



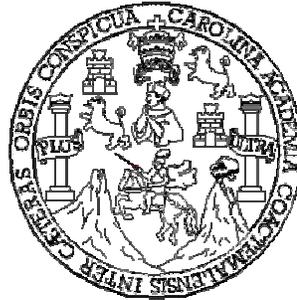
**Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**DISEÑO DE: SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES PARA ALDEA
SAN ANTONIO; Y CARRETERA HACIA CASERÍO LAS LAJAS,
MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA**

**Elfego Eliud Arreaga Contreras
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos**

Guatemala, junio de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE: SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES PARA ALDEA
SAN ANTONIO; Y CARRETERA HACIA CASERÍO LAS LAJAS,
MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ELFEGO ELIUD ARREAGA CONTRERAS

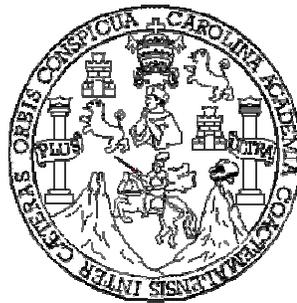
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Isuur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE COMITÉ EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE: SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES PARA ALDEA
SAN ANTONIO; Y CARRETERA HACIA CASERÍO LAS LAJAS,
MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 4 de junio de 2003.

ELFEGO ELIUD ARREAGA CONTRERAS

ACTO QUE DEDICO A:

MI MADRE

Elsa Dalila, por tu sacrificio, esfuerzo, apoyo incondicional que siempre me brindaste para alcanzar mis metas. Por haber dedicado el trabajo de toda tu vida a tus hijos, a ti te dedico este triunfo, gracias mamá.

MI PADRE

Elfego Uriel, por apoyarme en todo lo emprendido.

MI HERMANO

Omar Uriel, por ayudarme siempre y compartir los mejores momentos de nuestra existencia.

MI SOBRINA

Elsita, por ser motivo de superación y que mi triunfo sea un modelo a seguir.

MIS TÍOS

Por apoyarme y brindarme su amistad.

MIS PRIMOS

Para que esta etapa de mi vida sea un ejemplo y luchen hasta conseguir sus metas.

MIS AMIGOS

A todos en general, que Dios los bendiga.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por permitirme seguir viviendo y alcanzar el éxito.

ING. JUAN MERCK COS

Por el apoyo técnico y moral brindado por su valiosa asesoría, de una manera desinteresada y así elaborar el presente trabajo de graduación.

FACULTAD DE INGENIERÍA USAC

Por transmitirme los valiosos conocimientos y alcanzar uno de mis sueños más importantes en mi vida.

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA, USAC

Por permitir realizar ensayos en sus instalaciones, así como asesoría prestada para los mismos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XXVI
LISTA DE SÍMBOLOS	XXX
GLOSARIO	XXXII
OBJETIVOS	XXXX
RESUMEN	XXXVIII
INTRODUCCIÓN	XXXVI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía de la cabecera del municipio de Jutiapa	1
1.1.1 Antecedentes históricos.....	1
1.1.2 Localización y ubicación	2
1.1.3 Extensión y colindancias.....	2
1.1.4 Vías de comunicación.....	2
1.1.5 Población	3
1.1.6 Actividades económicas	3
1.1.7 Clima	3
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	5
2.1 Diseño de salón comunal de dos niveles para aldea San Antonio, municipio de Jutiapa, Jutiapa.....	5
2.1.1 Descripción del proyecto.....	5
2.1.2 Tipo de estructura a utilizar.....	6
2.1.3 Cargas	6
2.1.3.1 Carga viva	6
2.1.3.2 Carga muerta	7
2.1.3.3 Carga de sismo	7

2.1.4	Elementos de la mampostería reforzada	8
2.1.5	Sistema constructivo	9
2.1.6	Evaluación de calidad del suelo	10
2.1.6.1	Valor soporte	10
2.1.6.2	Teoría del ensayo triaxial	11
2.1.6.3	Límites de Atterberg e índice de liquidez.....	12
2.1.7	Diseño estructural	13
2.1.7.1	Diseño de estructura de techo.....	13
2.1.7.2	Diseño de muros	20
2.1.7.3	Diseño de vigas.....	36
2.1.7.4	Diseño de losas.....	64
2.1.7.5	Diseño de columnas.....	78
2.1.7.6	Diseño de cimiento corrido	81
2.1.7.7	Diseño de zapatas.....	84
2.1.7.8	Diseño de gradas	89
2.1.8	Presupuesto	91
2.1.9	Cronograma de ejecución	92
2.2	Diseño de carretera hacia caserío Las Lajas	93
2.2.1	Descripción del proyecto	93
2.2.2	Estudio preliminar de campo.....	93
2.2.2.1	Selección de ruta de campo	94
2.2.2.2	Levantamiento topográfico preliminar.....	94
2.2.2.2.1	Planimetría.....	94
2.2.2.2.2	Altimetría.....	95
2.2.2.2.3	Secciones transversales	97
2.2.3	Cálculo topográfico preliminar.....	98
2.2.3.1	Cálculo planimétrico	98
2.2.3.2	Cálculo altimétrico	99
2.2.4	Dibujo preliminar	100

2.2.4.1	Planimétrico	100
2.2.4.2	Altimétrico	100
2.2.4.3	Secciones transversales	101
2.2.5	Diseño de localización	102
2.2.5.1	Cálculo de elementos de la curva horizontal.....	103
2.2.5.1.1	Grado de curvatura.....	104
2.2.5.1.2	Radio de la curva.....	104
2.2.5.1.3	Ángulo central.....	104
2.2.5.1.4	Longitud de la curva	105
2.2.5.1.5	Subtangente	105
2.2.5.1.6	External	105
2.2.5.1.7	Cuerda máxima	105
2.2.5.1.8	Ordenada media	106
2.2.5.2	Determinación de curva vertical	107
2.2.6	Movimiento de tierras	109
2.2.6.1	Diseño de sub-rasante	109
2.2.6.2	Cálculo de áreas de secciones transversales	112
2.2.6.3	Cálculo de volúmenes de movimientos de tierra....	113
2.2.7	Drenajes	119
2.2.7.1	Ubicación de drenajes.....	119
2.2.7.2	Cálculo de áreas de descarga, método racional	120
2.2.7.3	Diseño de alcantarilla transversal	121
2.2.8	Elaboración de planos	123
2.2.9	Suelos.....	123
2.2.9.1	Pruebas de laboratorio.....	124
2.2.9.2	Características técnicas del material balasto	124
2.2.9.3	Resultados de los ensayos del suelo	125
2.2.10	Cronograma de ejecución física y financiera	126

CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	129
BIBLIOGRAFÍA	131

ANEXOS

1. Planos salón comunal de dos niveles aldea San Antonio
2. Planos carretera hacia caserío Las Lajas
3. Pruebas de laboratorio del suelo

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Detalle de costanera.....	14
2. Detalle de viga metálica.....	16
3. Diagrama de momentos V-B	38
4. Diagrama de momentos balanceados V-B	38
5. Diagrama de corte V-B	40
6. Sección de concreto equivalente NAs; V-B Tramo 4-5.....	42
7. Sección de concreto equivalente NAs; V-B tramo 5-6.....	44
8. Diagrama de fuerzas y momentos V-B, para LD cama superior.....	46
9. Longitud de desarrollo V-B, cama superior.....	46
10. Diagrama de momentos para LD; V-B tramo 4-5, cama inferior	47
11. Longitud de desarrollo, V-B tramo 4-5, cama inferior	47
12. Diagrama de momentos V-C	49
13. Diagrama de momentos balanceados V-C.....	49
14. Diagrama de corte V-C	51
15. Sección de concreto equivalente NAs; V-C tramo 5-6.....	52
16. Sección de concreto equivalente NAs; V-C tramo 4-5.....	54
17. Diagrama de fuerzas y momentos V-C; para LD cama superior	55
18. Longitud de desarrollo V-C, cama superior	56
19. Diagrama de momentos V-C tramo 5-6, para longitud de desarrollo.....	56
20. Longitud de desarrollo V-C tramo 5-6, cama inferior	56
21. Diagrama de momentos V-5.....	58
22. Diagrama de momentos balanceados V-5.....	58
23. Diagrama de corte V-5.....	59
24. Sección de concreto equivalente NAs; V-5 tramo A-B	61
25. Longitud de desarrollo cama superior, V-5.....	62

26. Diagrama de momentos V-5 tramo A-B, para LD cama inferior.....	63
27. Longitud de desarrollo cama inferior, V-5 tramo A-B	63
28. Esquema de losas	64
29. Diagrama de momentos de losa	70
30. Momento balanceado	71
31. Diagrama de momentos balanceados de losas	73
32. Detalle de zapata	85
33. Área de chequeo a corte simple	85
34. Área de chequeo de punzonamiento	86
35. Modelo matemático de gradas.....	89
36. Simplificación del modelo matemático de gradas	89
37. Diagrama de momentos de gradas.....	90
38. Elementos de la curva horizontal.....	106
39. Tipos de curvas verticales.....	108
40. Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	114
41. Sección de drenaje transversal llena al 90%	122

TABLAS

I. Cargas vivas en edificaciones.....	7
II. Valor soporte permisible según tipo de suelo	11
III. Interpolación para área de acero, muro segundo nivel	25
IV. Interpolación para área de acero, muro primer nivel	30
V. Interpolación para área de acero, muro de doble altura.....	34
VI. Dimensiones de losas	64
VII. Espesor de losas	65
VIII. Momentos balanceados de losas	72

IX. Libreta topográfica planimetría.....	95
X. Libreta topográfica altimetría.....	96
XI. Libreta topográfica de secciones transversales, primeros 140m.....	97
XII. Cálculo planimétrico.....	98
XIII. Cálculo altimétrico, primeros 200m.....	99
XIV. Valores de “k”.....	108
XV. Tabla de relaciones para dibujo de taludes.....	113

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área del terreno (en caso $Q=CIA$) expresada en Ha, o bien expresada en m^2
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máxima
As_{min}	Área de acero mínima
b	Ancho o base de elemento
C	Coefficiente de escorrentía superficial
Cant	Cantidad
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
D	Diámetro de la tubería expresada en metros
d	Peralte efectivo
Dist	Distancia
Ec	Módulo de elasticidad
Est	Estación
f'c	Resistencia del concreto a los 28 días.
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
FH	Factor de Harmond
h	Altura del elemento
Hab	Habitantes
I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramos
L	Longitud de un elemento
M	Momento
Mb	Momento balanceado
Min	Mínima
mm/h	Milímetros por hora

m²	Metros al cuadrado
m³	Metros cúbicos
n	Coefficiente de rugosidad
P.O.	Punto observado
P.U.	Precio unitario
R	Radio
r	Recubrimiento del acero
Rh	Radio hidráulico
S	Pendiente
S%	Pendiente en porcentaje
U	Unidad
VS	Valor soporte
W	Carga

GLOSARIO

Altimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones de alturas.
Banco de marca	Punto en la altimetría, cuya altura se conoce y se utilizará para determinar alturas siguientes.
Bases de diseño	Parámetros que se utilizarán en la elaboración de un diseño; como la población, el clima, tipos de comercio, caudales.
Carga de sismo	Estas cargas son las que se conocen con el nombre de cargas laterales; son puramente dinámicas. Una de las características de estas cargas es que su aplicación es en un corto período de tiempo.
Carga muerta	Comprende todas las cargas de elementos permanentes de la construcción, incluyendo la estructura en sí, pisos, vidrieras, rellenos, tabiques fijos, equipo permanente fijo anclado.
Carga viva	Es la carga que deberá soportar la estructura debido al uso u ocupación de la misma.
Carril	Superficie de rodamiento, que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.

Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y, en consecuencia, su capacidad para soporte de cargas.
Concreto	Es el material utilizado para fundir el refuerzo de la mampostería, logrando que este trabaje eficientemente
Cuneta	Zanja en cada uno de los lados del camino o carretera, en la cual, el agua circula debido a la acción de la gravedad.
Curva circular simple	Es un arco de curva circular de radio constante que une a dos tangentes.
Especificaciones	Normas que rigen el diseño geométrico de las carreteras.
Fórmula de Manning	Fórmula para determinar la velocidad de un flujo en un canal abierto o cerrado; esta fórmula se relaciona con la rugosidad del material con que está construido el canal, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.
Grado máximo de curvatura	De acuerdo con el tipo de carretera, se fija un grado máximo de curva a usarse. Éste debe llenar las condiciones de seguridad para el tránsito de la velocidad de diseño.
Mortero	Es una mezcla con materiales aglomerantes utilizada para unir las unidades de mampostería.

Planimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
Rasante	Perfil del eje longitudinal de la carretera en la superficie de rodadura.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada, que muestra las partes componentes de una carretera.
Superficie de rodadura	Área designada a la circulación de vehículos.
Talud	Inclinación de un terreno que pertenece a la sección típica; que delimita los volúmenes de corte o terraplén y está contenido entre la cuneta y el terreno original.
Terracería	Prisma de corte o terraplén, en el cual se construyen las partes de la carretera mostradas en la sección típica.

OBJETIVOS

General

Diseñar el salón comunal de dos niveles para aldea San Antonio, y carretera hacia caserío Las Lajas del municipio de Jutiapa, Jutiapa.

Específicos

1. Aplicar los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos en la Universidad de San Carlos de Guatemala, para ayudar al desarrollo del país por medio del Ejercicio Profesional Supervisado.
2. Desarrollar una investigación diagnóstica, sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del área rural del municipio de Jutiapa, Jutiapa.
3. Proveer a los vecinos del caserío Las Lajas un tramo carretero formal para su desplazamiento hacia la aldea y a la cabecera municipal.
4. Proveer a los vecinos de la aldea San Antonio de un salón comunal apto para eventos de cualquier índole, y de esta manera lograr una armonía social y cultural dentro de la comunidad.
5. Capacitar al personal de la unidad técnica de la municipalidad de Jutiapa, en forma teórica y práctica, en la interpretación de planos y manejo de materiales de construcción.

RESUMEN

El trabajo de graduación que a continuación se presenta, contiene un informe sobre dos de las aldeas que integran el municipio de Jutiapa, departamento de Jutiapa, en la cual se elaboró una investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos de las aldeas y barrios que conforman dicho municipio.

Como resultado de esta investigación se determinó que deberá atender lo siguiente:

En la aldea San Antonio, tiene como prioridad máxima la construcción de un salón comunal, en el cual conjuntamente se construirá una escuela de mecanografía para optimizar espacio. Para lo cual se hizo el estudio técnico correspondiente que incluye el diseño del techo de estructura metálica, diseño de muros con sus respectivas soleras hidrófugas, intermedias y la final; también se realizó el diseño de losa, columnas, diseño de cimiento corrido y el diseño de las zapatas. Dentro de lo concerniente al trabajo técnico se tomó en cuenta lo que son los espacios que les corresponden a los alumnos dentro de un aula según el Ministerio de Educación; luego se procedió a dibujar los planos y posteriormente realizar el presupuesto.

El caserío Las Lajas, tiene como prioridad máxima, la construcción de un tramo carretero de 1.19 kilómetros, que corresponde de la carretera principal hacia el centro del caserío, por lo que se hizo el estudio técnico correspondiente, que incluye, planimetría, altimetría y nivelación transversal a cada 20 metros para la elaboración de secciones.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, contiene el diseño de dos proyectos elaborados mediante el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería. Los proyectos consisten en el diseño del salón comunal de dos niveles para aldea San Antonio, y un tramo carretero de tercer orden, hacia caserío Las Lajas, ambas comunidades pertenecientes al municipio de Jutiapa, Jutiapa.

Para conocer las carencias de las comunidades fue necesario una investigación y coordinación tanto de las autoridades municipales, como de los mismos miembros de la comunidad, con el fin de determinar las necesidades de infraestructura y servicios básicos en el municipio de Jutiapa, Jutiapa.

El informe final está conformado por los siguientes capítulos:

Capítulo uno, se presenta una investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos del municipio de Jutiapa, Jutiapa.

En el capítulo dos, se presentan los aspectos técnicos que intervienen en el diseño del salón comunal de dos niveles para aldea San Antonio y carretera hacia caserío Las Lajas, Jutiapa, Jutiapa. En la parte final se presentan las conclusiones, recomendaciones y los respectivos planos de ambos diseños.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la cabera del municipio de Jutiapa

1.1.1 Antecedentes históricos

Durante el período hispánico se le conoció como San Cristóbal Jutiapa. Se le dio la categoría de Villa en 1847 y de Ciudad por Decreto Gubernativo No. 219 del 15 de septiembre de 1878, ratificado el 6 de septiembre de 1921.

La cabecera departamental está localizada en una meseta muy plana que se extiende en su mayor longitud de Este a Oeste, siendo de Norte a Sur bastante estrecha, principalmente en el centro, que es donde se encuentra el parque, la iglesia parroquial, los edificios públicos y los principales centros comerciales. Esta cabecera se encuentra limitada por barrancos tanto por el norte como por el sur, por lo que puede decirse que no tiene más que dos entradas, la del Este y la del Oeste.

Fuentes y Guzmán escribió en su Recordación Florida por el año de 1690, lo relativo al corregimiento de Chiquimula de la Sierra, dentro del cual Jutiapa era cabecera de curato.

Con el nombre de Jutiapa o San Cristóbal Jutiapa de esa época, y conforme lo publicado por el Archivo General de Centro América, aparece perteneciente al curato epónimo, en el Estado de Curatos del Arzobispado de Guatemala.

1.1.2 Localización y ubicación

El municipio de Jutiapa se encuentra situado en la parte Noroeste del departamento, en la Región IV o Región Sur-Oriental. Se localiza en la latitud 14° 16' 58" y en la longitud 89° 53' 33". La distancia de esta cabecera municipal a la Ciudad Capital es de 124 kilómetros.

1.1.3 Extensión y colindancias

El municipio de Jutiapa cuenta con una extensión territorial de 620 kilómetros cuadrados. Limita al Norte con los municipios de Monjas (Jalapa) y El Progreso y Santa Catarina Mita (Jutiapa); al Sur con los municipios de Comapa y Jalpatagua (Jutiapa); al Este con los municipios de Asunción Mita, Yupiltepeque y el Adelanto (Jutiapa); y al Oeste con los municipios de Quezada y Jalpatagua (Jutiapa) y Casillas (Santa Rosa).

1.1.4 Vías de comunicación

Entre sus principales vías de comunicación se encuentra la carretera Interamericana CA-1 que por el oeste proviene de Cuilapa, Santa Rosa, y unos 7 kilómetros y medio al noroeste enlaza con la ruta nacional 2 o (CA-2), la cual hacia el norte conduce a la cabecera municipal de El Progreso (Jutiapa). Del citado entronque por la CA-2, 20 kilómetros al este se llega a Asunción Mita y 20 kilómetros hacia el sur se llega a la aldea San Cristóbal Frontera, con El Salvador. De Jutiapa por la ruta nacional 23, a 21 kilómetros hacia el sureste se llega a Jerez, también en la frontera con El Salvador. Además hay rutas departamentales y veredas que comunican con los poblados rurales y municipios vecinos.

1.1.5 Población

Según datos proporcionados por el INE, el Municipio de Jutiapa tiene un total de 98,205 habitantes.

1.1.6 Actividades económicas

En la agricultura, destaca en este municipio la producción agrícola de caña de azúcar, maíz, frijol, tabaco, papa, maicillo y lenteja.

La crianza de ganado vacuno, constituye una de las principales ramas de la economía de Jutiapa, de donde obtienen diferentes productos, como los elaborados del cuero, y los lácteos.

Algunos de sus habitantes se dedican a la elaboración de cerámica tradicional, sombreros y trenzas de palma, y cerería.

1.1.7 Clima

El municipio de Jutiapa se encuentra a una altura de 905.96 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente su clima va de cálido a templado.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de salón comunal de dos niveles para aldea San Antonio, municipio de Jutiapa, Jutiapa

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de una edificación de dos niveles, la cual cuenta con los siguientes ambientes:

Primer nivel

- Ingreso principal.
- Vestíbulo principal de 20.80 metros cuadrados, el cual se utilizará para distribución al salón de usos múltiples, módulo gradas y servicios sanitarios.
- Salón de usos múltiples de 8.70m x 11.18m (97.27 metros cuadrados), con capacidad para albergar 70 personas aproximadamente.
- Servicios sanitarios de mujeres.
- Servicios sanitarios de hombres.
- Módulo de gradas de acceso hacia el segundo nivel.

Segundo nivel

- Vestíbulo secundario, el cual se utilizará para distribución al salón de mecanografía, oficina administrativa y balcón.
- Oficina administrativa para dos personas.
- Salón de mecanografía de 4.02m x 8.70m (34.97 metros cuadrados), con capacidad para 15 alumnos.
- Balcón hacia el salón de usos múltiples.
- Balcón hacia la fachada frontal.

2.1.2 Tipo de estructura a utilizar

El tipo de estructura más recomendable a utilizar es el de mampostería de block, con techo de estructura metálica y lámina de zinc con sus respectivas columnas, soleras, cimiento corrido y zapatas; además de losa de concreto reforzado para el salón de mecanografía. Es una manera muy confiable y segura de diseñar y construir, se reducen los costos y obtenemos una edificación de calidad. En el caso del presente proyecto utilizaremos esta opción, para reducir costos y obtener un beneficio con la construcción de la escuela, para poder tener un lugar donde impartir la educación.

2.1.3 Cargas

Las fuerzas principales que actúan en un edificio son: las cargas vivas, cargas muertas y carga de sismo.

2.1.3.1 Carga viva

Es la carga que deberá soportar la estructura debido al uso u ocupación de la estructura. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen pero no están limitados a: los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido así como el equipo no fijo. La carga viva a aplicar en el presente proyecto será de 97.80 Kg./m² para la estructura de techo y de 200 kg/m² para la losa del salón de mecanografía (éste valor fue corroborado por asesor EPS, sin embargo la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, recomienda que en trabajos posteriores se considere este valor con reglamentos internacionales concerniente a cargas vivas).

Tabla I. Cargas vivas en edificaciones

Tipo de ocupación o uso	W_v kg/m²
Vivienda	200
Bibliotecas (área de lectura)	200
Aulas y escuelas	200
Hospitales (encamamiento y habitaciones)	200
Hospitales (servicios médicos y laboratorio)	350
Estacionamientos de automóviles	250
Bodegas (livianas - pesadas)	600 - 1,200
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas	500

Fuente: AGIES NR-2:2000, Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala, Pág. 28

2.1.3.2 Carga muerta

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo la estructura en sí, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo también se consideran cargas muertas.

2.1.3.3 Carga de sismo

Estas cargas son las que se conocen con el nombre de cargas laterales; éstas son puramente dinámicas. Una de las características de estas cargas es que su aplicación es en un corto período de tiempo. Para su cálculo de la carga de sismo se utilizó el método recomendado por Structural Engineer Association of California (SEAOC), debido a que éste toma en cuenta diferentes factores que se aplican a la estructura.

2.1.4 Elementos de la mampostería reforzada

Los materiales principales usados en el sistema de mampostería reforzada son: las unidades de mampostería, mortero, concreto y acero de refuerzo. Estos materiales son unidos para formar un material homogéneo.

1.- Unidades de mampostería: son ladrillos o block de concreto, con una resistencia recomendable de 260kg/cm^2 , según COGUANOR (Comisión Guatemalteca de Normas). La función básica será soportar esfuerzos de compresión. La resistencia varía según la magnitud del proyecto. La presentación de las unidades de mampostería varía según la fábrica que construya las unidades, con características propias de textura, resistencia y tamaño.

2.- Mortero: es una mezcla con materiales aglomerantes, utilizada para unir las unidades de mampostería; sus funciones son las siguientes: sirve de apoyo para las unidades de mampostería, le brinda a las unidades de mampostería la nivelación y el lugar apropiado, transmite fuerzas de compresión, permite alguna deformación y elasticidad entre las unidades de mampostería. El mortero está constituido por cemento, arena y cal.

3.- Concreto: es el material utilizado para fundir el refuerzo de la mampostería, logrando que éste trabaje eficientemente, la mampostería en compresión y el acero en tensión. El concreto está formado por arena, cemento, agua y pedrín. Estos materiales son mezclados hasta obtener una mezcla homogénea.

Es importante conocer la función que tiene cada elemento que conforma los muros de mampostería reforzada, para una mejor aplicación y aprovechamiento de este sistema constructivo.

2.1.5 Sistema constructivo

Cimentación

La cimentación será a base de concreto armado, la cual estará conformada por dos tipos de estructuras, las cuales serán las Zapatas y luego el cimiento corrido, estos dos tipos de estructuras se detallarán en la parte de análisis y diseño estructural.

Muros

El proceso constructivo que se utilizará para los muros será en base a mampostería, la cual irá reforzada por columnas y soleras de amarre para obtener una mayor resistencia y durabilidad del proyecto.

Estructura de techo

Luego de un análisis detallado y consultando con fabricantes de estructuras y perfiles metálicos, se llegó a la conclusión de utilizar, Perfil Tipo C (costanera), para esta, las medidas se detallarán mas adelante en el diseño de la estructura del techo, sobre esta estructura se colocará una cubierta de Lamina Galvanizada troquelada fabricada por la Empresa INGASA, cuyas características se plantearán en el diseño final, es necesario mencionar que para la colocación de este tipo de estructura se deberá seguir los pasos recomendados por el fabricante para la colocación de estas piezas.

Losa

Las losas de concreto constituyen uno de los sistemas más comunes en construcción. Usualmente se apoyan en vigas principales apoyadas en columnas. El espesor de una losa se calcula en base al tipo de losa, es decir, si se trata de una losa reforzada en un sentido o de una losa reforzada en dos sentidos; en ambos casos la losa se diseña como una losa plana si su espesor es igual o menor a 15 centímetros, en caso contrario se debe diseñar una losa nervurada. Para el diseño de losa se utilizó en Metodo 3 del Código ACI.

2.1.6 Evaluación de calidad del suelo

La elección del tipo de subestructura, y cimentación que se va a utilizar en el proyecto de un puente depende, en buena medida, de los resultados del estudio de suelos.

De la inspección visual, se determinó que es un suelo arcilloso duro, teniendo este un buen valor soporte.

2.1.6.1 Valor soporte

El valor soporte, se obtuvo de la siguiente tabla, de donde se verificó un valor de 53 ton/m^2 , siendo el valor correspondiente al suelo arcilloso duro visto en campo, sin embargo por seguridad se utilizará un valor soporte de 15 ton/m^2 , que es equivalente a $15,000 \text{ kg/m}^2$.

Tabla II. Valor soporte permisible según tipo de suelo

MATERIAL DEL SUELO	ton/m²	OBSERVACIONES
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	86	Compactados con más del 10% de grava
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala granulometría.
Suelos gravillosos	43	Flojos, con mucha arena.
Suelos arenosos	32-64	Densos.
Arena fina	22-43	Densa.
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos.
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Cabrera Seis, Jabenon Vinicio, Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones, Pág 44

2.1.6.2 Teoría del ensayo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo, y en la actualidad son, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación, y de resistencia de los suelos.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad, y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales.

Los especímenes son usualmente cilíndricos, y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica, y hermética, de lucita, con bases metálicas.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

2.1.6.3 Límites de Atterberg e índice de liquidez

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes.

Los mencionados límites son: Límite líquido (*LL*), Límite plástico (*LP*), y Límite de contracción (*LC*), y mediante ellos se pueden dar una idea del tipo de suelo en estudio.

Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad, y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla.

Por falta de un estudio de suelos, para el diseño del salón, no se definieron los valores de los límites, así como la plasticidad del suelo en forma experimental, sin embargo en la inspección visual se determinó que el suelo contiene gran cantidad de arcilla de tipo dura, por lo tanto el suelo tiene propiedades de un material plástico.

2.1.7 Diseño estructural

2.1.7.1 Diseño de estructura de techo

CÁLCULO DE LA COSTANERA

INTEGRACIÓN DE CARGAS

Donde:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{acero}} &= 7.85 \text{ T/m}^3 \\ \gamma_{\text{acero}} &= 7,850 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Nota:

Base	2"	5.080
Alto	4"	10.160
Espesor	1/16"	0.159
Dimen.	plg.	cm.

Carga muerta

$$\begin{aligned} W \text{ Lámina} &= 4.30 \text{ Kg/m}^2 \\ W \text{ Costanera} &= 4.00 \text{ Kg/m}^2 \\ W \text{ Instalaciones} &= 0.65 \text{ Kg/m}^2 \quad (12\% W \text{ lámina}) \\ \mathbf{W_{C.M.}} &= \mathbf{8.95 \text{ Kg/m}^2} \end{aligned}$$

$$C = \left[\frac{(\text{alto}) + 2(\text{base})}{100} \right] * \text{espesor} * \gamma_{\text{acero}} \rightarrow \mathbf{C = 2.53 \text{ Kg/m}}$$

Carga viva

$$\text{Carga viva de servicio } CV = 97.80 \text{ Kg/m}^2$$

La carga viva puede ser la carga de servicio o bien la carga de viento, se tomará la de mayor valor, el procedimiento es el siguiente:

Carga de viento

$$q = 0.005 V^2$$

Donde V = mayor velocidad del viento registrada para Guatemala

$$q = 0.005 * (120 \text{ Km/h})^2 \quad V = 150 \text{ Km/h}$$

$$\text{Entonces el valor será de } q = 72 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{factor} &= 0.8 \text{ golpe externo} \\ &= 0.5 \text{ golpe interno} \end{aligned}$$

Suma factor = factor golpe externo + factor golpe interno

$$\text{Suma factor} = 0.80 + 0.50 = 1.3$$

$$PV = \text{factor} * q$$

$$PV = \text{factor promedio} * q$$

$$PV = 1.3 * 72.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{PV = 93.60 \text{ Kg/m}^2}$$

$$\mathbf{CV > PV}$$

Como la carga de servicio es mayor a la carga de viento se toma la mayor

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DE COSTANERAS

$$w = \text{separación} * (W_{C.M.} + W_{C.V.}) + W_{\text{costanera}}$$

$$w = \text{separación} * (8.95 \text{ Kg/m}^2 + 97.80 \text{ Kg/m}^2) + 2.53 \text{ Kg/m} \longrightarrow \textcircled{1} \text{ ec. I}$$

Nota:

De acuerdo a Hoja No. 2 Planta Acotada la mayor luz es de: 11.18 mts.

$$\text{Luz} = L = \text{luz mayor} / 3$$

$$L = 11.18 \text{ mts} / 3$$

$$L = 3.73 \text{ mts.}$$

Cálculo de momento:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M = (w * (3.73)^2) / 8$$

$$M = 1.74 * w \longrightarrow \textcircled{2} \text{ ecuación II}$$

Cálculo del momento resistente:

$$\text{de } f = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad \text{despejando} \quad S = \frac{I}{c}$$

Donde:

M = momento

I = inercia

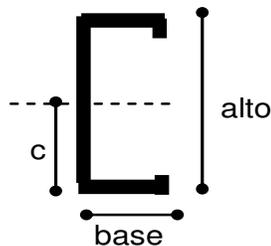
S = modulo de sección

c = distancia al eje neutro

Por teorema de ejes paralelos se calcula la inercia con:

$$\Sigma I = \frac{bh^3}{12} + Ad^2$$

Figura 1. Detalle de costanera



$$I = \frac{(t)(alto)^3}{12} * 2 + \left[\frac{(alto)(t)^3}{12} + (alto)(t)(base)^2 \right] * 2$$

$$I = ((0.159) * (10.16)^3 / 12) * 2 + (((10.16) * (0.159)^3 / 12) + (10.16 * 0.159 * (5.08)^2)) * 2$$

$$I = 55.50 \text{ cm}^4$$

Cálculo del módulo de sección:

$$S = I / c$$

$$S = 55.50 \text{ cm}^4 / 5.08 \text{ cms}$$

$$S = 10.93 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento resistente:

de AISC $F_b = 0.6 F_y$

$$F_b = 0.6 * 2531.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 1518.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} * 70.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2531.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_r = S * F_b$$

$$M_r = 10.93 \text{ cm}^3 * 1518.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_r = 16599.39 \text{ Kg - cm}$$

$$M_r = 165.99 \text{ Kg - m}$$

Igualando ecuaciones 1 y 2:

$$M = 1.74 * w \longrightarrow \textcircled{2}$$

$$w = \text{separación} * (8.95 \text{ Kg/m}^2 + 97.8 \text{ Kg/m}^2) + 2.53 \text{ Kg/m} \longrightarrow \textcircled{1}$$

$$1.74 * (\text{separación} * (8.95 \text{ Kg/m}^2 + 97.8 \text{ Kg/m}^2) + 2.53 \text{ Kg/m}) = M_r$$

$$1.74 * (\text{separación} * 106.75 + 2.53) = M_r$$

$$184.67 * \text{separación} + 4.38 = 165.99$$

$$\text{separación} = (165.99 - 4.38) / 184.67$$

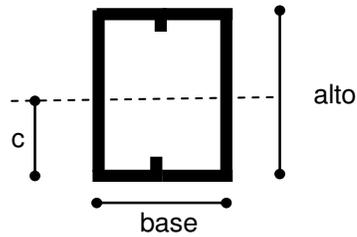
$$\text{separación} = 0.84 \text{ mts.}$$

En el caso de colocar las costaneras con una separación de 0.84 mts, la cubierta corre el riesgo de flexionarse en caso de hacer algún tipo de mantenimiento en el techo de la edificación, además con el propósito de resguardar la seguridad de los usuarios y por fines constructivos se optará por colocar costaneras con una separación de 0.70 mts.

CÁLCULO DE LA VIGA METÁLICA

Nota: Se toma como una viga simplemente apoyada, conformada por la unión de dos costaneras.

Figura 2. Detalle de viga metálica



Debido a que la viga esta formada por la unión de dos costaneras, la inercia y el módulo de sección serán el doble del dato calculado para una costanera.

$$I = 111 \text{ cm}^4$$
$$S = 21.86 \text{ cm}^3$$
$$Fb = 1518.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del peso de la costanera en Kg/m²

Si usamos costaneras @ 0.70 m de separación, y C = 2.53 Kg/m, peso calculado de

$$C = \left[\frac{(\text{alto}) + 2(\text{base})}{100} \right] * \text{espesor} * \gamma_{\text{acero}}$$

$$W_{\text{costanera}} = C / 0.70$$

$$W_{\text{costanera}} = 2.53 \text{ Kg / m} / 0.70 \text{ mts.}$$

$$\mathbf{W_{\text{costanera}} = 3.61 \text{ Kg/m}^2}$$

Cálculo del momento resistente para la viga:

$$Mr = S \times Fb$$

$$Mr = 21.86 \text{ cm}^3 * 1518.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Mr = 33198.78 \text{ Kg - cm}$$

$$\mathbf{Mr = 331.99 \text{ Kg - m}}$$

Integración de cargas para la viga metálica:

Carga muerta			
W Lámina	4.30	Kg/m ²	
W Costanera	3.61	Kg/m ²	
W Instalaciones	0.65	Kg/m ²	(12% W lámina)
$W_{C.M.} =$	<u>8.56</u>	Kg/m ²	
$W_{C.V.} =$	<u>97.80</u>	Kg/m ²	
$W_{C.V.} + W_{C.M.} =$	<u>106.36</u>	Kg/m ²	

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DE VIGAS

Cálculo del peso de la viga = $W_{\text{costanera}} * 2 = 2.53 * 2 = 5.06 \text{ Kg/m}$

$W = \text{separación} * (W_{C.M.} + W_{C.V.}) + W_{\text{costanera}} + W_{\text{viga}}$

$W = S * (8.95 \text{ Kg/m}^2 + 97.80 \text{ Kg/m}^2) + 2.53 \text{ Kg/m} + 5.06 \text{ kg/m}$

$W = S * 106.75 \text{ kg/m}^2 + 7.59 \text{ kg/m} \longrightarrow \textcircled{1} \text{ Ecuación I}$

$Luz = L / 3$

L en sentido de la viga = 9.00 mts/3

L = 3.00 mts.

Cálculo de momento:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$M = W * (3.00)^2 / 8$

$M = 1.125 * w \longrightarrow \textcircled{2} \text{ Ecuación II}$

Momento resistente de la viga = 2 * mom. res. costanera = 2 * 166 kg-m

Mr-viga = 332 kg-m

Igualando ecuaciones I y II

$332 = 1.125 * (S * 106.75 + 7.59)$

S = 2.69 m

Se optará por colocar vigas a cada 2.00m por fines constructivos y de seguridad.

CÁLCULO DE Fs

$w = \text{separación} * (W_{C.M.} + W_{C.V.}) + W_{\text{VIGA}}$

$w = 0.84 \text{ mts.} * (106.36 \text{ Kg/m}^2) + 5.06 \text{ Kg/m}$

w = 94.40 Kg/m

Igualando el momento para una viga simplemente apoyada con el momento resistente se tiene:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_r = S \times F_b$$

$$wL^2/8 = S \times F_b$$

$$wL^2/8 = S \times F_s$$

Despejando F_s :

$$F_s = wL^2/8S$$

$$F_s = 94.40 \text{ Kg/m} \times (3.73 \text{ mts})^2 \times 100 / (8 \times 21.86 \text{ cm}^3)$$

$$F_s = 751.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

$$L = 3.73 \text{ m}$$

$F_s < F_b$, $F_s = 751.02 \text{ Kg/cm}^2$ es menor a $F_b = 1518.70 \text{ Kg/cm}^2$

CÁLCULO DE PERNOS

Donde:

$$L = 3.73 \text{ m}$$

$$\text{separación} = 0.70 \text{ m}$$

$$w = \text{separación} \times (W_{C.M.} + W_{C.V.}) + W_{VIGA}$$

$$w = 0.70 \text{ mts.} \times (106.36 \text{ Kg/m}^2) + 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = 79.51 \text{ Kg/m}$$

Tensión en apoyos = wl

$$T = wl$$

$$T = 79.51 \text{ Kg/m} \times 3.73 \text{ mts.}$$

$$T = 296.57 \text{ Kg}$$

$$F_y = 2531.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{pt} = 0.5 F_y$$

$$F_{pt} = 0.5 \times 2531.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{pt} = 1265.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = A \times f_s$$

Despejando A :

$$A = \frac{T}{f_s}$$

$$A = T / F_{pt}$$

$$A = 296.57 \text{ Kg} / 1265.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de pernos} = A/A_{\text{perno}}$$

$$\text{No. de pernos} = 0.24 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de pernos} = 0.34 < 1$$

$$\text{No. de pernos} = 1 \text{ perno de } \varnothing 3/8''$$

Pero por razones de seguridad se utilizarán 2 pernos de $\varnothing 3/8''$

Revisando acciones en apoyos de pieza de metal

$$w = \text{separación} * (W_{C.M.} + W_{C.V.}) + W_{\text{VIGA}}$$

$$w = 0.84 \text{ mts.} * (106.36 \text{ Kg/m}^2) + 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = 94.40 \text{ Kg/m}$$

$$V = wl/2$$

$$V = (94.40 \text{ Kg/m} * 11.18 \text{ mts}) / 2$$

$$V = 527.70 \text{ Kg}$$

$$P = A_c * f$$

Despejando A_c :

$$A_c = \frac{P}{f}$$

Donde:

$$F_c = 0.4 F_y$$

$$F_c = 0.4 * 2531.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 1012.46 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A = V/F_c$$

$$A = 527.79 \text{ Kg} / 1012.46 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de pernos} = A/A_{\text{perno}}$$

$$\text{No. de pernos} = 0.53 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de pernos} = 0.75 < 1$$

$$\text{No. de pernos} = 2 \text{ pernos de } \varnothing 3/8''$$

Pero por razones de seguridad se utilizarán 4 pernos de $\varnothing 3/8''$

2.1.7.2 Diseño de muros

Carga por sismo

Se utilizará el método SEAOC (Structural Engineers Asociaton of California)

Integración de cargas

$$W_{2doNivel} = W_{cubierta} + W_{colC-1} + W_{colC-3} + W_{muros} + 25\%CV$$

$$W_{cubierta} = (W_{lámina} + W_{cost} + W_{inst})Area + W_{viga} \times L \times No.Vigas$$

$$W_{cubierta} = (4.30kg/m^2 + 3.61kg/m^2 + 0.65kg/m^2) 19.40m \times 9m + 5.06kg/m \times 9m \times 8$$

$$W_{cubierta} = 1,858.89 \text{ kg.}$$

$$W_{colC-1} = 2,400kg/m^3 \times 0.15m \times 0.15m \times 1.38m \times 40 \text{ col.}$$

$$W_{colC-1} = 2,980.80 \text{ kg.}$$

$$W_{colC-3} = 2,400kg/m^3 \times 0.15m \times 0.10m \times 1.38m \times 5 \text{ col.}$$

$$W_{colC-3} = 248.40 \text{ kg.}$$

$$W_{muros} = 1,800kg/m^3 \times 0.15m \times 1.38m \times 31.55m$$

$$W_{muros} = 11,755.53 \text{ kg.}$$

$$CV_{estructura} = 97.80 \text{ kg/m}^2$$

$$25\%CV = 0.25 \times (97.80kg/m^2 \times 19.40m \times 9m)$$

$$25\%CV = 4,268.97 \text{ kg.}$$

$$W_{2doNivel} = 1,858.89kg + 2,980.80kg + 248.40kg + 11,755.53kg + 4,268.97kg$$

$$W_{2doNivel} = 21,112.59 \text{ kg}$$

$$W_{1erNivel} = W_{losa} + W_{vigas} + W_{C-1-2} + W_{C-3} + W_{muros} + W_{gradas} + W_{cim} + W_{Z-1} + W_{Z-2} + 25\%CV$$

$$W_{losa} = 2,400kg/m^3 \times 0.12m \times (9.20m \times 9m - 4.90m \times 2.75m)$$

$$W_{losa} = 19,965.60 \text{ kg.}$$

$$W_{vigas} = 2,400kg/m^3 \times 0.15m \times 0.30m \times 23.84m$$

$$W_{vigas} = 2,574.72 \text{ kg.}$$

$$W_{C-1-2} = 2,400kg/m^3 \times 0.15m \times 0.15m \times 5.19m \times 42 \text{ col.}$$

$$W_{C-1-2} = 11,770.92 \text{ kg.}$$

$$W_{colC-3} = 2,400kg/m^3 \times 0.15m \times 0.10m \times 5.19m \times 9 \text{ col.}$$

$$W_{colC-3} = 1,681.56 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{muros}} = 1,800\text{kg/m}^3 \times 0.15\text{m} \times (3.34\text{m} \times 43.43\text{m} + 4.67\text{m} \times 4.96\text{m} + 10.84\text{m} \times 5.19\text{m} + 3.06\text{m} \times 9.12\text{m})$$

$$W_{\text{muros}} = 68,050.53 \text{ kg.}$$

$$W_{Z-1} = 2,400\text{kg/m}^3 \times 0.75\text{m} \times 0.75\text{m} \times 0.25\text{m} \times 12 \text{ zap.}$$

$$W_{Z-1} = 4,050.00 \text{ kg.}$$

$$W_{Z-2} = 2,400\text{kg/m}^3 \times 0.60\text{m} \times 0.60\text{m} \times 0.25\text{m} \times 8 \text{ zap.}$$

$$W_{Z-2} = 1,728.00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{cim}} = 2,400\text{kg/m}^3 \times 0.50\text{m} \times 0.20\text{m} \times 47.65\text{m}$$

$$W_{\text{cim}} = 11,436.00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{gradas}} = 845.60\text{kg/m}^2 \times (6.80\text{m} \times 1.10\text{m})$$

$$W_{\text{gradas}} = 6,325.09 \text{ kg.}$$

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

Nota: Éste valor fue corroborado por asesor de EPS, sin embargo la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil recomienda que en trabajos posteriores se considere este valor con reglamentos internacionales concernientes a carga viva.

$$25\%CV = 0.25 \times 200\text{kg/m}^2 \times (69.325\text{m}^2 + 6.80\text{m} \times 1.10\text{m})$$

$$25\%CV = 3,840.25 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{1er Nivel}} = 19,965.60\text{kg} + 2,574.72\text{kg} + 11,770.92\text{kg} + 1,681.56\text{kg} + 68,050.53\text{kg}$$

$$4,050.00\text{kg} + 1,728.00\text{kg} + 11,436.00\text{kg} + 6,325.09\text{kg} + 3,840.25\text{kg}$$

$$W_{\text{1er Nivel}} = 131,422.67 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{1er Nivel}} + W_{\text{2do Nivel}}$$

$$W_{\text{total}} = 131,422.67\text{kg} + 21,112.59\text{kg}$$

$$W_{\text{total}} = 152,535.26 \text{ kg.}$$

Corte basal

$$V = ZIKCSW$$

Z = 1.00	Se asume 1 debido que Guatemala es un país altamente sísmico
I = 1.40	La utilización del edificio será una academia
K = 1.00	Por ser edificio de mampostería
C = 1 / (15√t)	Flexibilidad de la estructura en base a la vibración ≤ 0.12
t = 0.09 h / √b	Si t ≥ 0.25, entonces hay fuerza en la cúspide Ft
h = 6.57m	Altura total del edificio
b = 19.40m, 9.00m	Base del edificio, en sentido X & Y
S = 1.25	Factor que depende del suelo a cementar, se asumio 1.25

$$t_x = 0.09 \times 6.57\text{m} / \sqrt{19.40\text{m}} = 0.13\text{s, entonces no hay Ft}$$

$$t_y = 0.09 \times 6.57\text{m} / \sqrt{9.00\text{m}} = 0.20\text{s, entonces no hay Ft}$$

$$C_x = 1 / (15\sqrt{0.13}) = 0.18, \text{ entonces asumimos } C_x = 0.12$$

$$C_y = 1 / (15\sqrt{0.20}) = 0.15, \text{ entonces asumimos } C_y = 0.12$$

Chequeando que $CS \leq 0.14$

$C \times S = 0.12 \times 1.25 = 0.15$, entonces tomamos 0.14

$V = 1 \times 1.40 \times 1 \times 0.14 \times 152,535.26\text{kg}$

$V = 29,896.91 \text{ kg}$.

Corte por Nivel

$$f_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum (W_i \times h_i)}$$

$$f_{1erNivel} = \frac{29,896.91\text{kg} \times 131,422.67\text{kg} \times 3.81\text{m}}{131,422.67\text{kg} \times 3.81\text{m} + 21,112.59\text{kg} \times 6.57\text{m}}$$

$$f_{1erNivel} = 23,411.46 \text{ kg.}$$

$$f_{2doNivel} = \frac{29,896.91\text{kg} \times 21,112.59\text{kg} \times 6.57\text{m}}{131,422.67\text{kg} \times 3.81\text{m} + 21,112.59\text{kg} \times 6.57\text{m}}$$

$$f_{2doNivel} = 6,485.45 \text{ kg.}$$

Fuerzas en sentido X

Son 2 muros los que se encuentran en el sentido X, por lo tanto la fuerza se debe de dividir en dos.

$$f_x_{1erNivel} = 23,411.46\text{kg} / 2 = 11,705.73\text{kg}$$

$$f_x_{1erNivel} = 11,706 \text{ kg.}$$

$$f_x_{2doNivel} = 6,485.45\text{kg} / 2 = 3,242.73\text{kg}$$

$$f_x_{2doNivel} = 3,243 \text{ kg.}$$

Fuerzas en sentido Y

Son 4 muros los que se encuentran en el sentido Y, por lo tanto la fuerza se debe de dividir en cuatro.

$$f_y_{1erNivel} = 23,411.46\text{kg} / 4 = 5,852.87\text{kg}$$

$$f_y_{1erNivel} = 5,853 \text{ kg.}$$

$$f_y_{2doNivel} = 6,485.45\text{kg} / 4 = 1,621.36\text{kg}$$

$$f_y_{2doNivel} = 1,622 \text{ kg.}$$

MURO DE 2do. NIVEL

Para esta estructura que tiene diafragma flexible encima, el corte y momento por sismo se calcula por área tributaria.

$W_T =$ peso a sostener

$$W_T = W_{C.M.} + W_{C.V.}$$

Carga muerta

W Lámina			4.30 Kg/m ²
W Costanera	$W_{\text{costanera}} / l$	$l=0.70$ mts.	5.20 Kg/m ²
W Instalaciones	(15% $W_{\text{lámina}}$)		0.65 Kg/m ²
Viga	W_{viga} / L	$L=L/4=8.00/4$	2.00 Kg/m ²
		$W_{C.M.} =$	12.15 Kg/m²

Nota: la separación l es igual a 0.70 m, que es la separación entre costaneras

Nota: la separación L es igual a 8.00 m, que es la luz de la academia, y se divide en cuatro ya que existen tres vigas entre los muros.

Carga viva

$$W_{C.V.} = \underline{\underline{97.80 \text{ Kg/m}^2}}$$
$$W_{C.V.} + W_{C.M.} = \underline{\underline{109.95 \text{ Kg/m}^2}}$$

Para un muro interior de la academia

$L_{\text{muro}} = 8.00$ m

$W_1 =$ Carga distribuida = $P =$ Peso total x ancho tributario x largo del muro

$$W_1 = 109.95 \text{ Kg/m}^2 \times 2.67 \text{ m} \times 8.00 \text{ m}$$

$$W_1 = 2346.40 \text{ Kg}$$

Cálculo de la carga de sismo para el muro

$$F_s = 0.20 W$$

$$F_s = 0.20 * 2346.40 \text{ Kg}$$

$$F_s = 469.40 \text{ Kg}$$

Según SEAOC F_s en este muro es = 3,243kg

Por lo tanto tomamos el mayor, entonces **$F_s = 3,243$ kg**

Cálculo del momento generado por la fuerza de sismo

$$M_s = F_s x h$$

$h_{\text{muro}} = 2.29$ m

$$M_s = 3,243 \text{ Kg} * 2.29 \text{ m}$$

$$M_s = 7,426.47 \text{ Kg-m}$$

Chequeo a compresión

$$f_c = \frac{P}{A} \quad A_{\text{muro}} = \text{espesor del muro} \times \text{largo del muro}$$

$$A_{\text{muro}} = 15 \text{ cm} \times 800 \text{ cm} = 12,000 \text{ cm}^2$$

$$f_c = W_1 / A_{\text{muro}}$$

$$f_c = 2346.40 \text{ Kg} / 12,000 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2 < f_u = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequeo a flexión

Hay un procedimiento conocido como

TÉCNICA UNIVERSAL DE DISEÑO A FLEXIÓN ELÁSTICA

Llamando $F_b = f_b$ permisible

y a $F_s = f_s$ permisible

el momento basado en el esfuerzo a compresión de la mampostería es

$$M = b d^2 (j k / 2) F_b, \text{ puede despejarse } (2 / j k) = (b d^2) * F_b / M$$

de la misma forma ya que el momento basado en el esfuerzo del acero es

$$M = b d^2 (\rho j) F_s, \text{ puede despejarse } n \rho j = n M (b d^2) * F_s$$

Entonces, pueden tabularse valores de $(2 / j k)$ y de $(n \rho j)$ que puede encontrarse en algunas publicaciones sobre mampostería, ó pueden calcularse, y de ellos des-
pejar el valor de (ρ) .

$$E_m = 400 * f'm \quad \text{cuando } f'm < 50$$

$$E_m = 600 * f'm \quad \text{cuando } f'm > 50$$

$$E_m = 800 * f'm \quad \text{cuando } f'm > 100$$

$$k = \sqrt{(\rho * n)^2 + (2 * \rho * n)} - \rho * n$$

Asumiendo un valor para f_u de 25 -kg/cm²:

$$f_u = 25 \text{ Kg/m}^2$$

$$f'm = 0.7 f_u = 17.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 0.3 f'm = 5.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_m = 400 f'm = 7000 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 1405 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{donde } F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el valor de n

$$n = E_{\text{acero}} / E_{\text{mampostería}}$$

$$n = 2 \times 10^6 / E_m$$

$$n = 2000000 \text{ Kg/cm}^2 / 7000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 286$$

Por mampostería:

$$\frac{2}{jk} = \frac{bd^2 fb}{M} = \frac{(15\text{cm}) \cdot (800\text{cm})^2 \cdot (5.25 \text{ Kg} / \text{cm}^2)}{742,647 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}$$

$$\frac{2}{jk} = \frac{bd^2 fb}{M} = \mathbf{67.8654}$$

Por acero:

$$n\rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = \frac{(286) \cdot (742,647 \text{ Kg} \cdot \text{cm})}{(15 \text{ cm}) \cdot (800\text{cm})^2 \cdot (1410 \text{ Kg}/\text{cm}^2)}$$

$$n\rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = \mathbf{0.01569}$$

Asumimos un valor de $n\rho$

Calculamos el valor de k , el valor de j , y los valores de $(2/jk)$ y $(n\rho j)$

Tabla III. Interpolación para área de acero, muro segundo nivel

$n\rho$	k	j	$(2/jk)$	$(n\rho j)$
0.00001000	0.00446215	0.99851262	448.88237326	0.00000999
0.00002000	0.00630459	0.99789847	317.89741779	0.00001996
0.00003000	0.00771602	0.99742799	259.86921199	0.00002992
0.00004000	0.00890436	0.99703188	225.27768511	0.00003988
0.00005000	0.00995012	0.99668329	201.67138515	0.00004983
0.00044000	0.02922806	0.99025731	69.10062773	0.00043571
0.00045000	0.02955337	0.99014888	68.34746567	0.00044557
0.00046000	0.02987499	0.99004167	67.61900211	0.00045542
0.00047000	0.03019302	0.98993566	66.91391615	0.00046527
0.00048000	0.03050758	0.98983081	66.23098372	0.00047512
0.01659000	0.16631770	0.94456077	12.73097347	0.01567026
0.01660000	0.16636328	0.94454557	12.72769081	0.01567946
0.01661000	0.16640883	0.94453039	12.72441113	0.01568865
0.01662000	0.16645437	0.94451521	12.72113443	0.01569784
0.01663000	0.16649989	0.94450004	12.71786070	0.01570704
0.01664000	0.16654540	0.94448487	12.71458993	0.01571623
0.01665000	0.16659089	0.94446970	12.71132213	0.01572542

Tomamos el valor más alto de $n\rho = 0.01661$

$$\begin{aligned}
 n \rho &= 0.01661 \\
 \rho &= 0.01661/n \\
 \rho &= 0.01661/286 = 0.000058
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho bd \\
 A_s &= 0.000058 * 15 \text{ cm} * 800 \text{ cm} \\
 A_s &= 0.696 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Como el área de acero calculada anteriormente es menor al área de acero mínimo entonces, los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas (FHA), las que recomiendan ubicar columnas principales con 4 varillas No. 3, estribos No. 2 @ 0.20m al centro de la luz.
Para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

Revisando corte:

$$f_u = \frac{P}{A} \qquad \begin{aligned} P &= F_s = 3,243 \text{ Kg} \\ A &= t * l = 15 \text{ cm} * 800 \text{ cm} = 12,000 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_u &= 3,243 \text{ Kg} / 12000 \text{ cm}^2 \\
 f_u &= 0.27 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Si f_u es $\ll 0.50$ utilizar refuerzo mínimo

Refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0009$$

Refuerzo vertical

$$\rho_v = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0007$$

Donde :

d= longitud del muro

t = espesor del muro

Diseño de muros longitudinales

a) Diseño a flexión:

$$\text{As vertical} = 0.0007 (800 \text{ cm})(15 \text{ cm})$$

$$\text{As vertical} = 8.40 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{8.40 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Número de varillas} = 11.83 \approx 12 \text{ varillas a lo largo del muro.}$$

Se usarán cuatro columnas con:

4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20m, proporcionando una área de acero de 11.36 cm^2 a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (8.40 cm^2).

b) Diseño a corte:

$$\text{As horizontal} = 0.0009 (229 \text{ cm})(15 \text{ cm})$$

$$\text{As horizontal} = 3.10 \text{ cm}^2$$

se utilizó un 0.0009 tomando en cuenta que estamos en un país altamente sísmico.

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{3.10 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Número de varillas} = 4.37 \approx 5 \text{ varillas a lo largo del muro.}$$

Se usarán 2 soleras de:

4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20 m, proporcionando de esta manera un área de acero de 5.68 cm^2 cubriendo así el área de acero requerida (3.10 cm^2).

MURO DE 1er. NIVEL

Integración de cargas

$W_T =$ peso a sostener

$$W_T = W_{T2do.NIVEL} + W_{C.M.} + W_{C.V.}$$

Carga muerta

W_{losa}	288.00	kg/m ²
Sobrecargas	90.00	kg/m ²
$W_{C.M.} =$	<u>378.00</u>	kg/m ²

Carga viva

$W_{C.V.} =$	200.00	kg/m ²
$W_{C.V.} + W_{C.M.} =$	<u>578.00</u>	kg/m ²

Carga soportada muros 2do. nivel

$$W_{T2do.Nivel} = \underline{260.00} \text{ kg/m}^2$$

Para un muro interior de la academia

L muro = 9.00 mts.

$W_1 =$ Carga distribuida = P = Peso total x área tributaria

$$W_1 = 687.85 \text{ Kg/m}^2 \times 20.06 \text{ m}^2$$

$$W_1 = 13,798.27 \text{ Kg}$$

Se debe agregar el peso del muro de block del 2do. Nivel:

Según COGUANOR $W_{block} = 260 \text{ kg/m}^2$ equivalente a $\gamma_{mamposteria} = 1,800 \text{ kg/m}^3$

$$W_2 = W_{block} \times \text{largo de muro} \times \text{altura del muro}$$

$$W_2 = 260 \text{ kg/m}^2 \times 9\text{m} \times 2.29\text{m}$$

$$W_2 = 5,358.60 \text{ kg}$$

$$W_{final} = W_1 + W_2$$

$$W_{final} = 13,798.27 \text{ kg} + 5,358.60 \text{ kg}$$

$$W_{final} = 19,156.87 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga de sismo para el muro

$$F_s = 0.20 \times 19,156.87 \text{ Kg}$$

$$F_s = 3,831.37 \text{ Kg}$$

$$F_s \text{ según SEAOC} = 5,853 \text{ kg}$$

Tomamos el mayor

Cálculo del momento generado por la fuerza de sismo

$$h \text{ muro} = 3.61 \text{ m}$$

$$M_s = 5853 \text{ Kg} \cdot 3.61 \text{ m}$$

$$M_s = 21,129.33 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Chequeo a compresión

$$f_c = \frac{P}{A} \quad A_{\text{muro}} = \text{espesor del muro} \times \text{largo del muro}$$
$$A_{\text{muro}} = 15 \text{ cm} \times 900 \text{ cm} = 13,500 \text{ cm}^2$$

$$f_c = W_{\text{final}} / A_{\text{muro}}$$

$$f_c = 19,156.87 \text{ Kg} / 13,500 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 1.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 1.42 \text{ Kg/cm}^2 < f_u = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequeo a flexión

Siempre utilizamos la Técnica Universal de Diseño a Flexión Elástica

Asumiendo un valor para f_u de 25 -kg/cm^2 :

$$\begin{aligned} f_u &= 25 \text{ Kg/m}^2 \\ f'_{m} &= 0.7 f_u = 17.5 \text{ Kg/m}^2 \\ f_b &= 0.3 f'_{m} = 5.25 \text{ Kg/m}^2 \\ E_m &= 400 f'_{m} = 7000 \text{ Kg/m}^2 \\ f_s &= 0.5 f_y = 1405 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{donde } f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Calculando el valor de n

$$n = E_{\text{acero}} / E_{\text{mampostería}}$$

$$n = 2 \times 10^6 / E_m$$

$$n = 2000000 \text{ Kg/cm}^2 / 7000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 286$$

Por mampostería:

$$\frac{2}{j k} = \frac{b d^2 f_b}{M} = \frac{(15 \text{ cm}) \cdot (900 \text{ cm})^2 \cdot (5.25 \text{ Kg/cm}^2)}{2,112,933 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}$$

$$\frac{2}{j k} = \frac{b d^2 f_b}{M} = 30.18908$$

Por acero:

$$n \rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = \frac{(286)*(2,112,933 \text{ Kg} \cdot \text{cm})}{(15 \text{ cm})*(900\text{cm})^2*(1410 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$n \rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = \mathbf{0.03527}$$

Asumimos un valor de n

Calculamos el valor de k, el valor de j, y los valores de $(2/jk)$ y $(n \rho j)$

Tabla IV. Interpolación para área de acero, muro primer nivel

$n \rho$	k	j	$(2/jk)$	$(n \rho j)$
0.00000100	0.00141321	0.99952893	1415.88089679	0.00000100
0.00221400	0.06436604	0.97854465	31.75356954	0.00216650
0.00231400	0.06575475	0.97808175	31.09766032	0.00226328
0.00241400	0.06711173	0.97762942	30.48297049	0.00236000
0.00251400	0.06843894	0.97718702	29.90535827	0.00245665
0.00261400	0.06973815	0.97675395	29.36124202	0.00255323
0.03811400	0.24059853	0.91980049	9.03739744	0.03505728
0.03821400	0.24087077	0.91970974	9.02807388	0.03514579
0.03831400	0.24114255	0.91961915	9.01878725	0.03523429
0.03841400	0.24141387	0.91952871	9.00953731	0.03532278
0.03851400	0.24168473	0.91943842	9.00032382	0.03541125

$$n \rho = 0.03831400$$

$$\rho = 0.038314/n$$

$$\rho = 0.038314/286 = 0.0001333$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.0001333 \cdot 15 \text{ cm} \cdot 900 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero calculada anteriormente es menor al área de acero mínimo entonces, los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas (FHA), las que recomiendan ubicar columnas principales con 4 varillas No. 3, estribos No. 2 @ 0.20m al centro de la luz.

Para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

Revisando corte:

$$f_u = \frac{P}{A}$$

$$P = F_s = 5,853 \text{ Kg}$$

$$A = t \cdot l = 15 \text{ cm} \cdot 900 \text{ cm} = 13,500 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 5,853 \text{ Kg} / 13,500 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 0.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Si f_u es $\ll 0.50$ utilizar refuerzo mínimo

$$\text{Refuerzo horizontal} \quad \rho_h = \frac{A_s h}{d * t} \geq 0.0009$$

$$\text{Refuerzo vertical} \quad \rho_v = \frac{A_s h}{d * t} \geq 0.0007$$

Donde :

d= longitud del muro

t = espesor del muro

Diseño de muros longitudinales

a) Diseño a flexión:

$$\text{As vertical} = 0.0007 (900 \text{ cm})(15 \text{ cm})$$

$$\text{As vertical} = 9.45 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{9.45 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

Número de varillas = 13.31 \approx 14 varillas a lo largo del muro.

Se usarán cuatro o cinco columnas con:

4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20m. Proporcionando una área de acero de 14.20 cm^2 a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (8.40 cm^2).

b) Diseño a corte:

$$\text{As horizontal} = 0.0009 (361 \text{ cm})(15 \text{ cm})$$

$$\text{As horizontal} = 4.90 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{4.90 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

Número de varillas = 6.90 \approx 7 varillas a lo largo del muro.

Se usarán 3 soleras de:

varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20m, proporcionando de esta manera un área de acero de 8.52 cm^2 cubriendo así el área de acero requerida (4.90 cm^2).

MURO DE DOBLE ALTURA

Integración de cargas

Carga muerta

W Lámina			4.30 kg/m ²
W Costanera	$W_{\text{costanera}} / l$	$l=0.70 \text{ mts.}$	5.20 kg/m ²
W Instalaciones	$(15\% W_{\text{lámina}})$		0.65 kg/m ²
Viga	W_{viga} / L	$L=L/5=11.40/5$	2.28 kg/m ²
	W_{C.M.} =		12.43 kg/m²

Carga viva

$$W_{\text{C.V.}} = \frac{97.80}{110.23} \text{ kg/m}^2$$
$$W_{\text{C.V.}} + W_{\text{C.M.}} = 110.23 \text{ kg/m}^2$$

Para un muro del salón

L muro = 11.18 mts.

$W_1 =$ Carga Distribuida = $P =$ Peso Total x ancho tributario x largo del muro

$$W_1 = 110.23 \text{ Kg/m}^2 \times 3.80 \text{ m} \times 11.18 \text{ m}$$

$$W_1 = 4,758.70 \text{ Kg}$$

Cálculo de la carga de sismo para el muro

$$F_s = 0.20 W$$

$$F_s = 0.20 * 4,758.70 \text{ Kg}$$

$$F_s = 951.68 \text{ Kg}$$

$$F_s \text{ según SEAOC} = 3,243 \text{ kg}$$

Tomamos el mayor, por lo tanto $F_s = 3,243 \text{ kg}$

Cálculo del momento generado por la fuerza de sismo

$$M_s = F_s x h$$

$$h \text{ muro} = 2.29 + 3.61 = 5.90 \text{ m}$$

$$M_s = 3,243 \text{ Kg} * 5.90 \text{ m}$$

$$M_s = 19,133.70 \text{ Kg-m}$$

Chequeo a compresión

$$f_c = \frac{P}{A}$$

$A_{\text{muro}} =$ espesor del muro x largo del muro

$$A_{\text{muro}} = 15 \text{ cm} \times 1140 \text{ cm} = 17,100 \text{ cm}^2$$

$$f_c = W_1 / A_{\text{muro}}$$

$$f_c = 4,758.70 \text{ Kg} / 17,100 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 0.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.29 \text{ Kg/cm}^2 < f_u = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequeo a flexión

$$M = bd^2 (jk/2) F_b, \text{ puede despejarse } (2/jk) = (bd^2) * F_b / M$$

$$M = bd^2 (\rho j) F_s, \text{ puede despejarse } n \rho j = nM (bd^2) * F_s$$

$$E_m = 400 * f'm \quad \text{cuando} \quad f'm < 50$$

$$E_m = 600 * f'm \quad \text{cuando} \quad f'm > 50$$

$$E_m = 800 * f'm \quad \text{cuando} \quad f'm > 100$$

$$k = \sqrt{(\rho * n)^2 + (2 * \rho * n)} - \rho * n$$

Asumiendo un valor para f_u de 25 -kg/cm²:

$$f_u = 25 \text{ Kg/m}^2$$

$$f'm = 0.7 f_u = 17.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 0.3 f'm = 5.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_m = 400 f'm = 7000 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 1405 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{donde } F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el valor de n

$$n = E_{\text{acero}} / E_{\text{mampostería}}$$

$$n = 2 \times 10^6 / E_m$$

$$n = 2000000 \text{ Kg/cm}^2 / 7000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 286$$

Por mampostería:

$$\frac{2}{jk} = \frac{bd^2 fb}{M} = \frac{(15\text{cm}) * (1140\text{cm})^2 * (5.25 \text{ Kg} / \text{cm}^2)}{1,913,370 \text{ Kg} - \text{cm}}$$

$$\frac{2}{jk} = \frac{bd^2 fb}{M} = 53.4886$$

Por acero:

$$n \rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = \frac{(286) * (1,913,370 \text{ Kg} - \text{cm})}{(15 \text{ cm}) * (1140\text{cm})^2 * (1410 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$n \rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s} = 0.0199087$$

Asumimos un valor de $n \rho$

Calculamos el valor de k, el valor de j, y los valores de $(2/jk)$ y $(n \rho j)$

Tabla V. Interpolación para área de acero, muro de doble altura

$n\rho$	k	j	$(2/jk)$	$(n\rho j)$
0.00000100	0.00141321	0.99952893	1415.88089679	0.00000100
0.00000200	0.00199800	0.99933400	1001.66761096	0.00000200
0.00000300	0.00244649	0.99918450	818.16440408	0.00000300
0.00072500	0.03736077	0.98754641	54.20716576	0.00071597
0.00073500	0.03761262	0.98746246	53.84876851	0.00072578
0.00074500	0.03786271	0.98737910	53.49761340	0.00073560
0.00075500	0.03811105	0.98729632	53.15345979	0.00074541
0.00076500	0.03835769	0.98721410	52.81607812	0.00075522
0.02120500	0.18582073	0.93805976	11.47374869	0.01989156
0.02121500	0.18586005	0.93804665	11.47148152	0.01990066
0.02122500	0.18589936	0.93803355	11.46921596	0.01990976
0.02123500	0.18593866	0.93802045	11.46695200	0.01991886
0.02124500	0.18597795	0.93800735	11.46468966	0.01992797

Tomamos el mayor de $n\rho$

$$n \rho = 0.02122500$$

$$\rho = 0.02122500/n$$

$$\rho = 0.02122500/286 = 0.00007421$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00007421 * 15 \text{ cm} * 1140 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero calculada anteriormente es menor al área de acero mínimo entonces, los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas (FHA), las que recomiendan ubicar columnas principales con 4 varillas No. 3, estribos No. 2 @ 0.20m al centro de la luz.

Para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

Revisando corte:

$$f_u = \frac{P}{A}$$

$$P = F_s = 3,243 \text{ Kg}$$

$$A = t * l = 15 \text{ cm} * 1140 \text{ cm} = 17,100 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 951.68 \text{ Kg} / 17,100 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 0.0565 \text{ Kg/cm}^2$$

Si f_u es $\ll 0.50$ utilizar refuerzo mínimo

$$\text{Refuerzo horizontal } \rho_h = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0009$$

$$\text{Refuerzo vertical } \rho_v = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0007$$

Diseño de muros longitudinales

a) Diseño a flexión:

$$\begin{aligned} \text{As vertical} &= 0.0007 (1140 \text{ cm})(15 \text{ cm}) \\ \text{As vertical} &= 11.97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{11.97 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

Número de varillas = 16.86 \approx 17 varillas a lo largo del muro.

Se usarán seis columnas con 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20m proporcionando una área de acero de 17.04 cm^2 a lo largo del muro cubriendo de esta manera el área de acero requerida (11.97 cm^2).

b) Diseño a corte:

$$\begin{aligned} \text{As horizontal} &= 0.0009 (590 \text{ cm})(15 \text{ cm}) \\ \text{As horizontal} &= 7.97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se utilizó un 0.0009 tomando en cuenta que estamos en un país altamente sísmico

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

$$\text{Número de varillas} = \frac{7.97 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

Número de varillas = 11.23 \approx 12 varillas a lo largo del muro.

Se usarán 5 soleras de:

4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.20m, proporcionando de esta manera un área de acero de 14.20 cm^2 cubriendo así el área de acero requerida (7.97 cm^2).

2.1.7.3 Diseño de vigas

Integración de cargas

Carga muerta, en función de A y L

Donde:

L = Longitud de la viga

A = Área tributaria

$$W_{\text{viga}} = \frac{0.15\text{m} \times 0.30\text{m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3}{L} = \frac{108}{L} \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{0.12\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times A}{L} = \frac{288A}{L} \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{sobrec.}} = \frac{90A}{L} \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muro}} = 0.15\text{m} \times 2.29\text{m} \times 1,800 \text{ kg/m}^3 = 618.30 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muerta}} = \frac{378A}{L} \text{ kg/m} + \frac{108}{L} \text{ kg/m} + 618.30 \text{ kg/m}$$

Carga viva, en función de A y L

$$W_{\text{viva}} = \frac{200A}{L} \text{ kg/m}$$

Carga última, en función de A y L

$$CU = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20A}{L} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{L} \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$CU_{\text{SinMuro}} = \frac{869.20A}{L} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{L} \text{ kg/m}$$

Datos de diseño

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

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

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

Donde:

b = base de la viga.

h = altura de la viga

r = recubrimiento

d = peralte

VIGA B

Tramo 5-6, según planos

Área tributaria = 7.11 m²
Longitud de la viga = 4.02 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 7.11}{4.02} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{4.02} \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,537.32 \text{ kg/m} + 37.61 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 1,574.93 \text{ kg/m}}$$

Tramo del voladizo

Área tributaria = 1.44 m²
Longitud de la viga = 1.20 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 1.44}{1.20} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{1.20} \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,043.04 \text{ kg/m} + 126.00 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 1,169.04 \text{ kg/m}}$$

Tramo 4-5, según planos

Área tributaria = 6.12 m²
Longitud de la viga = 3.60 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 6.12}{3.60} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{3.60} \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,477.64 \text{ kg/m} + 42.00 \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 2,385.26 \text{ kg/m}}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M_{-4-5} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{2,385.26 \times 3.60^2}{24} = 1,288.04 \text{ kg-m}$$

$$M_{+4-5} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{2,385.26 \times 3.60^2}{14} = 2,208.07 \text{ kg-m}$$

$$M_{-5-6} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{1,574.93 \times 4.02^2}{24} = 1,060.48 \text{ kg-m}$$

$$M_{+5-6} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+)= \frac{1,574.93 \times 4.02^2}{14} = 1,817.96 \text{ kg-m}$$

$$M_{Vol} = \frac{W L^2}{10} \quad M(-) = \frac{1,169.04 \times 1.20^2}{10} = 168.34 \text{ kg-m}$$

Figura 3. Diagrama de momentos V-B

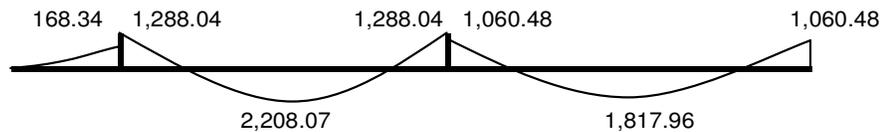
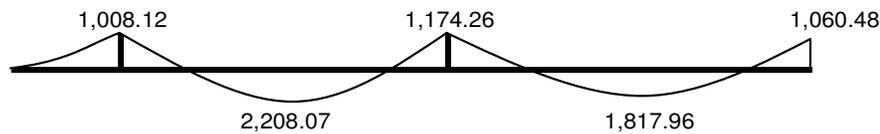


Figura 4. Diagrama de momentos balanceados V-B



$$MAS_{req} = \phi \left[As_{req} \times fy \left[d - \frac{fy \times As_{req}}{1.7 \times f'c \times b} \right] \right]$$

Despejando la formula obtenemos:

$$\frac{\phi \times fy^2}{1.7 \times f'c \times b} As^2 - \phi \times d \times fy \times As + M = 0$$

Para M = 100,812 kg-cm

$$\frac{0.90 \times 2,810^2}{1.70 \times 210 \times 15} As^2 + 0.90 \times 26 \times 2,810 As + 100,812 = 0$$

$$1,327.08 As^2 - 65,754.00 As + 100,812 = 0$$

$$As = 1.58 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

$$\text{Armado de 3No.3, equivalente a: } As = 2.13 \text{ cm}^2$$

Chequeando

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y} = \frac{14.1}{2,810} = 0.00502$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \beta \times \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.03700 \quad \text{Donde: } \beta = 0.85$$

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_{bal} = 0.50 \times 0.03700 = 0.01850$$

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} & \text{Si chequea} \\ 0.00502 & < & 0.00546 & < & 0.01850 & \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

Para M = 220,807 kg-cm

$$1,327.08 \text{ As}^2 - 65,754.00 \text{ As}^2 + 220,807 = 0$$

$$\text{As} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.4, equivalente a un $\text{As} = 3.81 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{\text{As}}{b \times d} = \frac{3.81}{15 \times 26} = 0.00977$$

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} & \text{Si chequea} \\ 0.00502 & < & 0.00977 & < & 0.01850 & \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

Para M = 117,426 kg-cm

$$\text{As} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.3, equivalente a un $\text{As} = 2.13 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{\text{As}}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} & \text{Si chequea} \\ 0.00502 & < & 0.00546 & < & 0.01850 & \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

Para M = 181,796 kg-cm

$$A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 2No.4 + 1No.3, equivalente a un $A_s = 3.25 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.25}{15 \times 26} = 0.00833$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \begin{array}{l} \text{Si chequea} \\ \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

$$0.00502 < 0.00833 < 0.01850$$

Para M = 106,048 kg-cm

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.3, equivalente a un $A_s = 2.13 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \begin{array}{l} \text{Si chequea} \\ \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

$$0.00502 < 0.00546 < 0.01850$$

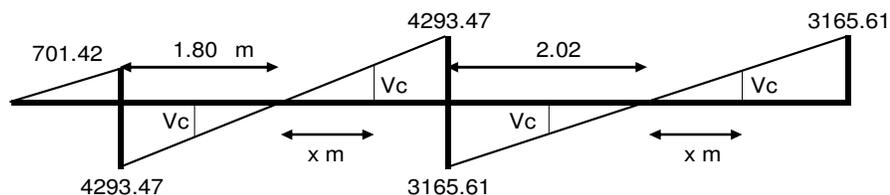
DISEÑO A CORTE

$$V_{4-5} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{2,385.26 \text{ kg/m} \times 3.60}{2} = 4293.47 \text{ kg}$$

$$V_{5-6} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{1,574.93 \text{ kg/m} \times 4.02}{2} = 3165.61 \text{ kg}$$

$$V_{\text{vol}} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{1,169.04 \text{ kg/m} \times 1.20}{2} = 701.42 \text{ kg}$$

Figura 5. Diagrama de corte V-B



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

$$V_c = 2,692.95 \text{ kg}$$

Para $V = 4293.47 \text{ kg}$ Con el corte máximo

$$\frac{x}{1.80} = \frac{V_c}{V} \rightarrow x = \frac{1.80 \text{ m} \times 2,692.95 \text{ kg}}{4,293.47 \text{ kg}} = 1.13 \text{ m}$$

Reforzar con el $A_{s_{\min}}$, es decir:
No. 3 @ $d/2$, entonces, Estribos No.3 @ 0.12

$$V_{act} = \frac{V}{b d} \rightarrow V_{act} = \frac{4,293.47 \text{ kg}}{15 \times 26} = 11.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{2 \times \text{Área Varilla} \times f_y}{(V_{act} - V_{cu})} \rightarrow S = \frac{2 \times 0.71 \times 2810}{(11.01 - 6.53) \times 15} = 59.39 \text{ cm}$$

Por lo tanto utilizamos el mismo refuerzo a lo largo de la viga:
Estribos No.3 @ 0.12

CONTROL DE AGRIETAMIENTO

Para $M = 220,807 \text{ kg-cm}$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{\beta \times f'_c \times b}$$

Donde:
 $\beta = 0.85$

$$a = \frac{3.81 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 15} \quad a = 4 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_u}{A_s (d - a/2)} = \frac{220,807}{3.81 \times (26 - 4 / 2)} = 2,414.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(d - r) b}{\text{No. Var}} \quad A = \frac{(26 - 4) \times 15}{3} = 110 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{r \times A} \quad Z = 2.41 \text{ Ton/cm}^2 \times \sqrt[3]{(4 \times 110)} = 18.37$$

Según código ACI $Z < 31$

Si chequea, por lo tanto no hay problemas de agrietamiento en esta parte de la viga

Para M = 181,796 kg-cm

$$a = \frac{3.25 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 15} \quad a = 3.41 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{Mu}{As(d - a/2)} = \frac{181,796}{3.25 \times (26 - 1.705)} = 2,302.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(d - r) b}{\text{No. Var}} \quad A = \frac{(26 - 3.41) \times 15}{3} = 130 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{r \times A} \quad Z = 2.30 \text{ Ton/cm}^2 \times \sqrt[3]{(3.41 \times 130)} = 17.56$$

Según código ACI $Z < 31$

Si chequea, por lo tanto no habrá problemas de agrietamiento a lo largo de la viga

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se calcula la deflexión al centro del claro, de la siguiente manera:

Para M = 220807 kg-cm & a = 4 cm

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 28.98$$

$$I_g = \frac{b d^3}{12} = \frac{15 \times 26^3}{12} = 21,970 \text{ cm}^4$$

$$C = a / 0.85 = 4 / 0.85 = 4.71$$

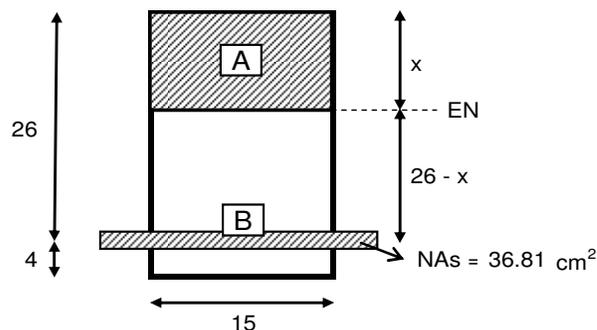
$$y_t = d + r - C \quad y_t = 26 + 4 - 4.71 = 25.29$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad M_{cr} = \frac{28.98 \times 21,970}{25.29} = 25,173.88 \text{ kg-cm}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{15,000 \times \sqrt{210}} = 9.66$$

$$N \times A_s = 9.66 \times 3.81 = 36.81 \text{ cm}^2$$

Figura 6. Sección de concreto equivalente NAs; V-B Tramo 4-5



Tenemos:

$$15 X \left[\frac{X}{2} \right] = 36.81 (26 - X)$$

$$7.50 X^2 + 36.81 X - 957.01 = 0$$

$$X = 9.11 \text{ cm}$$

$$26 - X = 16.89 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times X^3}{3} + N a s (26 - X)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15 \times 9.11^3}{3} + 36.81 (16.89)^2 = 14,280.61 \text{ cm}^4$$

Chequeando $I_e \leq I_g$

$$I_e = \frac{M_{cr}}{M_{max}} \times I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right]^3 \right] \times I_{cr}$$

$$I_e = \frac{25,173.88}{220,807} \times 21,970 + \left[1 - \left[\frac{25,173.88}{220,807} \right]^3 \right] \times 14,280.61$$

$$I_e = 14,259.45 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 21,970 \text{ cm}^4$$

Si chequea ya que $21,970 \text{ cm}^4 > 14,259 \text{ cm}^4$

Deflexión en viga

$$\delta = \frac{W L^4}{384 E_c I_e} = \frac{23.85 \text{ kg/cm} \times 360^4}{384 \times 15,100 \times \sqrt{210} \times 14,259.45} = 0.33 \text{ cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{L}{360} = \frac{360}{360} = 1.00 \text{ cm}$$

Como $\delta_{per} > \delta$ entonces no hay problema de deflexiones en este tramo

**Para $M = 181796 \text{ kg-cm}$
 $a = 3.41 \text{ cm}$**

$$f_r = 2 \sqrt{f_c} = 28.98$$

$$I_g = \frac{b d^3}{12} = \frac{15 \times 26^3}{12} = 21,970 \text{ cm}^4$$

$$C = a / 0.85 = 3.41 / 0.85 = 4.01$$

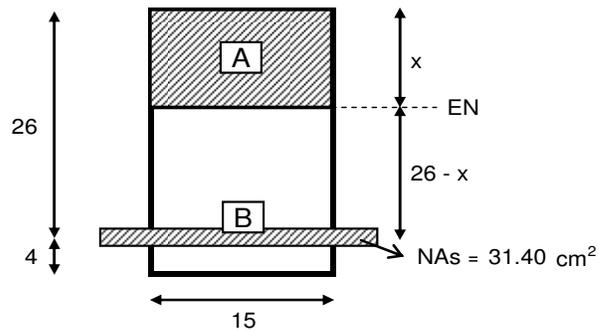
$$y_t = d + r - C \quad y_t = 26 + 4 - 4.01 = 25.99$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad M_{cr} = \frac{28.98 \times 21,970}{25.99} = 24,501.51 \text{ kg-cm}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{15,000 \times \sqrt{210}} = 9.66$$

$$N \times A_s = 9.66 \times 3.25 = 31.40 \text{ cm}^2$$

Figura 7. Sección de concreto equivalente NAs; V-B tramo 5-6



Tenemos:

$$15 \times \left[\frac{X}{2} \right] = 31.40 (26 - X)$$

$$7.50 X^2 + 31.40 X - 816.35 = 0$$

$$X = 8.55 \text{ cm}$$

$$26 - X = 17.45 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times X^3}{3} + N_{as} (26 - X)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15 \times 8.55^3}{3} + 31.40 (17.45)^2 = 12,685.90 \text{ cm}^4$$

Chequeando $I_e \leq I_g$

$$I_e = \frac{M_{cr}}{M_{max}} \times I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right]^3 \right] \times I_{cr}$$

$$I_e = \frac{24,501.51}{181,796} \times 21,970 + \left[1 - \left[\frac{24,501.51}{181,796} \right]^3 \right] \times 12,685.90$$

$$I_e = 12,654.84 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 21,970 \text{ cm}^4$$

Si chequea ya que $21,970 \text{ cm}^4 > 12,655 \text{ cm}^4$

Deflexión en viga

$$\delta = \frac{W L^4}{384 E_c I_e} = \frac{15.75 \text{ kg/cm} \times 403^4}{384 \times 15,100 \times \sqrt{210} \times 12,654.84} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{L}{360} = \frac{403}{360} = 1.12 \text{ cm}$$

Como $\delta_{per} > \delta$ entonces no hay problema de deflexiones en ninguna parte de la viga.

LONGITUD DE DESARROLLO**Cama superior**

$$M = \phi \left[A_s \times f_y \left[d - \frac{f_y \times A_{s_{req}}}{1.7 \times f'_c \times b} \right] \right]$$

$$M_{2\#3} = 0.90 \left[1.42 \times 2810 \left[26 - \frac{2810 \times 1.42}{1.7 \times 210 \times 210} \right] \right]$$

$$M_{2\#3} = 93,180 \text{ kg-cm}$$

$$Ld_{1\#3} = \frac{0.06 AV f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 0.71 \times 2810}{\sqrt{210}} = 8.26 \text{ cm}$$

$$Ld_{1\#3} = 0.006 \phi_{Var} f_y = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

} Tomar el mayor

Aplicando factores correspondientes

Factor de lecho superior = 1.4

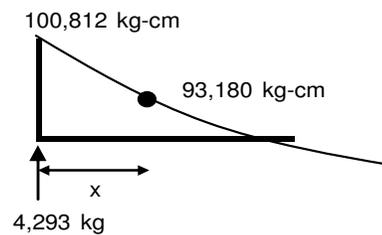
Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$Ld_{1\#3} = 16.02 \times 1.40 \times 1.33 = 29.82 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Figura 8. Diagrama de fuerzas y momentos V-B, para LD cama superior

$$M_{2\#3} < M_u$$

$$C_u = 23.85 \text{ kg/cm}$$



$$\sum M = 0$$

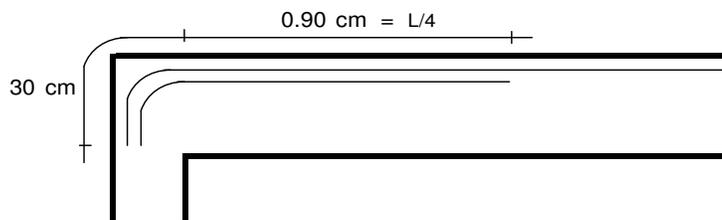
$$4,293 X - 100,812 + 93,180 - 23.85 / 2 X^2 = 0$$

$$X = 1.79 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$Ld = 30 + 2 \quad Ld = 32 \text{ cm}$$

$$L/4 = 3.60 / 4 = 0.90 \text{ cm} \quad \text{Se recomienda colocarlo a } L/4, \text{ ya que } L/4 > Ld$$

Figura 9. Longitud de desarrollo V-B, cama superior



Cama inferior

$$M_{2\#4} = 0.90 \left[2.54 \times 2810 \left[26 - \frac{2810 \times 2.54}{1.7 \times 210 \times 210} \right] \right]$$

$$M_{2\#4} = 166,404 \text{ kg-cm}$$

$$Ld_{1\#4} = \frac{0.06 AV f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 2.54 \times 2810}{\sqrt{210}} = 29.55 \text{ cm}$$

$$Ld_{1\#4} = 0.006 \phi_{Var} f_y = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

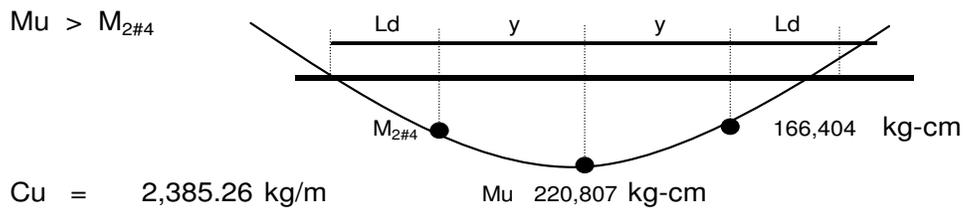
Tomar el mayor

Aplicando factor correspondiente

Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$Ld_{1\#4} = 29.55 \times 1.33 = 39.30 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Figura 10. Diagrama de momentos para LD; V-B tramo 4-5, cama inferior



$$\sum M = 0$$

$$- 220,807 + 166,404 + 23.853 \times y^2 / 2 = 0$$

$$y = 67.54 \text{ cm} \quad y = 68 \text{ cm}$$

Se recomienda que $Ld \leq L/5$

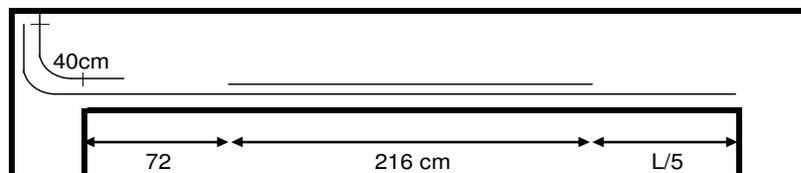
Chequeando

$$Ld = \frac{360 - 135.09}{2} = 112.46 \text{ cm}$$

$$L/5 = 72 \text{ cm}$$

Por lo tanto $Ld = 72 \text{ cm}$

Figura 11. Longitud de desarrollo, V-B tramo 4-5, cama inferior



VIGA C

Tramo 5-6, según planos

Área tributaria = 7.08 m²
Longitud de la viga = 4.02 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 7.08}{4.02} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{4.02} \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,530.83 \text{ kg/m} + 37.61 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,568.44 \text{ kg/m}$$

Tramo del voladizo

Área tributaria = 0.72 m²
Longitud de la viga = 1.20 m

$$CU = 521.52 \text{ kg/m} + 126.00 \text{ kg/m}$$

$$CU = 647.52 \text{ kg/m}$$

Tramo 4-5, según planos

Area tributaria = 3.00 m²
Longitud de la viga = 3.60 m

$$CU = 724.33 \text{ kg/m} + 42.00 \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,631.95 \text{ kg/m}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M_{-4.5} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{1,631.95 \times 3.60^2}{24} = 881.25 \text{ kg-m}$$

$$M_{+4.5} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{1,631.95 \times 3.60^2}{14} = 1,510.72 \text{ kg-m}$$

$$M_{-5.6} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{1,568.44 \times 4.02^2}{24} = 1,056.11 \text{ kg-m}$$

$$M_{+5.6} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{1,568.44 \times 4.02^2}{14} = 1,810.47 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{Vol}} = \frac{W L^2}{10} \quad M(-) = \frac{647.52 \times 1.20^2}{10} = 93.24 \text{ kg-m}$$

Figura 12. Diagrama de momentos V-C

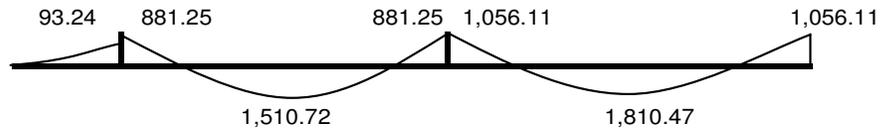
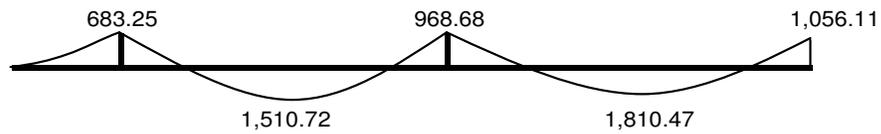


Figura 13. Diagrama de momentos balanceados V-C



Para M = 68,325 kg-cm

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.3, equivalente a: $A_s = 2.13 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

ρ_{\min} < ρ < ρ_{\max} Si chequea
 0.00502 < 0.00546 < 0.01850 El armado propuesto es correcto

Para M = 151,072 kg-cm

$$A_s = 2.42 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 2No.4 + 1No.3, equivalente a un $A_s = 3.25 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.25}{15 \times 26} = 0.00833$$

ρ_{\min} < ρ < ρ_{\max} Si chequea
 0.00502 < 0.00833 < 0.01850 El armado propuesto es correcto

Para M = 96,868 kg-cm

$$A_s = 1.52 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.3, equivalente a un $A_s = 2.13 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \begin{array}{l} \text{Si chequea} \\ \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

0.00502 < 0.00546 < 0.01850

Para M = 181,047 kg-cm

$$A_s = 2.93 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 2No.4 + 1No.3, equivalente a un $A_s = 3.25 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.25}{15 \times 26} = 0.00833$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \begin{array}{l} \text{Si chequea} \\ \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

0.00502 < 0.00833 < 0.01850

Para M = 105,611 kg-cm

$$A_s = 1.66 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

Armado de 3No.3, equivalente a un $A_s = 2.13 \text{ cm}^2$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \begin{array}{l} \text{Si chequea} \\ \text{El armado propuesto es correcto} \end{array}$$

0.00502 < 0.00546 < 0.01850

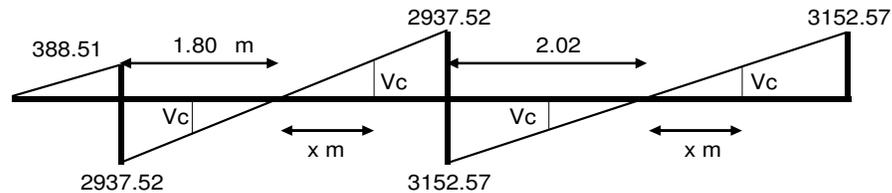
DISEÑO A CORTE

$$V_{4-5} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{1,631.95 \text{ kg/m} \times 3.60}{2} = 2937.52 \text{ kg}$$

$$V_{5-6} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{1,568.44 \text{ kg/m} \times 4.02}{2} = 3152.57 \text{ kg}$$

$$V_{\text{vol}} = \frac{W_{4-5} L}{2} = \frac{647.52 \text{ kg/m} \times 1.20}{2} = 388.51 \text{ kg}$$

Figura 14. Diagrama de corte V-C



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

$$V_c = 2,692.95 \text{ kg}$$

Para $V = 3152.57 \text{ kg}$ Con el corte máximo

$$\frac{x}{2.02} = \frac{V_c}{V} \rightarrow x = \frac{2.02 \text{ m} \times 2,692.95 \text{ kg}}{3,152.57 \text{ kg}} = 1.72 \text{ m}$$

Reforzar con el $A_{s_{\min}}$, es decir:

No. 3 @ $d/2$, entonces, estribos No.3 @ 0.12

$$V_{act} = \frac{V}{b d} \rightarrow V_{act} = \frac{3,152.57 \text{ kg}}{15 \times 26} = 8.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{2 \times \text{AreaVarilla} \times f_y}{(V_{act} - V_{cu})} \rightarrow S = \frac{2 \times 0.71 \times 2810}{(8.08 - 6.53) \times 15} = 171.23 \text{ cm}$$

Por lo tanto utilizamos el mismo refuerzo a lo largo de la viga:

Estribos No.3 @ 0.12

CONTROL DE AGRIETAMIENTO

Para $M = 151,072 \text{ kg-cm}$

$$a = \frac{3.25 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 15} \quad a = 3.41 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_u}{A_s (d - a/2)} = \frac{151,072}{3.25 \times (26 - 1.705)} = 1,913.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(d - r) b}{\text{No. Var}} \quad A = \frac{(26 - 3.41) \times 15}{3} = 130 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{r \times A} \quad Z = 1.91 \text{ Ton/cm}^2 \times \sqrt[3]{(3.41 \times 130)} = 14.59$$

Según código ACI $Z < 31$

Si chequea, por lo tanto no hay problemas de agrietamiento en esta parte de la viga

Para M = 181,047 kg-cm

$$a = \frac{3.25 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 15} \quad a = 3.41 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{Mu}{A_s (d - a/2)} = \frac{181,047}{3.25 \times (26 - 1.705)} = 2,292.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(d - r) b}{\text{No. Var}} \quad A = \frac{(26 - 3.41) \times 15}{3} = 130 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{r \times A} \quad Z = 2.29 \text{ Ton/cm}^2 \times \sqrt[3]{(3.41 \times 130)} = 17.48$$

Según código ACI $Z < 31$

Si chequea, por lo tanto no habrá problemas de agrietamiento a lo largo de la viga

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se calcula la deflexión al centro del claro, de la siguiente manera:

Para M = 181047 kg-cm & a = 3.41 cm

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 28.98$$

$$I_g = \frac{b d^3}{12} = \frac{15 \times 26^3}{12} = 21,970 \text{ cm}^4$$

$$C = a / 0.85 = 3.41 / 0.85 = 4.01$$

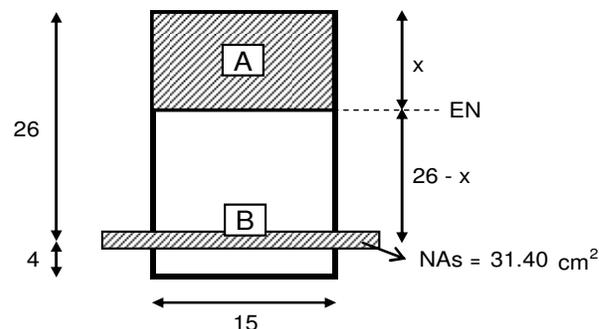
$$y_t = d + r - C \quad y_t = 26 + 4 - 4.01 = 25.99$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad M_{cr} = \frac{28.98 \times 21,970}{25.99} = 24,501.51 \text{ kg-cm}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{15,000 \times \sqrt{210}} = 9.66$$

$$N \times A_s = 9.66 \times 3.25 = 31.40 \text{ cm}^2$$

Figura 15. Sección de concreto equivalente NAs; V-C tramo 5-6



Tenemos:

$$15 X \left[\frac{X}{2} \right] = 31.40 (26 - X)$$

$$7.50 X^2 + 31.40 X - 816.35 = 0$$

$$X = 8.55 \text{ cm}$$

$$26 - X = 17.45 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times X^3}{3} + N_{as} (26 - X)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15 \times 8.55^3}{3} + 31.40 (17.45)^2 = 12,685.90 \text{ cm}^4$$

Chequeando $I_e \leq I_g$

$$I_e = \frac{M_{cr}}{M_{max}} \times I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right]^3 \right] \times I_{cr}$$

$$I_e = \frac{24,501.51}{181,047} \times 21,970 + \left[1 - \left[\frac{24,501.51}{181,047} \right]^3 \right] \times 12,685.90$$

$$I_e = 12,654.45 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 21,970 \text{ cm}^4$$

Si chequea ya que $21,970 \text{ cm}^4 > 12,654 \text{ cm}^4$

Deflexión en viga

$$\delta = \frac{W L^4}{384 E_c I_e} = \frac{15.68 \text{ kg/cm} \times 403^4}{384 \times 15,100 \times \sqrt{210} \times 12,654.45} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{L}{360} = \frac{403}{360} = 1.12 \text{ cm}$$

Como $\delta_{per} > \delta$ entonces no hay problema de deflexiones en este tramo

**Para $M = 151072 \text{ kg-cm}$
 $a = 3.41 \text{ cm}$**

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 28.98$$

$$I_g = \frac{b d^3}{12} = \frac{15 \times 26^3}{12} = 21,970 \text{ cm}^4$$

$$C = a / 0.85 = 3.41 / 0.85 = 4.01$$

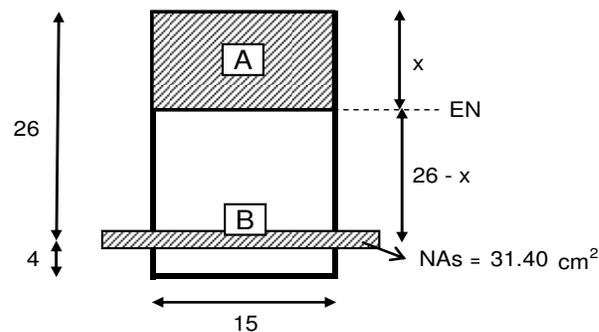
$$y_t = d + r - C \quad y_t = 26 + 4 - 4.01 = 25.99$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad M_{cr} = \frac{28.98 \times 21,970}{25.99} = 24,501.51 \text{ kg-cm}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{15,000 \times \sqrt{210}} = 9.66$$

$$N \times A_s = 9.66 \times 3.25 = 31.40 \text{ cm}^2$$

Figura 16. Sección de concreto equivalente NAs; V-C tramo 4-5



Tenemos:

$$15 \times \left[\frac{X}{2} \right] = 31.40 (26 - X)$$

$$X = 8.55 \text{ cm}$$

$$26 - X = 17.45 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times X^3}{3} + N_a s (26 - X)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15 \times 8.55^3}{3} + 31.40 (17.45)^2 = 12,685.90 \text{ cm}^4$$

Chequeando $I_e \leq I_g$

$$I_e = \frac{24,501.51}{151,072} \times 21,970 + \left[1 - \left[\frac{24,501.51}{151,072} \right]^3 \right] \times 12,685.90$$

$$I_e = 12,631.78 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 21,970 \text{ cm}^4$$

Si chequea ya que $21,970 \text{ cm}^4 > 12,632 \text{ cm}^4$

Deflexión en viga

$$\delta = \frac{W L^4}{384 E_c I_e} = \frac{15.68 \text{ kg/cm} \times 360^4}{384 \times 15,100 \times \sqrt{210} \times 12,631.78} = 0.25 \text{ cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{L}{360} = \frac{360}{360} = 1.00 \text{ cm}$$

Como $\delta_{per} > \delta$ entonces no hay problema de deflexiones en ninguna parte de la viga.

LONGITUD DE DESARROLLO

Cama superior

$$M_{2\#3} = 93,180 \text{ kg-cm}$$

$$L_{d1\#3} = \frac{0.06 A V f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 0.71 \times 2810}{\sqrt{210}} = 8.26 \text{ cm}$$

$$L_{d1\#3} = 0.006 \phi_{var} f_y = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

} Tomar el mayor

Aplicando factores correspondientes

Factor de lecho superior = 1.4

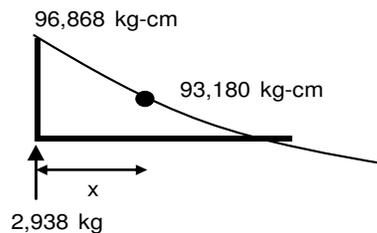
Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$L_{d1\#3} = 16.02 \times 1.40 \times 1.33 = 29.82 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Figura 17. Diagrama de fuerzas y momentos V-C; para LD cama superior

$$M_{2\#3} < M_u$$

$$C_u = 1568 \text{ kg/cm}$$



$$\sum M = 0$$

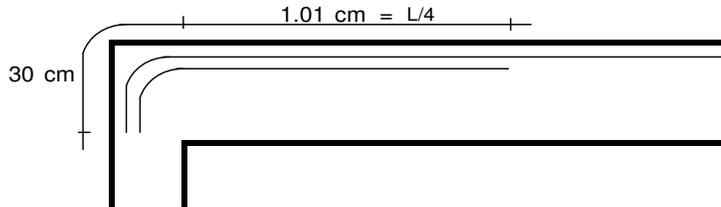
$$2,938 X - 96,868 + 93,180 - 15.68 / 2 X^2 = 0$$

$$X = 1.26 \text{ cm} = 1 \text{ cm}$$

$$L_d = 30 + 1 \quad L_d = 31 \text{ cm}$$

$$L/4 = 4.02 / 4 = 1.01 \text{ cm} \quad \text{Se recomienda colocarlo a } L/4, \text{ ya que } L/4 > L_d$$

Figura 18. Longitud de desarrollo V-C, cama superior



Cama inferior

$$M_{2\#4} = 166,404 \text{ kg-cm}$$

$$Ld_{1\#4} = \frac{0.06 AV fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 2.54 \times 2810}{\sqrt{210}} = 29.55 \text{ cm}$$

$$Ld_{1\#4} = 0.006 \phi_{Var} fy = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

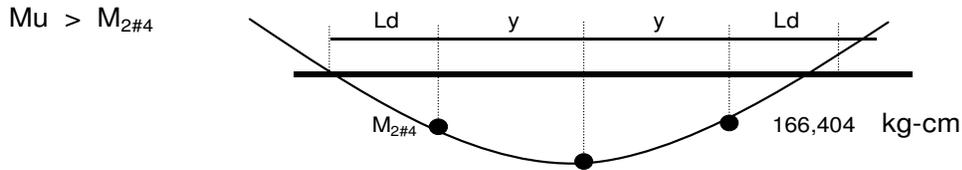
} Tomar el mayor

Aplicando factores correspondientes

Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$Ld_{1\#4} = 29.55 \times 1.33 = 39.30 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Figura 19. Diagrama de momentos V-C tramo 5-6, para longitud de desarrollo



$$Cu = 1,568.44 \text{ kg/m}$$

$$Mu = 181,047 \text{ kg-cm}$$

$$\sum M = 0$$

$$- 181,047 + 166,404 + 15.68 \times y^2 / 2 = 0$$

$$y = 35.04 \text{ cm} \quad y = 35 \text{ cm}$$

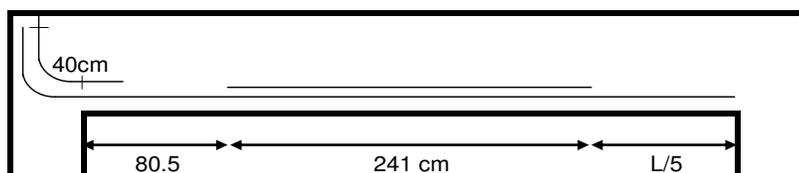
Se recomienda que $Ld \leq L/5$

Chequeando

$$Ld = \frac{402 - 70.09}{2} = 165.96 \text{ cm} \quad L/5 = 80.4 \text{ cm}$$

Por lo tanto $Ld = 80.5 \text{ cm}$

Figura 20. Longitud de desarrollo V-C tramo 5-6, cama inferior



VIGA 5

Voladizo

Área tributaria = 1.00 m²
Longitud de la viga = 1.00 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 1.00}{1.00} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{1.00} \text{ kg/m}$$

$$CU = 869.20 \text{ kg/m} + 151.20 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 1,020.40 \text{ kg/m}}$$

Tramo A-B, según planos

Área tributaria = 3.92 m²
Longitud de la viga = 2.86 m

$$CU = 1,191.35 \text{ kg/m} + 52.87 \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 2,109.84 \text{ kg/m}}$$

Tramo B-C, según planos

Área tributaria = 3.26 m²
Longitud de la viga = 2.67 m

$$CU_{\text{ConMuro}} = \frac{869.20 \times 3.26}{2.67} \text{ kg/m} + \frac{151.20}{2.67} \text{ kg/m}$$

$$CU = 1,061.27 \text{ kg/m} + 56.63 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 1,117.90 \text{ kg/m}}$$

Tramo C-D, según planos

Area tributaria = 1.89 m²
Longitud de la viga = 2.86 m

$$CU = 574.40 \text{ kg/m} + 52.87 \text{ kg/m} + 865.62 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 1,492.89 \text{ kg/m}}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M_{-Vol} = \frac{W L^2}{10} \quad M(-) = \frac{1,020.40 \times 1.00^2}{10} = 102.04 \text{ kg-m}$$

$$M_{+A-B} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{2,109.84 \times 2.86^2}{14} = 1,232.69 \text{ kg-m}$$

$$M_{-A-B} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{2,109.84 \times 2.86^2}{24} = 719.07 \text{ kg-m}$$

$$M_{+B-C} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{1,117.90 \times 2.67^2}{14} = 569.24 \text{ kg-m}$$

$$M_{-B-C} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{1,117.90 \times 2.67^2}{24} = 332.06 \text{ kg-m}$$

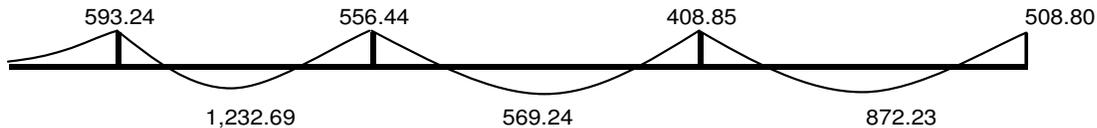
$$M_{+C-D} = \frac{W L^2}{14} \quad M(+) = \frac{1,492.89 \times 2.86^2}{14} = 872.23 \text{ kg-m}$$

$$M_{-C-D} = \frac{W L^2}{24} \quad M(-) = \frac{1,492.89 \times 2.86^2}{24} = 508.80 \text{ kg-m}$$

Figura 21. Diagrama de momentos V-5



Figura 22. Diagrama de momentos balanceados V-5



Para M = 59,324 kg-cm

$$A_s = 0.92 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

$$\text{Armado de 3No.3, equivalente a: } A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Si chequea}$$

$$0.00502 < 0.00546 < 0.01850 \quad \text{El armado propuesto es correcto}$$

Para $M = 123,269 \text{ kg-cm}$

$$A_s = 1.95 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

$$\text{Armado de 3No.3, equivalente a: } A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

Chequeando

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.13}{15 \times 26} = 0.00546$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Si chequea}$$

$$0.00502 < 0.00546 < 0.01850 \quad \text{El armado propuesto es correcto}$$

Proponemos el mismo armado para toda la viga, en la cama superior e inferior, esto debido a que se calculo el A_s para los momentos mayores y únicamente necesita el $A_{s_{\min}}$, por lógica no necesitamos más acero que el $A_{s_{\min}}$ en el resto de la viga.

DISEÑO A CORTE

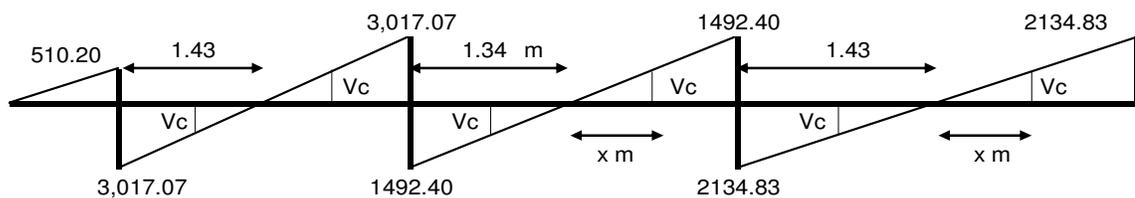
$$V_{Vol} = \frac{W_{Vol} L}{2} = \frac{1,020.40 \text{ kg/m} \times 1.00}{2} = 510.20 \text{ kg}$$

$$V_{A-B} = \frac{W_{A-B} L}{2} = \frac{2,109.84 \text{ kg/m} \times 2.86}{2} = 3017.07 \text{ kg}$$

$$V_{B-C} = \frac{W_{B-C} L}{2} = \frac{1,117.90 \text{ kg/m} \times 2.67}{2} = 1492.40 \text{ kg}$$

$$V_{C-D} = \frac{W_{C-D} L}{2} = \frac{1,492.89 \text{ kg/m} \times 2.86}{2} = 2134.83 \text{ kg}$$

Figura 23. Diagrama de corte V-5



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

$$V_c = 2,692.95 \text{ kg}$$

Para $V = 3017.07 \text{ kg}$ Es el único $> V_c$, en el resto colocar $A_{s_{\min}}$

$$\frac{x}{1.43} = \frac{V_c}{V} \rightarrow x = \frac{1.43 \text{ m} \times 2,692.95 \text{ kg}}{3,017.07 \text{ kg}} = 1.28 \text{ m}$$

Reforzar con el $A_{s_{\min}}$, es decir:

No. 3 @ d/2, entonces, estribos No.3 @ 0.12

$$V_{act} = \frac{V}{b d} \rightarrow V_{act} = \frac{3,017.07 \text{ kg}}{15 \times 26} = 7.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{2 \times \text{AreaVarilla} \times f_y}{(V_{act} - V_{cu})} \rightarrow S = \frac{2 \times 0.71 \times 2810}{(7.74 - 6.53) \times 15} = 220.56 \text{ cm}$$

Por lo tanto utilizamos el mismo refuerzo a lo largo de la viga:

Estribos No.3 @ 0.12

CONTROL DE AGRIETAMIENTO

Para $M = 123,269 \text{ kg-cm}$

$$a = \frac{2.13 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 15} \quad a = 2.24 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M_u}{A_s (d - a/2)} = \frac{123,269}{2.13 \times (26 - 1.12)} = 2,326.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(d - r) b}{\text{No. Var}} \quad A = \frac{(26 - 2.24) \times 15}{3} = 130 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{r \times A} \quad Z = 2.33 \text{ Ton/cm}^2 \times \sqrt[3]{(2.24 \times 130)} = 15.42$$

Según código ACI $Z < 31$

Si chequea, por lo tanto no habra problemas de agrietamiento a lo largo de la viga

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se calcula la deflexión al centro del claro, de la siguiente manera:

Para $M = 123269 \text{ kg-cm}$ & $a = 2.24 \text{ cm}$

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 28.98$$

$$I_g = \frac{b d^3}{12} = \frac{15 \times 26^3}{12} = 21,970 \text{ cm}^4$$

$$C = a / 0.85 = 2.24 / 0.85 = 2.64$$

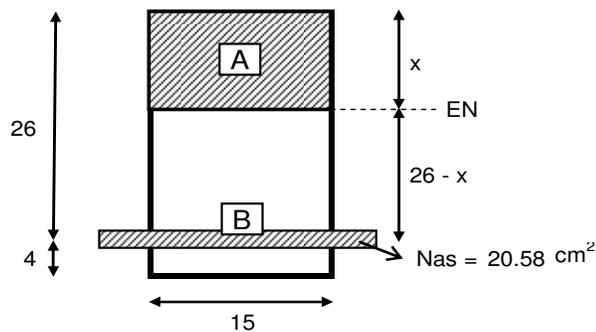
$$y_t = d + r - C \quad y_t = 26 + 4 - 2.64 = 27.36$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad M_{cr} = \frac{28.98 \times 21,970}{27.36} = 23,269.06 \text{ kg-cm}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{15,000 \times \sqrt{210}} = 9.66$$

$$N \times A_s = 9.66 \times 2.13 = 20.58 \text{ cm}^2$$

Figura 24. Sección de concreto equivalente NAs; V-5 tramo A-B



Tenemos:

$$15 \times \left[\frac{X}{2} \right] = 20.58 (26 - X)$$

$$X = 7.18 \text{ cm}$$

$$26 - X = 18.82 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \times X^3}{3} + N_{as} (26 - X)^2$$

$$I_{cr} = \frac{15 \times 7.18^3}{3} + 20.58 (18.82)^2 = 9,139.21 \text{ cm}^4$$

Chequeando $l_e \leq l_g$

$$l_e = \frac{23,269.06}{123,269} \times 21,970 + \left[1 - \left[\frac{23,269.06}{123,269} \right]^3 \right] \times 9,139.21$$

$$l_e = 9,077.74 \text{ cm}^4$$

Si chequea ya que $21,970 \text{ cm}^4 > 9,078 \text{ cm}^4$

Deflexión en viga

$$\delta = \frac{W L^4}{384 E_c l_e} = \frac{11.18 \text{ kg/cm} \times 286^4}{384 \times 15,100 \times \sqrt{210} \times 9,077.74} = 0.10 \text{ cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{L}{360} = \frac{286}{360} = 0.79 \text{ cm}$$

Como $\delta_{per} > \delta$ entonces no hay problema de deflexiones en ninguna parte de la viga.

LONGITUD DE DESARROLLO

Cama superior

$$M_{2\#3} = 93,180 \text{ kg-cm}$$

$$M_{max} = 59,324 \text{ kg-cm}$$

$M_{2\#3} > M_{max}$ Se recomienda colocarlo a L/4, ya que $L/4 > L_d$

$$L_{d\ 1\#3} = \frac{0.06 A V f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 0.71 \times 2810}{\sqrt{210}} = 8.26 \text{ cm}$$

$$L_{d\ 1\#3} = 0.006 \phi_{var} f_y = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

Tomar el mayor

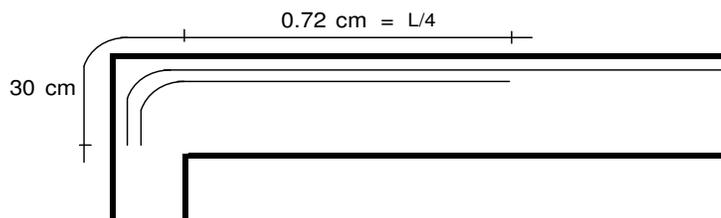
Aplicando factores correspondientes

Factor de lecho superior = 1.4

Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$L_{d\ 1\#3} = 16.02 \times 1.40 \times 1.33 = 29.82 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Figura 25. Longitud de desarrollo cama superior, V-5



Cama inferior

$$M_{2\#3} = 93,180 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\max} = 123269 \text{ kg-cm}$$

$$Ld_{1\#4} = \frac{0.06 AV fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 0.71 \times 2810}{\sqrt{210}} = 8.26 \text{ cm}$$

$$Ld_{1\#4} = 0.006 \phi_{\text{var}} fy = 0.006 \times 0.95 \times 2810 = 16.02 \text{ cm}$$

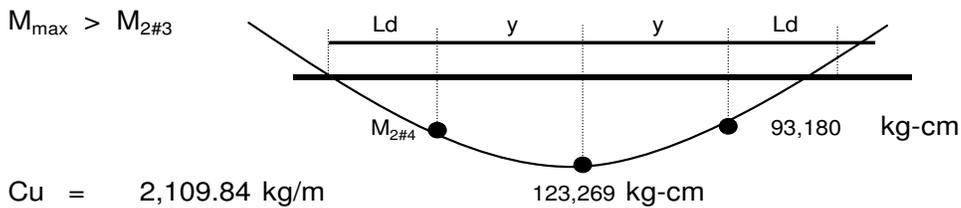
} Tomar el mayor

Aplicando factores correspondientes

Factor de separación de var. menor a 15cm = 1.33

$$Ld_{1\#4} = 16.02 \times 1.33 = 21.30 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Figura 26. Diagrama de momentos V-5 tramo A-B, para LD cama inferior



$$\sum M = 0$$

$$- 123,269 + 93,180 + 21.10 \times y^2 / 2 = 0$$

$$y = 50.23 \text{ cm} \quad y = 50 \text{ cm}$$

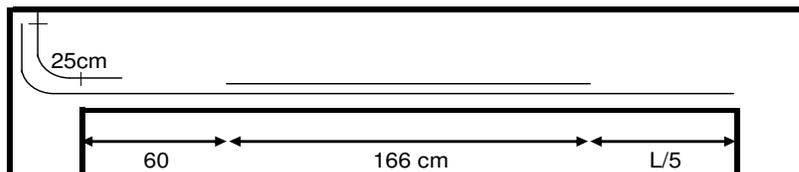
Se recomienda que $Ld \leq L/5$

Chequeando

$$Ld = \frac{286 - 112.00}{2} = 87.00 \text{ cm} \quad L/5 = 57.2 \text{ cm}$$

Por lo tanto $Ld = 60 \text{ cm}$

Figura 27. Longitud de desarrollo cama inferior, V-5 tramo A-B



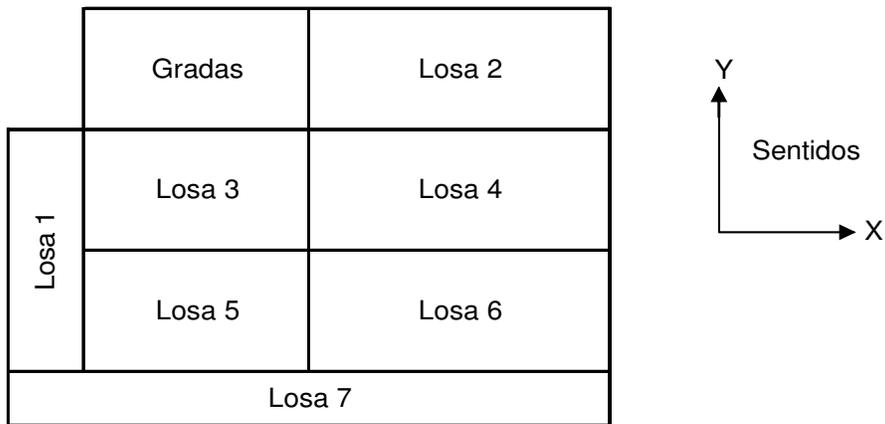
2.1.7.4 Diseño de losas

Utilizaremos el Método 3 del Código ACI para el diseño de las losas.

Tabla VI. Dimensiones de losas

Losa	Lados (m)		No. de Apoyos
	Largo	Corto	
Losa 1	5.53	1.20	Voladizo
Losa 2	4.02	2.86	2
Losa 3	3.60	2.67	3
Losa 4	4.02	2.67	3
Losa 5	3.60	2.86	2
Losa 6	4.02	2.86	2
Losa 7	7.62	1.00	Voladizo

Figura 28. Esquema de losas



DETERMINACIÓN DE ESPESOR

$$m = \frac{a}{b}$$

Donde:

- m = Coeficiente de relación entre dimensiones de losa
- a = Lado corto de losa
- b = Lado largo de losa

Si $m < 0.50$, entonces la losa trabaja en 1 Sentido.

Si $m > 0.50$, entonces la losa trabaja en 2 Sentido.

$$t = \frac{a + b}{90}$$

Donde:
 t = Espesor de losa, si y solo si trabaja en dos sentidos.

Si la losa trabaja en 1 sentido, t se determina así:

$$t = \frac{L}{10}$$

Si trabaja como voladizo.

$$t = \frac{L}{20}$$

Si trabaja libremente apoyados.

$$t = \frac{L}{24}$$

Con un extremo continuo.

$$t = \frac{L}{24}$$

Con ambos extremos continuos.

Tabla VII. Espesor de losas

Losa	a	b	m	Losa trabaja en	t (espesor)
1	1.20	5.53	0.22	1 Sentido	0.12
2	2.86	4.02	0.71	2 Sentidos	0.08
3	2.67	3.60	0.74	2 Sentidos	0.07
4	2.67	4.02	0.66	2 Sentidos	0.07
5	2.86	3.60	0.79	2 Sentidos	0.07
6	2.86	4.02	0.71	2 Sentidos	0.08
7	1.00	7.62	0.13	1 Sentido	0.10

Utilizamos el valor más alto de t , por lo tanto el espesor de la losa será de:

12 centímetros

INTEGRACIÓN DE CARGAS

Carga muerta

$$\begin{array}{r} W_{\text{losa}} (W_{\text{concreto}} 2400 \text{ kg/m}^3, t_{\text{losa}} 12\text{cm}) \quad 288 \text{ kg/m}^2 \\ W_{\text{sobrecargas}} (\text{instalac., repello, piso}) \quad 90 \text{ kg/m}^2 \\ \hline W_{\text{C.M.}} = 378 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{CMU} = 1.4 W_{\text{C.M.}} & \text{Por seguridad se aumenta en un 40\%} \\ \text{CMU} = 1.4 * 378 \text{ kg/m}^2 & \text{la carga muerta total.} \\ \text{CMU} = 529.20 \text{ kg/m}^2 & \end{array}$$

Carga viva

$$W_{\text{C.V.}} = 200 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Por ser escuela de mecanografía con capacidad para 15 niños})$$

$$\begin{array}{ll} \text{CVU} = 1.7 W_{\text{C.V.}} & \text{Por seguridad se aumenta en un 70\%} \\ \text{CVU} = 1.7 * 200 \text{ kg/m}^2 & \text{la carga viva total.} \\ \text{CVU} = 331.50 \text{ kg/m}^2 & \end{array}$$

Carga última

C.U. = Carga muerta total uniforme, más, la carga viva afectados por coeficientes de seguridad.

$$\text{CU} = 1.4 W_{\text{C.M.}} + 1.7 W_{\text{C.V.}}$$

$$\text{CU} = 1.4 * 378 \text{ kg/m}^2 + 1.7 * 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 529.20 \text{ kg/m}^2 + 340.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 869.20 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos necesitamos diseñar con un diferencial de 1 metro, entonces las cargas son:

$$\begin{array}{llll} \text{CMU} = 529.20 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} & \rightarrow & \text{CMU} = 529.20 \text{ kg/m} \\ \text{CVU} = 340.00 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} & \rightarrow & \text{CVU} = 340.00 \text{ kg/m} \\ \text{CU} = 869.20 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} & \rightarrow & \text{CU} = 869.20 \text{ kg/m} \end{array}$$

CÁLCULO DE MOMENTOS

Momentos negativos por carga última

$$M_{A\text{-Negativo}} = C_{A\text{-Negativo}} * CU * A^2$$

$$M_{B\text{-Negativo}} = C_{B\text{-Negativo}} * CU * B^2$$

Momentos positivos por carga muerta

$$M_{A\text{+Positivo}} = C_{A\text{+Positivo}} * CMU * A^2$$

$$M_{B\text{+Positivo}} = C_{B\text{+Positivo}} * CMU * B^2$$

Momentos positivos por carga viva

$$M_{A\text{+Positivo}} = C_{A\text{+Positivo}} * CVU * A^2$$

$$M_{B\text{+Positivo}} = C_{B\text{+Positivo}} * CVU * B^2$$

Donde:

M = Momento producido por la losa, el cual puede ser positivo o negativo ya sea en A o B.

C = Coeficiente proporcionado por ACI, dado para encontrar momentos ya sea positivos o negativos, en A o B.

CU = Carga última.

CMU = Carga muerta última.

CVU = Carga viva última.

A = Lado corto de la losa.

B = Lado largo de la losa.

Cuando la losa es discontinua:

$$M_{A\text{-Negativo}} = \frac{M_{A\text{+Positivo}}}{3}$$

$$M_{B\text{-Negativo}} = \frac{M_{B\text{+Positivo}}}{3}$$

Losa 1

$$M_{Voladizo} = \frac{CU \times L^2}{2}$$

$$M_{Voladizo} = (869.20 \text{ kg/m} * (1.20\text{m})^2) / 2 = 625.82 \text{ kg*m}$$
$$M_{Voladizo} = 626.00 \text{ kg*m}$$

Losa 2

$$M_{A+Positivo} = 0.057 * 340 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 + 0.046 * 529.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2$$
$$M_{A+Positivo} = 158.52 \text{ kg*m} + 199.12 \text{ kg*m} = 357.64 \text{ kg*m}$$
$$M_{A+Positivo} = 358.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 0.081 * 869.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 = 575.89 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 576.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado continuo}$$
$$M_{A-Negativo} = 357.64 \text{ kg*m} / 3 = 119.21 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 120.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado discontinuo}$$

$$M_{B+Positivo} = 0.014 * 340 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 + 0.011 * 529.20 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2$$
$$M_{B+Positivo} = 76.92 \text{ kg*m} + 94.07 \text{ kg*m} = 171.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{B+Positivo} = 171.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{B-Negativo} = 171 \text{ kg*m} / 3 = 57.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{B-Negativo} = 57.00 \text{ kg*m} \quad \text{Ambos lados discontinuos}$$

Losa 3

$$M_{A+Positivo} = 0.046 * 340 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2 + 0.031 * 529.20 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2$$
$$M_{A+Positivo} = 111.50 \text{ kg*m} + 116.95 \text{ kg*m} = 228.45 \text{ kg*m}$$
$$M_{A+Positivo} = 229.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 0.078 * 869.20 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2 = 483.32 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 484.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado continuo}$$
$$M_{A-Negativo} = 228.45 \text{ kg*m} / 3 = 76.15 \text{ kg*m}$$
$$M_{A-Negativo} = 77.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado discontinuo}$$

$$M_{B+Positivo} = 0.013 * 340 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2 + 0.007 * 529.20 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2$$
$$M_{B+Positivo} = 57.28 \text{ kg*m} + 48.01 \text{ kg*m} = 105.29 \text{ kg*m}$$
$$M_{B+Positivo} = 106.00 \text{ kg*m}$$
$$M_{B-Negativo} = 0.014 * 8669.20 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2 = 157.71 \text{ kg*m}$$
$$M_{B-Negativo} = 158.00 \text{ kg*m} \quad \text{Ambos lados continuos}$$

Losa 4

$$\begin{aligned}M_{A+Positivo} &= 0.050 * 340 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2 + 0.033 * 529.20 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2 \\M_{A+Positivo} &= 121.19 \text{ kg}^*\text{m} + 124.50 \text{ kg}^*\text{m} = 245.69 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A+Positivo} &= 246.00 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 0.081 * 869.20 \text{ kg/m} * (2.67\text{m})^2 = 501.91 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 502.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Ambos lados continuos} \\ \\M_{B+Positivo} &= 0.011 * 340 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 + 0.006 * 529.20 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 \\M_{B+Positivo} &= 60.44 \text{ kg}^*\text{m} + 51.31 \text{ kg}^*\text{m} = 111.75 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B+Positivo} &= 112.00 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B-Negativo} &= 0.011 * 869.20 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 = 154.51 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B-Negativo} &= 155.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Lado continuo} \\M_{B-Negativo} &= 111.75 \text{ kg}^*\text{m} / 3 = 37.25 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B-Negativo} &= 38.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Lado discontinuo}\end{aligned}$$

Losa 5

$$\begin{aligned}M_{A+Positivo} &= 0.048 * 340 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 + 0.039 * 529.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 \\M_{A+Positivo} &= 133.49 \text{ kg}^*\text{m} + 168.82 \text{ kg}^*\text{m} = 302.31 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A+Positivo} &= 302.00 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 0.071 * 869.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 = 504.79 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 505.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Ambos lados continuos} \\ \\M_{B+Positivo} &= 0.020 * 340 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2 + 0.016 * 529.20 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2 \\M_{B+Positivo} &= 88.13 \text{ kg}^*\text{m} + 109.73 \text{ kg}^*\text{m} = 197.86 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B+Positivo} &= 198.00 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B-Negativo} &= 0.029 * 869.20 \text{ kg/m} * (3.60\text{m})^2 = 326.68 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{B-Negativo} &= 327.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Ambos lados continuos}\end{aligned}$$

Losa 6

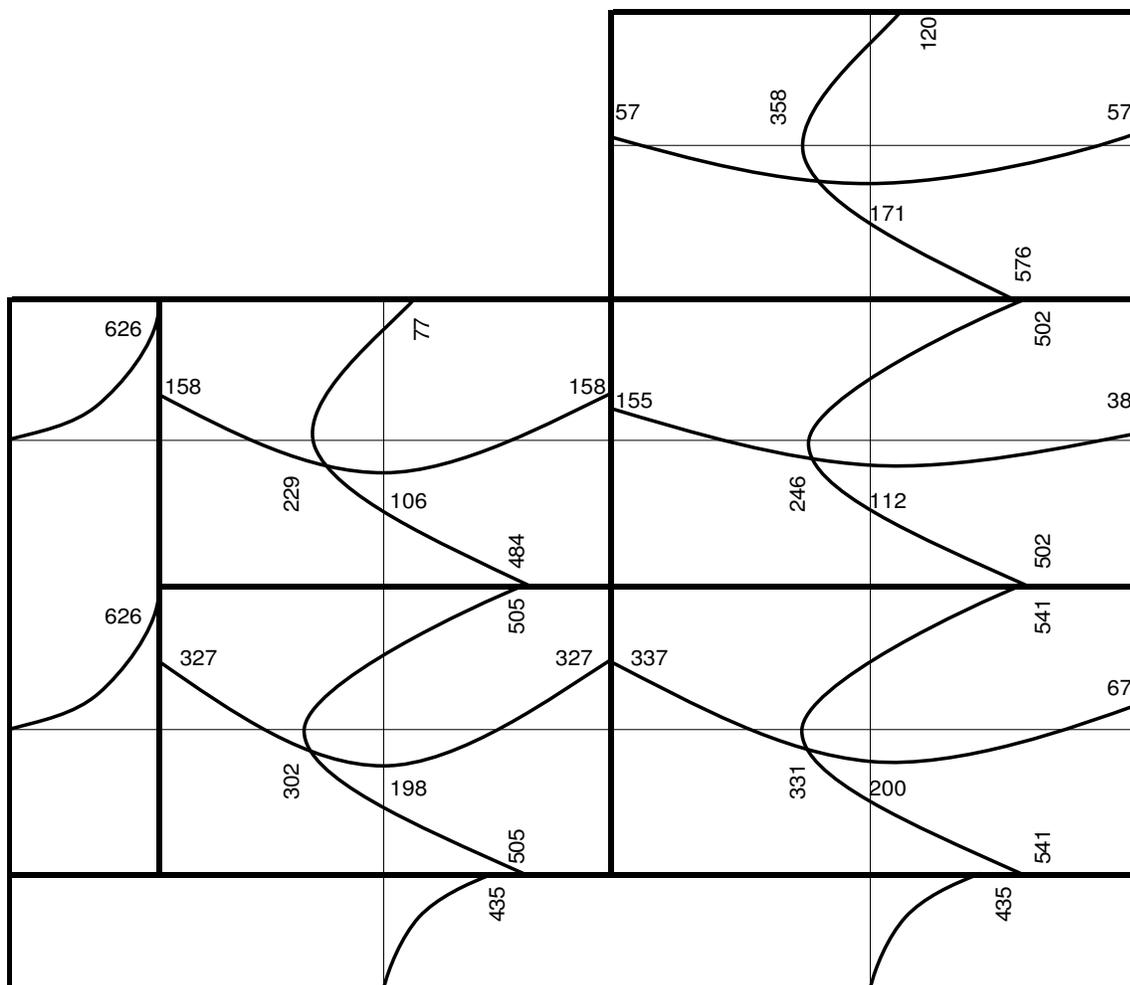
$$\begin{aligned}M_{A+Positivo} &= 0.052 * 340 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 + 0.043 * 529.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 \\M_{A+Positivo} &= 144.62 \text{ kg}^*\text{m} + 186.13 \text{ kg}^*\text{m} = 330.75 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A+Positivo} &= 331.00 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 0.076 * 869.20 \text{ kg/m} * (2.86\text{m})^2 = 540.34 \text{ kg}^*\text{m} \\M_{A-Negativo} &= 541.00 \text{ kg}^*\text{m} \quad \text{Ambos lados continuos}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{B+Positivo} &= 0.016 * 340 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 + 0.013 * 529.20 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 \\
M_{B+Positivo} &= 87.91 \text{ kg*m} + 111.18 \text{ kg*m} = 199.09 \text{ kg*m} \\
M_{B+Positivo} &= 200.00 \text{ kg*m} \\
M_{B-Negativo} &= 0.024 * 869.20 \text{ kg/m} * (4.02\text{m})^2 = 337.12 \text{ kg*m} \\
M_{B-Negativo} &= 337.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado continuo} \\
M_{B-Negativo} &= 199.09 \text{ kg*m} / 3 = 66.36 \text{ kg*m} \\
M_{B-Negativo} &= 67.00 \text{ kg*m} \quad \text{Lado discontinuo}
\end{aligned}$$

Losa 7

$$\begin{aligned}
M_{Voladizo} &= (869.20 \text{ kg/m} * (1.00\text{m})^2) / 2 = 434.60 \text{ kg*m} \\
M_{Voladizo} &= 435.00 \text{ kg*m}
\end{aligned}$$

Figura 29. Diagrama de momentos de losa



BALANCEO DE MOMENTOS

Para determinar el momento balanceado M_B el Código ACI recomienda el siguiente procedimiento:

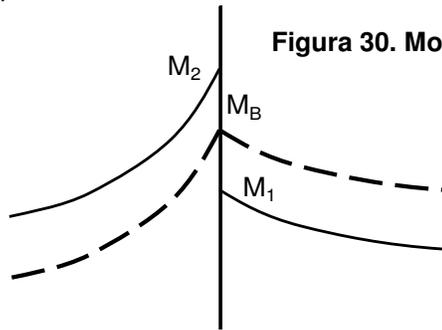


Figura 30. Momento balanceado

Donde:

$$M_2 > M_1$$

a) Si $M_1 > 0.80M_2$

$$M_B = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

b) Si $M_1 < 0.80M_2$

Hay que hacer una distribución directamente proporcional a la rigidez (K):

Sean:

K_1, K_2 = Las rigideces de las losas 1 y 2 respectivamente.

D_1, D_2 = Los factores de distribución de las losas 1 y 2 respectivamente.

$$K_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2}$$

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

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

$$(+)\left\{ \begin{array}{c|c} D_1 & D_2 \\ \hline M_1 & M_2 \\ (M_2 - M_1) * D_1 & (M_2 - M_1) * D_2 \\ \hline M_B & M_B \end{array} \right\} (-)$$

Como chequeo, deben ser iguales los productos de ambos lados.

Tabla VIII. Momentos balanceados de losas

M ₁	M ₂	0.80M ₂	Relación M ₁ >0.8M ₂	M _B Promedio M ₁ &M ₂
502	576	461	M ₁ > 0.8M ₂	539
502	541	433	M ₁ > 0.8M ₂	522
435	541	433	M ₁ > 0.8M ₂	488
484	505	404	M ₁ > 0.8M ₂	495
435	505	404	M ₁ > 0.8M ₂	470
158	626	501	M ₁ < 0.8M ₂	Necesita método Rig.
327	626	501	M ₁ < 0.8M ₂	Necesita método Rig.
155	158	126	M ₁ > 0.8M ₂	157
327	337	270	M ₁ > 0.8M ₂	332

$$M_1 = 158 \text{ kg*m} \quad L_1 = 3.60 \text{ m}$$

$$M_2 = 626 \text{ kg*m} \quad L_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{3.60} = 0.28$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{1.20} = 0.83$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0.28}{0.28 + 0.83} = 0.25$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0.83}{0.28 + 0.83} = 0.75$$

} $\Sigma = 1.00$

0.25	0.75
158	626
117	351
275	275

(+)

El momento balanceado es 275 kg*m

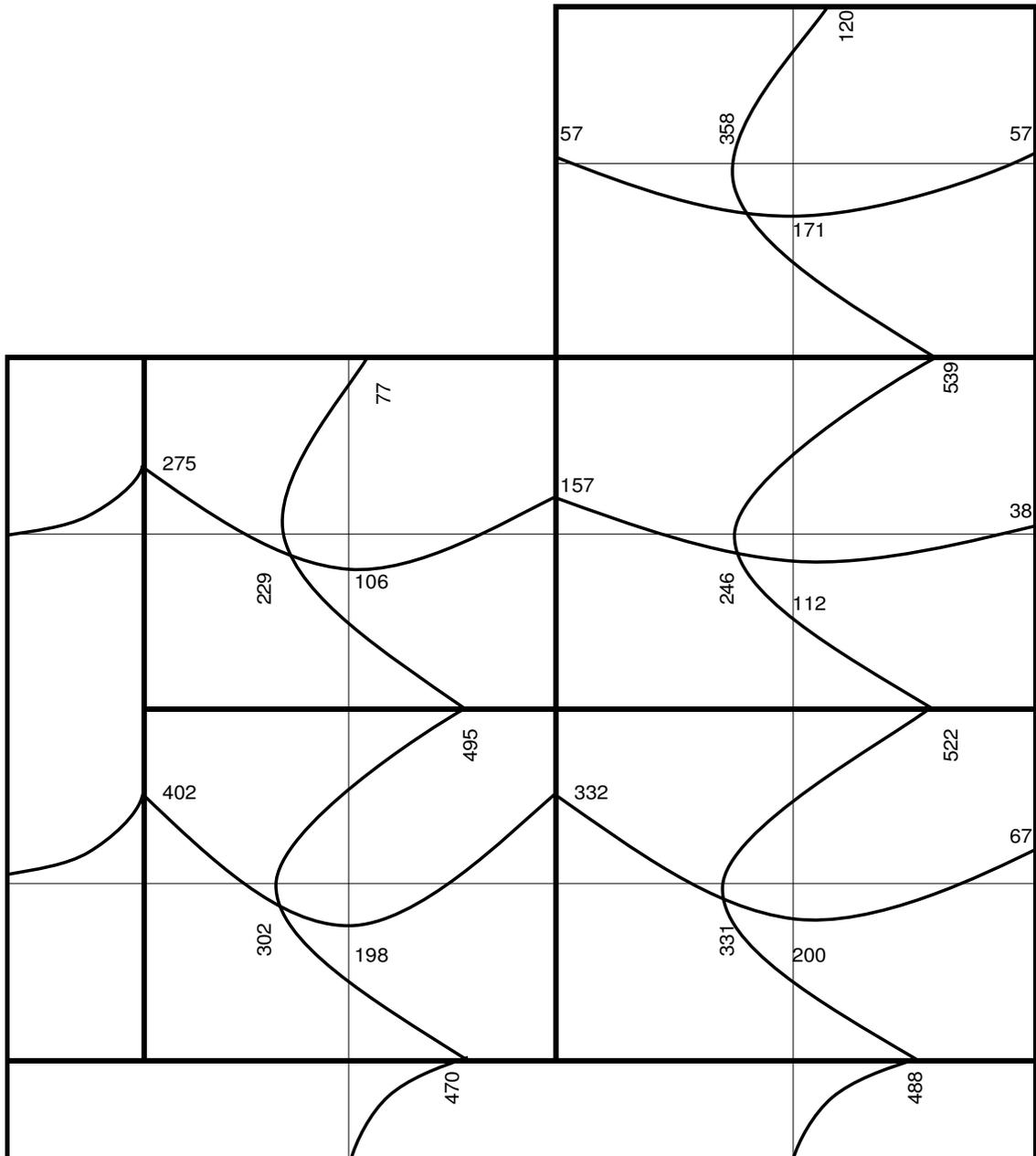
El momento balanceado es 275 kg*m

$M_1 = 327 \text{ kg*m}$ $L_1 = 3.60 \text{ m}$

$M_2 = 626 \text{ kg*m}$ $L_2 = 1.20 \text{ m}$

El momento balanceado es 402 kg*m

Figura 31. Diagrama de momentos balanceados de losas



CÁLCULO DE PERALTE (d)

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

t = Espesor de losa

\emptyset = Diámetro de varilla de acero

Si utilizamos hierro 3/8", entonces $\emptyset = 0.95\text{cm}$.

$$d = 12 - 2 - 0.95/2$$

$$d = 9.53$$

CÁLCULO DE ACERO MÍNIMO ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Donde:

f_y = Límite de fluencia del acero

b = Diferencial que se diseña la losa 1m = 100cm

d = Peralte

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * \frac{14.1}{2810} * 100 * 9.53$$

$$A_{s_{\min}} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando refuerzo #3

$$\text{Área hierro \#3} = \pi * (0.95/2)^2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

<u>Área</u>		<u>Separación</u>		
1.91 cm ²	_____	1 m	} x =	0.37 m
0.71 cm ²	_____	x m		

Chequeando

$$3t = 3 * 0.12 = 0.36 \text{ cm}$$

Entonces $0.37 > 3t$

Por lo tanto se debe usar varilla #3 @ 0.36cm.

El $A_{s_{min}}$ final será:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Área} \\ x \text{ cm}^2 \\ 0.71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Separación} \\ 1 \text{ m} \\ 0.36 \text{ m} \end{array} \times = 1.97 \text{ cm}^2$$

MOMENTO QUE RESISTE $A_{s_{min}}$:

$$M_{As_{min}} = \phi \left[A_{s_{min}} * F_y * \left[d - \frac{f_y * A_{s_{min}}}{1.7 * f'_c * b} \right] \right]$$

$$M_{As_{min}} = 0.90 \left[1.97 [2810] \left[9.53 - \frac{[2810] * 1.97}{1.7 [210] * 100} \right] \right]$$

$$M_{As_{min}} = 46707.16 \text{ kg*cm}$$

$$M_{As_{min}} = 467.07 \text{ kg*m}$$

CÁLCULO DE ACERO (A_s) PARA $M > M_{As_{min}}$

Despejando la formula anterior, queda la siguiente ecuación cuadrática de A_s :

$$\frac{\phi}{1.7} * \frac{f_y^2}{f'_c * b} A_s^2 - \phi * d * f_y A_s + M_A = 0$$

Para $M = 539 \text{ kg*m}$

$$\frac{0.90}{1.7} * \frac{(2810)^2}{210 * 100} A_s^2 - 0.90 * 2810 * 9.53 A_s + 539 = 0$$

$$199.06 A_s^2 - 24101.37 A_s + 53900 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

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

$$As = 2.28 \text{ cm}^2$$

<u>Área</u>	<u>Separación</u>	}	x	=	0.31 m	<	3t
2.28 cm ²	1.00 m						
0.71 cm ²	x m						

Chequea

Usar hierro #3 @ 0.31 m

Para M = 522 kg*m

$$\frac{0.90}{1.7} * \frac{(2810)^2}{210 * 100} As^2 - 0.90 * 2810 * 9.53 As + 522 = 0$$

$$199.06 As^2 - 24101.37 As + 52150 = 0$$

$$As = 2.20 \text{ cm}^2$$

<u>Área</u>	<u>Separación</u>	}	x	=	0.32 m	<	3t
2.20 cm ²	1.00 m						
0.71 cm ²	x m						

Chequea

Usar hierro #3 @ 0.32 m

Para M = 488 kg*m

$$\frac{0.90}{1.7} * \frac{(2810)^2}{210 * 100} As^2 - 0.90 * 2810 * 9.53 As + 488 = 0$$

$$199.06 As^2 - 24101.37 As + 48800 = 0$$

$$As = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Área} \\ 2.06 \text{ cm}^2 \text{ —————} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ —————} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Separación} \\ 1.00 \text{ m} \\ x \text{ m} \end{array} \times = 0.34 \text{ m} < 3t$$

Chequea

Usar hierro #3 @ 0.34 m

Para M = 495 kg*m

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Área} \\ 2.09 \text{ cm}^2 \text{ —————} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ —————} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Separación} \\ 1.00 \text{ m} \\ x \text{ m} \end{array} \times = 0.34 \text{ m} < 3t$$

Chequea

Usar hierro #3 @ 0.34 m

Para M = 470 kg*m

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Área} \\ 1.98 \text{ cm}^2 \text{ —————} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ —————} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Separación} \\ 1.00 \text{ m} \\ x \text{ m} \end{array} \times = 0.36 \text{ m} < 3t$$

Chequea

Usar hierro #3 @ 0.36 m

ACERO POR TEMPERATURA ($A_{s_{temp}}$)

$$A_{s_{temp}} = 0.002 \text{ bt}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 100 * 12$$

$$A_{s_{temp}} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Área} \\ 2.40 \text{ cm}^2 \text{ —————} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ —————} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Separación} \\ 1.00 \text{ m} \\ x \text{ m} \end{array} \times = 0.30 \text{ m} < 3t$$

Chequea

Usar Hierro #3 @ 0.30 m

2.1.7.5 Diseño de columnas

COLUMNAS SEGUNDO NIVEL

Carga que llega a la columna

$$w = W(\text{separación}) + CV(\text{separación}) + W_{\text{viga}} = \text{separación}(W + CV) + W_{\text{viga}}$$

Donde:

$$\text{separación} = 2.67 \text{ m}$$

$$W = \text{peso carga muerta} = 12.05 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = \text{peso de la carga viva} = 97.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{viga}} = \text{peso de la viga} = 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = \text{separación} * (W_{\text{C.M.}} + W_{\text{C.V.}}) + W_{\text{VIGA}}$$

$$w = 2.67 \text{ m} * (106.36 \text{ Kg/m}^2) + 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = \mathbf{289.04 \text{ Kg/m}}$$

$$P = \frac{wl}{2}$$

$$L=8.00 \text{ m}$$

$$P = (289.04 \text{ Kg/m} * 8.00 \text{ m}) / 2$$

$$P = \mathbf{1156.16 \text{ Kg}}$$

$$fc = \frac{P}{A}$$

$$fc = 1156.16 \text{ Kg} / 225 \text{ cm}^2$$

$$fc = 5.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del armado de la columna

Asumiendo el valor de $\rho = 1\% = 0.01$

$$\rho Ag = 0.01(225 \text{ cm}^2)$$

$$\rho Ag = 2.25 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza 4 varillas No. 3, el área de acero es 2.84 cm^2

$$\rho = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{225 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0.0126$$

Usando un reductor de carga a compresión:

$$P_0 = \theta [0.85 f'c (A_g - A_s) + f_y A_s] \quad \text{donde } \theta = 0.70$$

$$\theta = 0.75$$

$$P_0 = 0.75 * 0.70 (((0.85) * (210) * (225 - 2.84) + (2820) * (2.84)))$$

$$P_0 = 25,023.79 \text{ Kg}$$

$P_0 \gg P$ entonces basta con colocar 4 varillas No. 3

COLUMNAS PRIMER NIVEL

Carga que llega a la columna crítica

Carga muerta

W_{losa}	288.00 kg/m ²	x	3.81 x 2.77	3,039.47 kg
$W_{\text{ColumnaAnterior}}$	2400 x 2.29 kg/m ²	x	0.15 x 0.15	123.66 kg
W_{vigas}	2400 x 6.85 kg/m ²	x	0.30 x 0.15	739.8
Sobrecargas	90.00 kg/m ²	x	3.81 x 2.77	949.86 kg
			$W_{\text{c.m.}}$	4,852.79 kg

Carga viva

$W_{\text{c.v.}}$	200.00 kg/m ²		4.02 x 2.88	2,315.52 kg
			$W_{\text{c.v.}}$	2,315.52 kg

$$P = 1.4 W_{\text{c.m.}} + 1.7 W_{\text{c.v.}}$$

$$P = 1.4 \times 4,852.79 + 1.7 \times 2,315.52$$

$$P = 10,730.30 \text{ kg}$$

$$f_c = \frac{P}{A}$$

$$f_c = 10,730.30 \text{ Kg} / 225 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 47.69 \text{ Kg/cm}^2$$

En el nivel anterior se cálculo P_0 , y $P_0 \gg P$

$$25,023.79 \gg 10,730.30$$

Entonces basta con colocar 4 varillas No. 3

COLUMNAS DE DOBLE ALTURA

Carga que llega a la columna

$$w = W(\text{separación}) + CV(\text{separación}) + W_{\text{viga}} = \text{separación} (W + CV) + W_{\text{viga}}$$

Donde:

$$\text{separación} = 2 \cdot 3.73 \text{ m}$$

$$W = \text{peso carga muerta} = 12.05 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = \text{peso de la carga viva} = 97.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{viga}} = \text{peso de la viga} = 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = \text{separación} * (W_{\text{C.M.}} + W_{\text{C.V.}}) + W_{\text{VIGA}}$$

$$w = 3.73 \text{ mts.} * (106.36 \text{ Kg/m}^2) + 5.06 \text{ Kg/m}$$

$$w = 401.78 \text{ Kg/m}$$

$$P = \frac{wl}{2}$$

$$L = 11.18 \text{ m}$$

$$P = (401.78 \text{ Kg/m} * 11.18 \text{ m}) / 2$$

$$P = 2,245.97 \text{ Kg}$$

$$f_c = \frac{P}{A}$$

$$f_c = 2,245.97 \text{ Kg} / 225 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 9.98 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del armado de la columna

Asumiendo el valor de $\rho = 1\% = 0.01$

$$\rho A_g = 0.01(225 \text{ cm}^2)$$

$$\rho A_g = 2.25 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza 4 varillas No. 3, el área de acero es 2.84 cm^2

$$\rho = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{225 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0.0126$$

Usando un reductor de carga a compresión:

$$P_0 = \theta [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s] \quad \text{donde } \begin{matrix} \theta = 0.70 \\ \theta = 0.75 \end{matrix}$$

$$P_0 = 0.75 * 0.70(((0.85)*(210)*(225-2.84)+(2820)*(2.84)))$$

$$P_0 = 25,023.79 \text{ Kgs.}$$

$P_0 >> P$ entonces basta con colocar 4 varillas No. 3

2.1.7.6 Diseño de cimiento corrido

INTEGRACIÓN DE CARGAS

2do. NIVEL

Peso del muro

$$W_{\text{muro}} = \text{alto} * \text{ancho} * \gamma_{\text{mampostería}}$$

$$W_{\text{muro}} = 2.29 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro}} = \mathbf{618.30 \text{ Kg/m}}$$

Donde:

$$\text{ancho} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{alto} = 2.29 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{mampostería}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

Peso que tributa al muro

$$W_{\text{que tributa al muro}} = (W_{\text{lámينا}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{instalaciones}} + W_{\text{viga}}) * a$$

$$W_{\text{que tributa al muro}} = (4.30 + 3.61 + 0.65 + 5.06) * 2.67$$

$$W_{\text{que tributa al muro}} = \mathbf{36.37 \text{ Kg/m}}$$

Donde:

$$a = \text{ancho tributario}$$

$$a = 2.67 \text{ m}$$

Peso de la carga viva

$$W_{\text{C.V.}} = 97.80 \text{ kg/m}^2 * a$$

$$W_{\text{C.V.}} = 97.80 \text{ kg/m}^2 * 2.67 \text{ m}$$

$$W_{\text{C.V.}} = \mathbf{261.13 \text{ kg/m}}$$

Peso total del 2do. nivel al muro

$$W_{\text{2do. Nivel al Muro}} = 1.4 W_{\text{C.M.}} + 1.7 W_{\text{C.V.}}$$

$$W_{\text{2do. Nivel al Muro}} = 1.4(618.30 + 36.37) + 1.7(261.13)$$

$$W_{\text{2do. Nivel al Muro}} = 916.54 \text{ Kg/m} + 443.92 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{2do. Nivel al Muro}} = \mathbf{1,360.50 \text{ Kg/m}}$$

1er. NIVEL

Peso del muro

$$W_{\text{muro}} = \text{alto} * \text{ancho} * \gamma_{\text{mampostería}}$$

$$W_{\text{muro}} = 3.61 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro}} = \mathbf{974.70 \text{ Kg/m}}$$

Peso del cimiento

$$W_{\text{muro}} = \text{alto} * \text{ancho} * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_{\text{cimiento}} = 0.50 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{cimiento}} = \mathbf{300 \text{ Kg/m}}$$

Donde:

$$\text{ancho} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{alto} = 0.25 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

Peso de la losa más sobrecargas

$$W_{\text{losa}} = \text{Área Tributaria} * (W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecargas}}) / L_{\text{muro}}$$

$$W_{\text{losa}} = 13.23 \text{ m}^2 * (288 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2) / 8 \text{ m}$$

$$W_{\text{losa}} = \mathbf{625.12 \text{ kg/m}}$$

Peso de la carga viva

$$W_{C.V.} = 200 \text{ kg/m}^2 * \text{Área Tributaria} / L_{\text{muro}}$$

$$W_{C.V.} = 200 \text{ kg/m}^2 * 13.23 \text{ m}^2 / 8\text{m}$$

$$W_{C.V.} = \mathbf{330.75 \text{ kg/m}}$$

Peso total del 1er. nivel al muro

$$W_{1\text{er.Nivel al Muro}} = 1.4 W_{C.M.} + 1.7 W_{C.V.}$$

$$W_{1\text{er.Nivel al Muro}} = 1.4(974.70 + 300 + 625.12) + 1.7(330.75)$$

$$W_{1\text{er.Nivel al Muro}} = 2,575.75 \text{ Kg/m} + 562.28 \text{ Kg/m}$$

$$W_{1\text{er.Nivel al Muro}} = \mathbf{3,138.03 \text{ Kg/m}}$$

$$W_{\text{total}} = W_{1\text{er.Nivel al Muro}} + W_{2\text{do.Nivel al Muro}}$$

$$W_{\text{total}} = 3,138.03 \text{ kg/m} + 1,360.50 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = \mathbf{4,498.53 \text{ kg/m}}$$

DETERMINACIÓN DEL ANCHO

Donde:

b= ancho del cimiento

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$F_s = 15,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_s = P/A$$



$$A = P/F_s$$



$$A = b * L$$

donde

$$b = P/F_s$$

$$b = (4,498.53 \text{ Kg/m}) / (15,000 \text{ Kg/m}^2)$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$b = 2t \quad \text{donde } t = \text{espesor del muro} = 0.30 \text{ m}$$

Para efectos de diseño se asumirá un ancho de cimiento de 0.50 m

Y peralte de 0.18m, con 0.07m de recubrimiento

CHEQUEO A CORTE SIMPLE

Con los datos asumidos en el párrafo anterior se verifica si el corte actuante es menor al corte resistente, si es así los datos asumidos son correctos.

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$V_a = \frac{P}{A}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2}$$

$$V_r = \mathbf{6.53 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_a = (4,498.53 \text{ Kg/m}) / (50 * 18)$$

$$V_a = \mathbf{5.00 \text{ Kg/cm}^2}$$

$V_a \ll V_r$ Si Chequea

CHEQUEO A FLEXIÓN

Tomando los datos de 0.50m de base, 0.18m de peralte y 0.07m, se tiene:

$$W = P/b$$

Donde:

P = peso del muro intermedio

b = base del cimiento

$$W = (4,498.53 \text{ Kg} / 0.50\text{m})$$

$$W = 8,897.06 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del momento

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

$$M = ((8,897.06 \text{ Kg/m}) * (0.18\text{m})^2) / 2$$

$$\mathbf{M = 144.13 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo del refuerzo

$$Mu = 14,413 \text{ Kg-cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$As = \left[bd - \sqrt{\left((bd)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c} \right)} \right] * 0.85 * \frac{f'c}{Fy}$$

$$As = \left[(50 * 18) - \sqrt{\left((50 * 18)^2 - \frac{(14,413 * 50)}{0.003825 * 210} \right)} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810}$$

$$\mathbf{As = 0.1729 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del refuerzo mínimo

$$As_{\min} = 0.40(14.1/Fy) * b * d$$

$$As_{\min} = 0.40(14.1/2810) * 50 * 18$$

$$\mathbf{As_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2}$$

As << As_{min} , entonces se toma el valor de As_{min} = 1.81 cm²

Como el área de acero mínimo es mayor que el área de acero requerida, se utilizará el acero mínimo.

$$\text{Número de varillas} = As_{\min} / \text{área varilla No. 3}$$

$$\text{Número de varillas} = 1.81 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varillas} = 2.55 \text{ cm}^2 = 3 \text{ varillas No. 3}$$

Por lo tanto, el armado del cimiento será: **3 varillas No. 3 con eslabones No. 2 @ 0.20m**

2.1.7.7 Diseño de zapatas

Se diseñarán dos zapatas tomando como columnas críticas las que se ubican en: B-5 y D-2 según planos.

Se toman como datos:

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

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

$$\mu = \text{capacidad de carga permisible del terreno} = 15,000 \text{ Kg/m}^2$$

Integración de cargas

La integración de carga se toma para la columna crítica.

$$\text{Peso cubierta academia} = (W_{\text{lámina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{instalaciones}}) * \text{Area} + W_{\text{viga}} * L_{\text{viga}} * \text{No. vigas}$$

$$\text{Peso cubierta academia} = (4.30\text{kg/m}^2 + 3.61\text{kg/m}^2 + 0.65\text{kg/m}^2) * 9\text{m} * 8\text{m} + 5.06\text{kg/m} * 9\text{m} * 3$$

$$\text{Peso cubierta academia} = 752.94 \text{ kg}$$

$$\text{Peso cubierta salón} = (W_{\text{lámina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{instalaciones}}) * \text{Area} + W_{\text{viga}} * L_{\text{viga}} * \text{No. vigas}$$

$$\text{Peso cubierta salón} = (4.30\text{kg/m}^2 + 3.61\text{kg/m}^2 + 0.65\text{kg/m}^2) * 9\text{m} * 11.40\text{m} + 5.06\text{kg/m} * 9\text{m} * 5$$

$$\text{Peso cubierta salón} = 1,105.96 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total de la cubierta} = \text{Peso cubierta academia} + \text{Peso cubierta salón}$$

$$\text{Peso total de la cubierta} = 752.94\text{kg} + 1,105.96\text{kg}$$

$$\text{Peso total de la cubierta} = 1,858.90 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de columna} = 0.15 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 5.90 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso de columna} = 318.60 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de losa} = 0.12 \text{ m} * (9.20 \text{ m} * 9.00 \text{ m} - 4.90 \text{ m} * 2.75 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso de losa} = 19,965.60 \text{ kg}$$

Se asumen zapatas con las siguientes dimensiones: 0.75 mts. * 0.75 mts. * 0.25 mts.

$$\text{Peso de zapatas} = 0.75 \text{ m} * 0.75 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Peso de zapatas} = 337.50 \text{ Kg}$$

ZAPATA B-5

$$\text{Peso a resistir} = P_{\text{cubierta academia}}/6 + P_{\text{columna}} + P_{\text{losa}}/11 + P_{\text{zapata}}$$

$$\text{Peso a resistir} = 752.94\text{kg} / 6 + 318.60\text{kg} + 19,965.60\text{kg} / 11 + 337.50\text{kg}$$

$$\text{Peso a resistir} = 2,596.64 \text{ kg}$$

ÁREA DE ZAPATA REQUERIDA

$$A = P / \mu$$

$$A = 2,596.64 \text{ Kg} / 15,000 \text{ Kg/m}^2$$

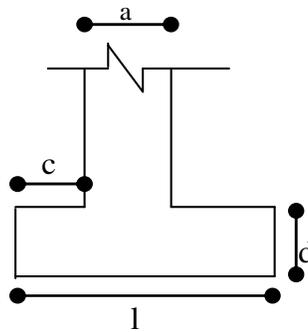
$$A = 0.173 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{propuesta}} = 0.75 \text{ m} * 0.75 \text{ m} = 0.56 \text{ m}^2$$

$$A \ll A_{\text{propuesta}}$$

El área propuesta es mayor que la calculada, por lo que las dimensiones son correctas.

Figura 32. Detalle de zapata



PRESIÓN DEL SUELO

$$Q = P / A_z$$

Donde:

P = peso de la columna crítica

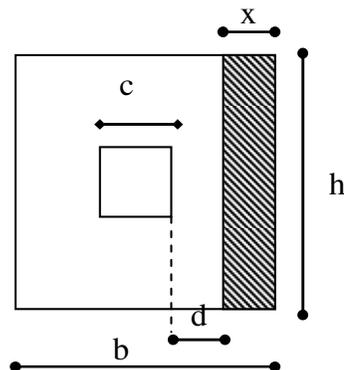
A_z = área de la zapata

$$Q = 2,596.64 \text{ Kg} / 0.56 \text{ m}^2$$

$$Q = 4,636.86 \text{ Kg/m}^2$$

CHEQUEO A CORTE SIMPLE

Figura 33. Área de chequeo a corte simple



$$V_r = 0.85 * 0.53 * (bd) * \sqrt{f'c}$$

$$V_{ac} = x * h * Q$$

$$x = b/2 - c/2 - d$$

$$x = 75/2 - 15/2 - 18$$

$$x = 12 \text{ cm}$$

Donde:

x = distancia de chequeo de corte simple

h = base de la zapata

Q = presión del suelo

d = peralte = 18 cms.

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 75 * 18 = 8,813.30 \text{ Kg}$$

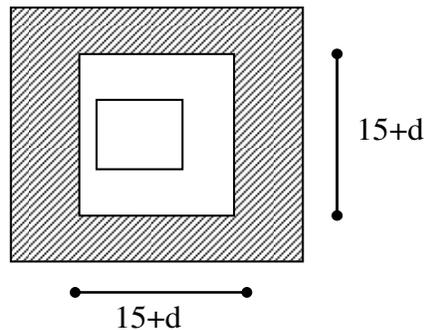
$$V_{ac} = 0.12 * 0.75 * 4,636.86 = 417.32 \text{ Kg}$$

$$V_{ac} \ll V_r$$

Las dimensiones de la zapata cumplen con el chequeo por corte simple.

CHEQUEO A CORTE PUNZONANTE

Figura 34. Área de chequeo de punzonamiento



$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 4 (15+d)$$

$$b_o = 4 (15+18)$$

$$b_o = 132 \text{ cm}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 132 * 18$$

$$V_r = 15,511.40 \text{ Kg}$$

$$V_a = ((0.75 * 0.75) - (0.33 * 0.33)) * (4,636.86)$$

$$V_a = 2,103.28 \text{ Kg}$$

$$V_r \gg V_a$$

$$15,511.40 \text{ Kg} \gg 2,103.28 \text{ Kg}$$

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo punzonante.

CHEQUEO A FLEXIÓN

Datos:

$$Q = 4,636.86 \text{ kg/m}$$

$$L = 75 \text{ cm}$$

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

$$M = \frac{Ql^2}{2}$$

$$M = (4,636.86 * (0.75)^2)/2$$

$$M = 1,304.12 \text{ Kg - m}$$

Datos de diseño:

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

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

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$M = 130,412 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el armado de la zapata será:

6 varillas No. 4 en ambos sentidos

ZAPATA D-5

$$\text{Peso a resistir} = P_{\text{cubierta salón}}/8 + P_{\text{columna}} + P_{\text{zapata}}$$

$$\text{Peso a resistir} = 1,105.96\text{kg} / 8 + 318.60\text{kg} + 337.50\text{kg}$$

$$\text{Peso a resistir} = 794.35 \text{ kg}$$

ÁREA DE ZAPATA REQUERIDA

$$A = P / \mu$$

$$A = 794.35 \text{ Kg} / 15,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = 0.053 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{propuesta}} = 0.60 \text{ m} * 0.60 \text{ m} = 0.360 \text{ m}^2$$

$$A \ll A_{\text{propuesta}}$$

El área propuesta es mayor que la calculada, por lo que las dimensiones son correctas.

PRESIÓN DEL SUELO

$$Q = P/Az$$

$$Q = 794.35 \text{ Kg} / 0.36 \text{ m}^2$$

$$Q = 2,206.53 \text{ Kg/m}^2$$

CHEQUEO A CORTE SIMPLE

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (bd) * \sqrt{f'c}$$

$$V_{ac} = x * h * Q$$

$$x = b/2 - c/2 - d$$

$$x = 60/2 - 15/2 - 18$$

$$x = 4.5 \text{ cm}$$

Donde:

x = distancia de chequeo de corte simple

h = base de la zapata

Q = presión del suelo

d = peralte = 18 cm

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 60 * 18 =$$

$$V_r = 7,050.63 \text{ Kg}$$

$$V_{ac} = 0.045 * 0.60 * 2,206.53 =$$

$$V_{ac} = 59.58 \text{ Kg}$$

$$V_{ac} \ll V_r$$

Las dimensiones de la zapata cumplen con el chequeo por corte simple.

CHEQUEO A CORTE PUNZONANTE

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$b_o = 4 (15+d)$$

$$b_o = 4 (15+18)$$

$$b_o = 132 \text{ cm}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 132 * 18$$

$$V_r = 15,511.40 \text{ Kg}$$

$$V_a = ((0.60 * 0.60) - (0.33 * 0.33)) * (2,206.53)$$

$$V_a = 554.06 \text{ Kg}$$

$$V_r \gg V_a$$

$$15,511.40 \text{ Kg} \gg 554.06 \text{ Kg}$$

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo punzonante.

CHEQUEO A FLEXIÓN

Datos:

$$Q = 2,206.53 \text{ kg/m}$$

$$L = 60 \text{ cm}$$

$$M = \frac{WL^2}{2} \quad M = \frac{Ql^2}{2}$$

Datos de diseño:

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

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

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$M = 130,412 \text{ kg-cm}$$

$$M = (2,206.53 * (0.60)^2) / 2$$

$$M = 397.17 \text{ Kg - m}$$

$$A_s = 0.88 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el armado de la zapata que se recomienda es:

5 varillas No. 4 en ambos sentidos

2.1.7.8 Diseño de gradas

Datos de diseño:

$$\begin{aligned} c &= 0.18 \text{ m} \\ H &= 0.30 \text{ m} \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= 2.03 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned} c &= \text{Contrahuella} \\ H &= \text{Huella} \\ E_s &= \text{Módulo elasticidad del acero} \end{aligned}$$

Figura 35. Modelo matemático de gradas

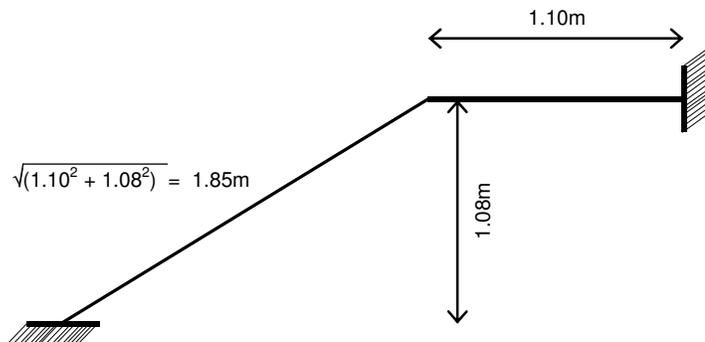
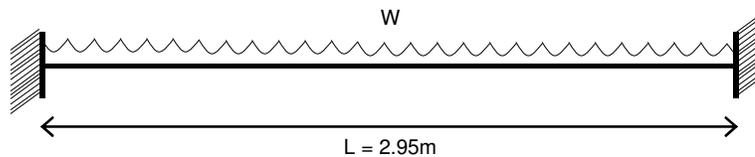


Figura 36. Simplificación del modelo matemático de gradas



INTEGRACIÓN DE CARGAS

Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de la escalera} &= 1.4 W_{\text{concreto}} (t + c/2) \\ &= 1.4 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times (0.12\text{m} + 0.18\text{m}/2) \end{aligned}$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 705.60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del granito} = 1.4 \times 100 = 140.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{muerta}} = 705.60 \text{ kg/m}^2 + 140.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{muerta}} = 845.60 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$W_{viva} = 1.7 \times 500 = 850.00 \text{ kg/m}^2$$

Carga última

$$W = W_{muerta} + W_{viva}$$

$$W = 845.60 \text{ kg/m}^2 + 850.00 \text{ kg/m}^2$$

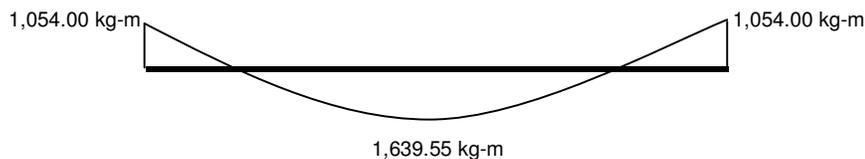
$$W = 1695.60 \text{ kg/m}^2$$

CÁLCULO DE MOMENTOS

$$\text{Momento}_{\text{Positivo}} = \frac{W L^2}{9} = \frac{1695.60 \times 2.95^2}{9} = 1,639.55 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento}_{\text{Negativo}} = \frac{W L^2}{14} = \frac{1695.60 \times 2.95^2}{14} = 1,054.00 \text{ kg-m}$$

Figura 37. Diagrama de momentos de gradas



CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.53 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1 \times b \times d}{f_y} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \rho d \times b d$$

$$\rho d = \frac{0.85 \times \beta \times 0.003}{f_y / E_s + 0.003} \times \frac{f'_c}{f_y} \quad \beta = 0.85$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 (0.037) \times (100 \times 9.53)$$

$$A_{s_{\max}} = 17.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M = 1,639.55 \text{ kg-m} \longrightarrow A_s = 4.79 \text{ cm}^2$$

Colocar 1No.3 @ 0.15m

$$\text{Para } M = 1,054.00 \text{ kg-m} \longrightarrow A_s = 3.03 \text{ cm}^2 \quad \text{Utilizar } A_{s_{\min}}$$

Colocar 1No.3 @ 0.15m

Acero por temperatura

$$A_{s_{\text{tem}}} = 0.002 b t = 0.002 \times 100 \times 0.12 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Colocar 1No.3 @ 0.30m

PROYECTO: SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES
UBICACIÓN: ALDEA SAN ANTONIO, JUTIAPA, JUTIAPA.

No.	Renglon	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Total Q.	Precio Total \$
1	Trabajos preliminares	1	global	Q15,000.00	Q15,000.00	\$1,898.73
2	Zapata Z-1	12	u	Q458.35	Q5,500.20	\$696.23
3	Zapata Z-2	8	u	Q357.25	Q2,858.00	\$361.77
4	Cimiento Corrido	89.83	ml	Q108.95	Q9,786.98	\$1,238.86
5	Solera de humedad	89.83	ml	Q92.70	Q8,327.24	\$1,054.08
6	Solera intermedia 1er. nivel	43.70	ml	Q94.50	Q4,129.65	\$522.74
7	Solera corona 1er. nivel	50.33	ml	Q133.20	Q6,703.96	\$848.60
8	Solera de intermedia 1 muro doble altura	31.50	ml	Q94.50	Q2,976.75	\$376.80
9	Solera de intermedia 2 muro doble altura	31.50	ml	Q96.85	Q3,050.78	\$386.17
10	Solera de intermedia 3 muro doble altura	31.50	ml	Q97.90	Q3,083.85	\$390.36
11	Solera intermedia 2do. nivel	39.50	ml	Q97.90	Q3,867.05	\$489.50
12	Solera mojarite	68.25	ml	Q152.30	Q10,394.48	\$1,315.76
13	Solera sillares	62.60	ml	Q77.15	Q4,829.59	\$611.34
14	Levantado de muros 1er. nivel	102.50	m2	Q88.15	Q9,035.38	\$1,143.72
15	Levantado de muros de doble altura	156.20	m2	Q88.15	Q13,769.03	\$1,742.92
16	Columna C-1	219.80	ml	Q115.05	Q25,287.99	\$3,201.01
17	Columna C-2	7.22	ml	Q124.65	Q899.97	\$113.92
18	Columna C-3	44.50	ml	Q70.45	Q3,135.03	\$396.84
19	Viga V-B	7.62	ml	Q218.10	Q1,661.92	\$210.37
20	Viga V-C	7.62	ml	Q218.10	Q1,661.92	\$210.37
21	Viga V-5	8.40	ml	Q218.10	Q1,832.04	\$231.90
22	Losa	67.90	m2	Q260.40	Q17,681.16	\$2,238.12
23	Gradas	1	global	Q3,500.00	Q3,500.00	\$443.04
24	Levantado de muros 2do. nivel	80.90	m2	Q92.30	Q7,467.07	\$945.20
25	Estructura y cubierta	235.40	m2	Q150.00	Q35,310.00	\$4,469.62
26	Puerta P1	1	u	Q4,500.00	Q4,500.00	\$569.62
27	Puerta P2	2	u	Q5,200.00	Q10,400.00	\$1,316.46
28	Puerta P3	1	u	Q1,950.00	Q1,950.00	\$246.84
29	Puerta P4	4	u	Q1,800.00	Q7,200.00	\$911.39
30	Puerta P5	3	u	Q700.00	Q2,100.00	\$265.82
31	Puerta P6	1	u	Q1,800.00	Q1,800.00	\$227.85
32	Ventanería	57	m2	Q350.00	Q19,950.00	\$2,525.32
33	Instalación eléctrica	1	global	Q11,700.00	Q11,700.00	\$1,481.01
34	Instalación de drenajes	1	global	Q11,440.00	Q11,440.00	\$1,448.10
35	Instalación hidráulica	1	global	Q3,950.00	Q3,950.00	\$500.00
36	Acabados	1	global	Q110,978.30	Q110,978.30	\$14,047.89
Sub-Total					Q387,718.32	\$49,078.27
Utilidad 20%					Q77,543.66	\$9,815.65
Impuestos 15%					Q58,157.75	\$7,361.74
Imprevistos 10%					Q38,771.83	\$4,907.83
Herramienta y equipo 4%					Q15,508.73	\$1,963.13
Transporte 4%					Q15,508.73	\$1,963.13
Supervisión 10%					Q38,771.83	\$4,907.83
COSTO TOTAL					Q631,980.87	\$79,997.58

2.1.8 Presupuesto

2.2 Diseño de carretera hacia caserío Las Lajas

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de tramo carretero que conduce al caserío Las Lajas, cantón Pipiltepeque Abajo, municipio de Jutiapa, Jutiapa, la cual tiene una longitud de 1,190 metros de longitud. La población a beneficiar directamente es de 72 familias, para un número de habitantes de 504 que conforman dicho caserío.

El diseño se adapta a una carretera tipo “F”, adecuada para una región llana, la velocidad de diseño es de 30 Km / hora, con un tránsito promedio diario menor a 100 vehículos, un ancho de rodadura de 5.00 metros y cunetas a ambos lados de 0.50 metros.

2.2.2 Estudio preliminar de campo

La selección de ruta es la etapa de mayor importancia de un proyecto de carreteras, pues ésta consta de dos puntos fijos, el inicial y el final, entre los cuales se pueden definir varias alternativas de ruta, las que se podrían evaluar someramente en costos y se toma la que mejor se adapte a las condiciones sociales, económicas al transporte promedio diario que circularía al ponerse en servicio la carretera y al derecho de vía con que se puede contar.

2.2.2.1 Selección de ruta de campo

Este es un trabajo que requiere de experiencia, ya que para el caso se utiliza un clinómetro que sirve para la medición de la pendiente entre un punto y otro. El topógrafo y la cuadrilla de topografía recorren toda la posible ruta sin medir distancias sino dándole prioridad a que la ruta cumpla con la pendiente permisible. Si en algún tramo de la ruta pendiente es mayor que la permisible el topógrafo tendrá que buscar una solución en el campo, recorriendo varias alternativas de ruta, las que sin en ninguna de ellas se puede solucionar el problema se desecha completamente la ruta y se elige otra, o bien el ingeniero diseñador toma la decisión de hacer grandes cortes o rellenos que elevan significativamente los costos del proyecto.

Para el caso particular de la carretera que comunica a Las Lajas la ruta que se eligió esta sobre la brecha existente, de ancho variante entre uno y tres metros. Las pendientes máximas a chequear con el clinómetro no deben ser mayores del 14% para tramos largos y de 18% para tramos entre 100 y 200 metros de longitud.

2.2.2.2 Levantamiento topográfico preliminar

2.2.2.2.1 Planimetría

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la ruta de preliminar, haciendo uso de un teolodito y de una cinta métrica.

El levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos orientados a un mismo norte y distancias con estaciones intermedias a cada 20 metros.

Tabla IX. Libreta topográfica planimetría

Est.	PO	Azimut	DH	D. Acum.
0	1	209°30'00"	25.00	
1	2	181°20'00"	22.50	47.50
2	3	207°10'00"	54.62	102.12
3	4	256°05'00"	50.88	153.00
4	5	246°12'00"	75.00	228.00
5	6	237°00'00"	52.00	280.00
6	7	208°20'00"	49.50	329.50
7	8	252°30'00"	107.50	437.00
8	9	273°12'00"	43.00	480.00
9	10	285°15'00"	40.00	520.00
10	11	328°02'00"	20.00	540.00
11	12	333°18'00"	30.00	570.00
12	13	323°10'00"	65.00	635.00
13	14	332°30'00"	48.00	683.00
14	15	310°10'00"	32.00	715.00
15	16	292°45'00"	43.00	758.00
16	17'	340°00'00"	72.00	830.00
17'	18'	345°10'00"	212.50	1042.50
16	17	286°08'00"	82.00	840.00
17	0	217°50'00"	66.00	906.00

2.2.2.2 Altimetría

Consiste en pasar una nivelación en todos los puntos fijados por el levantamiento planimétrico, fijando bancos de marca a cada 500 metros, los que deben ser ubicados en puntos permanentes, en los que deberá anotarse la estación, elevación y las distancias acumuladas. Como cota de salida se fijara una arbitraria, entera, la cual se recomienda que sea de 5,000 metros para no tener cotas negativas.

Es recomendable ir dibujando el perfil que se ha levantado en el día, con el objeto de apreciar si tiene una forma congruente a la realidad y si cumple con las especificaciones máximas permisibles, lo anterior permite que los errores se encuentren a tiempo y no hasta realizar el dibujo en gabinete.

Tabla X. Libreta topográfica altimetría

Cam.	V.A.	V.F.	P.V.	Cota
0 + 000	2.45			100.00
0 + 020		3.65		
0 + 025		3.10		
0 + 040		0.70		
0 + 047.50	1.94		0.02	
0 + 060		1.49		
0 + 080		1.49		
0 + 100		1.15		
0 + 102.12	1.43		0.94	
0 + 120		0.48		
0 + 140		0.48		
0 + 153		1.84		
0 + 160		2.22		
0 + 180		2.82		
0 + 200	2.77		3.46	
0 + 220		2.59		
0 + 228		2.52		
0 + 240		2.22		
0 + 260		1.37		
0 + 280	3.18		0.97	
0 + 300		2.88		
0 + 320		1.71		
0 + 329.50		1.24		
0 + 340	2.35		0.04	
0 + 360		1.71		
0 + 380	3.68		0.99	
0 + 400		2.01		
0 + 420	2.82		0.51	
0 + 437		1.49		
0 + 440		1.24		
0 + 460	1.73		0.34	
0 + 480		0.88		
0 + 500		0.78		
0 + 520		0.60		
0 + 540		1.44		
0 + 560	1.62		4.34	
0 + 570		2.42		
0 + 580		3.02		
0 + 600	1.78		3.79	
0 + 620		2.73		

Cam.	V.A.	V.F.	P.V.	Cota
0 + 635	1.90		3.78	
0 + 640		2.15		
0 + 660	1.74		3.75	
0 + 680		3.04		
0 + 683		3.16		
0 + 700		3.56		
0 + 715	2.30		3.72	
0 + 720		2.24		
0 + 740		2.67		
0 + 758	3.05		2.92	
0 + 760		3.55		
0 + 780		4.05		
0 + 800		4.37		
0 + 820	2.22		4.77	
0 + 830		2.82		
0 + 840		3.24		
0 + 860		3.60		
0 + 880		4.00		
0 + 900	2.45		4.65	
0 + 905.20		2.97		
0 + 920		3.43		
0 + 940	1.88		3.72	
0 + 960		2.28		
0 + 980		2.67		
1 + 000		3.14		
1 + 020		3.55		
1 + 042.52		3.85		
Ramal				
0 + 758	2.18			
0 + 760		2.58		
0 + 780		2.06		
0 + 800		2.28		
0 + 820	1.97		1.81	
0 + 840		1.86		
0 + 860	2.72		0.85	
0 + 880		1.73		
0 + 900		1.22		
0 + 906		1.07		

2.2.2.2.3 Secciones transversales

Por medio de las secciones transversales se podrán determinar las elevaciones transversales de la faja del terreno, éstas deberán ser medidas en forma perpendicular al eje y niveladas con nivel de mano o con un clinómetro midiendo la distancia horizontal a que se está nivelando cada punto.

Cuando la sección transversal tope con un obstáculo impasable como un peñasco, casa o paredón, no es necesario prolongarla si no que se anotará en la columna de observaciones el tipo de obstáculo y su altura o profundidad aproximada.

También deberán sacarse secciones transversales en los fondos de los zanjones y en donde deba ir tubería de drenaje transversal, así como en donde haya obstáculos como casas.

Tabla XI. Libreta topográfica de secciones transversales, primeros 140m.

Camina- miento	Secciones izquierda		Cota central	Secciones derecha
0+000	+ $\frac{1.10}{3.00}$	+ $\frac{0.30}{3.00}$	100.00	- $\frac{0.30}{4.00}$
0+020	+ $\frac{2.00}{4.30}$	+ $\frac{0.40}{3.00}$		- $\frac{0.40}{4.00}$
0+040	+ $\frac{0.90}{2.20}$	$\frac{0.00}{1.70}$		+ $\frac{1.45}{2.80}$
0+060	+ $\frac{0.50}{5.00}$	+ $\frac{0.20}{1.00}$		$\frac{0.00}{3.00}$
0+080	+ $\frac{0.30}{6.85}$	$\frac{0.00}{2.85}$		- $\frac{0.70}{6.80}$
0+100	+ $\frac{0.45}{8.00}$	+ $\frac{0.30}{4.00}$		- $\frac{0.50}{6.70}$
0+102.12	+ $\frac{1.10}{4.00}$			- $\frac{0.30}{4.00}$
0+120	+ $\frac{0.90}{4.00}$			- $\frac{0.50}{4.00}$
0+140	+ $\frac{0.35}{3.00}$			- $\frac{0.15}{2.85}$

2.2.3 Cálculo topográfico preliminar

2.2.3.1 Cálculo planimétrico

El cálculo de la topografía se efectúa en el gabinete y consiste en conocer las coordenadas parciales y totales de cada vértice que compone la poligonal abierta, con la finalidad de contar con la información suficiente para efectuar con facilidad la localización de la ruta.

Tabla XII. Cálculo planimétrico

Est.	PO	Azimut	DH	Xp	Yp	Xt	Yt
0	1	209°30'00"	25.00	-23.8490	-7.4983	-23.8490	-7.4983
1	2	181°20'00"	22.50	-21.4786	-6.7022	-45.3276	-14.2005
2	3	207°10'00"	54.62	2.8903	54.5435	-42.4373	40.3430
3	4	256°05'00"	50.88	0.5772	50.8767	-41.8601	91.2197
4	5	246°12'00"	75.00	0.2618	74.9995	-41.5983	166.2192
5	6	237°00'00"	52.00	-1.1898	51.9864	-42.7881	218.2056
6	7	208°20'00"	49.50	38.6133	30.9720	-4.1748	249.1776
7	8	252°30'00"	107.50	104.5516	25.0041	100.3768	274.1817
8	9	273°12'00"	43.00	42.7431	-4.6937	143.1199	269.4880
9	10	285°15'00"	40.00	39.9970	-0.4887	183.1169	268.9994
10	11	328°02'00"	20.00	2.7547	-19.8094	185.8715	249.1900
11	12	333°18'00"	30.00	0.2792	-29.9987	186.1508	219.1913
12	13	323°10'00"	65.00	6.8132	-64.6419	192.9639	154.5493
13	14	332°30'00"	48.00	2.9628	-47.9085	195.9268	106.6408
14	15	310°10'00"	32.00	29.5212	12.3490	225.4480	118.9898
15	16	292°45'00"	43.00	42.3831	7.2574	267.8311	126.2472
16	17'	340°00'00"	72.00	71.9968	-0.6772	339.8280	125.5700
17'	18'	345°10'00"	212.50	-14.2066	-212.0246	325.6214	-86.4545
16	17	286°08'00"	82.00	7.9306	-81.6156	333.5520	-168.0701
17	0	217°50'00"	66.00	-9.4895	-65.3142	324.0625	-233.3844

2.2.3.2 Cálculo altimétrico

Con los datos obtenidos en el campo se procede a calcular las cotas de cada punto marcado, los datos que se obtuvieron en el campo son: caminamiento, vista atrás, vista intermedia y punto de vuelta, todo esto a partir de una cota conocida. Lo que tiene que calcularse es la altura del instrumento para cada punto de vuelta y la cota, lo anterior se obtiene usando las siguientes fórmulas:

$$AI = Cu + VA$$

$$C = AI - VI$$

Donde:

AI = Altura del instrumento

Cu = Última cota

VA = Vista atrás

C = Cota

VI = Vista intermedia

PV = Punto de vuelta.

Tabla XIII. Cálculo altimétrico, primeros 200m

Cam.	V.A.		V.F.	P.V.	Cota
0 + 000	2.45	102.45			100.00
0 + 020			3.65		98.80
0 + 025			3.10		99.35
0 + 040			0.70		101.75
0 + 047.50	1.94	104.37		0.02	102.43
0 + 060			1.49		102.88
0 + 080			1.49		102.88
0 + 100			1.15		103.22
0 + 102.12	1.43	104.86		0.94	103.43
0 + 120			0.48		104.38
0 + 140			0.48		104.38
0 + 153			1.84		103.02
0 + 160			2.22		102.64
0 + 180			2.82		102.04
0 + 200	2.77	104.17		3.46	101.40

2.2.4 Dibujo preliminar

2.2.4.1 Planimétrico

El dibujo planimétrico del levantamiento preliminar en el diseño de carreteras es necesario, porque aunque no constituyen los planos finales, sirven de guía al ingeniero diseñador para visualizar, en una forma global, la ruta seleccionada y determinar los corrimientos a calcular si los hubiera.

Se deben plotear las coordenadas totales de una línea preliminar, a una escala recomendada de 1:1,000, luego se localizan todas las estaciones, de las cuales se ha levantado sección, dibujando líneas perpendiculares a la línea central en cada sección y bisectrices en los puntos de intersección.

La línea preliminar es la base sobre la cual se trazan las curvas que se diseñan conforme el procedimiento descrito en el siguiente capítulo. Los resultados aparecen en los planos del anexo final.

2.2.4.2 Altimétrico

El perfil de la línea de preliminar es de suma importancia que se dibuje, ya que esto permite facilidad en el cálculo del perfil de localización, por lo que se debe dibujar a escalas que permitan su lectura con mayor rapidez y precisión, para el caso se recomienda utilizar la escala 1:1,000 en el sentido horizontal y 1:100 en el sentido vertical.

El dibujo consiste en el ploteo de la distancia horizontal medida contra la cota que corresponda a cada caminamiento. Todos los puntos ploteados

deberán unirse. Posteriormente deberán colocarse en la parte superior los caminamientos que correspondan a cada principio de curva y principio de tangente y a la vez calcular, por regla de tres, la elevación correspondiente a los puntos ubicados en el promedio de los caminamientos de principio de curva y principio de tangente, ya que las cotas que queden dentro de los caminamientos descritos no son reales, porque la curva de la carretera deja el caminamiento de preliminar en el mencionado tramo y debe calcularse el perfil de localización tomando en como base las secciones transversales del tramo en cuestión y utilizar reglas de tres simples, para el cálculo de las cotas del perfil de localización del tramo comprendido dentro de las curvas.

2.2.4.3 Secciones transversales

Esta actividad se desarrolla sobre papel milimetrado, con los datos de la libreta de secciones transversales de localización, es plotear distancias con sus respectivas elevaciones a ambos lados de la línea central del caminamiento.

En el caso que el diseño sea de una ampliación o rehabilitación de carretera, o sea que ya existe un camino, se debe trasladar todos los datos sobre cercos, casas, fondos, tíos, etc., que estén cerca de la línea central a la sección transversal, además si hay alcantarillas existentes también se debe plotear en las secciones transversales, esto para tener información al momento de realizar el diseño del drenaje menor.

2.2.5 Diseño de localización

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios para que la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altimétricamente. Es necesario recalcar que un buen diseño de principalmente disminuye el costo del proyecto y además se tiene un menor tiempo de construcción, una mayor comodidad para los usuarios de la carretera y disminuye el riesgo de accidentes.

El diseño de la carretera, se basa en los siguientes aspectos técnicos:

- Transitable en toda época del año.
- La pendiente máxima en un tramo no mayor de 200 metros debe ser como máximo 18%.
- El 80% de la carretera posee una pendiente igual o menor al 14%.
- El ancho de rodadura es de 5 metros, con 1 metro de cuneta en forma triangular, para permitir rebases.
- La velocidad promedio de diseño oscila entre 20 y 30 kilómetros por hora.
- El transporte promedio diario es menor a 100 vehículos.
- El radio mínimo en curvas horizontales es de 18 metros.
- Bombeo transversal 3%.
- Longitud mínima de curvas verticales en metros, igual a la velocidad de diseño.
- Drenajes transversales con cajas y cabezales de concreto ciclópeo y tubería de concreto sin refuerzos.
- Derecho de vía 8 metros mínimo y 10 metros máximo.

2.2.5.1 Cálculo de elementos de la curva horizontal

Consiste en el diseño de la línea final de localización en planimetría mediante el cálculo de las curvas horizontales, las cuales definirán la ruta a seguir y constituyen la guía fundamental a la cuadrilla de topografía para el trazo de la carretera.

En el proceso de diseño y cálculo se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se enumeran a continuación:

- a) Todo el diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en la carretera.
- b) Una carretera diseñada a seguir las ondulaciones de las curvas a nivel es preferible a una con tangentes largas pero con repetidos cortes y rellenos, ya que esto disminuye los costos.
- c) Para una velocidad de diseño dada, debe evitarse, dentro de lo razonable, el uso de los radios mínimos en el cálculo de las curvas horizontales.
- d) En carretera en el área rural es conveniente evaluar si se usa un radio menor al mínimo permitido por la velocidad de diseño a cambio de incrementar considerablemente el costo de la obra al utilizar radios mayores, en estos casos el criterio del ingeniero diseñador es importante, ya que las curvas deben ser diseñadas de tal forma que los vehículos puedan circular sin necesidad de hacer maniobras de retroceso, para poder recorrer la curva.
- e) Se debe procurar, en todo lo posible, aumentar la longitud de las tangentes.
- f) Se deben evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que éstos deberán ubicarse preferiblemente en tangentes, pero, en situaciones especiales se ampliará la curva con un sobreebanco o diseñar un nuevo puente curvo.
- g) No deberán diseñarse curvas con radios mínimos previo a entrar a un puente.

- h) En terrenos llanos es conveniente evitar el diseño de tangentes demasiado largas, ya que la atención del conductor se pierde y puede provocar accidentes.
- i) Debe chequearse en cada cálculo la longitud de la tangente, ya que ésta no podrá ser jamás negativa, porque esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Después de considerar los anteriores incisos y los que la experiencia del ingeniero diseñador posea, se procede al cálculo de las curvas horizontales. El diseño planimétrico de carreteras es un proceso de tanteos hasta que se consigue el óptimo.

2.2.5.1.1 Grado de curvatura

Es el ángulo subtenido por un arco de 20. Se representa con la letra G.

$$\frac{G}{20} = \frac{360}{(2\pi)(R)} \quad G = \frac{1,145.9156}{R}$$

2.2.5.1.2 Radio de la curva

Es el radio de la curva circular. Se simboliza con una R y se obtiene de la expresión anterior.

$$R = \frac{1,145.9156}{G}$$

2.2.5.1.3 Ángulo central

Es el ángulo subtenido por la curvacircular. Se simboliza como Δ , es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre tangentes.

2.2.5.1.4 Longitud de la curva

Es la distancia medida desde el principio de curva PC al principio de tangente PT, sobre la curva diseñada.

$$\frac{Lc}{2\pi R} = \frac{\Delta}{360} \quad Lc = \frac{20\Delta}{G}$$

2.2.5.1.5 Subtangente

Es la distancia entre el principio de curva PC y el punto de intersección PI o entre PI y el principio de tangente PT.

$$tg(\Delta/2) = \frac{St}{R} \quad St = R \times tg(\Delta/2)$$

2.2.5.1.6 External

Es la distancia desde el punto de intersección PI al punto medio de la curva.

$$E = \frac{R \times (1 - \cos(\Delta/2))}{\cos(\Delta/2)}$$

2.2.5.1.7 Cuerda máxima

Es la distancia en línea recta, desde el principio de curva PC al principio de tangente PT.

$$CM = 2R \text{sen}(\Delta/2)$$

2.2.5.2 Determinación de curva vertical

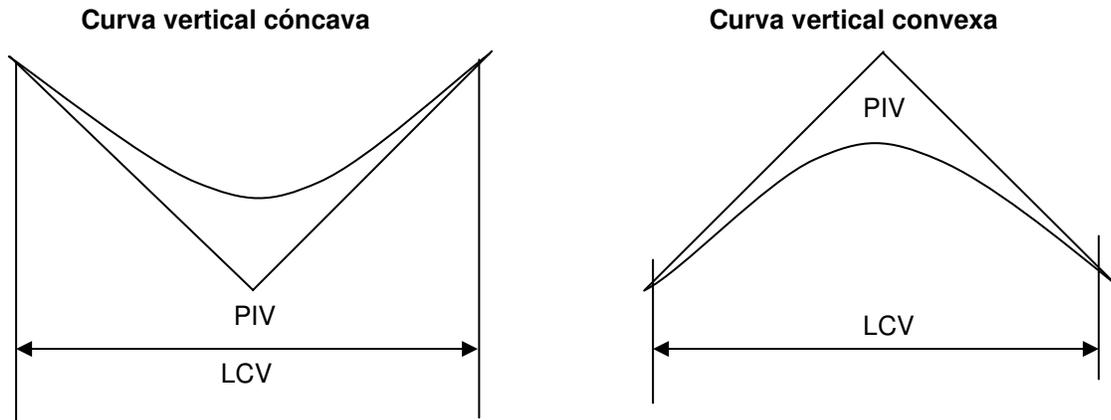
Como se menciono anteriormente las carreteras nos solo están conformadas por curvas horizontales, sino que también por curvas verticales, lo anterior significa que se está trabajando en tres dimensiones, para su diseño y simplificación de trabajo las carreteras se desglosan en planimetría y altimetría.

En la parte de la altimetría se estudia lo que son curvas verticales y los parámetros que la definen. Una curva vertical se da cuando en el perfil hay cambios de pendiente, las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas. También existen curvas en ascenso con ambas pendientes positivas (convexas), y curvas en descenso con ambas pendientes negativas (cóncavas). La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de pendiente, estas curvas pueden ser circulares o parabólicas, aunque la más usada en nuestro país por la Dirección General de Caminos es la parabólica simple, debido a su facilidad de cálculo y a su gran adaptación a las condiciones del terreno.

Las especificaciones para curvas verticales dadas por Dirección General de Caminos están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño.

En el momento de diseñar las curvas verticales deben tener presente las longitudes de éstas, para evitar traslapes entre curvas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores. En diseños de carreteras para áreas rurales se ha normalizado entre los diseñadores usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que curvas amplias conllevan a grandes movimientos de tierra.

Figura 39. Tipos de curvas verticales



Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$LCV = KxA$$

Donde:

K = Constante que depende de las velocidades de diseño.

A = Diferencia algebraica de pendientes.

Tabla XIV. Valores de “k”

Velocidad de diseño	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Walfre Colop, Planificación y diseño de tramo carretero, Pag. 33

2.2.6 Movimiento de tierras

2.2.6.1 Diseño de sub-rasante

La sub-rasante es la línea trazada en el perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno, a lo largo de su trayectoria, la sub-rasante queda debajo de la base y capa de rodadura en proyectos de asfaltos y debajo del balasto en proyectos de terracería.

En un terreno montañoso el criterio técnico básico para definir la sub-rasante es no exceder la pendiente máxima oscilante entre el 14% al 16%, ni la curvatura mínima permitida para el uso que se le dará a la carretera, lo cual también se relaciona con la sección típica a utilizar y el tipo de terreno.

La sub-rasante es la que define el volumen del movimiento de tierras, el que a su vez se convierte en el renglón más caro de la ejecución, por lo que la sub-rasante se convierte en el elemento que más determina el costo de la obra. Por esta razón, un buen criterio para diseñarla es obtener la sub-rasante más económica. Es necesario apuntar que el relleno es mucho más caro que el corte, por lo que hay que tomar en cuenta tal situación para definir el óptimo. En la mayoría de los casos el criterio técnico y el económico se encuentran en contradicción, pero en el caso presente, que se trata sobre un camino rural, ambos deben contribuir a la obtención de una ruta de acceso transitable en toda época del año, que será el objetivo que dominará sobre los anteriores.

Para calcular la sub-rasante, es necesario disponer de los siguientes datos:

- Sección típica que se utilizará.
- Alineamiento horizontal del tramo.

- Perfil longitudinal del mismo.
- Secciones transversales.
- Especificaciones o criterios que regirán el diseño.
- Datos de la clase material del terreno.
- Datos de los puntos obligados de paso.
- El diseñador de preferencia debe haber realizado una visita al tramo que va a diseñar.
- Se deben considerar los tramos que puedan quedar balanceados en distancias no mayores a 500 metros.

La sub-rasante queda definida por tramos en rectas con pendientes definidas y tramos en curva, las cuales deben brindar seguridad y comodidad al cambio de pendientes.

Los criterios para diseñar la sub-rasante en diferentes tipos de terrenos se expone a continuación:

TERRENOS LLANOS: Son aquellos cuyo perfil tienen pendientes longitudinales pequeñas y uniformes a la par de pendientes transversales escasas. En este tipo de terreno la sub-rasante se debe diseñar en relleno, con pendientes paralelas al terreno natural, con una elevación suficiente para dar cabida a las estructuras del drenaje transversal y además de esto quedar a salvo de la humedad propia del suelo.

TERRENOS ONDULADOS: Son aquellos que poseen pendientes oscilantes entre el 5% al 12%. La sub-rasante en estos terrenos se debe diseñar buscando cámaras balanceadas en tramos no mayores a 500 metros, también se debe tener presente no exceder las pendientes mínimas y máximas permitidas por las especificaciones.

TERRENOS MONTAÑOSOS: Su perfil obliga grandes movimientos de tierras, las pendientes generalmente son las máximas permitidas por las especificaciones.

En proyectos carreteros de terracería para el área rural las pendientes pueden ser mayores por las máximas permitidas por las especificaciones y esto se da debido a que los principios que rigen estos caminos son los de proveer acceso a menor costo. En proyectos de importancia mayor se debe apegar al diseño a las especificaciones, salvo casos sumamente justificables.

Existen otras recomendaciones de importancia que se deben considerar en el diseño de la sub-rasante, que se enumeran a continuación:

- a) Deben evitarse los vados que forman curvas verticales de corta longitud, ya que brindan condiciones de seguridad y estética muy pobres.
- b) Deben evitarse curvas cortas con contrapendientes porque las luces de los carros no iluminan convenientemente.
- c) Las pendientes más fuertes deben quedar al inicio del ascenso y suavizar las pendientes en las proximidades de la cima.
- d) Evitar curvas verticales cóncavas en corte, porque existe dificultad en el drenaje cuando enlacen pendientes de signo contrario.
- e) Para simplificar los cálculos es recomendable colocar los puntos de intersección vertical en estacione exactas.

Hay dos formas de calcular la sub-rasante:

- 1) Se localizan dos puntos conocidos que se han seleccionado como puntos de intersección vertical (PIV). La pendiente entre ellos será el parámetro para determinar si son adecuados o deben ser reubicados. Luego, cada 20 metros y en cada punto de cambio de curva horizontal (principio de curva, centro de

curva y principio de tangente), se determinará analíticamente la altura que tendrá la sub-rasante.

2) Se puede tener también un punto conocido y una pendiente determinada. A partir del punto seleccionado para ser PIV, se calcula la altura correspondiente del siguiente PIV según el perfil del terreno. A cada 20 metros y en otras estaciones adecuadas, se calcula la elevación de la rasante, completando así el cálculo. Cuando la elevación de la sub-rasante se sitúe encima del terreno, se dice que está en relleno, si se ubica debajo, está en corte, a partir de esto y de la información obtenida en las secciones transversales se puede obtener la cuantía de tierra a mover.

2.2.6.2 Cálculo de áreas de secciones transversales

Tomando en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, el cual puede quedar ubicado sobre el terreno natural, marcando con esta área de relleno y debajo del terreno natural, área de corte; a partir del cual, se habrá de trazar la sección típica, contemplando el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 3% o el peralte que sea apropiado si corresponde a un caminamiento en curva horizontal; el ancho del hombro de la carretera, con su pendiente; taludes, de corte o relleno según se presente el caso, determinando su pendiente en razón al tipo de material del terreno y la altura que precisen. Es de hacer notar que cuando es necesario se marca un espacio de remoción de capa vegetal en la que se cortará en una profundidad aproximada de 30 centímetros, este se considera en un renglón diferente al corte para material de préstamo, no así cuando se considere corte de material de desperdicio. El perfil exacto de la cuneta por lo general se calcula aparte para considerarlo como excavación de canales.

Se mide o calcula el área enmarcada entre el trazo del perfil del terreno y el perfil que se desea obtener, clasificando aparte el corte y el relleno necesario. Los taludes recomendados para el trazo de la sección típica bien sea en corte o en relleno, se muestran a continuación:

Tabla XV. Tabla de relaciones para dibujo de taludes

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H – V	ALTURA	H – V
0 – 3	1 – 1	0 – 3	2 – 1
3 – 7	1 – 2	> 3	3 – 2
> 7	1 – 3		

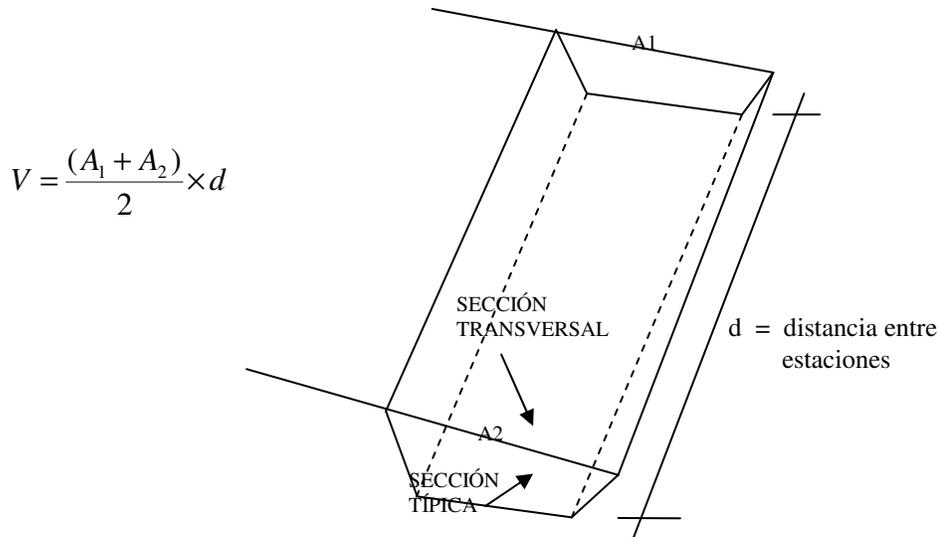
Fuente: Augusto Pérez, Metodología de actividades para el diseño de carreteras. Pág. 62.

Para medir el área en forma gráfica, se puede realizar a través de un planímetro polar, si no se dispone de uno, puede calcularse el área, asignado coordenadas totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar el área.

2.2.6.3 Cálculo de volúmenes de movimientos de tierra

Cada una de las áreas calculada anteriormente se constituye en un lado de prisma de terreno que debe rellenarse o cortarse. Asumiendo que el terreno se comporta en una manera uniforme entre las dos estaciones, se hace un promedio de sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal entre ellas, obteniendo así los volúmenes de corte y relleno de este tramo.

Figura 40. Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras



$$V = \frac{(A_1 + A_2)}{2} \times d$$

Donde:

A_1 = Área superior de la estación

A_2 = Área inferior de la estación

d = Distancia entre las dos áreas.

Cuando en un extremo de la sección tenga sólo área de corte y la otra solamente relleno, debe calcularse una distancia de paso, donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno. Esto se obtiene por medio de la interpolación de las dos áreas en la distancia entre ellas. Las fórmulas que facilitan este cálculo son las siguientes:

$$V_{corte} = \frac{(C_1 + C_2)^2}{2 \times (C_1 + C_2 + R_1 + R_2)} \times d$$

$$V_{relleno} = \frac{(R_1 + R_2)^2}{2 \times (C_1 + C_2 + R_1 + R_2)} \times d$$

Donde:

C_1 = Área de corte en la primer sección

C_2 = Área de corte en la segunda sección

R_1 = Área de relleno en la primer sección

R_2 = Área de relleno en la segunda sección

Estación	Línea	Velocidad	Pendiente %	Cotas			Áreas		Distancia	Volúmenes		Coeficiente de Contracción	Balance
				Rasante	Corrección Vertical	Rasante Corregida	Corte	Relleno		Corte m ³	Relleno m ³		
0+000		30 kph	-6	100.00			0.54	0.14	20.00	5.40	43.40		
0+015	PC			99.10	0.20	99.30							
0+020				98.80	0.65	99.45		4.20					
0+025				98.50	0.20	98.70							
0+035	PT			99.99	-0.02	99.97			20.00	66.87	18.36		
0+037.50	PC			101.11	-0.05	101.06							
0+040				101.48	-0.18	101.30	9.61						
0+047.50				101.71					20.00	156.30			
0+057.50	PT			102.02									
0+060				102.10			6.02						
0+074.12	PC			102.54					20.00	73.10			
0+080				102.72			1.29						
0+100				103.35			0.15	0.35	20.00	14.40	3.50		
0+102.12				103.41			1.76	0.20	2.12	2.02	0.58		
0+120				103.97	-0.24	103.73	4.94		17.88	59.90	1.79		
0+130.12	PT			103.64	-0.04	103.60			20.00	125.60			
0+140				103.33			7.62						
0+147	PC			103.10					20.00	82.80	0.50		
0+153				102.91									
0+159	PT			102.72									
0+160				102.68			0.66	0.05	20.00	29.70	0.50		
0+180				102.04			2.31		20.00	61.20	6.50		
0+200				101.40	0.20	101.60	3.81	0.65	20.00	38.10	18.30		
0+213	PC			101.67	0.01	101.68							
0+220				101.82				1.18	20.00		27.00		
0+228				101.99									
0+240				102.24				1.52	20.00	32.90	15.20		
0+243	PT			102.30									
0+260				102.66			3.29						

Estación	Línea	Velocidad	Pendiente %	Cotas			Áreas		Distancia	Volúmenes		Coeficiente de Contracción	Balance			
				Rasante	Corrección Vertical	Rasante Corregida	Corte	Relleno		Corte	Relleno					
0+260		30 kph	+ 2.10	102.66			3.29		20.00	45.30	33.50					
0+268	PC			102.83												
0+280				103.08			1.24	3.35								
0+292	PT		X	103.33	0.04	103.37			20.00	26.00	35.70					
0+300				103.50	0.15	103.65	1.36	0.22								
0+309.50	PC			103.85	0.03	103.88										
0+320			+ 5.40	104.47			2.19		20.00	80.90						
0+329.50				104.98												
0+340				105.61			5.90									
0+349.50	PT			106.12												
0+360				106.74			1.30									
0+380				107.82			2.48	0.17								
0+400				108.90			7.58									
0+420				109.98			9.75									
0+427	PC			110.36												
0+437				110.90												
0+440				111.06			15.88									
0+447	PT			111.44												
0+460				112.14			14.42									
0+475	PC			X	112.95	-0.22	112.73							20.00	261.70	
0+480					113.22	-0.29	112.93	11.75								
0+485	PT		113.49		0.36	113.85										
0+500			114.30		-1.15	113.15	10.19									
0+510	PC		113.69		-0.43	113.26										
0+520			113.09		-0.29	112.80	18.45									
0+530	PT		112.48		-0.14	112.34										
0+535	PC		112.18		-0.07	112.11										
0+540			- 6.04		111.88			12.75		20.00	312.00					
0+545	PT				111.58											

Estación	Línea	Velocidad	Pendiente %	Cotas			Áreas		Distancia	Volúmenes		Coeficiente de Contracción	Balance
				Rasante	Corrección Vertical	Rasante Corregida	Corte	Relleno		Corte	Relleno		
0+540		30 kph	6.04	111.88			12.75		20.00	153.90	3.50		
0+560				110.67			2.64	0.35					
0+564	PC			110.43						20.00	52.50	3.50	
0+576	PT			109.71									
0+580				109.46			2.61			20.00	57.40		
0+600				108.26			3.13			20.00	99.60	6.50	
0+620				107.05			6.83	0.65					
0+627	PC			106.63						20.00	131.30	6.50	
0+635				106.14									
0+640				105.84			6.30						
0+643	PT			105.66						20.00	107.50		
0+660				104.63			4.45						
0+671	PC			103.97	0.06	104.03				20.00	45.20	20.30	
0+680				103.42	0.22	103.64	0.07	2.03					
0+683			103.43	0.09	103.52				20.00	8.50	24.60		
0+695	PT		103.11	0.03	103.14								
0+700			102.97			0.78	0.43						
0+705	PC		102.84						20.00	34.60	5.20		
0+715			102.57										
0+720			102.44			2.68	0.09						
0+725	PT		102.30						20.00	71.70	2.40		
0+736	PC		102.01										
0+740			101.90			4.49	0.15		18.00	87.57	1.35		
0+758			101.42			5.24			2.00	7.17			
0+760			101.37			1.93			20.00	41.40			
0+780	PT		100.83			2.21			20.00	59.60			
0+800			100.29			3.75							
0+815	PC		99.89						20.00	85.30			
0+820		99.76			4.78								

HOJA DE MOVIMIENTO DE TIERRAS

Estación	Línea	Velocidad	Pendiente %	Cotas			Áreas		Distancia	Volúmenes		Coeficiente de Contracción	Balance
				Rasante	Corrección Vertical	Rasante Corregida	Corte	Relleno		Corte	Relleno		
0+820		30 kph		99.76			4.78		10.00	36.60			
0+830			X	99.49	-0.03	99.46	2.54		10.00	20.75			
0+840			X	99.22	-0.10	99.12	1.61		20.00	49.90			
0+860				98.56			3.38						
0+865	PT			2.68	98.45				20.00	71.10			
0+880				-	98.11			3.73		20.00	62.60		
0+900				X	97.65	-0.02	97.63	2.53					
0+905.20				X	97.53	-0.05	97.48		20.00	17.25	3.75		
0+920					97.23				1.18				
0+940					96.82				0.42			16.00	
0+960					96.42				0.42	20.00		8.40	
0+980					96.01				0.30	20.00		7.20	
0+1000					95.60				0.67	20.00		9.70	
0+1020					95.19				0.67	20.00		13.40	
0+1042.52					94.73			0.32		22.50	3.60	7.54	
TRAMO													
0+758					102.24			5.24					
0+760					102.22			0.39	2.11	2.00	5.63	2.11	
0+780					102.03			2.02		20.00	24.10	21.10	
0+800				X	101.83	0.06	101.89	1.56		20.00	35.80		
0+820	PC			102.32			1.22	0.67	20.00	27.80	6.70		
0+840	PT		X	102.62	0.05	102.67	0.21	1.25	20.00	14.30	19.20		
0+860				103.41			1.21		20.00	14.20	12.50		
0+880				104.22			2.84		20.00	40.50			
0+900				105.02			0.90		20.00	37.40			
0+906				105.26			0.41	0.08	6.00	3.93	0.24		
TOTALES										4,467.19	412.12		

2.2.7 Drenajes

Su función, consiste en la eliminación del agua o la humedad en la carretera, ya que puede ser perjudicial para la misma, elevando costos de construcción, mantenimiento, y hasta se puede llegar a paralizar el tránsito.

El estudio del drenaje, no solo debe realizarse para el cruce de ríos o riachuelos, si no que para cualquier obra de drenaje por pequeña que sea, ya que su diseño depende en gran parte la vida útil de la carretera.

2.2.7.1 Ubicación de drenajes

- Con las coordenadas de localización calculadas, plotear la línea en escala 1:50000 en papel milimetrado, para luego trasladarla a papel calco.
-
- En la hoja 1:50000 donde se encuentre la línea dibujada, ubicar el papel calco y rotular cada kilómetro, localizando las pasadas de agua. Cuando las cuencas son pequeñas es recomendable utilizar mapas de escala menor.
- En la hoja 1:50000 delimitar las cuencas y planimetrar sus áreas, trasladándolas luego a papel calco, convirtiendo estas áreas de kilómetros cuadrados a hectáreas.
- Si el proyecto es de ampliación o rehabilitación, se hará un listado de tuberías, bóvedas, y puentes existentes para rediseñar si fuera necesario.

2.2.7.2 Cálculo de áreas de descarga, método racional

En el método racional, se asume que el caudal máximo para punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima.

Para lograr esto, la tormenta máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

El método racional está representado por la formula:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en milímetros por hora

C = Coeficiente de escorrentía

Para la intensidad de lluvia se consulta con el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) para la región en estudio, la cual está dada por las fórmulas:

$$I = a / (t + b)$$

$$t = (0.886 * L^3/H)^{0.385} * 60$$

Donde:

a y b = Constantes proporcionados por el INSIVUMEH

- t = Tiempo de concentración en minutos
L = Longitud del cauce principal en kilómetros
H = Diferencia de elevaciones entre los puntos extremos del cauce principal en metros.

El caudal se determina por la fórmula de Manning

$$V = (1/n) * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}$$
$$Q = V * A$$
$$Q = (1/n) * R^{(2/3)} * S^{(1/2)} * A$$

Donde:

V = Velocidad en metros por segundo

R = Radio hidráulico

2.2.7.3 Diseño de alcantarrilla transversal

$$A = 3\text{Ha}$$

$$C = 0.2$$

$$I = 160 \text{ mm/H}$$

$$Q = 0.2 \times 160 \times 3 / 160 = 0.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

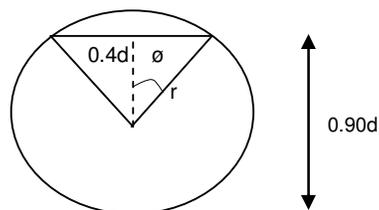
Condiciones de diseño

s = 3%
 Lleno al 90%
 d = ?

Fórmula de radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Figura 41. Sección de drenaje transversal llena al 90%



1 Área del círculo = $\pi/4 d^2$

2 Área del sector circular = $0.161 d^2$

3 Área del triángulo = $0.12 d^2$

$$R = \frac{0.74d^2}{2.82d} = 0.26d$$

Aplicando fórmula de Manning

$$Q = 1/n A R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{donde } n = 0.015$$

Sustituyendo y simplificando:

$$Q = 3.4266 d^{8/3} \quad \longrightarrow \quad d = \left(\frac{Q}{3.4266} \right)^{3/8}$$

$$d = \left(\frac{0.27}{3.4266} \right)^{3/8} \quad d = 14.96" = 15"$$

Se utilizará tubería transversal de diámetro de 30", para facilitar limpieza.

2.2.8 Elaboración de planos

Los planos finales que se realizaron contienen todos los detalles de la planta y del perfil del terreno. En la planta se colocaron todos los datos necesarios de las curvas horizontales, las longitudes de tangentes y también el kilometraje de cada principio de tangente y principio de curva; en el perfil se especifica la velocidad de diseño de la carretera, los diferentes niveles de cada punto, cambios de pendientes y los datos de las curvas verticales.

Para completar el juego de planos, se incluyó el plano de sección típica de con capa de rodadura, así como de sección típica de la base de selecto y detalles de drenajes longitudinal y transversal.

2.2.9 Suelos

El suelo es un factor determinante en la estabilidad de una carretera. Es necesario llevar un control de su estado para tener la seguridad de la buena calidad de la carretera.

Entre los problemas más frecuentes del suelo están: deslizamientos, baches, colapsos. Los deslizamientos se manifiestan en los cortes cuya cohesión no es lo suficientemente fuerte para mantener el talud en caso de temblores o saturación. Los baches son causados por materiales altamente plásticos, este material cuando se satura de agua, presenta un soporte casi nulo para el tránsito y por lo general se deforma. Es necesario conocer los tipos de suelo que conforman la carretera, para poder dar el tratamiento adecuado.

2.2.9.1 Pruebas de laboratorio

Tienen como finalidad descubrir como trabaja el material a utilizar para la construcción de la carretera, para obtener los mejores resultados. También se utilizan para determinar la proporción granulométrica de los suelos y determinar que tanta compactación presentan.

Las pruebas de laboratorio requeridas son las siguientes:

- Proctor
- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg
- Desgaste
- Peso unitario suelto

2.2.9.2 Características técnicas del material balasto

Se llama balasto al material selecto que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla, y que sirva de superficie de rodadura, el cual se compone de un material bien graduado, es decir, que consta de un material fino y grueso, el cual debe cumplir con las especificaciones generales para la construcción de carreteras de la Dirección General de Caminos:

- Debe ser de una calidad uniforme y estar exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño.
- Debe tener un peso unitario suelto, no menor $1,450 \text{ kg/m}^3$.
- El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder $2/3$ del espesor de la capa y en ningún caso debe ser mayor a 100 milímetros.

- La porción del balasto retenida en el tamiz No.4 (4.75mm), debe estar comprendida entre el 60% y 40% en peso.
- Debe tener un porcentaje de abrasión no mayor al 60%.
- La porción que pase por el tamiz No.40 (0.425mm), debe tener un límite líquido no mayor de 35 y un índice de plasticidad entre 5 y 11.
- La porción que pase por el tamiz No.200 (0.075mm), no debe exceder de 15% en peso.
- El espesor total de la capa de balasto no debe ser menor de 100 milímetros ni mayor de 250 milímetros.
- Las capas de balasto se deben compactar como mínimo al 95% de la densidad máxima. La compactación se comprobará en el campo, cada 600 metros cuadrados y en forma alterna a lo ancho de la sección.

2.2.9.3 Resultados de los ensayos del suelo

Examen visual: arena arcillosa color café rojizo con grava.

Densidad seca máxima: 1.406 t/m³

Humedad óptima: 16%

% de grava: 46.8

% de arena: 40.8

% de finos: 12.4

Límite líquido: 42.6%

Límite plástico: 25.5%

Índice de plasticidad: 17.1%

Desgaste: 59%

Peso unitario seco: 1,138.5 kg/m³

PROYECTO: CARRETERA HACIA CASERÍO LAS LAJAS

UBICACIÓN: LAS LAJAS, CANTÓN PIPILTEPEQUE ABAJO, JUTIAPA, JUTIAPA.

2.2.10 Cronograma de ejecución física y financiera

REGLONES							CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES													
No.	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO POR REGLON	PORCENTAJES POR ACTIVIDAD	TIEMPO DE EJECUCIÓN													
							MES 1			MES 2			MES 3							
1	Limpia, chapeo y destronque	Ha	0.7140	Q 3,300.00	Q 2,356.20	0.71	■													
2	Excavación no clasificada	m ³	412.12	Q 30.30	Q 12,487.24	3.74		■	■											
3	Excavación no clasificada desperdicio	m ³	4,055.07	Q 12.30	Q 49,877.36	14.93			■	■	■									
4	Cunetas naturales	ml	2,381.00	Q 10.30	Q 24,524.30	7.34				■	■	■								
5	Reacondicionamiento de subrasante	m ²	5,950.00	Q 3.90	Q 23,205.00	6.95					■	■								
6	Capa de balasto	m ³	892.50	Q 60.85	Q 54,308.63	16.26					■	■	■							
7	Alcantarillado 30"	ml	30.00	Q 1,072.50	Q 32,175.00	9.63							■	■						
8	Mampostería (cajas y cabezales)	m ³	22.50	Q 962.50	Q 21,656.25	6.48									■	■				
9	Acarreo	m ³ /km	4,754.58	Q 17.10	Q 81,303.32	24.34		■	■	■	■	■								
10	Flete	global	1.00	Q 29,560.00	Q 29,560.00	8.85	■				■	■						■		
11	Traza replanteo topográfico	km	1.19	Q 2,200.00	Q 2,618.00	0.78	■													
TOTAL					Q 334,071.29	100.00														

CONCLUSIONES

1. La construcción del proyecto diseño de carretera hacia caserío Las Lajas, beneficiará directa e indirectamente a los habitantes de dicha comunidad, así como a los habitantes de comunidades cercanas, pues esto conllevará a un mayor desarrollo socioeconómico.
2. Es necesario que al momento de diseñar obras de ingeniería, éstas sean elaboradas bajo normas de diseño adecuadas, para garantizar su buen funcionamiento, así como garantizar una supervisión técnica del mismo durante la planificación y ejecución del proyecto.
3. El sistema constructivo utilizado en el salón de usos múltiples, es en base a mampostería reforzada, ésta basa su diseño en el análisis de techos, muros, columnas y cimentación, todos estos elementos son afectados directamente por las cargas aplicadas a la estructura.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado, sirve como un complemento para la formación profesional y académica del estudiante, ya que permite la confrontación de la teoría con la práctica. Además, sirve para prestar servicio de asesoría a la sociedad guatemalteca que tanto lo necesita, y así proponer soluciones a problemas de infraestructura y servicios básicos que las comunidades planteen.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Jutiapa, municipio de Jutiapa:

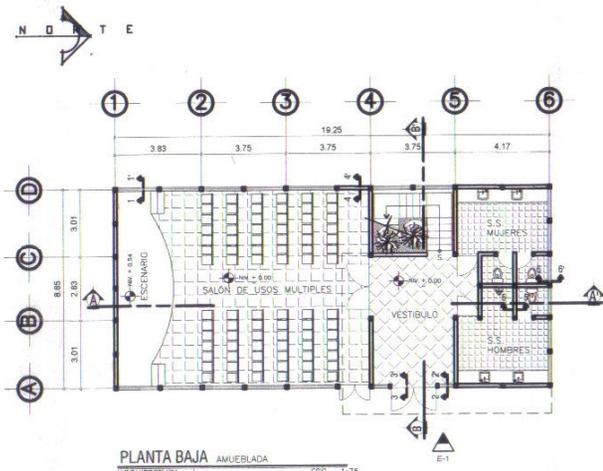
1. Actualizar los precios presentados en los presupuestos, antes de su construcción, porque los precios de los materiales están sujetos a cambios por variaciones en la economía guatemalteca.
2. Se sugiere establecer medidas de supervisión y control de todas las fases de ejecución de los proyectos para edificaciones y construcción de carreteras ubicadas en áreas propensas a peligros naturales para lograr niveles aceptables de mitigación y riesgo.
3. Busque fuentes de apoyo económico para llevar acabo la ejecución de ambos proyectos lo más rápido posible, para poder darles solución a los problemas de las comunidades.
4. En proyecto de carretera es preciso hacer inspecciones anualmente, debido a que pueda necesitar mantenimiento, de esta manera evitar el deterioro completo de la misma.
5. En el proyecto de carretera se aconseja limpiar los drenajes al inicio y al final del invierno.

BIBLIOGRAFÍA

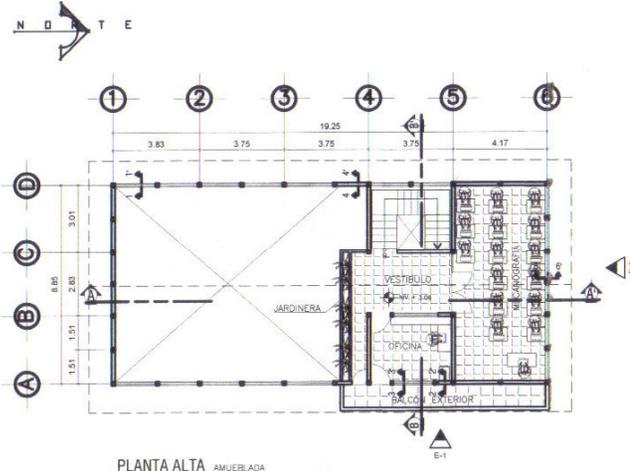
1. S. Merritt, Frederick. **Manual del ingeniero civil**. Tercera Edición Editorial McGraw Hill, 1996.
2. Dirección General de Caminos. **Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes**. Primera Edición. Litografía Guatemalteca, 2001.
3. Meli Piralla, Roberto. **Diseño estructural**. Segunda Edición, Editorial Limusa, 2005. 596 pp.
4. Ortiz Mendoza, Jorge Luis. Diseño de un edificio de mampostería reforzada. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 162 pp.
5. Perdomo Cordon, Danilo Antonio. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 1. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1987. 206 pp.
6. Sic García, Angel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 326 pp.
7. Colop Gramajo, Walfre Tallmay. Planificación y diseño del tramo carretero desde el entronque del caserío Xux, Cabrian Quetzaltenango, hasta el final del caserío Las Minas, aldea Quequesigua, Sipacapa, San Marcos. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1999. 101 pp.
8. Aguilar Fuentes, Byron de Jesús. Planificación y diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del caserío La Cruz Regional, Cuilco, Huehuetenango, vía aldea Pabiltzaj hasta el inicio de la aldea Yamoj, Concepción Tutuapa, San Marcos. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001. 113 pp.

ANEXO 1

Planos salón comunal de dos niveles aldea San Antonio



PLANTA BAJA AMUEBLADA
ARQUITECTURA ESC. 1:75



PLANTA ALTA AMUEBLADA
ARQUITECTURA ESC. 1:75

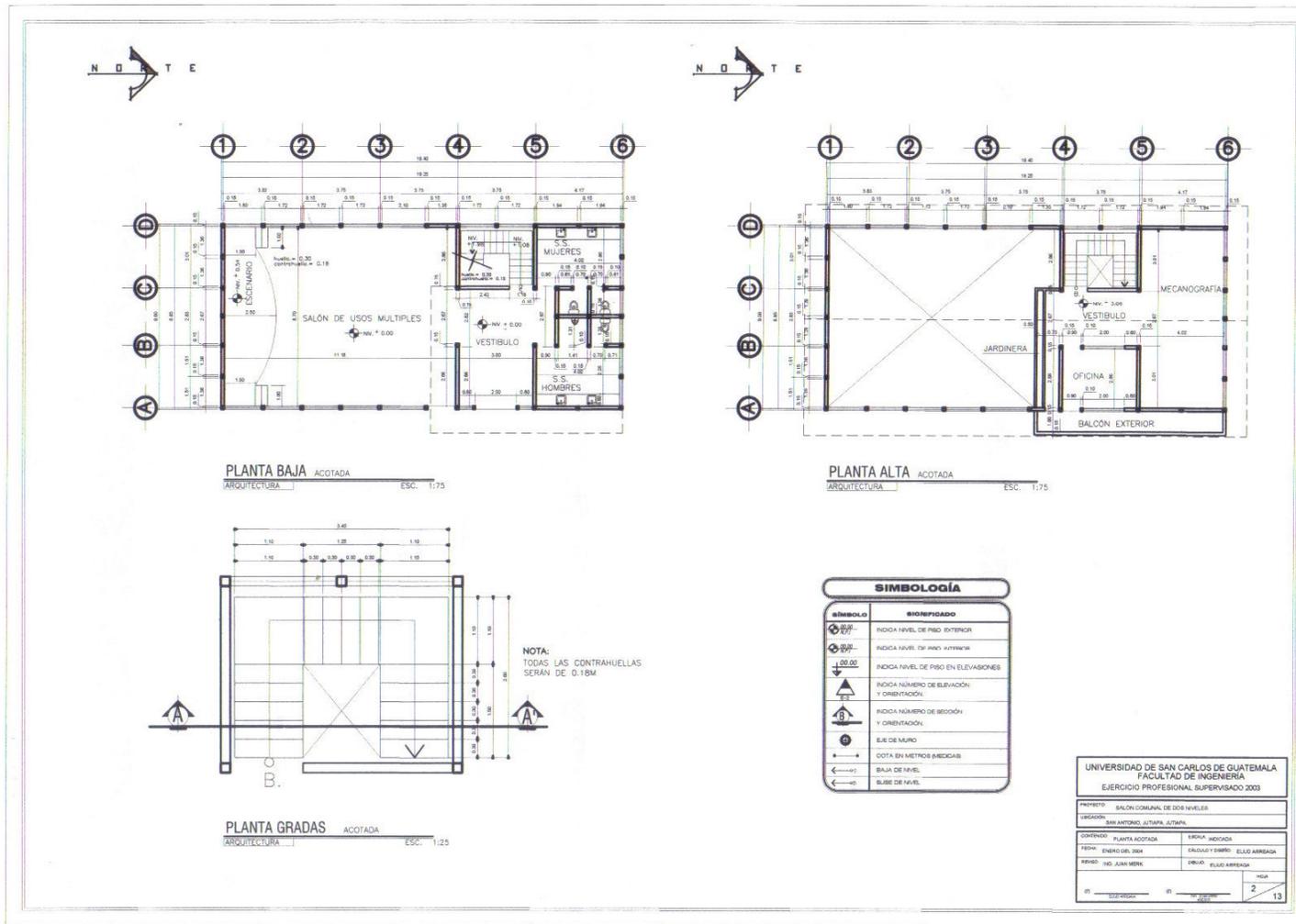
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	INDICA NIVEL DE PISO EXTERIOR
	INDICA NIVEL DE PISO INTERIOR
	INDICA NIVEL DE PISO EN ELEVACIONES
	INDICA NIVEL DE PISO EN ELEVACIONES Y ORIENTACIÓN
	INDICA NÚMERO DE SECCION Y ORIENTACIÓN
	INDICA CORTE DE MURO
	INDICA CORTE DE MURO
	COTA EN METROS (MEDIDA)
	BAJA DE NIVEL
	SUBE DE NIVEL

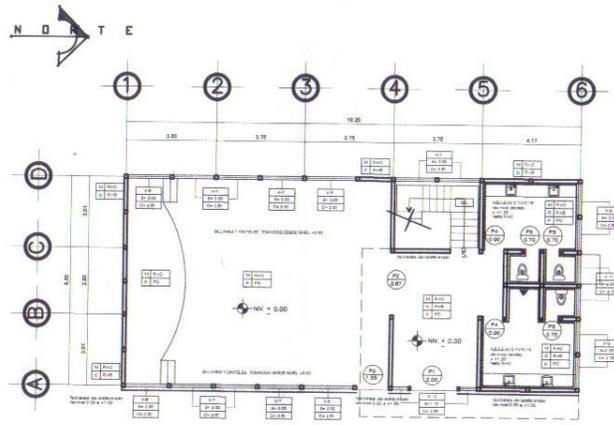
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003

PROYECTO: SALON COMUNAL DE ODS NIVELES
UBICACION: SAN ANTONIO UTUTMA, UTMZA.

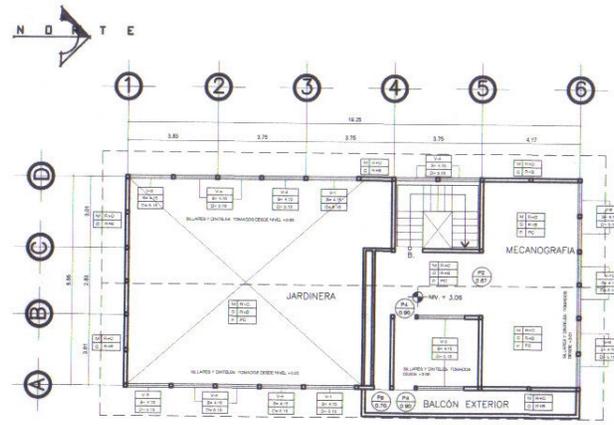
DISEÑADOR: PLANTA AMUEBLADA ESCALA: INDICADA
PROF: INGENIEROS: JIM CALUJA Y RENE ELIAS ARREAGA
PROF: ING. JUAN VERA DISEÑO: ELIAS ARREAGA

Hoja 1 de 13

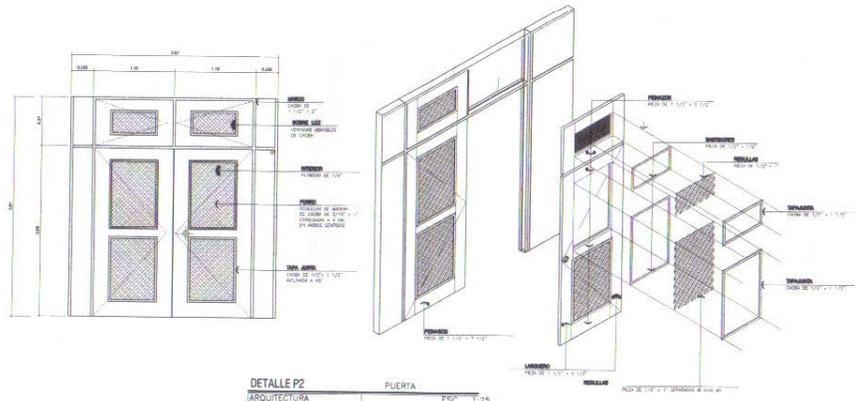




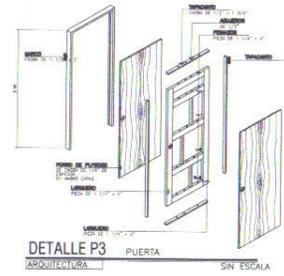
PLANTA BAJA ACABADOS
INSTALACIONES ESC. 1:75



PLANTA ALTA ACABADOS
INSTALACIONES ESC. 1:75



DETALLE P2
ARQUITECTURA ESC. 1:25



DETALLE P3
ARQUITECTURA ESC. 1:25

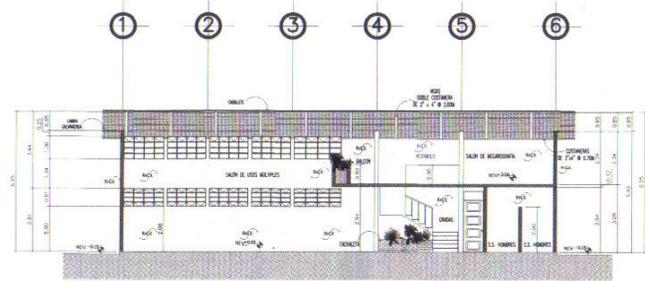
PLANILLA DE PUERTAS			
NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
P1	PUERTA DE ALUMINIO	M ²	10
P2	PUERTA DE MADERA	M ²	5
P3	PUERTA DE VIDRIO	M ²	3
P4	PUERTA DE ACERO	M ²	2
P5	PUERTA DE PLASTICO	M ²	1
P6	PUERTA DE BRONCE	M ²	1
P7	PUERTA DE CROMADO	M ²	1
P8	PUERTA DE COBRE	M ²	1
P9	PUERTA DE NIQUEL	M ²	1
P10	PUERTA DE ORO	M ²	1

VENTANAS		SIMBOLOGIA	
NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
V1	VENTANA DE ALUMINIO	M ²	10
V2	VENTANA DE MADERA	M ²	5
V3	VENTANA DE VIDRIO	M ²	3
V4	VENTANA DE ACERO	M ²	2
V5	VENTANA DE PLASTICO	M ²	1
V6	VENTANA DE BRONCE	M ²	1
V7	VENTANA DE CROMADO	M ²	1
V8	VENTANA DE COBRE	M ²	1
V9	VENTANA DE NIQUEL	M ²	1
V10	VENTANA DE ORO	M ²	1

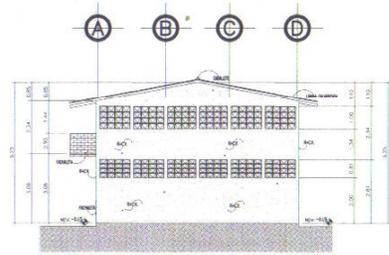
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO: BALCON COMUNITARIO DE DOS NIVELES			
LUGAR: SAN ANTONIO, GUATEMALA, GUATEMALA			
AUTOR: DETALLES		REVISOR: INGENIERO	
FECHA: ENERO DEL 2004		LUGAR DE TRABAJO: EL ALTO ARRIBA	
PROFESOR: DR. JUAN MENDOZA		INSTITUTO: EL ALTO ARRIBA	
NO. DE PROYECTO: 10		HOJA: 3	



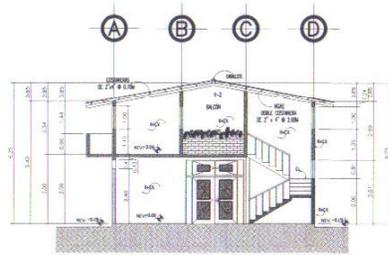
ELEVACIÓN FRONTAL
ARQUITECTURA ESC. 1:75



SECCIÓN A - A'
ARQUITECTURA ESC. 1:75

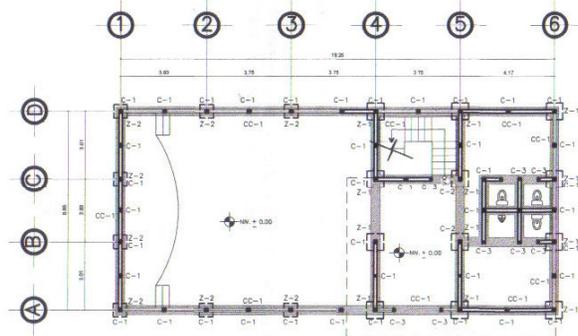


ELEVACIÓN LATERAL
ARQUITECTURA ESC. 1:75

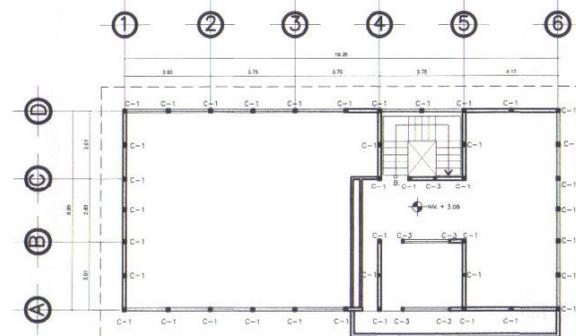


SECCIÓN B - B'
ARQUITECTURA ESC. 1:75

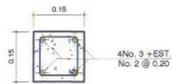
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003	
PROYECTO:	SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES
UBICACIÓN:	SAN ANTONIO, USTAPA, GUATEMALA
CONTENIDO:	ELEVACIONES Y SECCIONES
FECHA:	ENERO DEL 2004
PROYECTADO POR:	ING. JUAN MENEZ
REVISADO POR:	ING. JUAN MENEZ
ESCALA:	1:50
HOJA:	5
TOTAL:	13



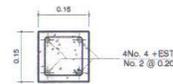
PLANTA BAJA CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
ESTRUCTURA ESC. 1:75



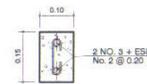
PLANTA ALTA CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
ESTRUCTURA ESC. 1:75



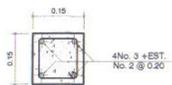
COLUMNA C-1
ESTRUCTURA ESC. 5:1



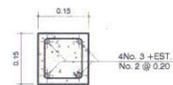
COLUMNA C-2
ESTRUCTURA ESC. 5:1



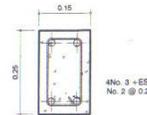
COLUMNA C-3
ESTRUCTURA ESC. 5:1



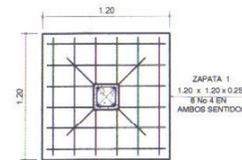
SOLERA HIDROFUGA
ESTRUCTURA ESC. 5:1



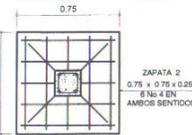
SOLERA INTERMEDIA
ESTRUCTURA ESC. 5:1



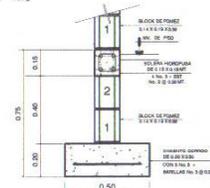
SOLERA DE CORONA
ESTRUCTURA ESC. 1:5



ZAPATA 1
ESTRUCTURA SIN ESCALA

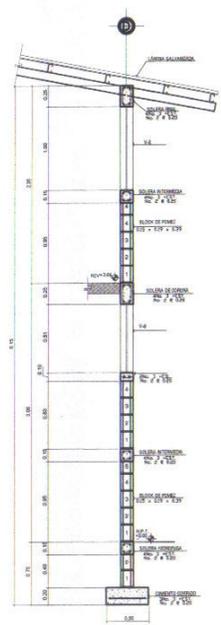


ZAPATA 2
ESTRUCTURA SIN ESCALA

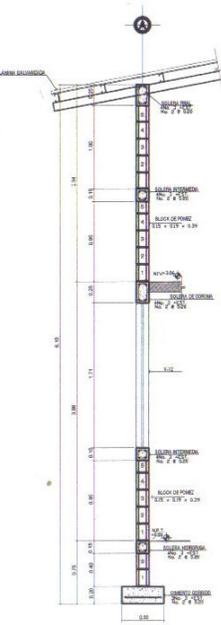


CIMENTO CORRIDO 1
ESTRUCTURA ESC. 20x

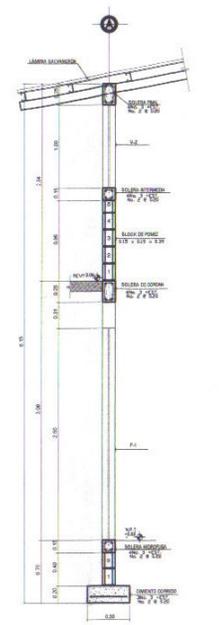
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO	SALON COMUNAL DE DOS NIVELES		
UBICACION	SAN ANTONIO, JUTUPA, JUTUPA		
FORNITORES	CIMENTACIÓN Y COLUMNAS	ERICKA	INDICADA
FECHA	ENERO DEL 2004	DIBUJO Y DISEÑO	ELIUD ARREAGA
REVISOR	ING. JUAN WERK	DISEÑO	ELIUD ARREAGA
OT	1	13	13



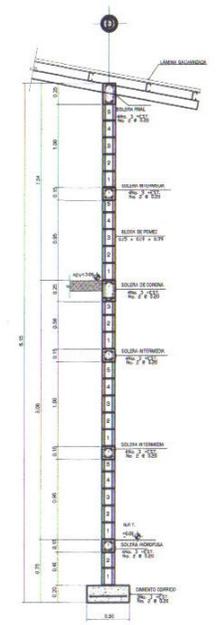
CORTE DE MURO 1-1
ESTRUCTURAS ESC. 1:20



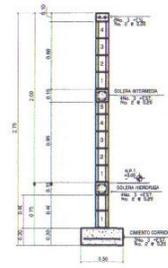
CORTE DE MURO 2-2
ESTRUCTURAS ESC. 1:20



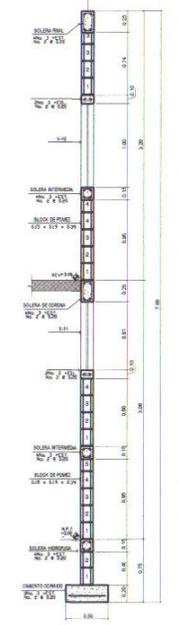
CORTE DE MURO 3-3
ESTRUCTURAS ESC. 1:20



CORTE DE MURO 4-4
ESTRUCTURAS ESC. 1:20

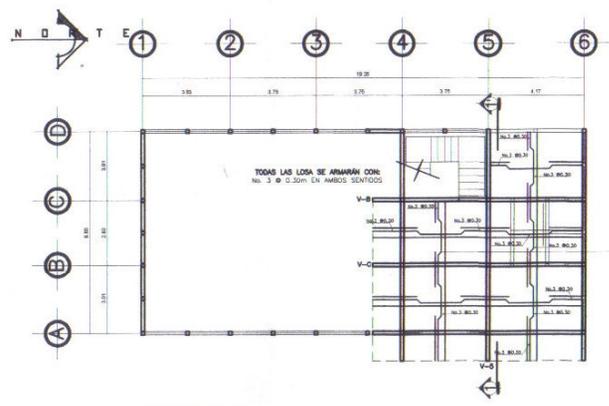


CORTE DE MURO 5-5
ESTRUCTURAS



CORTE DE MURO 6-6
ESTRUCTURAS ESC. 1:20

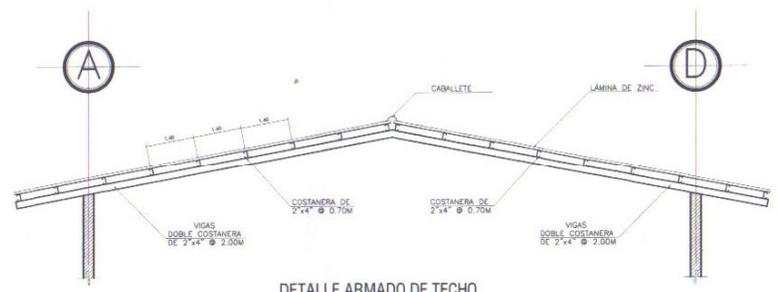
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO: SALON COMUNAL DE DOS NIVELES			
UBICACION: SAN ANTONIO, USTUPA, USTUPA			
CONTENIDO: CORTE DE MURO	ESCALA: INDICADA		
FECHA: ENERO DEL 2004	CALCULO Y DISEÑO: ELIAS ANTONIA		
REVISOR: ING. JUAN MORA	PROYECTO: ELIAS ANTONIA		
		HOJA 7	
		13	



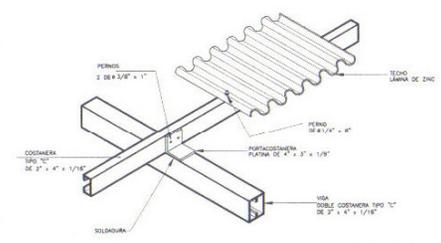
PLANTA BAJA ARMADO DE LOSAS
ESTRUCTURAS ESC. 1:75



PLANTA ALTA ARMADO DE TECHOS
ESTRUCTURAS ESC. 1:75



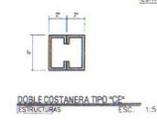
DETALLE ARMADO DE TECHO
ESTRUCTURAS ESC. 1:25



DETALLE DE ANCLAJE DE COSTANERAS
ESTRUCTURAS ESC. 1:5

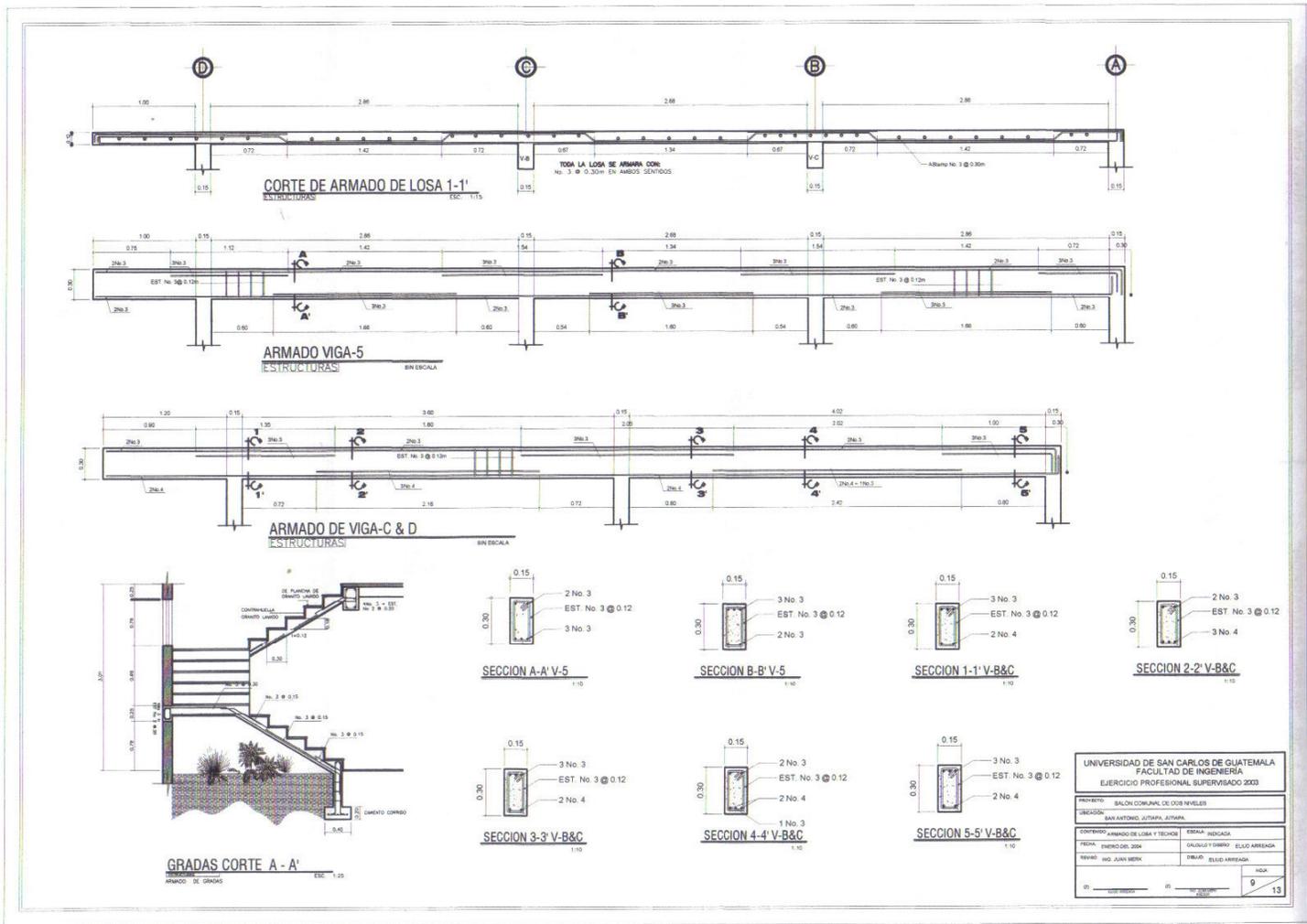


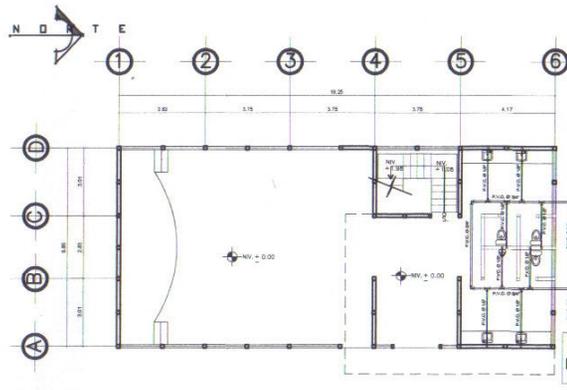
COSTANERA TIPO "C"
ESTRUCTURAS ESC. 1:5



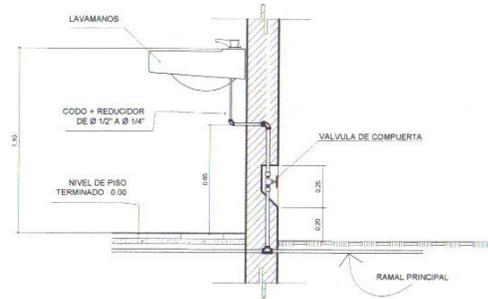
DOBLE COSTANERA TIPO "C"
ESTRUCTURAS ESC. 1:5

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO:	SALON COMUNAL DE DOS NIVELES		
DISEÑO:	SAN ANTONIO, UTMAYA, UTMAYA		
DIRECCION:	SALON COMUNAL DE DOS NIVELES		
DISEÑO:	SALON COMUNAL DE DOS NIVELES		
PROYECTO:	ARMADO DE LOSA Y TECHOS	ERRORES INDICADA	
FECHA:	ENERO DEL 2004	SALUD Y DISEÑO	ELIUD ARREAGA
TECNOLOGIA:	ING. JUAN MERRI	INGENIERO	ELIUD ARREAGA
PROYECTO:			13



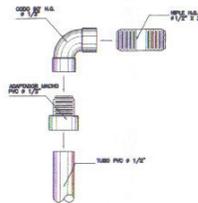


PLANTA BAJA INSTALACION HIDRAULICA
ESTRUCTURA ESC. 1:75

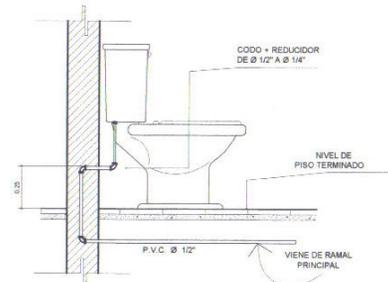


DETALLE DE ESPERA PARA LAVAMANOS
INSTALACIONES ESC. 1:10

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VÁLVULA DE CHEQUE
	VÁLVULA DE PASO
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	CONTADOR
	TUBERIA DE P.V.C. DE 3/4"
	TUBERIA DE P.V.C. DE 1/2"
	TRE DE P.V.C.
	CODO HORIZONTAL A 90° P.V.C.
	CODO VERTICAL A 90° P.V.C.
	REDUCCION DE 3/4" A 1/2" P.V.C.

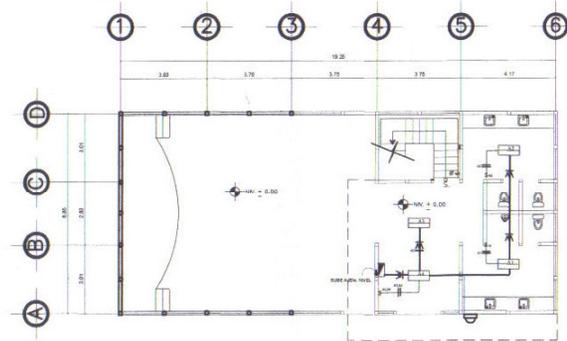


DETALLE DE ACOMETIDA PARA ARTEFACTOS
INSTALACIONES SH ESCALA

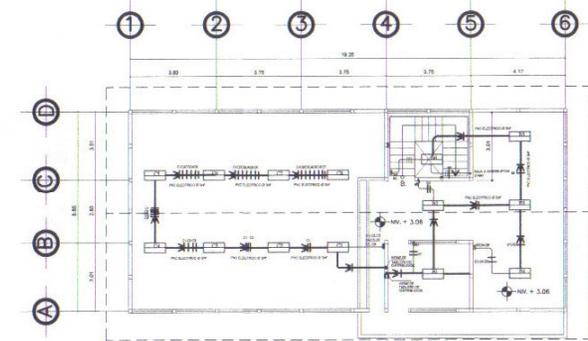


DETALLE DE ESPERA PARA INODORO
INSTALACIONES ESC. 1:10

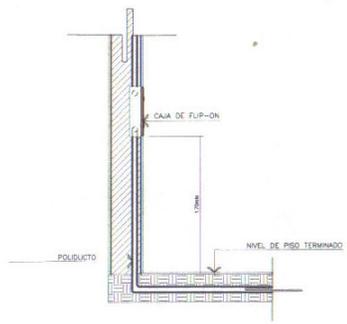
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO:	SALÓN COMunal DE DOS MUJERES		
DISEÑADO:	SAN ANTONIO, JUSTINA, LETICIA		
COMPROBADO:	INSTALACIONES HIDRAULICAS	TERMINO JURIDICA	
FECHA:	ENERO DEL 2004	CALEDO FERRER	ELIJE ARREAGA
REVISOR:	ING. JUAN MERA	DR. ELIO ARREAGA	
		HOJA 10 13	



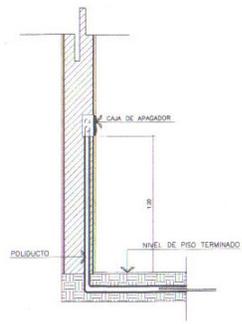
PLANTA BAJA ILUMINACIÓN
INSTALACIONES ESC. 1:75



PLANTA ALTA ILUMINACIÓN
INSTALACIONES ESC. 1:75



DETALLE DE TABLERO
NIVEL DE DESPESAMIENTO ESC. 5:15



DETALLE DE APAGADORES
NIVEL DE DESPESAMIENTO ESC. 1:15

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
→	LÍNEA NEUTRA
+	LÍNEA VIVA
⊕	RETORNO
---	TUBERÍA CONDUIT EN CELO
---	TUBERÍA CONDUIT EN PARED
---	TUBERÍA CONDUIT EN PISO
S	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
3W S	INTERRUPTOR THREE WAY
⊞	LAMPARA DOBLE
⊞	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
⊞	CONTADOR ELECTRICO

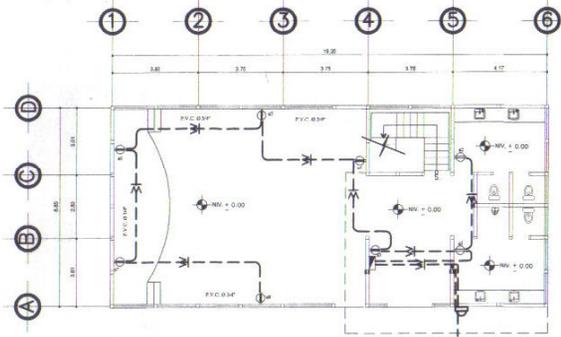
CIRCUITO	No. DE UNIDADES	FLP-ON	CALIBRE
A	4	2 AMPERIOS	14
B	6	3 AMPERIOS	12
C	6	3 AMPERIOS	15

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003

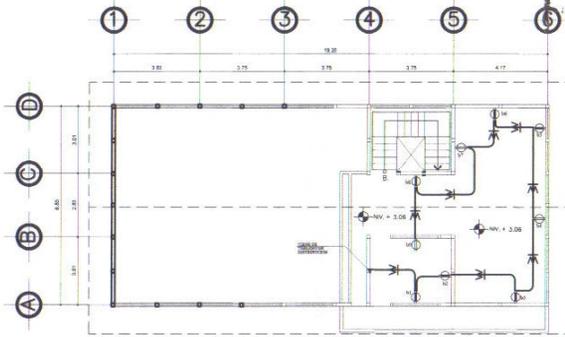
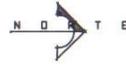
PROYECTO: SALON COMUNAL DE DOS NIVELES
SITIO: SAN ANTONIO, ZUTUPA, ZUTUPA

CONTIENE: ILUMINACION	REDA: INDICIA
FECHA: ENERO DEL 2004	DISEÑO: TORRES
PROYECTADO: JUAN VARELA	REDA: JUAN VARELA

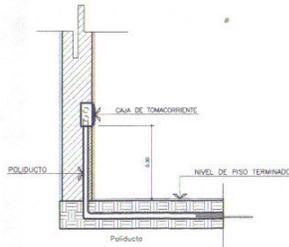
11



PLANTA BAJA FUERZA
INSTALACIONES ESC: 1:75



PLANTA ALTA FUERZA
INSTALACIONES ESC: 1:75



DETALLE DE TOMACORRIENTE
ALUMBRADO ESC: 1:15

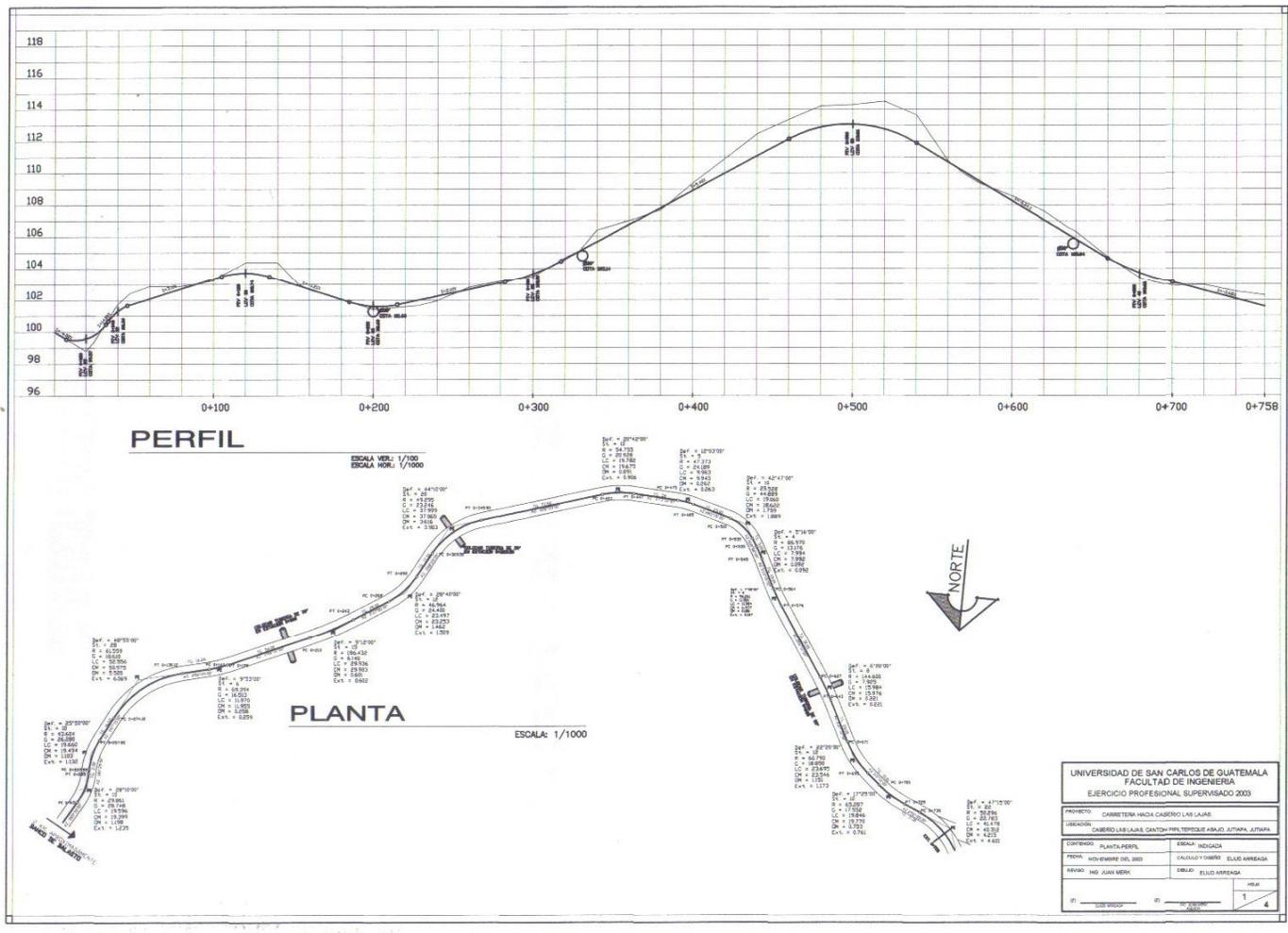
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LÍNEA NEUTRA
	LÍNEA VIVA
	TUBERÍA CONDUIT EN CIELO
	TUBERÍA CONDUIT EN PISO
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 V EN PARED
	TOMACORRIENTE SIMPLE 110 V EN PARED
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	COUNTADOR ELÉCTRICO

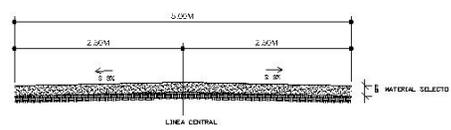
CIRCUITO	No. DE INTERRUPTORES	PLP-ON	DALIBRE
R	8	3 AMPERES	12
D	9	3 AMPERES	12

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERÍA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003			
PROYECTO: SALÓN COMUNAL DE DOS NIVELES			
UBICACIÓN: SAN ANTONIO, ALTAMIRA, USTAMPA			
CONTENIDO:	FUERZA	ERRORES INDICADA	
FECHA:	ENERO DEL 2004	CRUCIAL Y OMBRO	ELIJO ARREARIN
REVISOR:	HGO. JUAN MATEO	REVISOR	ELIJO ARREARIN
ES:	1:75	12	13

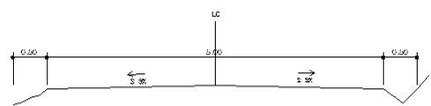
ANEXO 2

Planos carretera hacia caserío Las Lajas

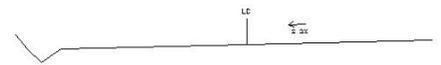




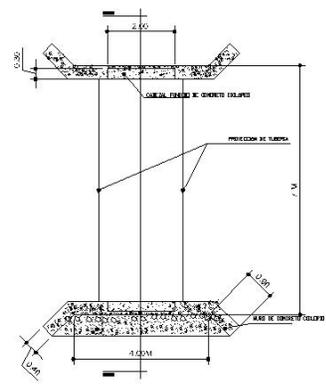
SECCIÓN CARRETERA BALASTO
ESCALA 1/25



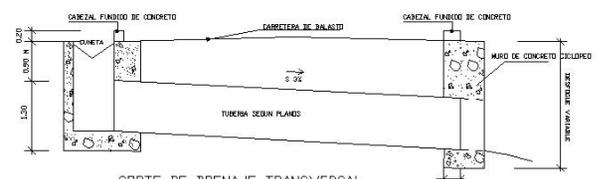
SECCIÓN TÍPICA
ESCALA 1/25



ALINEACIÓN CURVA
ESCALA 1/25



PLANTA DE DRENAJE
ESCALA 1/25

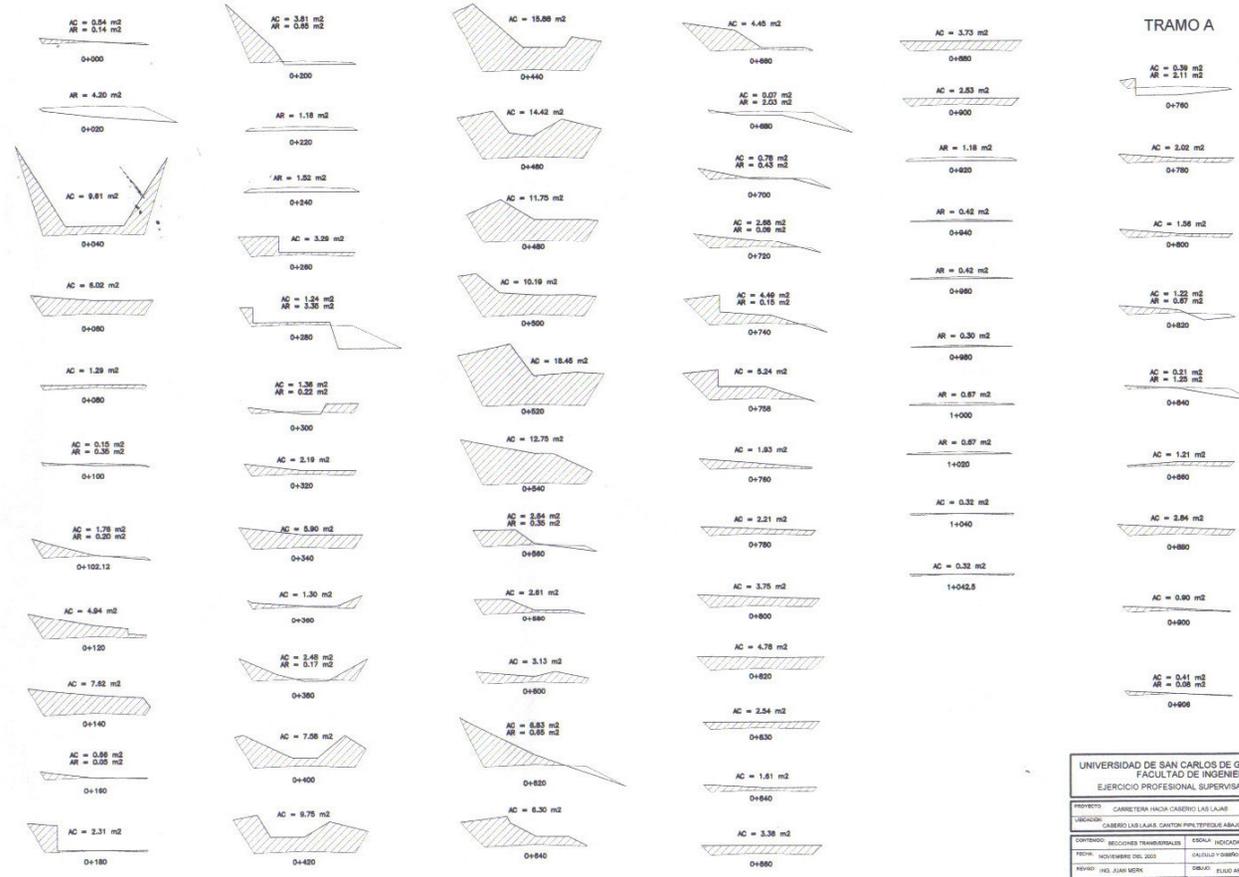


CORTE DE DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES

PARA HACER UN RELLENO SE DEBERÁ LIMPIAR Y CUBRIR EL ÁREA, ASÍ COMO TAMBIÉN RETIRAR LA MATERIA ORGÁNICA COMO LO ESTIPULA LA SECCIÓN 806 DEL LIBRO AZUL DE CAMINOS.
EL BALASTO DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS DE LA SECCIÓN 809 DEL LIBRO AZUL DE CAMINOS.
EL CONCRETO COLOREADO DEBERÁ CONTAR CON $F_{ck} \geq 75 \text{ kg/cm}^2$.
LAS CAJAS Y CUBRECAJAS TENDRÁN UN ACABADO FINAL QUE SEJUE LA FOMALETA.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CALLE DE LA ESCUELA S/N ZONA CUATRO GUATEMALA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE BALASTO
TÍTULO:	PROYECTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE BALASTO
CONTENIDO:	PLANOS DE DISEÑO
FECHA DE ELABORACIÓN:	AGOSTO 2010
FECHA DE APROBACIÓN:	SEPTIEMBRE 2010
ESCALA:	1:50
HOJA:	3
TOTAL:	4



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO 2003

PROYECTO: CARRETERA HACIA CABERIO LAS LAJAS
LEGENDA: CABERIO LAS LAJAS CANTON PARA TIPOLOGIA ABAJOS, ATITLAN, ZUTUPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES ESCALA: HORIZONTAL
FECHA: NOVIEMBRE DEL 2003 DISEÑO: RAFAEL FIGUEROA ELIUD ARREAGA
REVISOR: ING. JUAN MENDOZA DISEÑO: ELIUD ARREAGA

HOJA: 4 DE 4

ANEXO 3

Pruebas de laboratorio del suelo



INFORME No. 246 S.S.

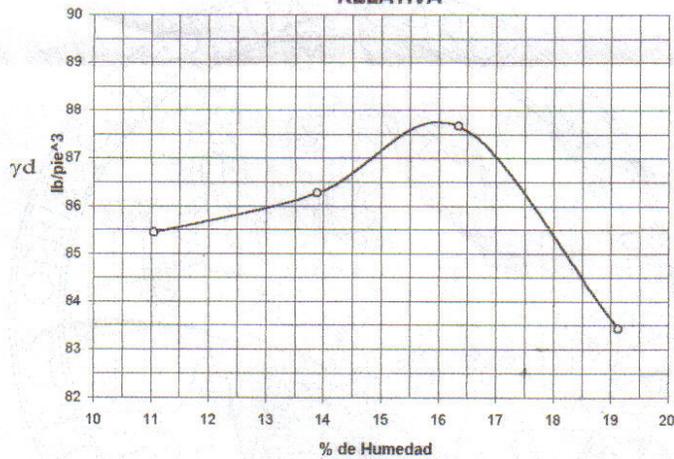
O.T. No. 16,918

Interesado: ELFEGO ELIUD ARREAGA C.
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACION.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: EPS (Camino Acceso Aldea Las Lajas)
Ubicación: Aldea Las Lajas, Jutiapa.
Fecha: 29 de octubre de 2003

**GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD
RELATIVA**



Muestra No.: 1
Descripción del suelo: Arena arcillosa color café rojizo con grava.
Densidad seca máxima γ_d : 1.406 t/m³ 87.75 lb/pie³
Humedad óptima Hop.: 16.0 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC



Inga. Flor de María González Culejey
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



INFORME No. 247 S.S. O.T. No. 16.918

Interesado: ELFEGO ELIUD ARREAGA C.
 Proyecto: EPS (Camino Acceso Aldea Las Lajas)
 Asunto: ENSAYO GRANULOMETRICO
 Tipo de Ensayo: Con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27
 Procedencia: Aldea Las Lajas, Jutiapa.

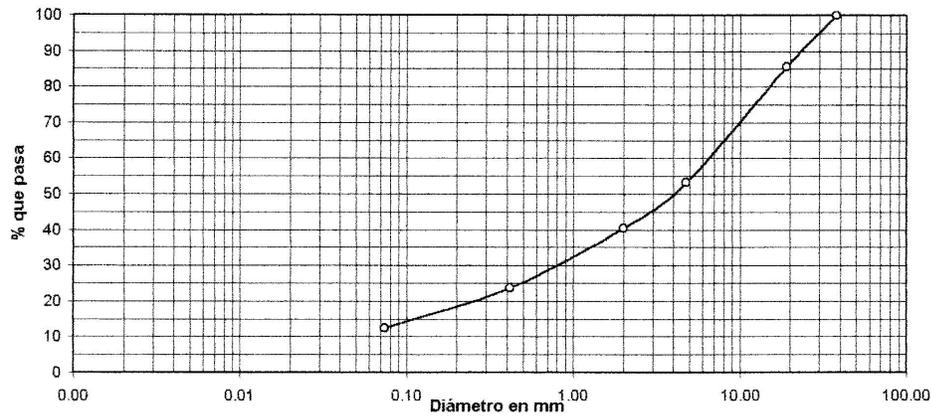
Fecha: 29 de octubre de 2003
 Muestra No. 1

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
1 1/2"	38.00	100.0
3/4"	19.05	85.6
4	4.76	53.2
10	2.00	40.4
40	0.42	23.7
200	0.074	12.4

% de Grava: 46.8
 % de Arena: 40.8
 % de Finos: 12.4

Gs:

Análisis por Sedimentación:	
Diámet. mm.	% que pasa



Descripción del suelo: Arena arcillosa color café rojizo con grava.
 Clasificación: S.C.U.: GC P.R.A.: A-2-7
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
 Ing. Francisco Javier Quiñones de La Cruz
 DIRECTOR CIU/USAC.



Inga. Flor de María González Culajay
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



INFORME No. 248 S.S.

O.T. No. 16,918

Interesado: ELFEGO ELIUD ARREAGA C.
Proyecto: EPS (Camino Acceso Aldea Las Lajas)
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea Las Lajas, Jutiapa.

FECHA: 29 de octubre de 2003

RESULTADOS:

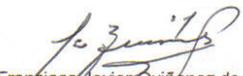
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	42.6	17.1	CL	Arcilla color café rojizo.

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

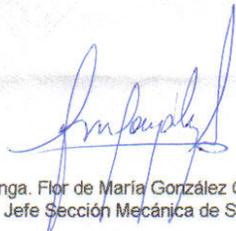
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR C/MUSAC




Inga. Flor de María González Cuijaj
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



INFORME No. S.C. 489

O.T. No. 17099

INTERESADO: ELFEGO ELIUD ARREAGA C.
ASUNTO: ENSAYO DE DESGASTE POR ABRASION EN MAQUINA DE LOS ANGELES
PROYECTO: EPS (Camino Acceso Aldea Las Lajas)
PROCEDENCIA: Aldea las Lajas, Jutiapa
FECHA: 30 de octubre del 2,003

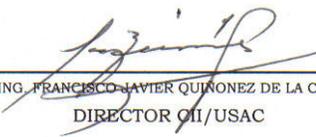
REFERENCIAS	MUESTRAS			
	1	2	3	4
1. Norma de Ensayo	ASTM C-131	*****	*****	*****
2. Graduación	"B"	*****	*****	*****
3. % Desgaste	59.0	*****	*****	*****

OBSERVACIONES:

muestra proporcionada por el interesado.

ATENTAMENTE,

Vo.Bo.


ING. FRANCISCO JAVIER QUINONEZ DE LA CRUZ
DIRECTOR CII/USAC




ING. FRANCISCO JAVIER ECUTE BANTES
JEFE SECCION CONCRETOS

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 476-3992. Planta 443-9500 Ext. 1502. FAX: 476-3993
E-mail: cii@ing.usac.edu.gt

