes); imprevistos (evaluados igual al 5% de los costos totales).

Los porcentajes de incrementos establecidos han sido los que usualmente utilizan los Fondos de Inversión Social. Los imprevistos se han considerado con un porcentaje bajo por estar la presente planificación suficientemente detallada.

Los costos por mano de obra son los que se registran en las actividades de construcción que existen en el lugar, los cuales al igual que los materiales han sido afectados por ciertos porcentajes y así poder cubrir los gastos descritos anteriormente. Los presupuestos tomados en el ejemplo del módulo dormitorios detallan los siguientes parámetros: descripción de la actividad o material, unidad de medida, cantidad de la unidad de medida, el precio unitario y el precio total de cada renglón.

En las hojas siguientes se detalla el presupuesto del módulo de dormitorios que ha sido tomado como ejemplo y seguidamente de éste se encuentran los presupuestos globales de cada módulo y las obras exteriores, al final se encuentra el cuadro resumen de los presupuesto general del Centro.

2.6.2 TABLAS DE PRESUPUESTOS

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO Y PRECIOS UNITARIOS DEL MÓDULO DE DORMITORIOS

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Q.)	PRECIO TOTAL (Q.)
1	Excavación a mano	630.44	mt-3	46.45	29,284.93
2	Relleno compactado a mano	326.14	mt-3	28.87	9,415.51
3	Acarreo a mano	304.30	mt-3	9.60	2,922.44
4	Acarreo en camión	304.30	mt-3	31.33	9,534.21
5	Zapata tipo Z-A	18.00	U	1,903.89	34,270.09
6	Zapata tipo Z-B	22.00	U	1,436.98	31,613.53
7	Zapata tipo Z-C	18.00	U	1,633.51	29,403.15
8	Zapata tipo Z-D	4.00	U	2,011.24	8,044.98
9	Zapata tipo Z-E	8.00	U	1,375.70	11,005.59
10	Zapata tipo Z-F	4.00	U	3,123.45	12,493.80
11	Cimiento corrido	589.20	mts.	111.17	65,502.28
12	Solera hidrófuga	642.80	mts.	104.16	66,952.40
13	Levantado de muro de 0.20	371.20	mt-2	103.48	38,410.97
14	Columna tipo C-1	387.20	mts.	263.57	102,052.42
15	Columna tipo C-2	288.10	mts.	209.56	60,374.56
16	Columna tipo C-3	333.25	mts.	80.96	26,978.27
17	Columna tipo C-4	235.20	mts.	80.35	18,899.02
18	Columna tipo C-5	218.40	mts.	55.02	12,015.42
19	Columna tipo C-6	38.40	mts.	54.80	2,104.47
20	Columna tipo C-7	67.14	mts.	71.68	4,812.68
21	Columna tipo pin # 3	1,678.86	mts.	30.99	52,020.67
22	Columna tipo pin # 4	355.12	mts.	34.07	12,100.15
23	Levantado de muro de 0.10	190.22	mt-2	63.05	1,199.02
24	Levantado de muro de 0.15	1,137.44	mt-2	83.28	94,727.29
25	Levantado de muro de 0.20	876.04	mt-2	103.48	90,650.71

26	Solera tipo sillar	315.60	mts.	69.97	22,081.55
27	Solera intermedia	212.80	mts.	81.03	17,242.54
28	Solera media	212.80	mts.	58.59	12,468.79
29	Solera mojinete	267.28	mts.	99.60	26,621.90
30	Núcleo de gradas	61.60	mt-2	291.52	17,957.93
31	Viga tipo V-1	28.80	mts.	238.51	6,869.05
32	Viga tipo V-2	189.40	mts.	234.22	44,361.11
33	Viga tipo V-3	62.10	mts.	255.35	15,857.42
34	Viga tipo V-4	139.50	mts.	415.35	57,941.86
35	Viga tipo V-5	14.40	mts.	260.35	3,749.02
36	Viga tipo V-6	94.50	mts.	236.34	22,334.31
37	Viga tipo V-7	22.20	mts.	236.34	5,246.79
38	Viga tipo V-8	49.50	mts.	271.05	13,417.14
39	Viga tipo V-9	28.80	mts.	221.52	6,379.64
40	Viga tipo V-10	189.40	mts.	221.52	41,955.01
41	Viga tipo V-11	62.10	mts.	221.52	13,756.10
42	Viga tipo V-12	139.50	mts.	256.72	35,812.66
43	viga tipo V-13	14.40	mts.	236.34	3,403.32
44	Viga tipo V-14	94.50	mts.	221.52	20,933.20
45	Viga tipo V-15	22.20	mts.	221.52	4,917.64
46	Viga tipo V-16	49.50	mts.	221.52	10,965.01
47	Viga secundaria	45.50	mts.	75.47	3,433.93
48	Losa plana en estructura	859.50	mt-2	371.62	319,406.08
49	Estructura metálica tipo Joist	1,179.48	mt-2	232.43	274,150.72
50	Repello en muros	4,488.46	mt-2	32.98	148,023.78
51	Repello en cielos y vigas	2,070.89	mt-2	40.19	83,221.86
52	Cernido vertical en muros	4,488.46	mt-2	24.31	109,127.65
53	Cernido granceado en cielos	2,070.89	mt-2	31.38	64,991.17
54	Pintura SHERWIN WILLIAMS	6,559.35	mt-2	11.28	73,988.49
55	Impermeabilización de muros	1,510.66	mt-2	6.74	10,186.53
56	Cielo falso de duela machiembre	726.80	mt-2	200.06	145,401.28
57	Piso de granito fondo blanco	1,718.98	mt-2	98.92	170,038.85
58	Recubrimiento de azulejo	359.24	mt-2	93.27	33,505.21
59	Banqueta de concreto	266.38	mt-2	68.96	18,368.86
60	Bordillo de concreto	109.50	mts.	56.20	6,153.97
61	Baranda de metal	105.60	mts.	155.80	16,452.94
62	Ventanería de metal + vidrio claro	336.70	mt-2	183.55	61,800.02
63	Puertas de metal	103.36	mt-2	358.17	37,020.43
64	Puertas de madera	57.80	mt-2	404.72	23,392.59
65	Costo de agua fría y caliente	1.00	U	25,128.86	25,128.86
66	Costo drenaje pluvial	1.00	U	26,833.46	26,833.46
67	costo drenaje sanitario	1.00	U	70,829.37	70,829.37
68	Costo de instalaciones eléctricas	1.00	U	100,708.00	100,708.00
69	Costo de calentadores solares	1.00	U	269,092.22	269,092.22
	TOTAL COSTO DIRECTO				3,333,111.56

CUADRO DE INFRAESTRUCTURA EXTERNA

No.	DESCRIPCIÓN	COSTOS DIRECTOS	COSTOS INDIRECTOS Y ADMINISTRATIVOS	UTILIDADES	COSTO		GASTOS LEGALES	IMPREVISTOS	VALOR TOTAL
					4=(3)X(15%)	5=(3)X(12%)			
1	2	3							
1	MOVIMIENTO DE TIERRAS	636,165.00	95,424.75	76,339.80	807,929.55	16,158.59	40,396.48	864,484.62	
2	RED VIAL Y PARQUEOS	429,374.00	64,406.10	51,524.88	545,304.98	10,906.10	27,265.25	583,476.33	
3	PASILLOS, GRADAS Y RAMPAS	336,961.00	50,544.15	40,435.32	427,940.47	8,558.81	21,397.02	457,896.30	
4	MUROS DE CONTENCIÓN	349,738.00	52,460.70	41,968.56	444,167.26	8,883.35	22,208.36	475,258.97	
5	CANCHAS DEPORTIVAS	266,851.00	40,027.65	32,022.12	338,900.77	6,778.02	16,945.04	362,623.82	
6	ÁREAS VERDES	117,821.00	17,673.15	14,138.52	149,632.67	2,992.65	7,481.63	160,106.96	
7	CIRCULACIÓN	279,576.00	41,936.40	33,549.12	355,061.52	7,101.23	17,753.08	379,915.83	
8	INSTALACIONES ELÉCTRICAS								
.	Línea y banco de transformación	59,672.00	8,950.80	7,160.64	75,783.44	1,515.67	3,789.17	81,088.28	
.	Red de distribución e iluminación	145,679.00	21,851.85	17,481.48	185,012.33	3,700.25	9,250.62	197,963.19	
.	Red de comunicación	8,246.44	1,236.97	989.57	10,472.98	209.46	523.65	11,206.09	
9	RED DE AGUA POTABLE	73,583.14	11,037.47	8,829.98	93,450.59	1,869.01	4,672.53	99,992.13	
10	RED DE DRENAJE SANITARIO	55,642.22	8,346.33	6,677.07	70,665.62	1,413.31	3,533.28	75,612.21	
11	RED DE DRENAJE PLUVIAL	194,640.20	29,196.03	23,356.82	247,193.05	4,943.86	12,359.65	264,496.57	
12	PLANTA TRAT. AGUAS RESIDUALES	159,907.00	23,971.05	19,176.84	202,954.89	4,059.10	10,147.74	217,161.73	
	TOTAL	3,113,756.00	467,063.40	373,650.72	3,954,470.12	79,089.40	197,723.51	4,231,283.03	

CUADRO DE INFRAESTRUCTURA DE MÓDULOS Y OBRAS DE SERVICIO

No.	DESCRIPCIÓN	COSTOS DIRECTOS	COSTOS INDIRECTOS Y ADMINISTRATIVOS	UTILIDADES	COSTO TOTAL	GASTOS LEGALES	IMPREVISTOS	VALOR TOTAL
		3	4=(3)X(15%)	5=(3)X(12%)	6=(3)+(4)+(5)	7=(6)X(2%)	8=(6)X(5%)	9=(6)+(7)+(8)
1	MÓDULO DE ADMINISTRACIÓN	433,267.26	64,990.09	51,992.07	550,249.42	11,004.99	27,512.47	588,766.88
2	SALON DE USOS MÚLTIPLES	696,844.76	104,526.71	83,621.37	884,992.85	17,699.86	44,249.64	946,942.34
3	BIBLIOTECA	249,851.77	37,477.77	29,982.21	317,311.75	6,346.23	15,865.59	339,523.57
4	SALA DE ESTUDIOS	377,078.08	56,561.71	45,249.37	478,889.16	9,577.78	23,944.46	512,411.40
5	DORMITORIOS	3,333,111.69	499,966.75	399,973.40	4,233,051.85	84,661.04	211,652.59	4,529,365.48
6	AULAS	1,511,124.61	226,668.69	181,334.95	1,919,128.25	38,382.57	95,956.41	2,053,467.23
7	COMEDOR COCINA Y LAV.	738,639.60	110,795.94	88,636.75	938,072.29	18,761.45	46,903.61	1,003,737.35
8	TALLERES	3,671,074.68	550,661.20	440,528.96	4,662,264.84	93,245.30	233,113.24	4,988,623.38
9	POZO Y CASETA	269,801.00	40,470.15	32,376.12	342,647.27	6,852.95	17,132.36	366,632.58
10	TANQUE ELEVADO	204,111.00	30,616.65	24,493.32	259,220.97	5,184.42	12,961.05	277,366.44
11	TANQUE DE GAS	42,251.00	6,337.65	5,070.12	53,658.77	1,073.18	2,682.94	57,414.88
12	GARITA DE CONTROL	13,687.00	2,033.05	1,642.44	17,382.49	347.65	869.12	18,599.26
	TOTAL	11,540,842.45	1,731,126.37	1,384,901.09	14,656,869.91	293,137.40	732,843.50	15,682,850.81

RESUMEN GENERAL DE COSTOS
CENTRO TÉCNICO DE FORMACIÓN Y PRODUCCIÓN

OBRAS	DESCRIPCIÓN	VALOR TOTAL
M O D U L O S	Administración	588,766.88
	Salón de Usos Múltiples	946,942.34
	Biblioteca	339,523.57
	Salón de Estudio	512,411.40
	Dormitorios	4,529,365.48
	Aulas	2,053,467.23
	Comedor, Cocina y Lavandería	1,003,737.35
	Talleres	4,988,623.38
	Tanque elevado	366,632.58
	Caseta de pozo	277,366.44
	Garita de control	18,599.26
	Tanque de gas	57,414.88
	SUBTOTAL MÓDULOS	15,682,850.79
O B R A S E X T E R N A S	Movimiento de tierras	864,485.00
	Red vial y Parqueos	583,476.00
	Pasillos, Gradas y Rampas	457,896.00
	Muro de contención	475,259.00
	Canchas deportivas	362,624.00
	Áreas verdes	160,107.00
	Circulación	379,916.00
	Instalaciones eléctricas	290,257.00
	Red de agua potable	99,992.00
	Red de drenaje sanitario	75,612.00
Red de drenaje pluvial	264,497.00	
Planta de tratamiento	217,162.00	
	SUBTOTAL OBRAS EXTERIORES	4,231,283.00
GRAN TOTAL		19,914,133.79

CONCLUSIONES

1. Con la realización de este estudio la población de El Quiché podrá satisfacer la necesidad de contar con un Centro de Formación de esta naturaleza que brinde a la comunidad la oportunidad de capacitarse en áreas técnicas, industriales y artesanales, así como la oportunidad de adquirir nuevos conocimientos, además de la agricultura, y poder ofrecer nuevas oportunidades de trabajo a las personas.
2. La Sociedad Cultural y Socio-Benéfica de los Hermanos Maristas de Guatemala cuenta con los planos constructivos necesarios, las especificaciones técnicas adecuadas y un Presupuesto desglosado de todos los edificios y obras accesorias que formarán el Centro, los que permitirán su adecuada ejecución, para que éste sea funcional, tanto en su diseño arquitectónico como estructural.
3. De acuerdo al estudio de suelos se pudo determinar las condiciones y características del subsuelo, dando como resultado la profundidad y tipo de cimentación de los edificios del Centro de Formación. Así también se determinó la estratigrafía del suelo y la capacidad de carga del mismo.
4. Debido a los requerimientos arquitectónicos y estructurales fue necesario utilizar estructuras metálicas en algunos edificios, ya que era necesario construir edificios con grandes luces, así también la altura de estos era bastante considerable y a la vez su uso diferente a los demás edificios del Centro, mientras que los otros fueron diseñados en concreto reforzado ya que su uso, luces y alturas eran del tipo normal.
5. El departamento de El Quiché se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, por lo que para el diseño de cada uno de los edificios se cumplieron con todos los requisitos que establece el código SEAOC (Sismologic Earthquake) en cuanto a diseño Sismo-Resistente se refiere, para garantizar con ello el buen funcionamiento de la estructura.
6. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) permitió, aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la solución de un problema real, adquiriendo de esta manera experiencia y criterio en el campo de la Ingeniería Civil.
7. Aparentemente el costo total del proyecto es elevado, esto debido a la magnitud del mismo, pero sí se compara con los beneficios que éste traerá a la población de El Quiché este costo será mínimo.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a la Asociación Cultural y Socio-Benéfica de los Hermanos Maristas de Guatemala, para la mejor realización de este proyecto, tomar en cuenta lo siguiente:

1. Al ejecutarse este proyecto se debe contar con una supervisión técnica calificada de manera que se pueda garantizar lo establecido en el diseño.
2. Deberán utilizarse los materiales especificados en planos y de preferencia sometera los ensayos correspondientes cada uno de los materiales para garantizar una construcción de calidad y que alcance la resistencia y durabilidad para la cual fue diseñada.
3. Una vez terminada la obra deberá dársele el mantenimiento permanente para evitar un deterioro de todas las obras existentes en el centro, especialmente las de concreto reforzado y las de estructura metálica.
4. Deberá mantenerse en observación y darle mantenimiento a las estructuras metálicas para evitar los signos de oxidación a través de la aplicación de pintura anticorrosiva.
5. Darle mantenimiento y asco a los servicios sanitarios (duchas, lavabos, migitorios e inodoros), a fin de que estén siempre en perfecto estado, no olvidando darle un chequeo periódico al sistema de drenajes y al sistema hidráulico.

BIBLIOGRAFÍA

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Arthur H. Nilson – George Winter. Mc Graw Hill, 11a. Edición 1994, impreso en México, 770 pp.

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS. Jack McCormac – Rudolf E. Elling, Alfaomega, 1994, impreso en México, 618 pp.

GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE CIMENTACIONES I. Cabrera Seis, Jadenón. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala – Guatemala 1994, 178 pp.

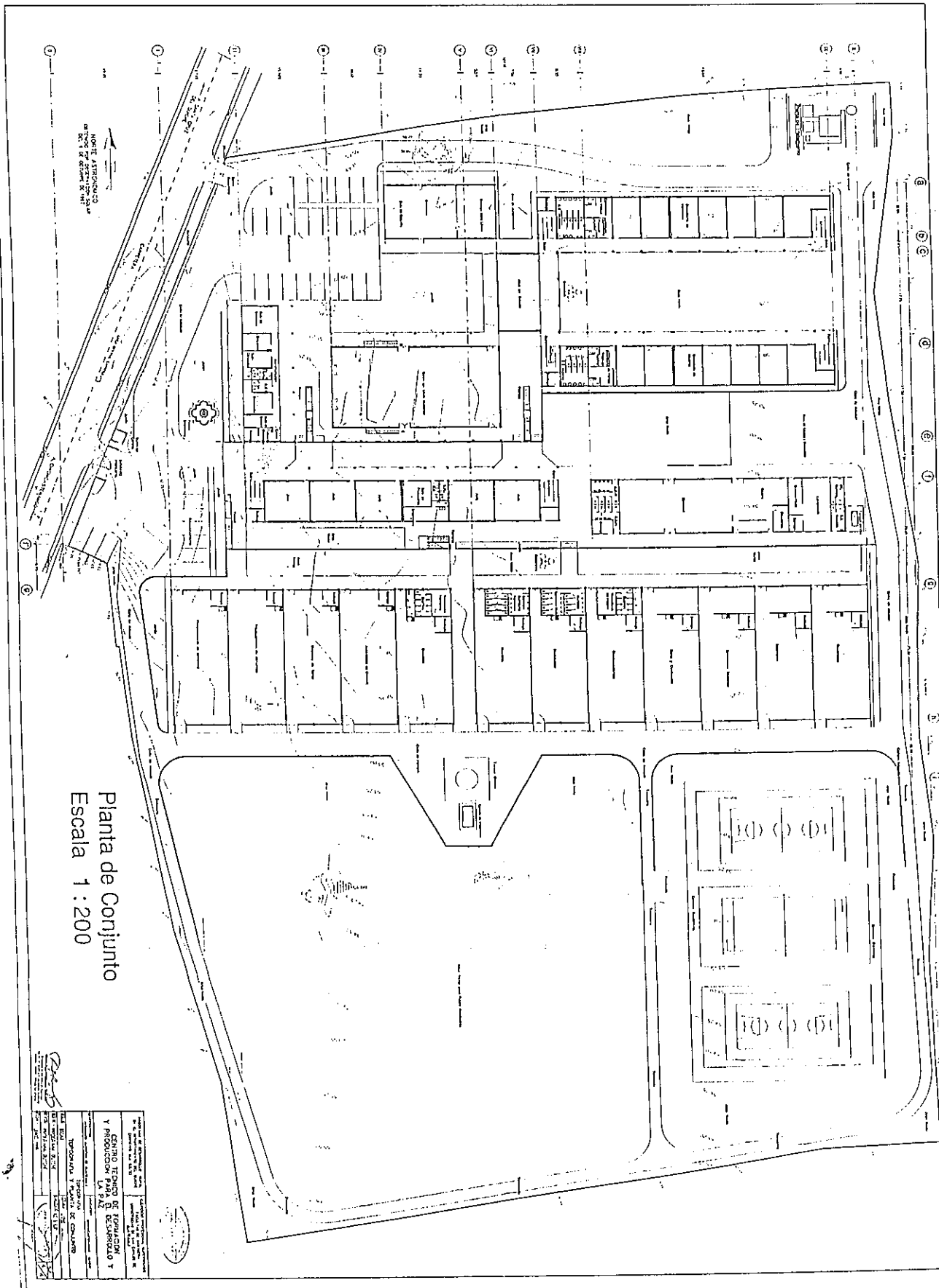
DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ÁREA RECREATIVA, DEPORTES Y PAVIMENTO DEL ACCESO PRINCIPAL PARA LA COLONIA EL MAESTRO, QUETZALTENANGO. Ivan Alejandro Cotí Díaz. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala – Guatemala 1997, 57 pp.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION. American Institute of Steel Construction, inc, (editor). Sexta edición, Estados Unidos de America. 1967, 740 pp.

ANEXO No 1

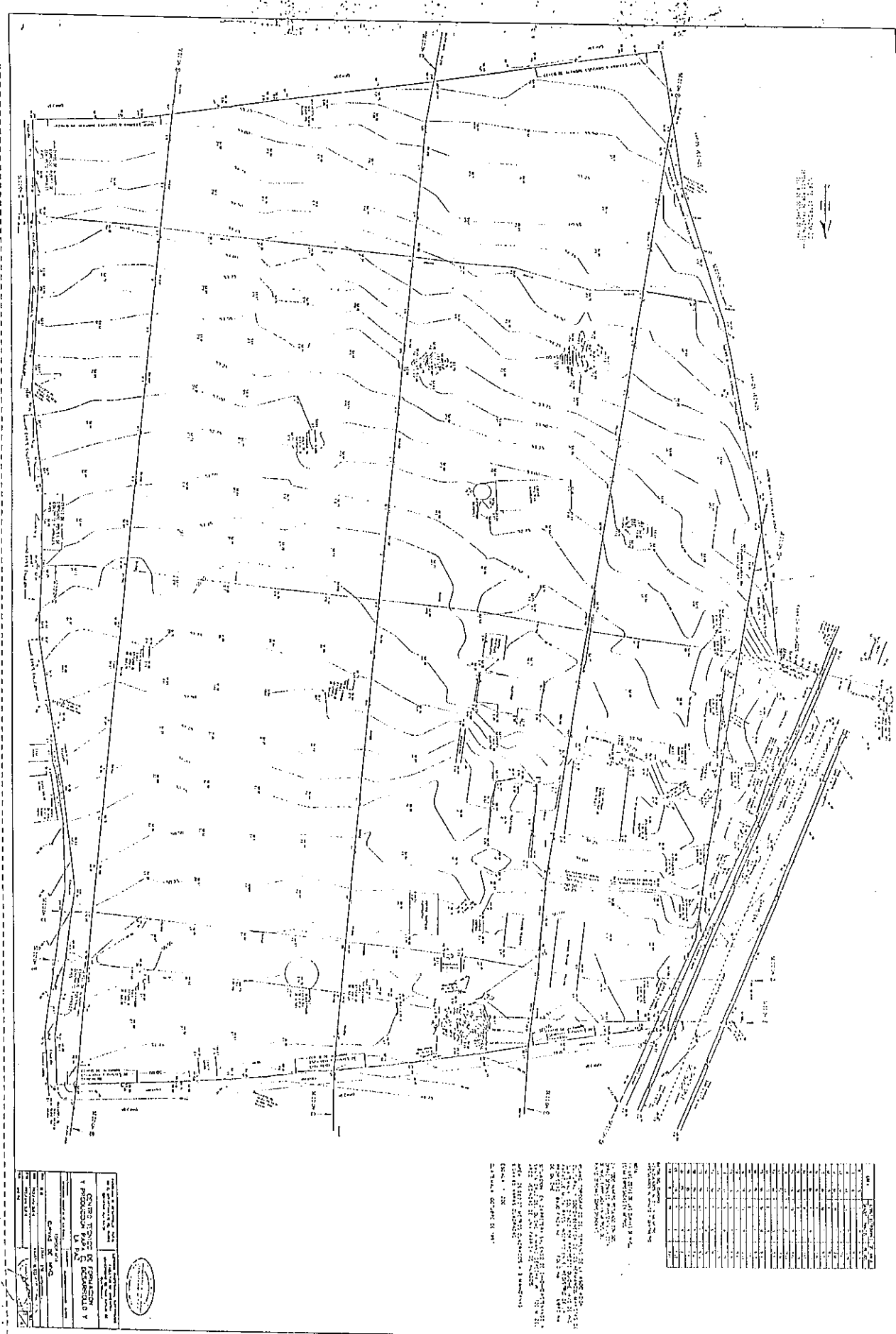
Contenido: Dibujos y Planos

- **Planta General de Conjunto**
- **Topografía y Planta de Conjunto**
- **Curvas de Nivel**
- **Planos más importantes del Módulo de Dormitorios**



Planta de Conjunto
Escala 1 : 200

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA CENTRO TECNOLÓGICO DE INVESTIGACIÓN Y PRODUCCIÓN LA PAZ	
TÍTULO: Proyecto de Construcción de un Conjunto Habitacional	AUTOR: [Firma]
FECHA: 15 de Mayo de 1972	ESCALA: 1:200
LUGAR: Guatemala, Guatemala	PROYECTO: [Firma]

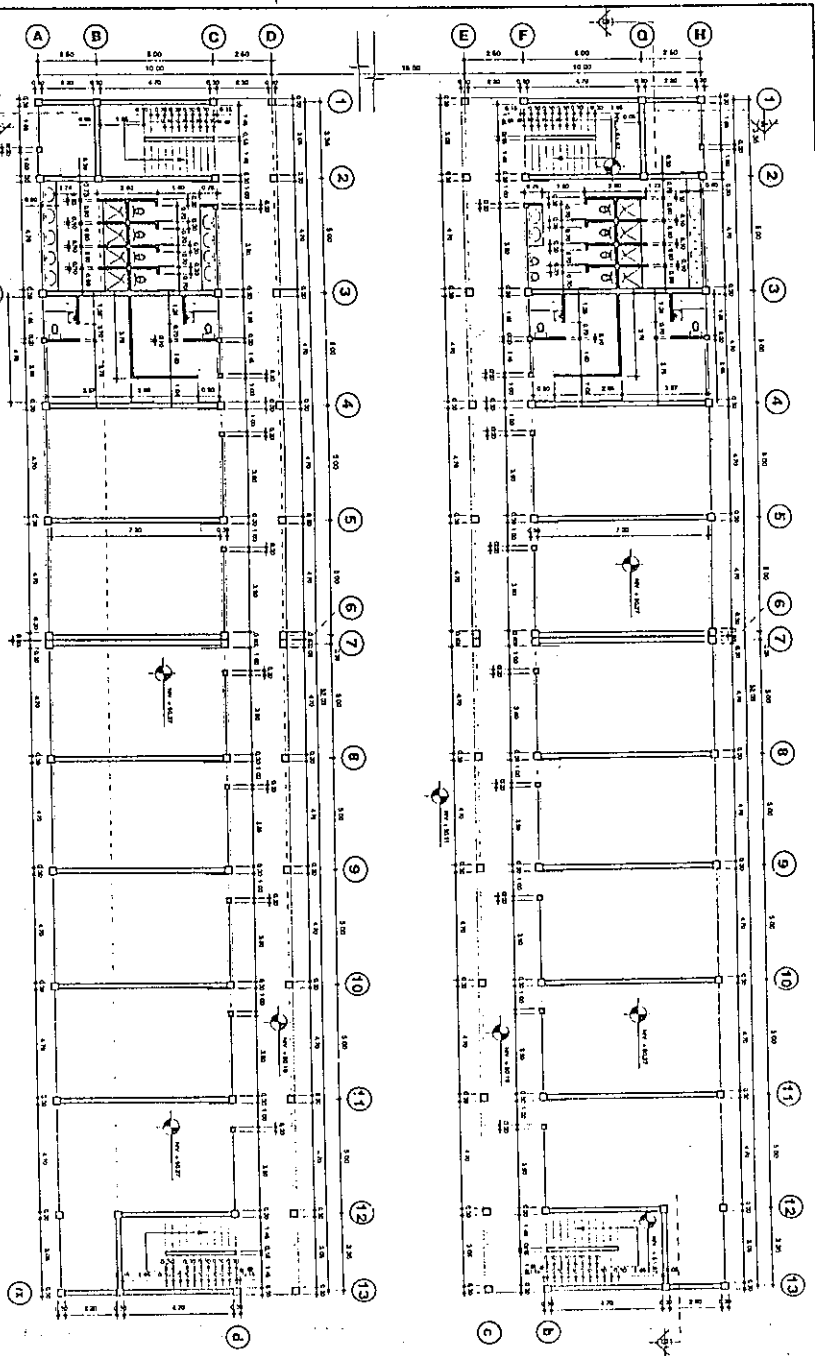


CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA LA AGROPECUARIO	
PROYECTO DE CONSTRUCCION	PLAN DE UBICACION
PROYECTO:	PROYECTADO POR:
FECHA:	VALIDADO POR:



Este plano se elaboró con base en el estudio de campo realizado el día 10 de mayo de 1971, en el predio que se encuentra en la zona de San Juan de los Rios, Departamento de Bolívar, Estado Lara. Se tomó en cuenta el terreno disponible para la construcción del Centro Tecnico de Formación y Producción para la Agropecuario, que tiene una superficie total de 1,5 hectáreas.

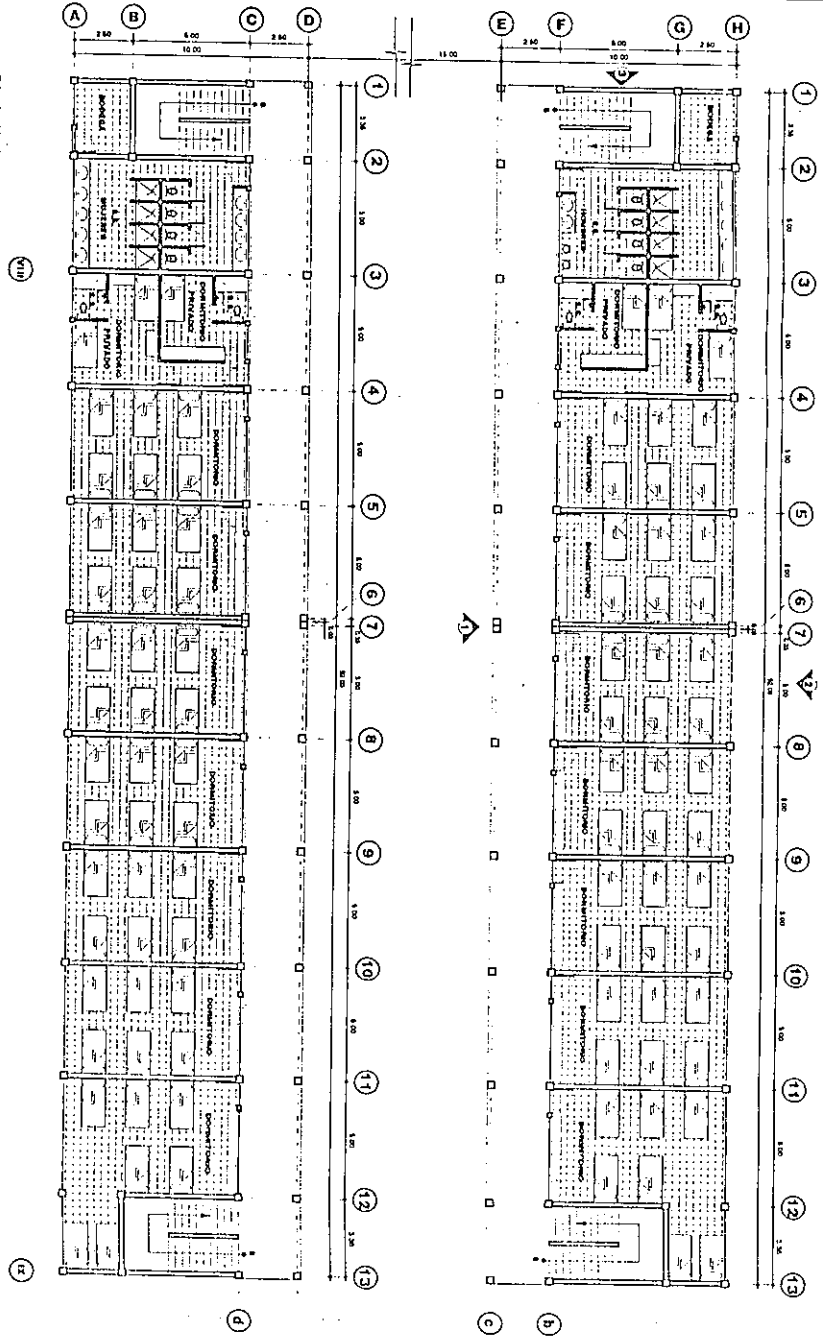
LISTA DE OBRAS	
Nº	DESCRIPCION DE LA OBRA
1	Edificio de Oficinas
2	Edificio de Laboratorio
3	Edificio de Almacén
4	Edificio de Baños
5	Edificio de Comedor
6	Edificio de Vestíbulo
7	Edificio de Pasadizo
8	Edificio de Entrada
9	Edificio de Salida
10	Edificio de Estacionamiento
11	Edificio de Muro de Contorno
12	Edificio de Saneamiento
13	Edificio de Limpieza
14	Edificio de Almacén de Materiales
15	Edificio de Almacén de Alimentos
16	Edificio de Almacén de Herramientas
17	Edificio de Almacén de Productos
18	Edificio de Almacén de Insumos
19	Edificio de Almacén de Medicamentos
20	Edificio de Almacén de Material de Construcción
21	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento
22	Edificio de Almacén de Material de Transporte
23	Edificio de Almacén de Material de Reparación
24	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Vehículos
25	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Maquinaria
26	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Herramientas
27	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Protección Personal
28	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Seguridad
29	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Comunicación
30	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Señalización
31	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Iluminación
32	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Ventilación
33	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Calefacción
34	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Refrigeración
35	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Aire Acondicionado
36	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Agua
37	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Aire
38	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Ruido
39	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Olores
40	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Sólidos
41	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Líquidos
42	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Gases
43	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Contaminantes
44	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos
45	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Emisiones
46	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Efluentes
47	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos Sólidos
48	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos Líquidos
49	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos Gaseosos
50	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos Sólidos y Líquidos
51	Edificio de Almacén de Material de Mantenimiento de Equipo de Tratamiento de Residuos Sólidos y Líquidos y Gaseosos



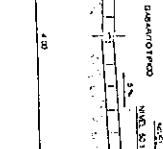
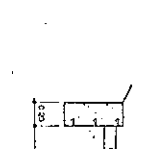
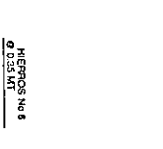
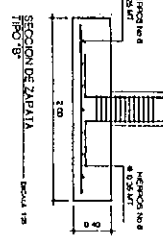
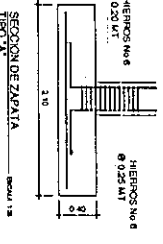
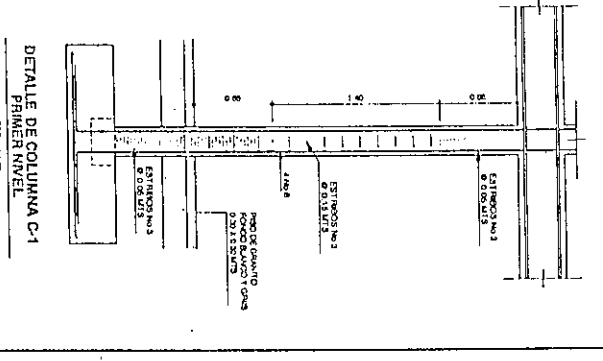
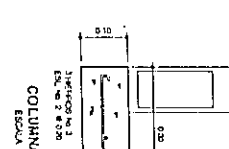
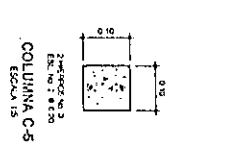
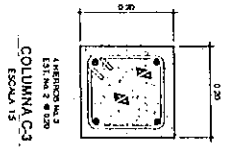
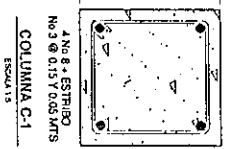
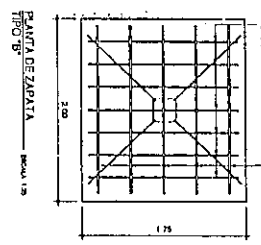
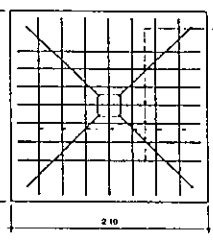
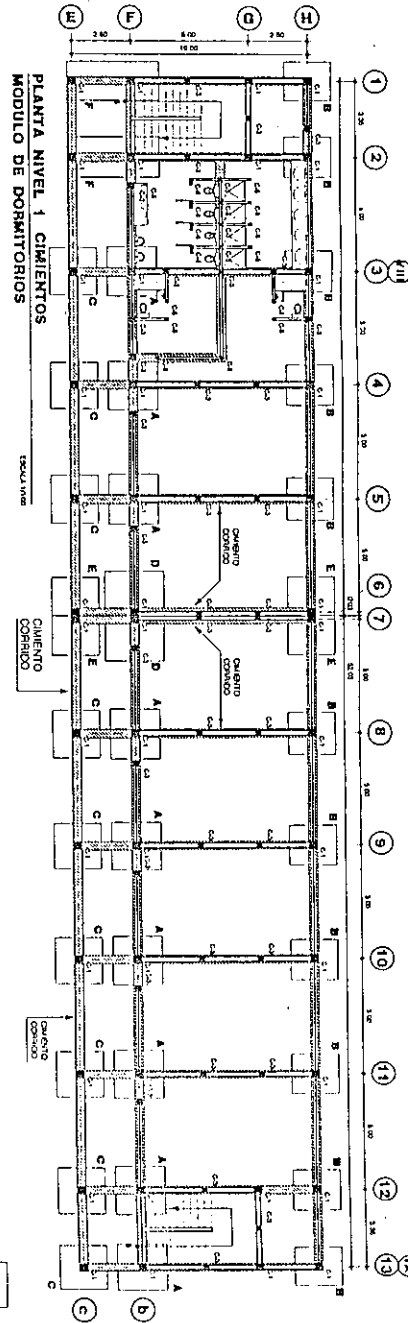
PLANTA NIVEL 1 ACOTADA
 MODULO DE DORMITORIOS

PROGRAMA DE DORMITORIO MALE EN EL DORM. LAS FUERZAS ARMADAS DE LA FUERZA AEREA DE GUAYAMA, P.R.		LUGAR DE OBRAS UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYAMA	
GENIO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ			
DISEÑADOR FRANCISCO MARTIN REYES		DISEÑADOR FRANCISCO MARTIN REYES	
PLANTA ACOTADA MODULO DE DORMITORIOS			
ESCALA 1:100		FECHA JUNIO DE 1964	

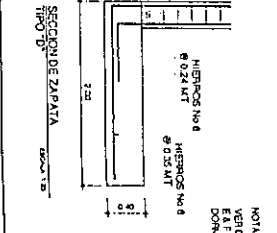
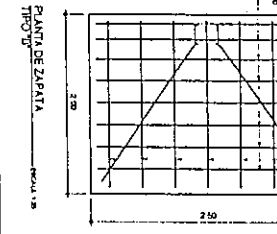
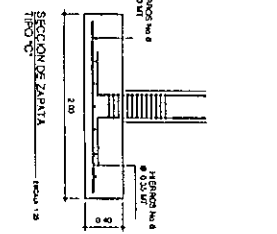
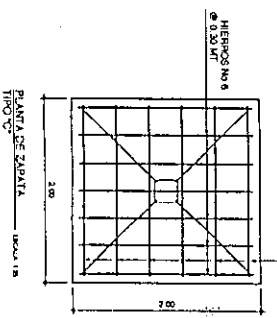
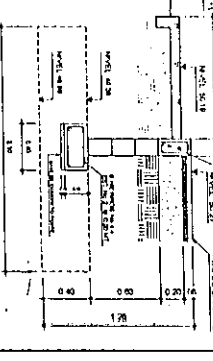
PLANTA NIVEL 1 AMUEBLADA
MODULO DE DORMITORIOS



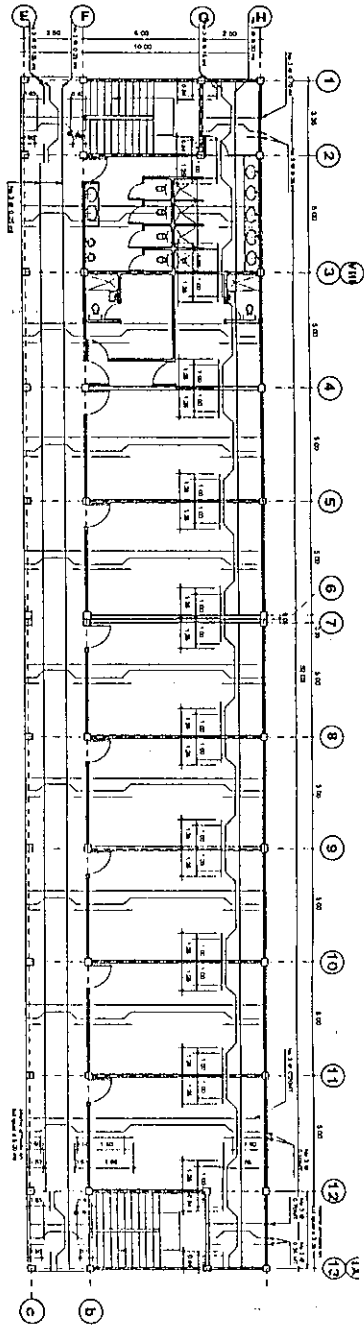
INSTITUCION: CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ	
DEPARTAMENTO: CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ	
PROYECTO: PLANTA AMUEBLADA MODULO DE DORMITORIOS	
AUTOR: D. CIA	FECHA: 4 DE ABRIL DE 1968
REVISOR: J. GARCIA	FECHA: 10 DE ABRIL DE 1968



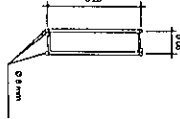
DORMITORIO MAS AL NORTE (ACERA 0.50 Y 2.50)
ESCALA 1:50



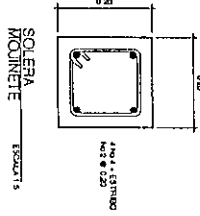
CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ	
INSTITUCION: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE LA PAZ	UBICACION: AV. DE LA PAZ, SECTOR VILLA VERDE
PROYECTO: PLANO ARQUITECTONICO ESTRUCTURAL Y CIMENTACION + DETALLES MODULO DORMITORIOS	INDICACION: OPERA DE CONSTRUCCION DE OBRAS
DISEÑADO POR: ING. JUAN CARLOS GARCIA	APROBADO POR: ING. JUAN CARLOS GARCIA
FECHA: 10/07/81	ESCALA: 1:50



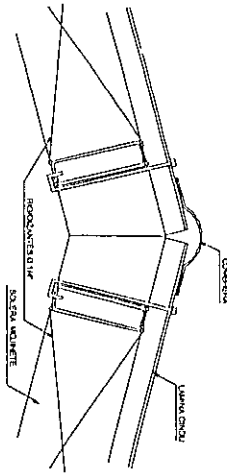
PLANTA NIVEL 2 ARMADO DE LOSA
MODULO DORMITORIOS



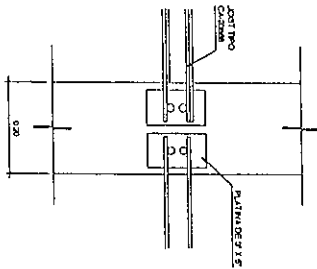
JOST TIPO COSTANERA ESCALA 1:5



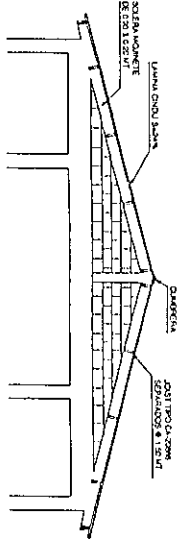
SOLERA HORIZONTAL ESCALA 1:5



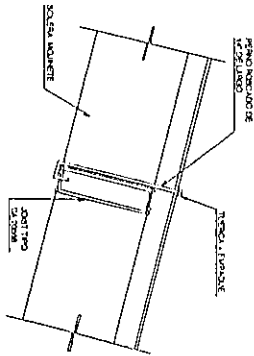
DETALLE DE CUBRERA ESCALA 1:5



PLANTA DE FIJACION DE JOST ESCALA 1:5



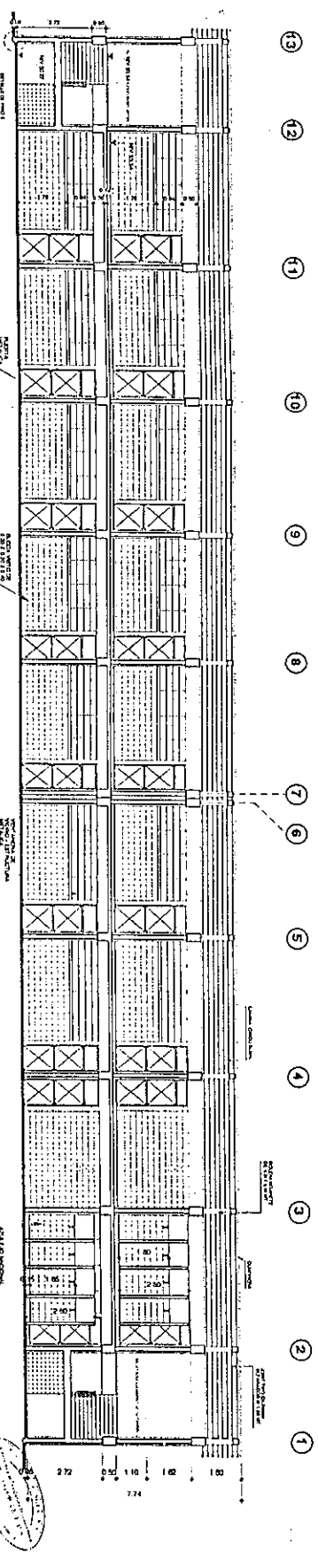
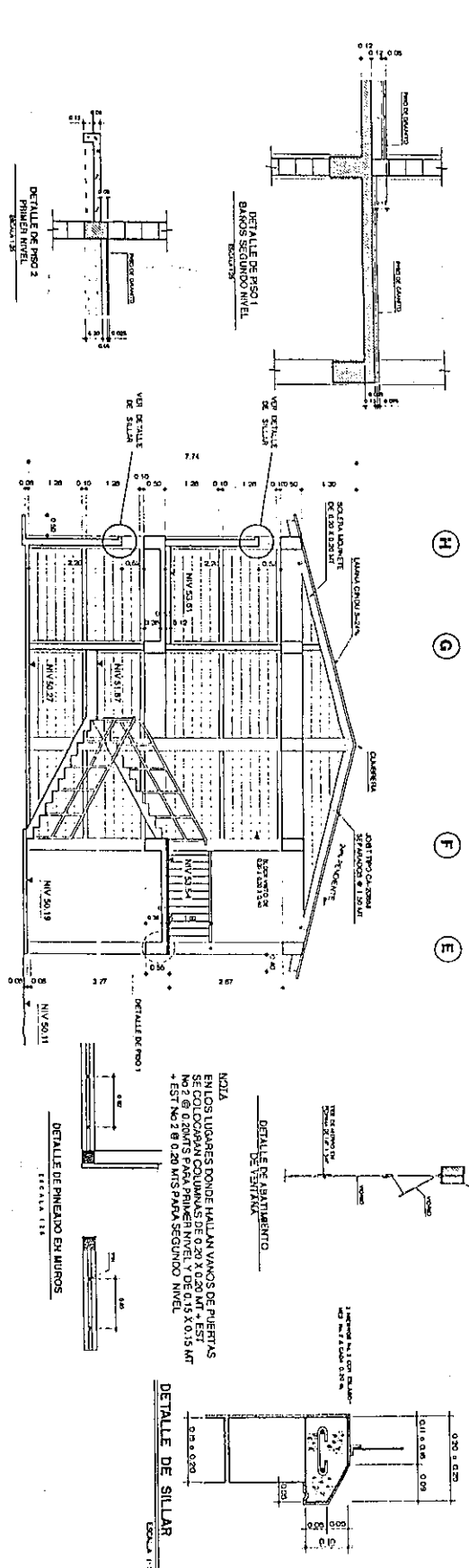
DETALLE TIPICO DE REMANTE DE TECHOS ESCALA 1:5



FIJACION DE LAMINA CONDUCTOR JOST ESCALA 1:5

TIPO DE JOST	MODULO	USE A CUBRER	SEPARACION
COSTANERA	DORMITORIOS	50 CM	15 CM

PROYECTO DE DESARROLLO PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA DEL DORMITORIO MODULO DORMITORIOS	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO
PROYECTO DE DESARROLLO PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA DEL DORMITORIO MODULO DORMITORIOS	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO
CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ	
INSTITUCION	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE EL SALVADOR
PROYECTO	PROYECTO DE DESARROLLO PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA DEL DORMITORIO MODULO DORMITORIOS
FECHA	15 DE ABRIL DE 1981
PROYECTISTA	JUAN RAMON

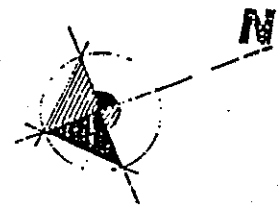


INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA CENTRO TECNICO DE FORMACION Y PRODUCCION PARA EL DESARROLLO Y LA PAZ PROYECTO: PLAN DE RECONSTRUCCION-RE-ESTRUCTURACION SECCIONES MODULO DOMINATORIOS OCUPACION: PLAN DE RECONSTRUCCION-RE-ESTRUCTURACION SECCIONES MODULO DOMINATORIOS PROGRAMA: OCUPACION AÑO: 1984	ESTACION: 11-1 DISEÑADO POR: [Signature] APROBADO POR: [Signature]
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

ANEXO No 2

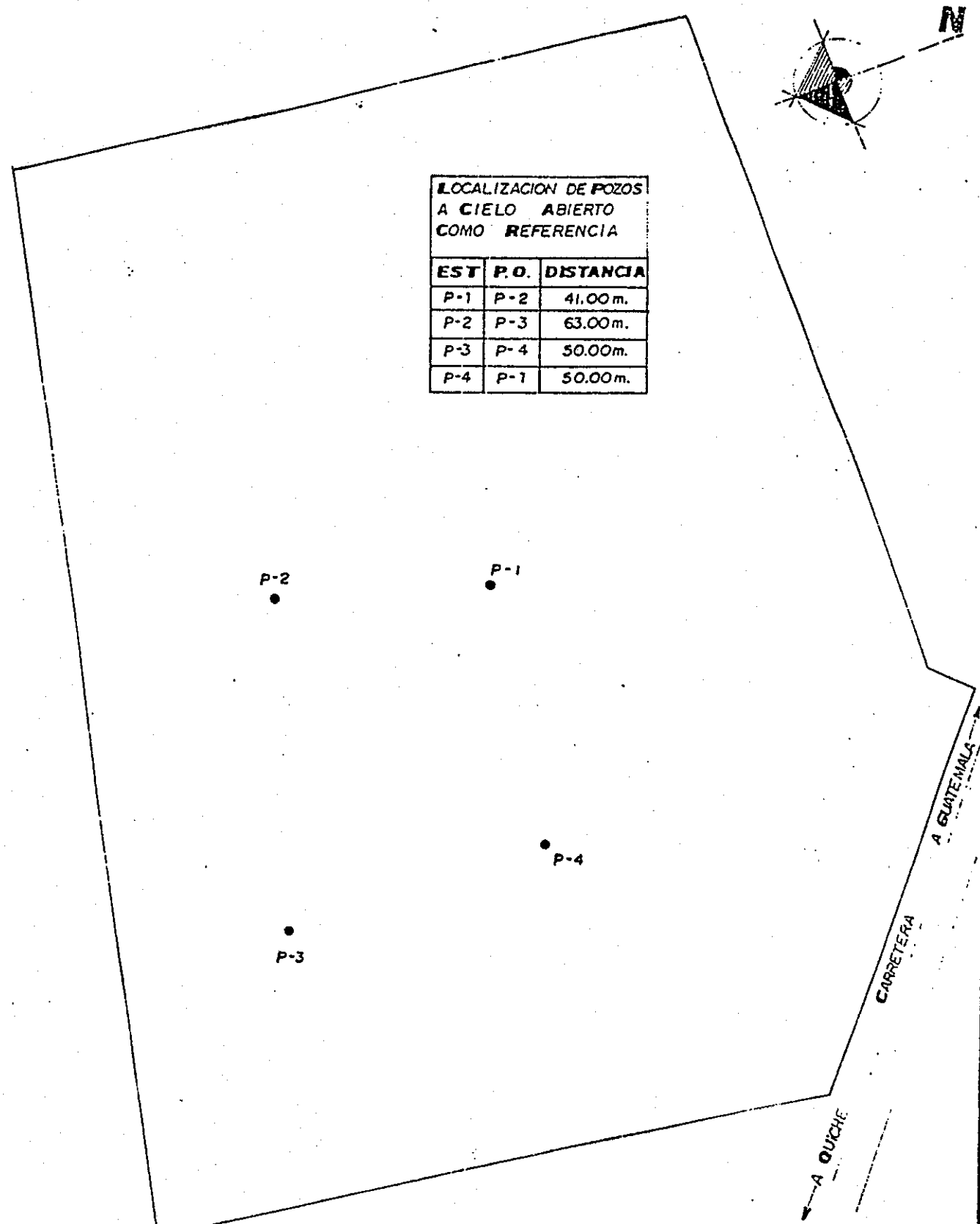
Contenido: Resultados de Laboratorio del Estudio de Suelos

- Ubicación de pozos a cielo abierto
- Perfiles Estratigráficos
- Ensayos de Contenido de Humedad
- Ensayo de Límites de Atterberg
- Ensayo Triaxial
- Ensayo de Consolidación

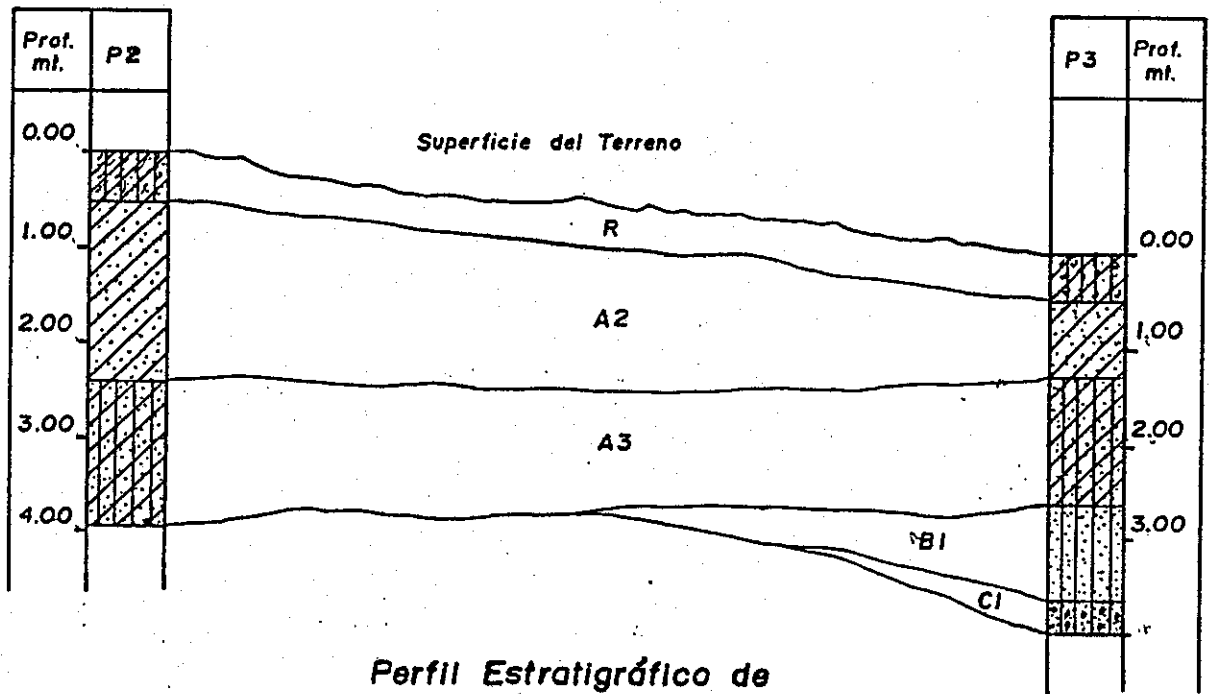


**LOCALIZACION DE POZOS
A CIELO ABIERTO
COMO REFERENCIA**

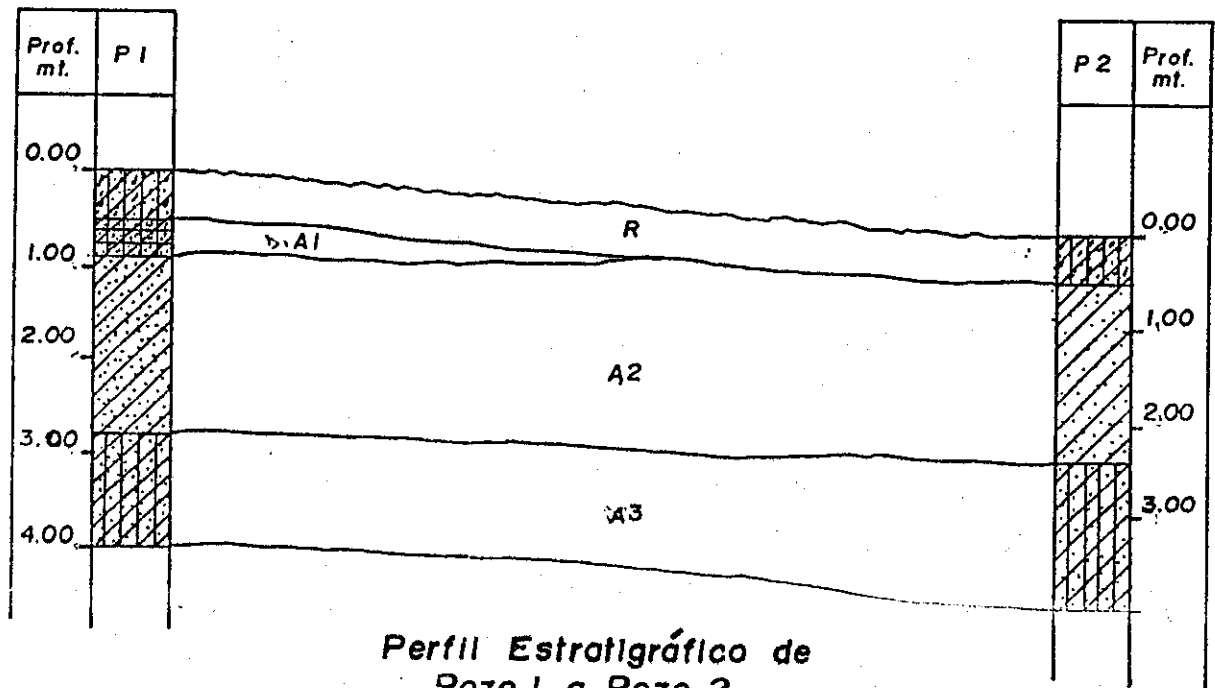
EST	P.O.	DISTANCIA
P-1	P-2	41.00m.
P-2	P-3	63.00m.
P-3	P-4	50.00m.
P-4	P-1	50.00m.



**CENTRO DE FORMACION DE EL
QUICHE CHICHICASTENANGO,
GUATEMALA** ESCALA. 1:1000 FECHA: Oct./97

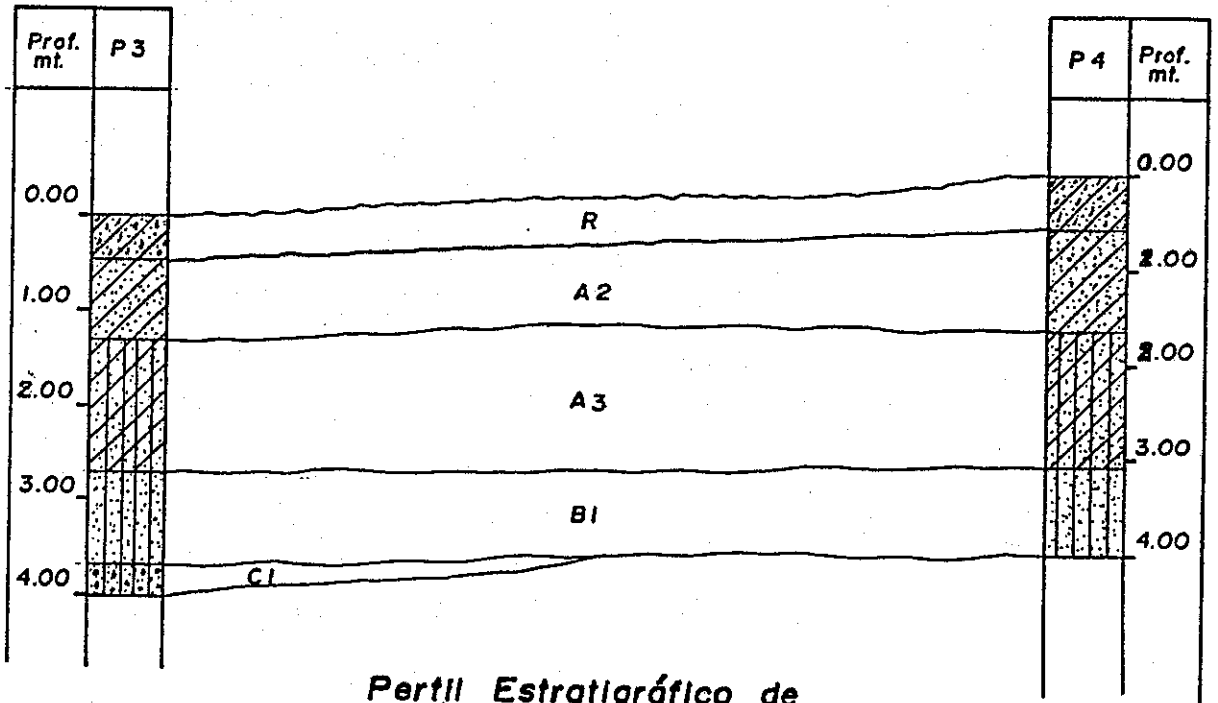


Perfil Estratigráfico de
Pozo 3 - Pozo 2

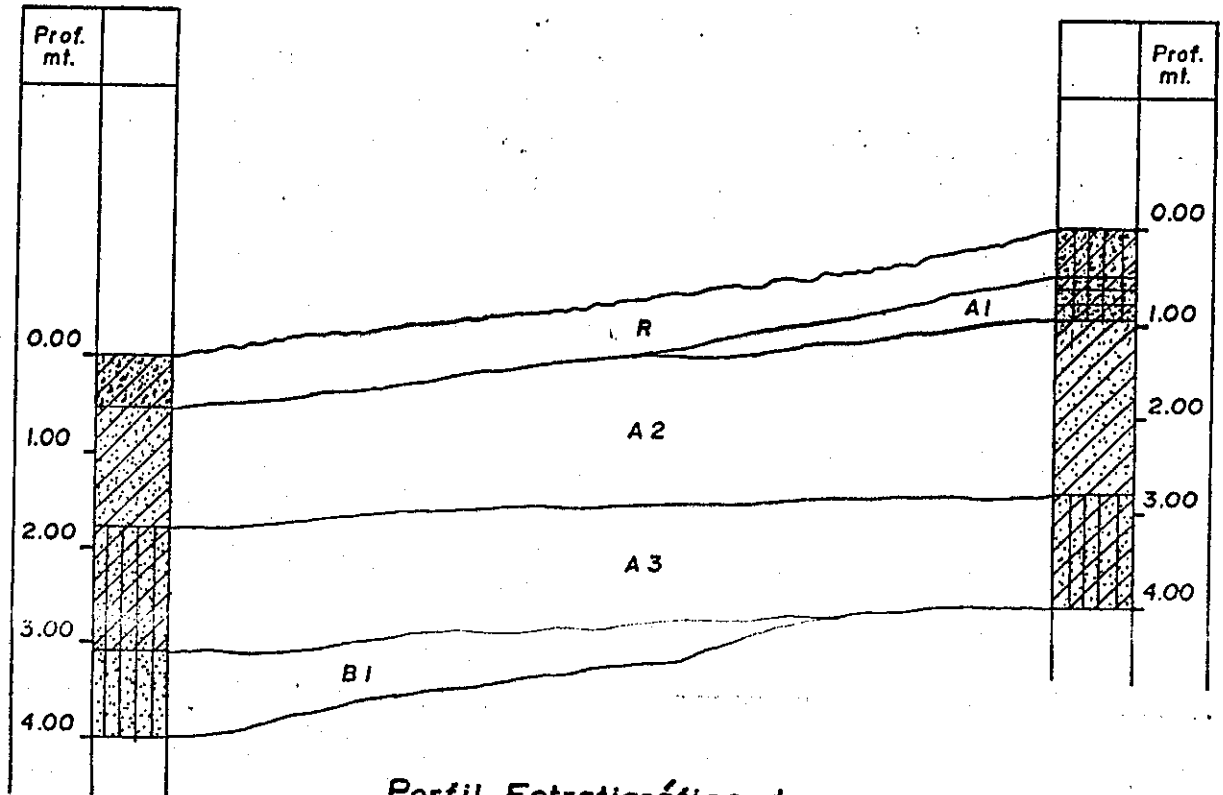


Perfil Estratigráfico de
Pozo 1 a Pozo 2





**Perfil Estratigráfico de
Pozo 3 a Pozo 4**



**Perfil Estratigráfico de
Pozo 4 a Pozo 1**



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA - USAC -

PROYECTO PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL DEPTO. DEL QUICHE

Inf. No. 107-Ss.

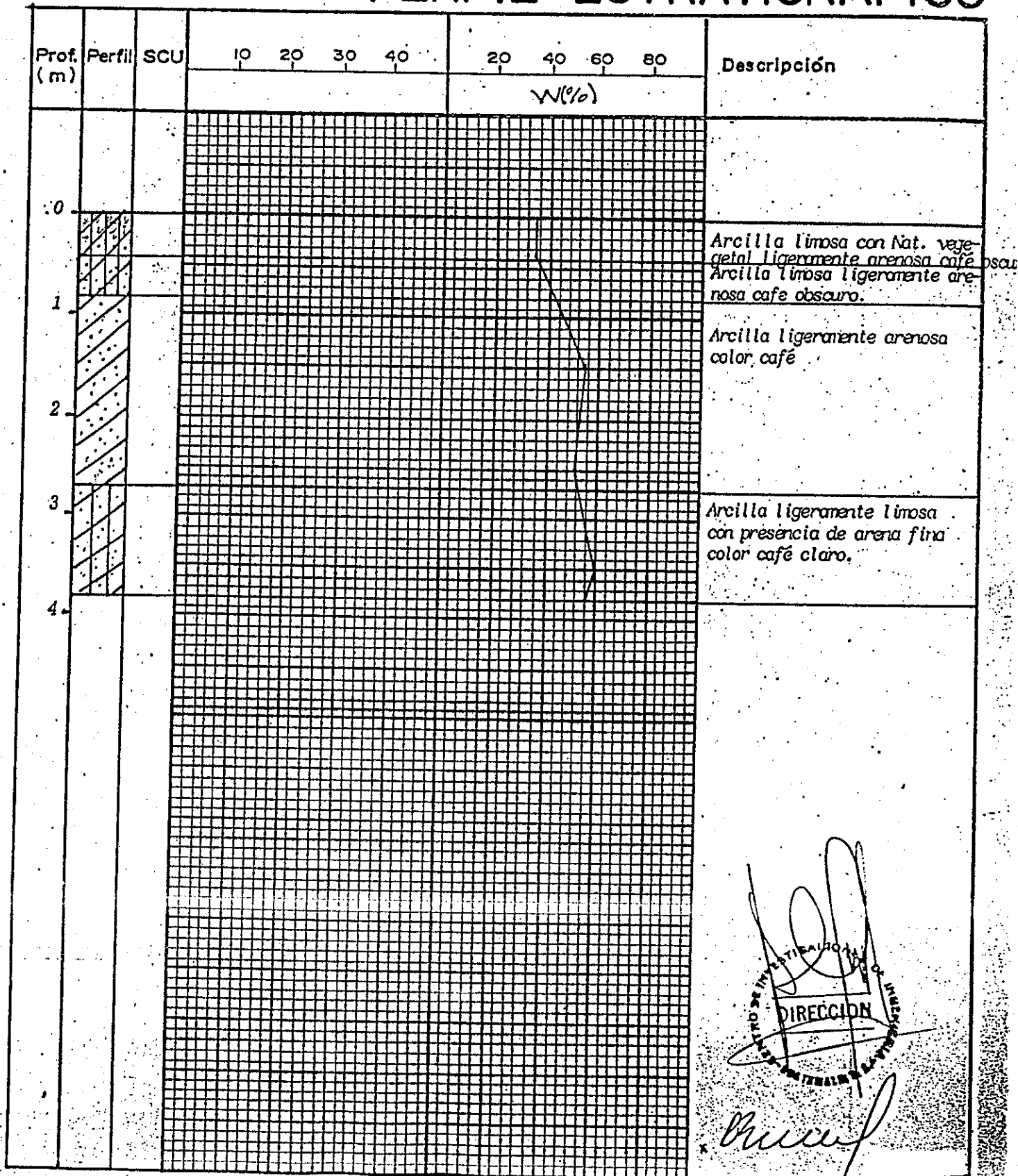
No. P-1

ELEVACION

FECHA

OCTUBRE 07 1997

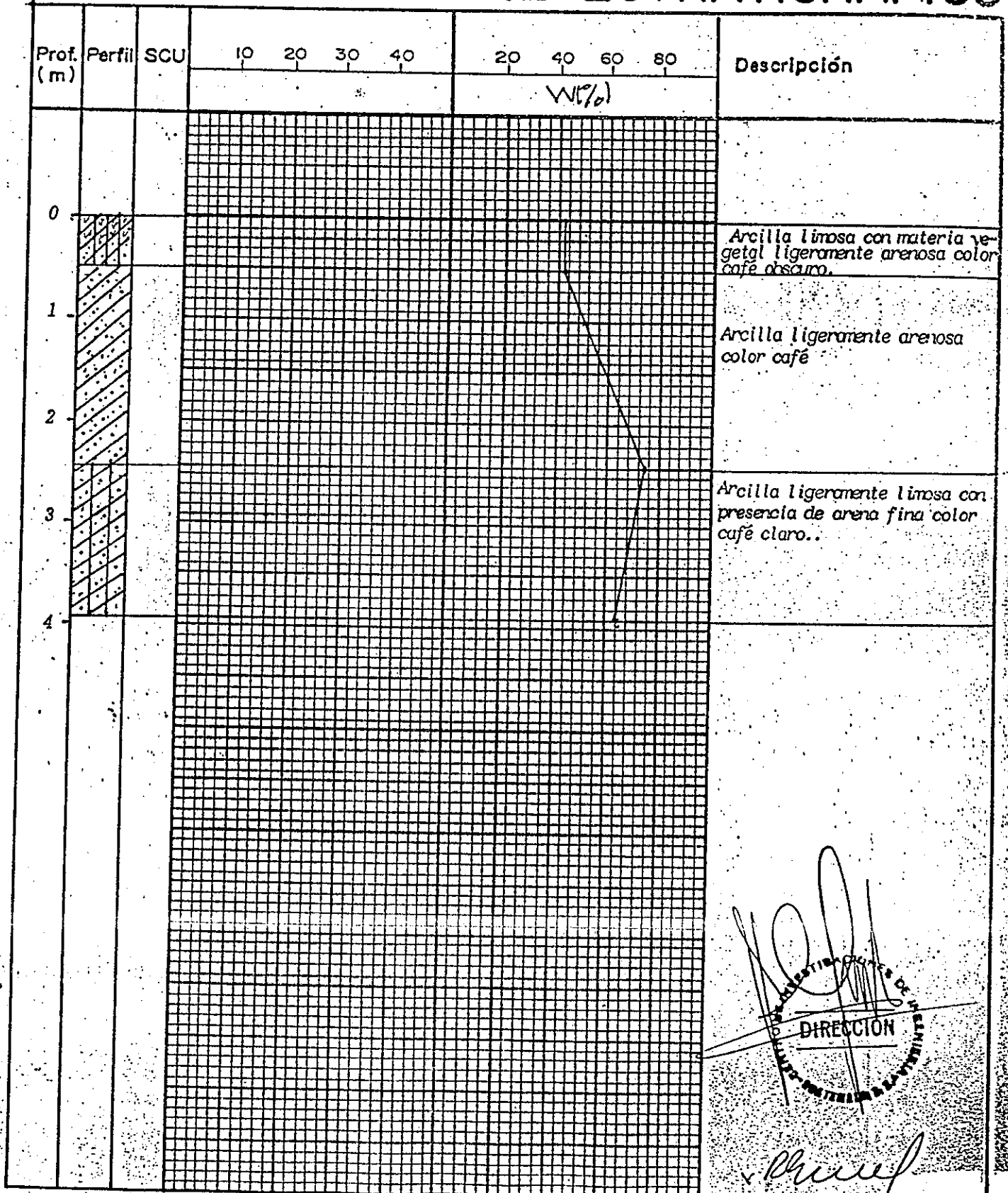
PERFIL ESTRATIGRAFICO



DIRECCION



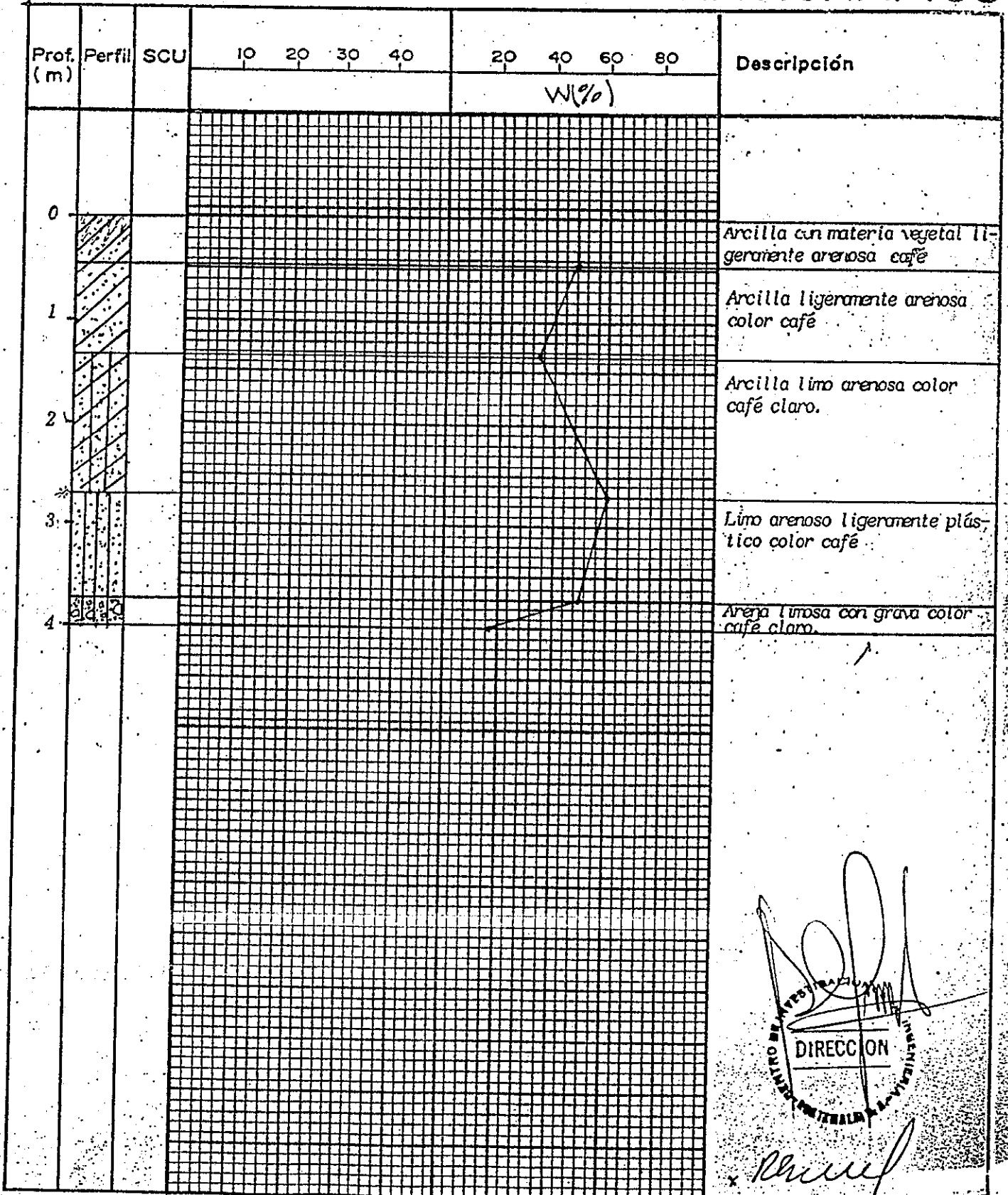
PERFIL ESTRATIGRAFICO



DIRECCIÓN



PERFIL ESTRATIGRAFICO

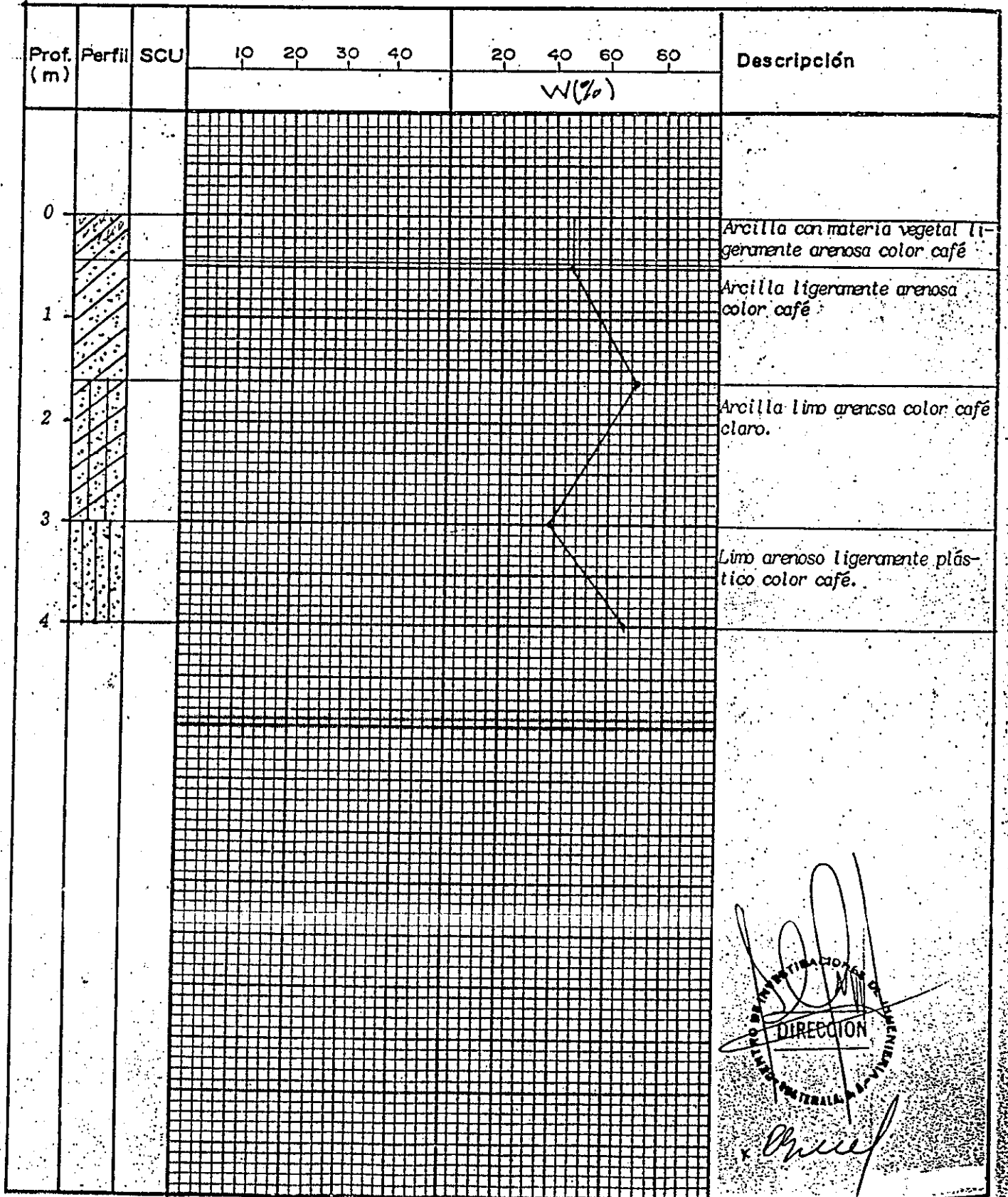


DIRECCION

[Handwritten signature]



PERFIL ESTRATIGRAFICO





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 97 Ss O.T.No. _____

INTERESADO: PROGRAMA CHICHE

PROYECTO: PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL QUICHE

ASUNTO: Ensayo de Contenido de Humedad.

FECHA: OCTUBRE 07 DE 1997

POZO No. 1

ENSAYO	PROFUNDIDAD (mts.)	% HUMEDAD
01	0.00 --- 0.40	34.50
02	0.80 --- 1.50	55.40
03	2.60 --- 3.70	49.70
04	3.18 --- 3.70	57.30

Atentamente,

[Handwritten Signature]

* *[Handwritten Signature]*
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo. Ing. César Alfonso García Guerra
DIRECTOR CII/USAC





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 98 Ss

O.T.No.

INTERESADO: PROGRAMA CHICHE

PROYECTO: PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL QUICHE

ASUNTO: Ensayo de Contenido de Humedad.

FECHA: OCTUBRE 07 DE 1997

POZO No. 2

ENSAYO	PROFUNDIDAD (Mts.)	% HUMEDAD
01	0.00 --- 0.50	40.30
02	0.50 --- 1.00	52.80
03	1.00 --- 2.40	75.20
04	2.40 --- 3.88	64.20

Atentamente,

[Handwritten Signature]
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 99 Ss _____

O.T.No. _____

INTERESADO: PROGRAMA CHICHE

PROYECTO: PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL QUICHE

ASUNTO: Ensayo de Contenido de Humedad.

FECHA: OCTUBRE 07 DE 1997

ENSAYO	PROFUNDIDAD (Mts.)	% HUMEDAD
01	0.00 --- 0.45	48.00
02	0.45 --- 1.35	34.60
03	1.35 --- 2.70	60.50
04	2.70 --- 3.70	53.20
05	3.70 --- 4.00	17.60

Atentamente,

[Handwritten Signature]
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 100 Ss O.T.No. _____

INTERESADO: PROGRAMA CHICHE

PROYECTO: PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL QUICHE

ASUNTO: Ensayo de Contenido de Humedad.

FECHA: OCTUBRE 07 DE 1997

POZO No. 4

ENSAYO	PROFUNDIDAD (mts.)	% HUMEDAD
01	0.00 - 0.45	45.60
02	0.45 - 1.60	70.50
03	1.60 - 3.00	38.10
04	3.00 - 4.00	66.00

Atentamente,

[Signature]
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 101 Ss

O.T. No. _____

INTERESADO: PROGRAMA QUICHE

FECHA: 07-10-97

ASUNTO: Ensayo de Límites de Atterberg

T-90
NORMA: AASHTO T-89 Y

PROYECTO: PROGRAMA DESARROLLO RURAL

UBICACION: DEPTO. QUICHE

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	IP (%)	CSU *	DESCRIPCION DEL SUELO
01	F-1 Prof. 2 m.	83.4	21.3	MH	Arcilla ligeramente arenosa color café.
02	F-3 Prof. 2 m.	42.6	8.0	ML	Arcilla limo arenosa color café

(*) CSU = Clasificación Sistema Unificado

OBSERVACIONES: _____

Atentamente,

Va. Ho. Ing. César Antonio García Guerra
DIRECTOR CII/USAC

/IVCH

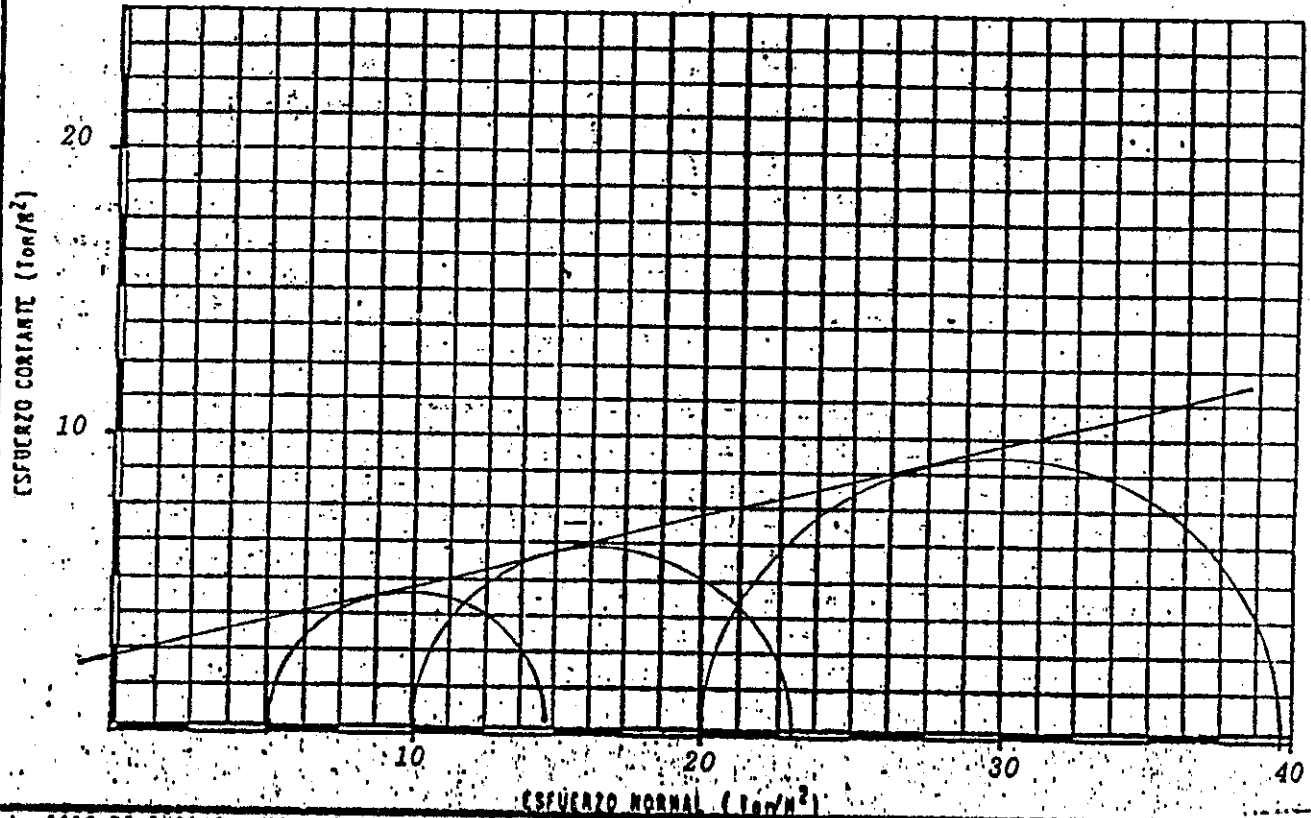
Hugo Rolando Bosque
Ing. Hugo Rolando Bosque
Jefe Sec. Mecánica de Suelos



Interesado: PROGRAMA QUICHE
 Proyecto: PROGRAMA DESARROLLO RURAL, DEPTO. QUICHE.
 Ubicación: CHICHICASTENANGO, QUICHE
 Fecha: OCTUBRE 08. DE 1997

PARÁMETROS DE CORTE: $\phi = 15.12^\circ$
 $C_u = 2.5 \text{ t/m}^2$

Muestra No. P-1, Prof. 2.00 m.

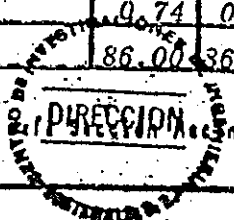


TIPO DE ENSAYO: No consolidado, no drenado
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla ligeramente arenosa color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" x 5"
 OBSERVACIONES: _____

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (ton/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $\sigma_1 - \sigma_3$ (ton/m ²)	9.63	12.82	21.18
PRESION INTERSTICIAL u (ton/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	1.05	4.5	8.5
DENSIDAD SECA γ_d (ton/m ³)	0.74	0.74	0.74
HUMEDAD w (%)	86.00	86.00	86.00

Vo.Bo.:

DIRECTOR III



DIRECCION TECNICA DE SUELOS

ING. HUGO BOSQUE

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE SUELOS

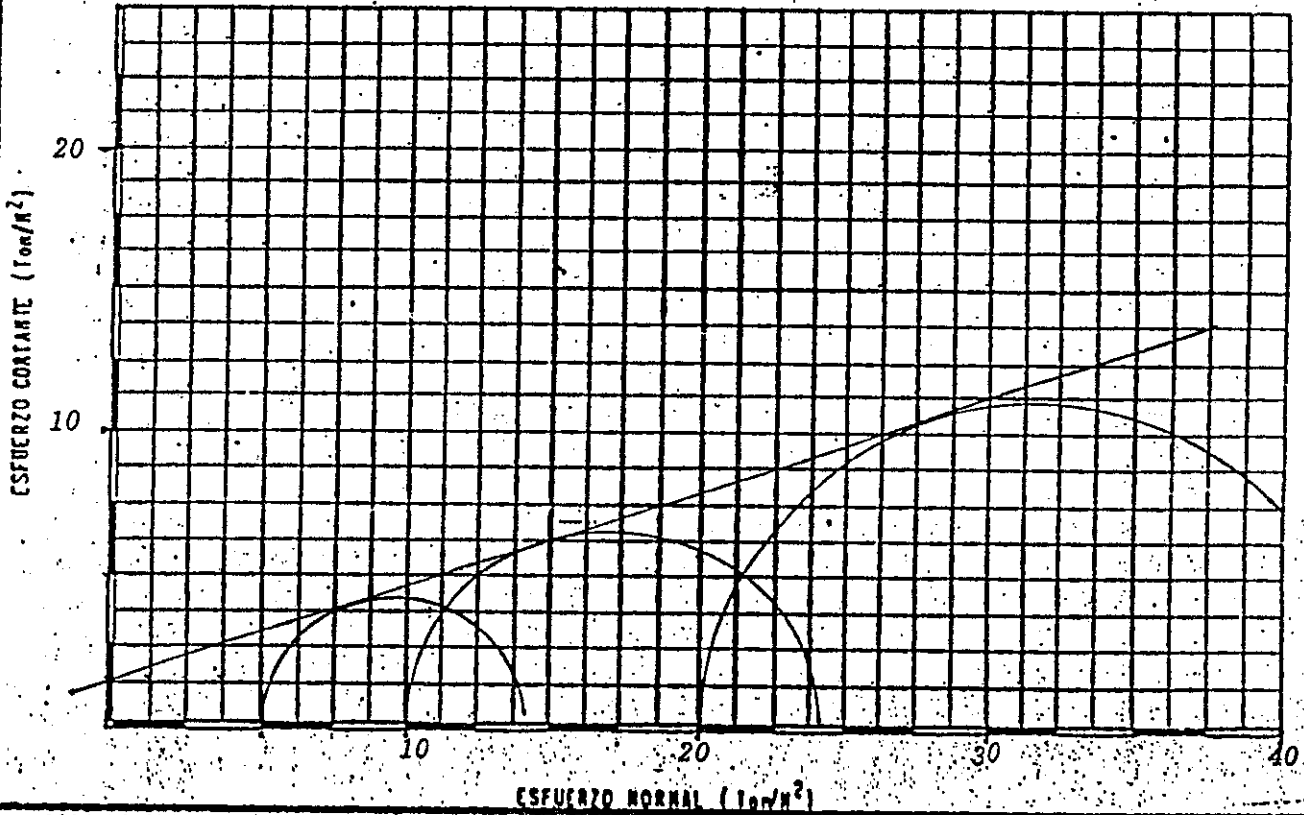


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

Interesado: PROGRAMA QUICHE
 Proyecto: PROGRAMA DESARROLLO RURAL EN EL QUICHE
 Ubicación: CHICHICASTENANGO QUICHE
 fecha: OCTUBRE 08 DE 1997

PARAMETROS DE CORIC: $\phi = 18.1^\circ$
 $C_u = 1.2$

Muestra No. P-3 Prof. 2 m.



TIPO DE ENSAYO: No consolidado no drenado
 DESCRIPCION DEL SUELO: arcilla limo arenoso color café claro
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" x 5"
 OBSERVACIONES:

PROBETA No.	01	01	01
PRESION LATERAL σ_3 (Ton/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $\sigma_1 - \sigma_3$ (Ton/m ²)	9.05	14.43	23.46
PRESION INTERSTICIAL u (Ton/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	3.00	5.5	8.0
DENSIDAD SECA ρ_d (Ton/m ³)	1.66	1.66	1.66
HUMEDAD w (%)	43.20	43.20	43.20

Vo.Bo. _____

DIRECTOR CII

Jefe Sección Básica de Suelos y

DIRECCION

ING. HUGO BOSQUE

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE SUELOS



" ENSAYO DE CONSOLIDACION "

Interesado PROGRAMA QUICHIE

O.T. No. 11

Proyecto: PROGRAMA DESARROLLO RURAL QUICHIE

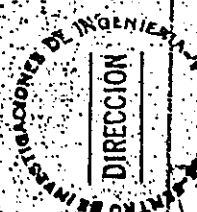
Informe No. 109-Ss

Fecha 07-10-97

RESULTADOS

POZO #1

ENSAYO No.	MUESTRA No.	PROF. (m)	γ_s (g/cm ³)	γ (z)	γ_p (g/cm ³)	σ_v' (kg/cm ²)	e_0	σ_p (kg/cm ²)	c_s	c_c	D_r (%)	U (%)	σ_v (kg/cm ²)	σ_h (kg/cm ²)	C_u (m/sec)	C_v (m ² /seg)
1	P-1	2.00	2.60	84.7	0.71	0.26	2.68	0.88	0.025	0.47	285	7	2.26x10 ⁻⁷	2.19x10 ⁻⁷	0.67x10 ⁻⁷	0.85x10 ⁻⁷



[Handwritten signature]

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA ZONA 12 GUATEMALA, GUATEMALA

DIRECTOR CII

YO. 00.



ENSAYO DE CONSOLIDACION

INFORME No 110-Ss. -

O. I. No

INTERESADO PROGRAMA QUICHE

PROYECTO PROGRAMA DESARROLLO RURAL QUICHE Fecha 7-10-97

Ensayo No. 1

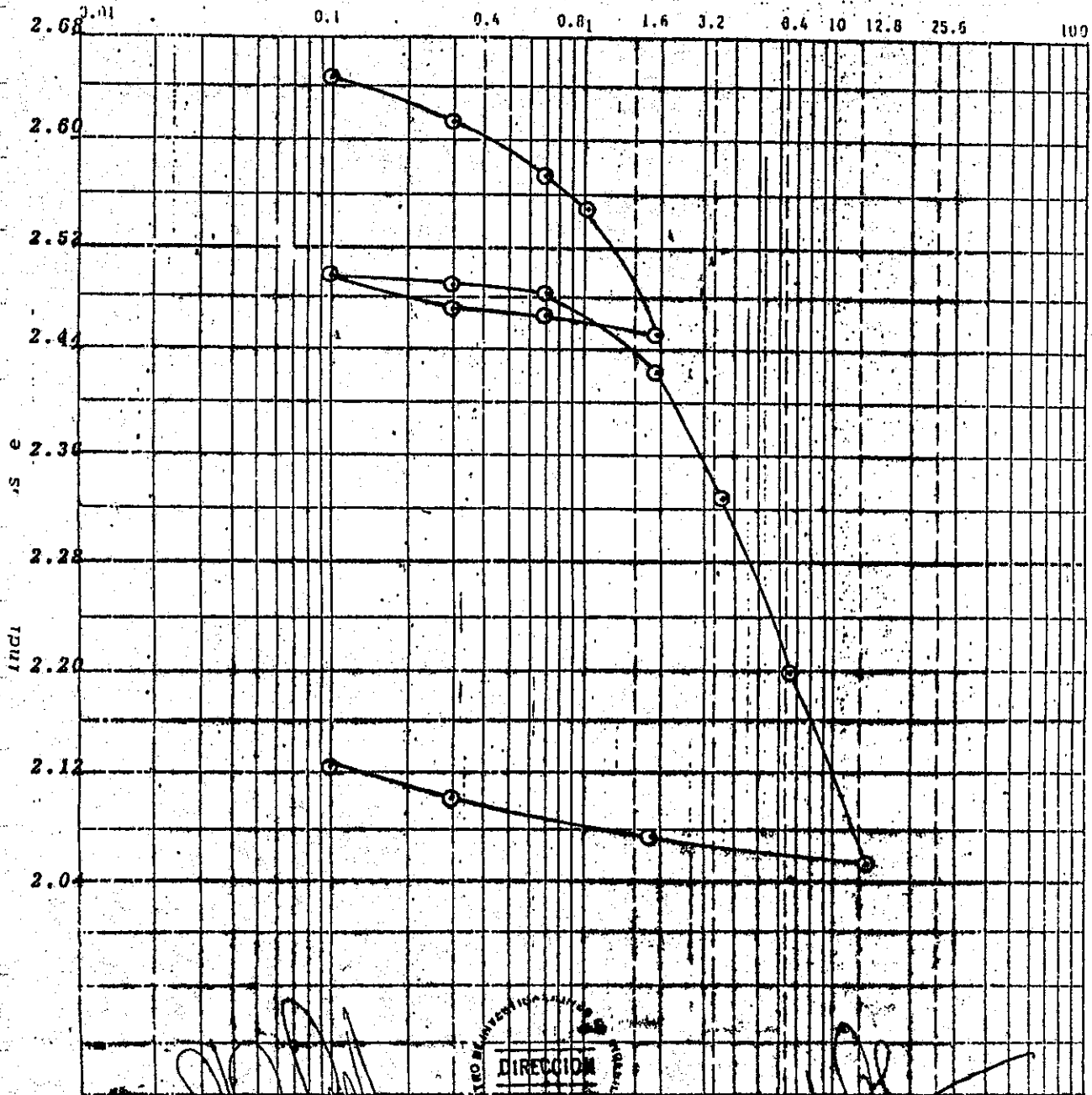
Muestra No Pozo # 1

Prof. 2.00

Descripción del Suelo Arcilla ligeramente arenosa, color café

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Presión efectiva (kg/cm²)



Ing. César Alfonso García G.
DIRECTOR CII

Ing. Hugo Rolando Boaque
JEFE SECCION
MECANICA DE SUELOS

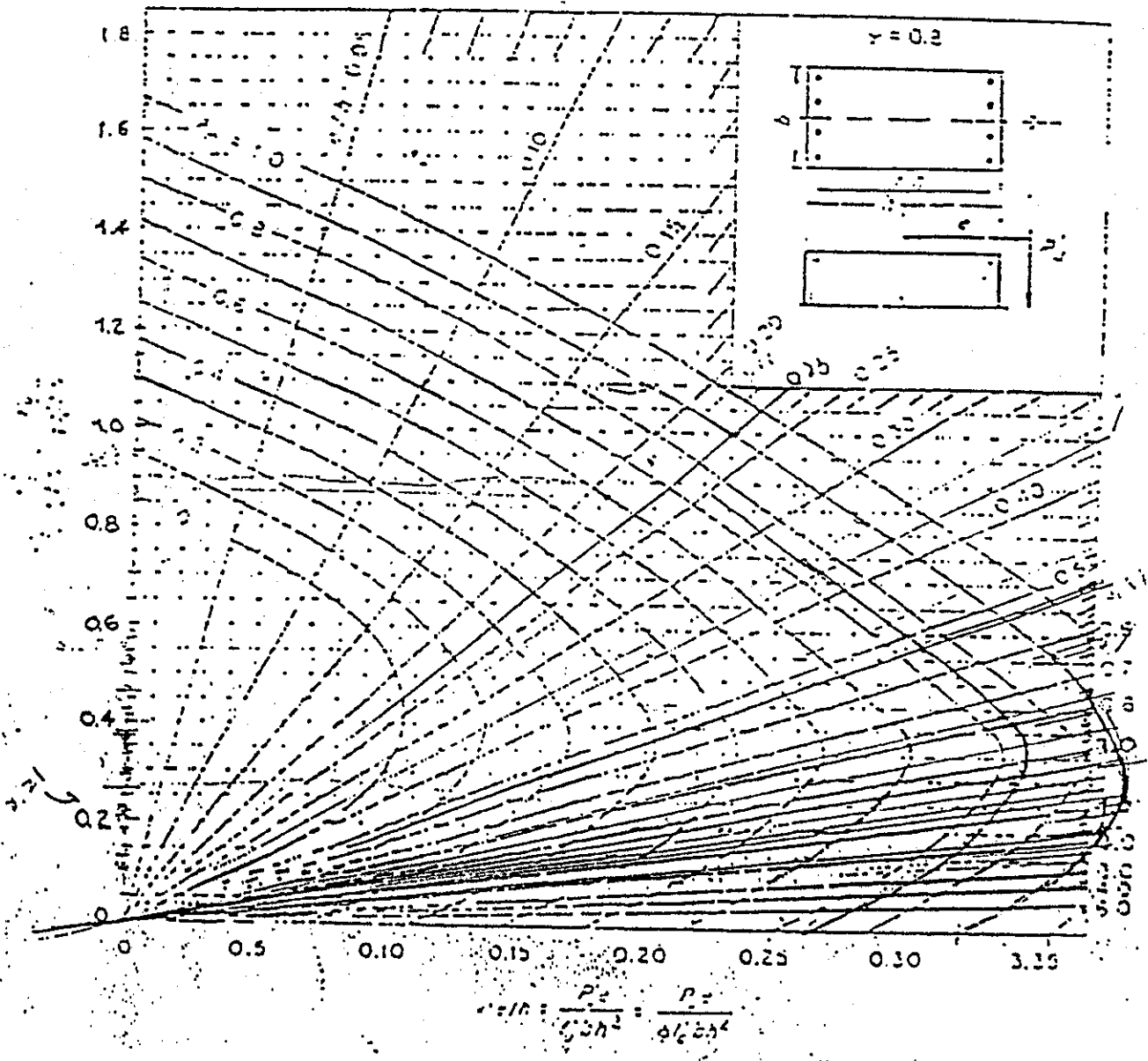


ANEXO No 3

Contenido: Tablas y Esquemas

- Tabla No 1: Diagrama de interacción para el diseño de columnas.
- Tabla No 2, 3 y 4: Coeficientes para diseño de losas armadas en dos sentidos.
- Esquemas 1,2 y3: Ecuaciones elementales para el diseño de estructuras de metal.
- Tabla No 5: Propiedades de la sección I
- Tabla No 6: Factores “k” para el diseño de columnas.
- Tabla No 7: Tabla de valores de “Fa” para estructuras de metal

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS DE SECCIÓN RECTANGULAR



$\gamma=0.8$

$f'c=4 \text{ ksi}$










$f_y=60 \text{ ksi}$

TABLA No 1.

TABLA No 2

Coefficientes para momentos negativos en losas^a.

$M_{a, neg} = C_{a, neg} w l_a^2$
 $M_{b, neg} = C_{b, neg} w l_b^2$ — donde w = carga muerta más viva uniforme total

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50 $C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.083 0.003

^a Un borde achurado indica que la losa continúa o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional no es significativa.

TABLA No 3

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas^a

$M_{x, pos, ll} = C_{a, ll} w l_a^2$ donde w = carga viva uniforme total
 $M_{y, pos, ll} = C_{b, ll} w l_b^2$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$m = \frac{l_a}{l_b}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
1.00	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.062 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

^a Un borde achurado indica que la losa continúa o se encuentra empotrada en los apoyos; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional no es significativa

TABLA No 4

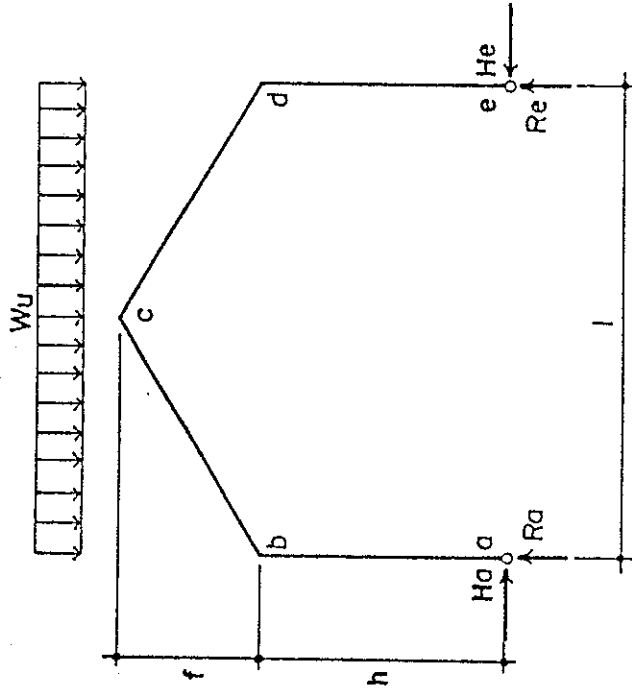
Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas*

$M_{a, pos. dl} = C_{a, dl} w l_a^2$ donde w = carga muerta uniforme total
 $M_{b, pos. dl} = C_{b, dl} w l_b^2$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.036 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.040 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.045 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.050 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.056 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.061 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.035 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.068 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.074 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.081 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.088 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50 $C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.095 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

* Un borde achurado indica que la losa continúa o se encuentra empotrada en los apoyos; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional no es significativa.

CASO I
Carga última uniformemente distribuida



Fórmulas para el cálculo de reacciones y momentos:

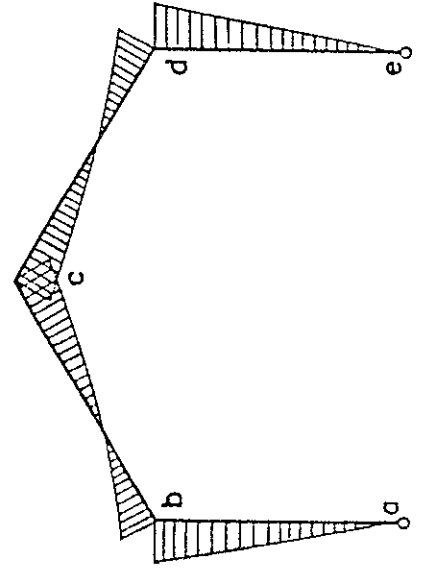
$$R_a = R_e = R = (W_u * l) / 2$$

$$H_a = H_e = H = (W_u * f) * (8 + 5Q) / (8hN)$$

$$M_b = M_d = -H * h$$

$$M_c = (R * l / 4) - H * (h + D)$$

ESQUEMA No 1



CASO IV A
Carga de viento uniformemente distribuida

Fórmulas para el cálculo de reacciones y momentos:

$$R_a = R_e = R = (W_v * D) * (2h + D) / (2 * l)$$

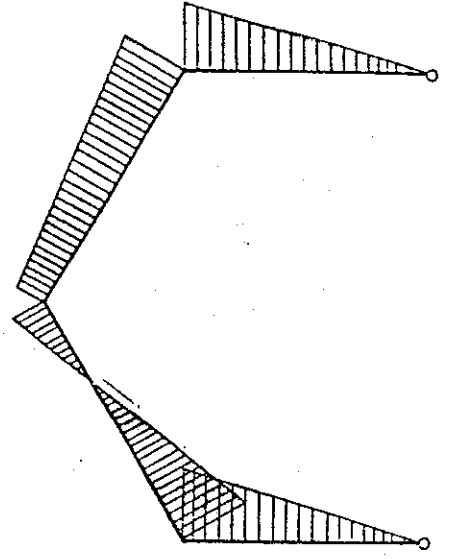
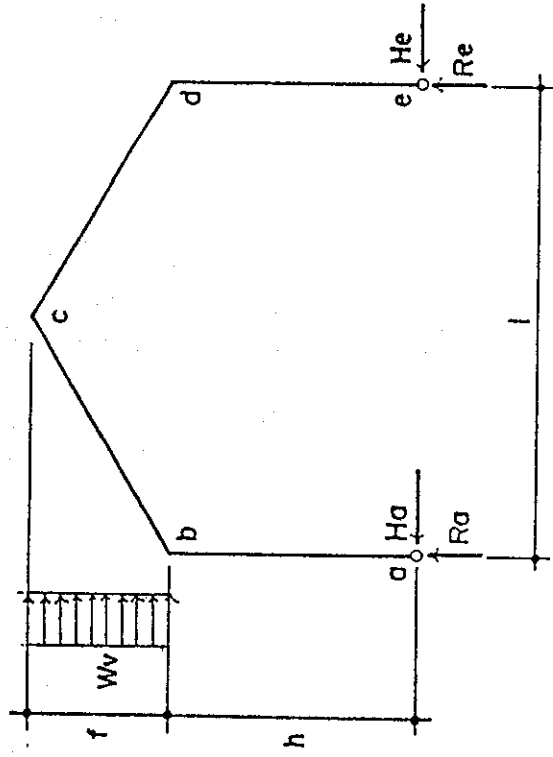
$$H_a = (W_v * D) - H_e$$

$$H_e = (W_v * l / (4N)) * (8K + 24 + 20Q + 5Q^2)$$

$$M_b = H_a * h$$

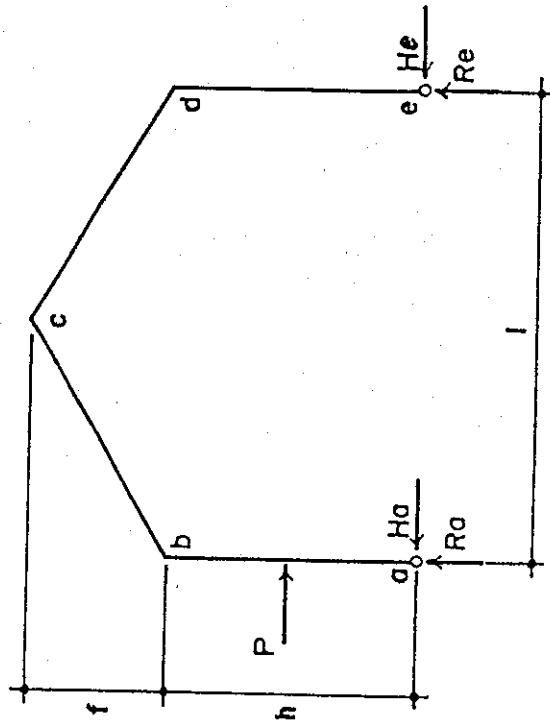
$$M_d = -H_e * h$$

$$M_c = (R * l / 2) - H_e * (h + D)$$



ESQUEMA No 2

CASO VI
Carga de sismo uniformemente distribuida



Fórmulas para el cálculo de reacciones y momentos:

$$R_a = R_e = R = P * b * h / l$$

$$H_a = P - H_e$$

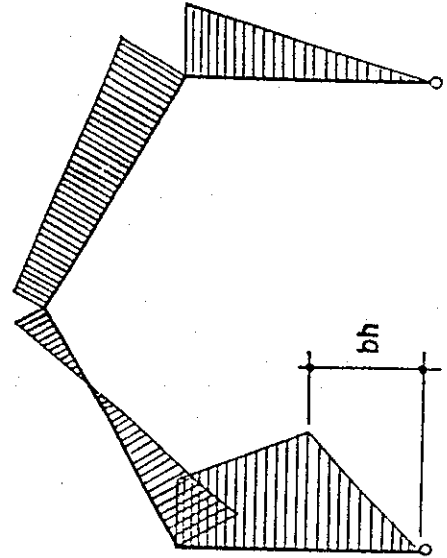
$$H_e = (P * b / N) * (3K - b^2 * K + 3Q + 6)$$

$$M_b = (H_a * h) - P * h * (1.00 - b)$$

$$M_d = -H_e * h$$

$$M_c = (R * l / 2) - H_e * (h + l)$$

ESQUEMA No 3



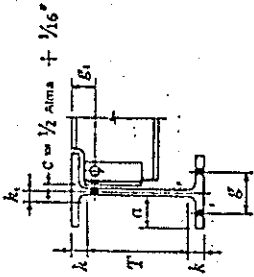
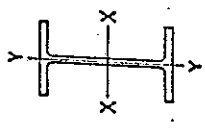


TABLA DE PROPIEDADES PARA LAS SECCIONES DE ACERO FORMA I

FORMAS MICELÁNEAS (M)
Y
LUCES DE VIGAS (B)



Tamaño Nominal y desplazamiento	Peso por pie	Fuerza		Alma		Corte				Fuerza max. para corte	Fuerza usual para corte	Peso por pie	Area	Profundidad	Pastas		espesor de alma	S _x		S _y			
		ancho	espesor	medido	espesor	a	T	k	k ₁						31	c		ancho	espesor	profundidad	i	s	r
10X5-M	29.1	9/16	3/8	7/16	3/16	2-1/2	8-1/2	13/16	5/8	2 1/4	1/4	7/8	2 3/4	8.55	9.88	5.935	.389	4.25	131.5	26.6	11.2	3.7	1.14
	22.8	9/16	3/8	1/4	1/8	2-1/2	8-1/2	13/16	9/16	2 1/4	3/16	7/8	2 3/4	6.73	9.83	5.750	.389	2.40	116.6	23.6	4.16	5.9	3.5
	21	9/16	3/8	1/4	1/8	2-1/2	8-1/2	3/4	1	2 1/4	3/16	7/8	2 3/4	6.10	9.90	5.750	.338	2.40	104.4	21.1	4.14	9.2	3.2
10X4-B	19	10/16	4	3/8	1/8	17/8	8-1/2	11/16	7/16	2 1/4	3/16	3/4	2 1/4	5.61	10.25	4.020	.394	2.50	64.7	18.2	4.14	4.19	2.08
	17	10-9	4	5/16	1/4	17/8	8-1/2	5/8	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	4.98	10.12	4.010	.329	2.40	7.67	16.2	4.05	3.45	1.72
	15	10	4	1/4	1/8	17/8	8-1/2	9/16	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	4.4	10.00	4.000	.269	2.30	9.29	13.8	3.95	2.79	1.39
	11.5	9-3	4	3/16	3/16	17/8	8-1/2	1/2	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	3.39	9.87	3.950	.204	1.80	12.3	51.9	10.5	3.92	2.01
8X5-M	28	8	6-5/8	3/8	3/16	3-9/8	5-1/2	7/8	1	2 1/4	1/4	7/8	3 1/2	8.23	8.00	6.850	.398	3.90	3.02	90.1	22.5	3.31	17.73
	24	8	6-7/8	3/8	1/4	3-9/8	6-1/2	7/8	1	2 1/4	3/16	7/8	3-1/2	7.06	8.00	6.500	.398	2.40	3.09	83.8	21.0	3.45	16.52
8X3-M	22.5	8	5-3/8	3/8	3/16	2-1/2	5-1/2	3/4	9/16	2 1/4	1/4	7/8	2 3/4	6.61	8.00	5.395	.352	3.75	4.21	68.3	17.1	3.23	7.5
	20	8	5-3/8	5/16	3/8	2-1/2	5-1/2	5/8	11/16	2	1/4	7/8	2 3/4	5.88	8.00	5.360	.305	3.50	4.89	60.7	15.2	3.22	6.6
	18.5	8	5-1/2	3/8	1/4	17/8	5-1/2	3/4	1/2	2 1/4	3/16	7/8	2 3/4	5.44	8.00	5.250	.352	2.30	4.33	62.1	15.3	3.38	6.9
	17	8	5-1/2	5/16	1/4	17/8	5-1/2	6-3/8	11/16	2	3/16	7/8	2 3/4	5.00	8.00	5.250	.305	2.40	5.00	58.0	14.0	3.35	6.16
6X4-B	15	8-3	4	5/16	1/4	17/8	5-1/2	5/8	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	4.43	8.12	4.015	.314	2.45	6.44	48.0	11.3	3.29	3.30
	13	8	4	1/4	1/4	17/8	5-1/2	9/16	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	3.83	8.00	4.000	.254	2.30	7.87	39.5	9.83	3.21	2.82
	10	7-3	4	3/16	3/16	17/8	5-1/2	1/2	7/16	2	3/16	3/4	2 1/4	2.95	7.90	3.940	.204	1.70	9.83	30.8	7.79	3.23	1.99
6X4-B	16	6-3	4	3/8	1/4	17/8	4-3/8	11/16	3/8	2 1/4	3/16	3/4	2 1/4	4.72	6.25	4.030	.404	2.60	3.84	31.7	10.1	2.59	4.32
	12	6	4	1/4	1/4	17/8	4-3/8	9/16	3/8	2	3/16	3/4	2 1/4	3.53	6.00	4.000	.279	2.30	5.38	21.7	7.24	2.48	2.89
	8.5	5-3	4	3/16	3/16	17/8	5-1/2	5	7/16	3/8	2	3/16	3/4	2.50	5.83	3.940	.194	1.70	7.63	14.8	5.07	2.43	

Forma g permisible cerca de la terminación del rayo; por otro lado las especificaciones pueden requerir reducción en el tamaño del anclaje
 + Forma no compacta en A35, A242, A440 y A441
 ++ Forma no compacta en A242, A440, y A441

TABLA No. 5

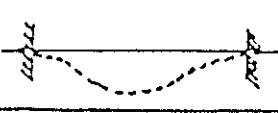
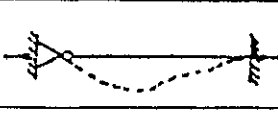

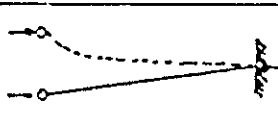
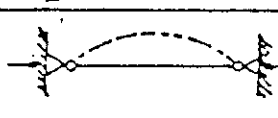
LA CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LA COLUMNA SE MUESTRA CON LÍNEA PUNTEADA.	CONDICIONES DE LOS APOYOS.					
VALOR TEÓRICO DE K						CONDICIONES DE LOS APOYOS. ROTACIÓN Y TRASLACIÓN RESTRINGIDAS. ROTACIÓN LIBRE, TRASLACIÓN RESTRINGIDA. ROTACIÓN RESTRINGIDA, TRASLACIÓN LIBRE. ROTACIÓN Y TRASLACIÓN LIBRES.
VALOR RECOMENDADO PARA DISEÑO K	0.5	0.7	1.0	2.0	2.0	
	0.65	0.80	1.2	2.1	2.0	

TABLA No. 6

TABLA No 7

TABLA PARA ESFUERZOS F_a , ADMISIBLES.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO --- KIP/IN^2 F_a (ACERO A-36).

Miembros principales y secundarios con relacion de esbeltez de 1 a 200 (1.1 $\leq \lambda \leq 200$).

Kl/r	F_a	Kl/r	F_a	Kl/r	F_a	Kl/r	F_a	Kl/r	F_a	Kl/r	F_a
1.00	21.56	39.00	19.27	77.00	15.69	115.00	10.99	153.00	6.38	191.00	4.99
2.00	21.52	40.00	19.19	78.00	15.58	116.00	10.85	154.00	6.30	192.00	4.95
3.00	21.48	41.00	19.11	79.00	15.47	117.00	10.71	155.00	6.22	193.00	4.91
4.00	21.44	42.00	19.03	80.00	15.36	118.00	10.57	156.00	6.14	194.00	4.87
5.00	21.39	43.00	18.95	81.00	15.24	119.00	10.43	157.00	6.06	195.00	4.83
6.00	21.35	44.00	18.86	82.00	15.13	120.00	10.28	158.00	5.98	196.00	4.79
7.00	21.30	45.00	18.78	83.00	15.02	121.00	10.14	159.00	5.91	197.00	4.85
8.00	21.25	46.00	18.70	84.00	14.90	122.00	9.99	160.00	5.82	198.00	4.81
9.00	21.21	47.00	18.61	85.00	14.79	123.00	9.85	161.00	5.76	199.00	4.77
10.00	21.16	48.00	18.53	86.00	14.67	124.00	9.70	162.00	5.69	200.00	4.73
11.00	21.10	49.00	18.44	87.00	14.56	125.00	9.55	163.00	5.62		
12.00	21.05	50.00	18.35	88.00	14.44	126.00	9.41	164.00	5.55		
13.00	21.00	51.00	18.26	89.00	14.32	127.00	9.26	165.00	5.49		
14.00	20.95	52.00	18.17	90.00	14.20	128.00	9.11	166.00	5.42		
15.00	20.89	53.00	18.08	91.00	14.09	129.00	8.97	167.00	5.35		
16.00	20.83	54.00	17.99	92.00	13.97	130.00	8.84	168.00	5.29		
17.00	20.78	55.00	17.90	93.00	13.84	131.00	8.67	169.00	5.23		
18.00	20.72	56.00	17.81	94.00	13.72	132.00	8.57	170.00	5.17		
19.00	20.66	57.00	17.71	95.00	13.60	133.00	8.44	171.00	5.11		
20.00	20.60	58.00	17.62	96.00	13.48	134.00	8.32	172.00	5.05		
21.00	20.54	59.00	17.53	97.00	13.35	135.00	8.19	173.00	4.99		
22.00	20.48	60.00	17.43	98.00	13.23	136.00	8.07	174.00	4.93		
23.00	20.41	61.00	17.34	99.00	13.10	137.00	7.96	175.00	4.87		
24.00	20.35	62.00	17.24	100.00	12.98	138.00	7.84	176.00	4.81		
25.00	20.28	63.00	17.14	101.00	12.85	139.00	7.71	177.00	4.75		
26.00	20.22	64.00	17.04	102.00	12.72	140.00	7.62	178.00	4.71		
27.00	20.15	65.00	16.94	103.00	12.59	141.00	7.51	179.00	4.66		
28.00	20.08	66.00	16.84	104.00	12.47	142.00	7.41	180.00	4.61		
29.00	20.01	67.00	16.74	105.00	12.34	143.00	7.30	181.00	4.56		
30.00	19.94	68.00	16.64	106.00	12.22	144.00	7.20	182.00	4.51		
31.00	19.87	69.00	16.54	107.00	12.07	145.00	7.10	183.00	4.46		
32.00	19.80	70.00	16.44	108.00	11.95	146.00	7.01	184.00	4.41		
33.00	19.73	71.00	16.34	109.00	11.81	147.00	6.91	185.00	4.36		
34.00	19.65	72.00	16.24	110.00	11.67	148.00	6.82	186.00	4.32		
35.00	19.58	73.00	16.14	111.00	11.54	149.00	6.73	187.00	4.27		
36.00	19.50	74.00	16.04	112.00	11.40	150.00	6.64	188.00	4.23		
37.00	19.42	75.00	15.94	113.00	11.26	151.00	6.55	189.00	4.18		
38.00	19.35	76.00	15.84	114.00	11.13	152.00	6.46	190.00	4.14		