UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Tesina:

DISEÑO DE UNA CASA HABITACIÓN EN ZONA SÍSMICA

Para obtener el título de:

Ingeniero civil

Presenta:

Giovani García Hernández

Asesor:

Dr. en Ingeniería Hugo Hernández Barrios

MORELIA, MICHOACAN, SEPTIEMBRE DEL 2014

AGRADECIMIENTOS:

Doy gracias a dios por permitirme llegar hasta este día, en esta etapa tan importante de mi vida y a todos los que me rodean.

A mis padres María del Rosario Hernández Salas y Juan García González por su amor absoluto, por su esfuerzo y su sacrificio para que pudiera estudiar una carrera, y por su paciencia. También por enseñarme que el trabajo no necesariamente significa riqueza, pero si realización de sueños y satisfacciones Muchas gracias.

A mi hermano Juan Daniel García Hernández, por su cariño y por el tiempo que convivimos juntos.

A mi asesor el Dr. Hugo Hernández Barrios, por el apoyo en la elaboración de este trabajo y por proporcionarme la información requerida para lograrlo y sobre todo por su tiempo y disposición que cuando lo requerí siempre estuvo ahí para apoyarme y finalmente por sus consejos, por la confianza y por la amistada brindada.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por haberme brindo la oportunidad de estudiar la licenciatura, y así tener acceso a una formación integral y la oportunidad de un crecimiento personal.

A la Facultad de Ingeniería Civil, por darme las facilidades y conocimientos para poder estudiar dentro y fuera de sus aulas, por ser el lugar donde conocí a grandes amigos, también a todos los profesores que me poyaron durante mis estudios en la facultad.

También quisiera agradecer especialmente a mi ángel que me inspiro a elegir mi carrera, ella me ayudo y me alentó a superarme a mí mismo, me enseño que para alcanzar mis sueños debía esforzarme y trabajar duro por ello que sobre las dificultades cotidianas, existe algo mas importante y trascendente para cualquier ser humano, que es el de servir a los demás y el amor por la vida. También por enseñarme el equilibrio entre la familia y el trabajo, ella me hizo entender en qué tipo de persona quería convertirme. Siempre recordare sus consejos hasta el último momento. Muchas gracias. María Inés Choun Motomi.

Vale más encender una vela, que maldecir a la oscuridad, Confucio.

Morelia, Michoacán, 2014.

ÍNDICE

		Pg.
1.	Introducción y aspectos generales del diseño	
	1.1. Introducción	3
	1.2. Aspectos generales del diseño	3
2.	Cargas, combinaciones y cimentación	
	2.1. Cargas	5
	2.2. Combinaciones	6
	2.3. Cimentación	6
3.	Mecánica de suelos y cimentación	
	3.1. Mecánica de suelos	7
	3.2. Cimentación	11
	3.2.1. Losa de cimentación-criterio básico	12
4.	Estructuración y pre diseño	
	4.1. Estructuración	13
	4.2. Pre diseño	19
	4.2.1. Losa de azotea	24
	4.2.2. Losa de entrepiso	36
	4.2.3. Escalera	47
	4.2.4. Análisis y diseño de trabes	55
	4.2.4.1. Trabes planta de azotea	55
	4.2.4.2. Trabes planta de entrepiso	69
5.	Diseño por cargas laterales	
	5.1. Introducción	89
	5.2. Rigideces de muros	90
	5.3. Análisis estático	93
6.	Diseño por cargas verticales	
	6.1. Análisis por cargas verticales-criterio básico	109
	6.2. Análisis por cargas verticales	110
	6.3. Dalas y castillos	121
	6.3.1. Aspectos generales	121
	6.3.2. Dalas	123
	6.3.3. Castillos	124
	6.4. Losa de cimentación	127
	6.4.1. Aspectos fundamentales	127
	6.4.2. Criterios para despreciar los asentamientos diferenciales en el diseño de cimentaciones	129
	6.4.3. Análisis y diseño de la losa de cimentación	130
7.	Revisión de condiciones de servicio	
	7.1. Revisión de condiciones de servicio-criterio básico	143
	7.2. Revisión de condiciones de servicio en elementos de la planta alta	144
	7.3. Revisión de condiciones de servicio en elementos de la planta baja	148
8.	Planos estructurales y proceso constructivo	157
9.	Conclusiones	167
10.	Bibliografía y referencias	169

ANEXOS

ANEXO I: Diagramas de cortante y momento para calculo de vigas simples
ANEXO II: Cortes, dobleces y traslapes
ANEXO III: Diagrama de flujo para selección de análisis sísmico
ANEXO IV: Estudio del sismo en estructuras de muro de carga circulares o curvos

RESUMEN

En este trabajo se describe el diseño estructural de una casa con algunas variaciones estructurales de las que últimamente cualquiera se puede encontrar en las calles, basándose el diseño en el reglamento de construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004), ya que este es uno de los reglamentos más completos que hay en el país.

Se podrá observar en este trabajo que no se utilizo un programa de cómputo para realizar algún análisis en el diseño, tales como el SAP, SAFE, CsiCol, etc. Que son algunos programas que ayudan en el análisis de diseño de una estructura, dado que últimamente se ha hecho una necesidad, no son más que un medio para un fin. Demostrando en este trabajo que no siempre son necesarios esos programas de cómputo, y que solamente utilizando las más básicas formulas y los reglamentos indicados, se puede realizar el análisis estructural de una casa.

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

Palabras Clave: Diseño, Casa-Habitación y Zona Sísmica.

ABSTRACT

In this work it is described the structural design of a house with some structural variations that nowadays anyone can find in the streets, basing the design on the regulations of construction of the Federal District. (RCDF, 2004), since this is one of the most comprehensive regulations that there is in a country.

You could observe in this work that there was no use of computer program to do some analysis in the design, such as the SAP, SAFE, CsiCol, and more. These are some programs that help in the analysis of the design of a structure, because lately it has become a necessity, they are merely means to an end. Demonstrating in this work that is not always necessary to use these computer programs and that only using the basic formulas and the correct regulations, you could perform the structure analysis of a house.

The Structural design covers various activities that are developed by the planner to determine the formula, dimensions and detailed characteristics of a structure, which means that part of a construction has as a function to absorb the request that arise during the different stages of its existence.

Words Key: Design, House and Zone Seismic.

1. INTRODUCCIÓN Y ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

1.1 INTRODUCCIÓN

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El estructurista procura adaptarse lo mejor posible a los requisitos arquitectónicos planteados, con frecuencia con conocimiento limitado de los requisitos de las diversas instalaciones, el proyectista formula sus diseños con base en los proyectos arquitectónicos y estructurales. Esto se debe a la naturaleza de la estructura ya que esta posiblemente tenga algún impacto de manera social, económica o política.

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento optimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

En este trabajo se describe el diseño estructural de una casa habitación, basado en el reglamento de construcción del distrito federal (RCDF, 2004), ya que este es uno de los reglamentos más completos que hay en el país.

También se presentan los planos estructurales, ubicados al final de este trabajo, en estos planos se muestran los resultados del diseño, mostrando las secciones y armados finales de cada elemento de este proyecto.

1.2 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

Lo que comúnmente se denomina buen criterio estructural no está basado solo en la intuición y en la práctica, sino que también debe de estar apoyado en sólidos conocimientos teóricos. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

1. Estructuración: en esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales.
2. Análisis: se incluye bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante diferentes acciones exteriores que pueden afectarla.
    a. Modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.

b. Determinar las acciones de diseño. En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos (RCDF, 2004) y es obligación del proyectista sujetarse a ellos.
c. Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura.

3. Dimensionamiento. En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Nuevamente, estas actividades están con frecuencia muy ligadas a la aplicación de uno o más códigos que rigen el diseño de la estructura en cuestión. El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

   a. Planteamiento de soluciones preliminares.

   Se requiere primero una definición clara de las funciones que se debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto.

   b. Evaluación de soluciones preliminares.

   Se realizan las actividades que según se ha mencionado anteriormente, constituyen las etapas del proceso de diseño estructural, pero a un nivel tosco que se denomina comúnmente "pre diseño", en el cual se pretende definir las características esenciales de la estructura en diversas alternativas, con el fin de identificar posibles problemas en su adopción y, principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación de los costos de las diversas soluciones.

   c. Diseño detallado.

   Una vez seleccionada la opción más conveniente, se procede a definir hasta su detalle, realizando de manera refinada todas las etapas del proceso.

   d. Transferencia de los resultados del diseño.

   La elaboración de planos que incluyan no solo las características fundamentales de la estructura, si no la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario.

La importancia que se tenga cada una de las fases identificadas depende de las características particulares de cada obra. Cuando se trata de una estructura ya familiar, es posible identificar directamente por experiencia la solución más conveniente y proceder a su diseño con un mínimo de iteraciones. En obras novedosas y grandes, es fundamental dedicar gran atención a las dos primeras fases.

2. CARGAS, COMBINACIONES Y CIMENTACIÓN

2.1. CARGAS

A continuación se describen los diferentes tipos de acciones que se presentan en la estructura y que por lo general se denominan cargas, una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que puedan afectar la estructura, siguiendo este criterio (NTCDF, 2004) distingue los siguientes tipos de acciones:

- Acciones permanentes.
    - Cargas muertas: Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo . También se harán incrementos de peso como el siguiente :
        a) Peso muerto de de losas de concreto: El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal en el lugar se incrementa en 0.2 KN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o pre colada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementara también en 0.2 KN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 KN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificaran en proporción a los pesos volumétricos (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 5.1.2.).
- Acciones variables.
    - Cargas vivas: Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomaran iguales a las especificadas (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 6.1.2.) Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:
        a) La carga viva máxima w_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
        b) La carga instantánea w_a se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniforme repartida sobre el área.
        c) La carga media w se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.
- Cargas accidentales: Son las producidas por efectos de fenómenos naturales, tales como el sismo, el viento o vibraciones y que se consideran como de corta duración.

2.2. COMBINACIONES

Se llama combinación de acciones de diseño aun conjunto de acciones para cuyo efecto superpuesto debe revisarse la seguridad de la estructura. Las combinaciones de acciones pueden clasificarse en comunes y excepcionales; las comunes son aquellas que se incluyen exclusivamente acciones permanentes y variables; las excepcionales son las que incluyen alguna acción accidental.

En las combinaciones excepcionales de acciones intervendrán:

a) Todas las acciones permanentes.
b) Una sola acción accidental.
c) Las acciones variables que tienen probabilidad significativa de estar presentes en el instante en que ocurre la acción accidental.

Nótese que no deberá tomarse más de una sola acción accidental en una misma combinación, ya que la probabilidad de que dos acciones accidentales ocurran simultáneamente es prácticamente nula.

En las edificaciones comunes las acciones se reducen a las siguientes:

a) La carga muerta, como única acción permanente
b) La carga viva, como única acción variable
c) Los efectos de sismo (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008) o viento como posibles acciones accidentales.

Las combinaciones de diseño resultan entonces:

a) Carga muerta + Carga viva (ésta con su valor máximo).
b) Carga muerta + Carga viva + Sismo (viento).

2.3. CIMENTACIÓN

La cimentación, o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, o superestructura, y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que está apoyada.

Se emplean distintas formas o tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura, y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

Se acostumbra clasificar las cimentaciones en dos grupos: las someras y las profundas, según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o transmitan las cargas a capas profundas del subsuelo. Aunque no existe un límite definido de profundidad que distinga a cada uno de estos grupos, se conviene en incluir en cada uno de ellos los siguientes tipos de soluciones constructivas, que se enumeran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Clasificación de cimentaciones de acuerdo a su profundidad.

SOMERAS	Zapatas aisladas o continuas Losas planas o nervaduras Cajones
PROFUNDAS	Pilotes Pilas

3. MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIÓN

3.1 MECÁNICA DE SUELOS.

El tema de mecánica de suelos es una disciplina muy amplia, por lo que se tratara de dar una visión en términos generales de este, dando algunos datos y definiciones que son de utilidad para el diseño estructural.

El termino suelo se usa para designar a los depósitos formados por la acumulación de partículas no cementadas producidas por la desintegración física, o por la descomposición química de las rocas y de los residuos de materia orgánica. La geotecnia se interesa más en el estudio de las propiedades mecánicas e hidráulicas de este material, para aplicarlas al diseño y construcción de las obras de ingeniería civil.

Los depósitos de suelos formados adquieren características de textura y estructura estrechamente relacionadas con el origen geológico, el medio de transporte y el ambiente en el que se depositan; estas características permiten la posibilidad de clasificarlos en grupos que tienen el mismo origen geológico y que presentan texturas y estructuras semejantes, las cuales están relacionadas con ciertos intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas.

Para la clasificación de suelos se hará uso del SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos): Descripción del sistema unificado

La Tabla 3.1 muestra los diferentes grupos de suelos y su nomenclatura. Cada grupo de suelos se designa por un símbolo formado por literales que tienen los siguientes significados: G = Gravel = Grava, S = Sand = Arena, W = Well graded =Buena graduación, P = Poorly grade = Mal graduada, M = Mohs = Limo, C = Clay = Arcilla, L = Low plasticity = Baja plasticidad, H = High plasticity = Alta plasticidad, O = Organic soil = Suelo orgánico, Pt = Peat = Turba.

Los suelos se clasifican, primero, en dos grandes grupos: los suelos gruesos y los suelos finos.

Los suelos gruesos tienen más de 50%, en peso, de sus granos retenidos en la malla #200 (mayores de 0.075mm).

Los suelos finos tienen más de 50%, en peso, de sus partículas que pasan a través de la malla #200 (menores de 0.075mm).

Tabla 3.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

<table>
<tr><td colspan="3">Suelos de textura gruesa (más de 50% retenido en la malla #200)</td><td colspan="3">Suelos de textura fina (más de 50% pasa la malla #200)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Gravas: más de 50% de gruesos retenidos en la malla #4 (menos de 5% finos)

Arenas: más de 50% de gruesos pasa la malla #4 (menos de 5% finos)</td><td>GW</td><td>Grava limpia, bien graduada.</td><td rowspan="4">LL < 50%

Arcilla: IP arriba de la línea A

Suelo Orgánico y Limo: IP bajo la línea A</td><td>ML</td><td>Limo de baja plasticidad.</td></tr>
<tr><td>GP</td><td>Grava limpia, mal graduada.</td><td>CL</td><td>Arcilla de baja plasticidad.</td></tr>
<tr><td>SW</td><td>Arena limpia, bien graduada.</td><td>OL</td><td>Orgánico de baja plasticidad.</td></tr>
<tr><td>SP</td><td>Arena limpia, mal graduada.</td><td rowspan="4">LL > 50%

Arcilla: IP arriba de la línea A

Suelo Orgánico y Limo: IP bajo la línea A</td><td>MH</td><td>Limo de alta plasticidad.</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Gravas y Arenas con más de 12% de finos.

Limosa = finos de baja plasticidad.

Arcillosa = finos de alta plasticidad.</td><td>GM</td><td>Grava limosa.</td><td>CH</td><td>Arcilla de alta plasticidad.</td></tr>
<tr><td>GC</td><td>Grava arcillosa.</td><td>OH</td><td>Orgánico de alta plasticidad.</td></tr>
<tr><td>SM</td><td>Arena limosa.</td><td colspan="3" rowspan="2">TURBA y Suelos Orgánicos con más de 50% de materia orgánica.</td></tr>
<tr><td>SC</td><td>Arena arcillosa.</td></tr>
</table>

Tomando como base el SUCS se ha preparado la Tabla 3.2, en la que se agrupan los suelos calificándolos según una escala relativa de su adaptabilidad como materiales de cimentación, como muestra la última columna de dicha tabla.

- Gravas y arenas limpias: con menos de 5% de finos, en este grupo se encuentran los suelos de mejor calificación como materiales de cimentación, que va de excelente a bueno, por tratarse de suelos cuya compresibilidad varía desde muy baja a baja y cuya resistencia a corte va desde muy alta a alta.
- Gravas y arenas con finos: pueden contener de 12% a 50% de finos, por lo cual las propiedades mecánicas e hidráulicas se ven influidas por la interferencia de la interferencia de las partículas finas con las gruesas.
- Limos y arcillas de baja plasticidad: son mezclas finas con arenas o gravas, en las que los finos constituyen más del 50% del peso, y el límite líquido de la fracción fina es menor de 50%.
- Limos y arcillas de alta plasticidad: el límite líquido de este grupo de suelos es mayor de 50% y predomina en ellos la fracción fina, con poca o ninguna presencia de arena.
- Turbas: estos depósitos de materia orgánica son el límite de la escala en cuanto a alta compresibilidad y baja resistencia al corte se refiere, aunque no son los menos permeables. Su clasificación como suelo de cimentación es, merecidamente muy malo.

Tabla 3.2 Propiedades de los suelos agrupados según el sistema unificado.

Nombre	Símbolo	Compresibilidad	Capacidad de carga	Permeabilidad	Material de cimentación
Gravas y arenas limpias	GW	Muy baja	Muy alta	Muy permeable	Excelente
	SW				
	GP				
F < 5%	SP	a baja	a alta	a permeable	a bueno
Gravas y arenas con finos	GM	Baja	Alta	Permeable	Bueno
	SM				
	GC				
12 < F < 50%	SC	a media	a media	a semi-permeable	a regular
Limos y arcillas de baja plasticidad	ML	Media	Media	Semi-permeable	Regular
	CL				
LL < 50%	OL	a alta	a baja	a impermeable	a malo
Limos y arcillas de alta plasticidad	MH	Alta	Baja	Impermeable	Malo
	CH				
LL > 50%	OH	a muy alta	a muy baja	a muy impermeable	a muy malo
Turbas	PT	Muy alta	Muy baja	Impermeable	Muy malo

En la Figura 3.1 se observa el sondeo realizado al terreno donde se construirá, se descubrió que hay material limo o arcilla-limosa, con poca arena fina, café oscuro, de consistencia firme, además de limón y arcilla, con poca arena fina, café claro, muy dura. El tipo de suelo de acuerdo al SUCS es de alta plasticidad, alta compresibilidad, capacidad de carga muy baja, muy permeable; por lo que el material para cimentar es malo.

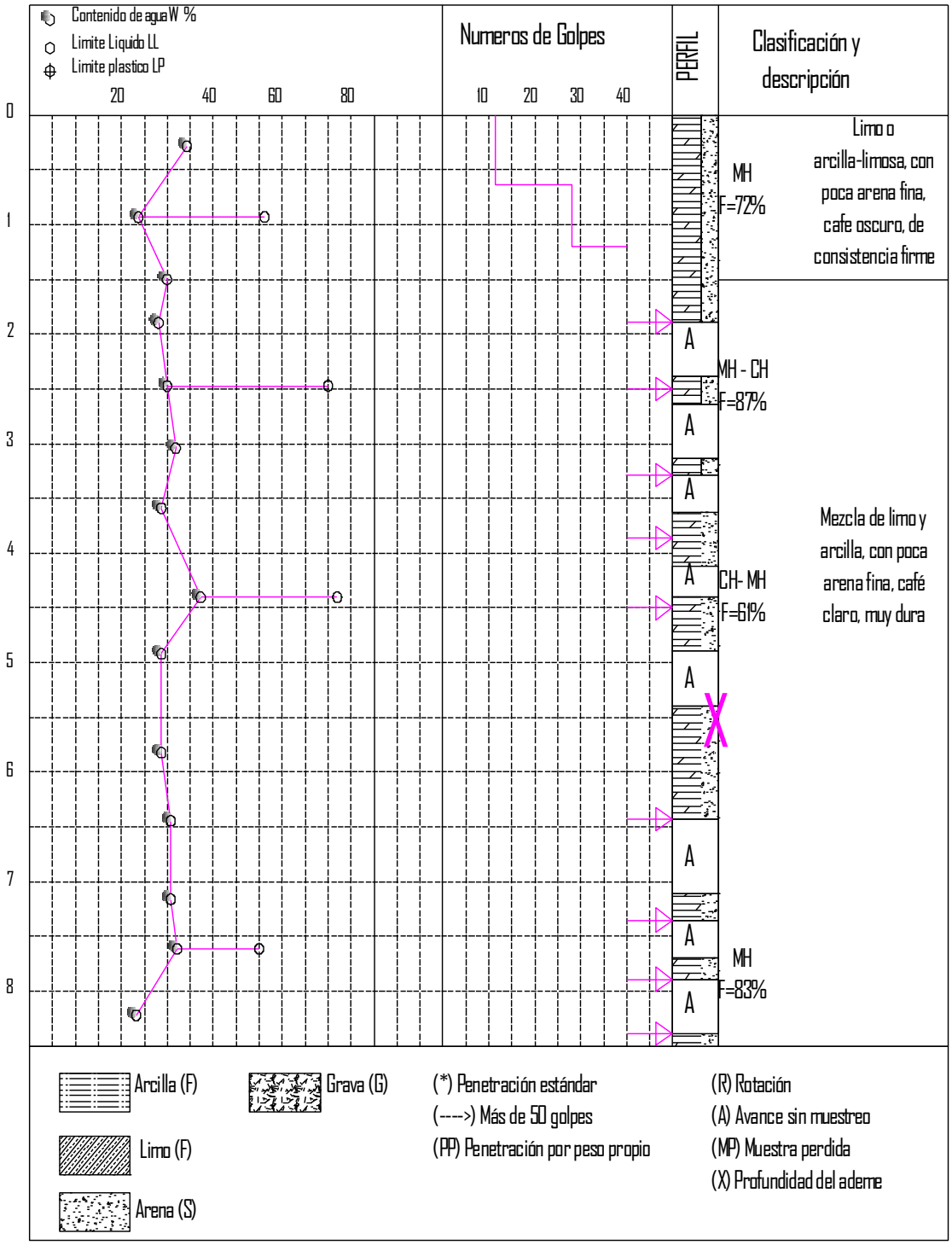


Figura 3.1 Perfil estratigráfico y propiedades del subsuelo en el sondeo.

3.2 CIMENTACIÓN

La elección del tipo más adecuado a cada caso particular debe hacerse teniendo en cuenta varios factores:

- La magnitud y distribución de las cargas de la estructura, así como sus dimensiones y rigidez.
- El perfil estratigráfico del terreno de apoyo y la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos (capas) del perfil del subsuelo del sitio.

Cualquiera que sea el tipo de cimentación seleccionada, el diseñador debe dimensionar los elementos estructurales que componen a la cimentación, de manera tal que satisfaga los siguientes requisitos básicos:

- Los esfuerzos que transmita la cimentación al terreno de apoyo deben ser compatibles con su resistencia al corte, dentro de un factor de seguridad.
- Las deformaciones que sufran el terreno y la estructura por la aplicación de estos esfuerzos deben ser tolerables para la estructura misma y para las estructuras colindantes.

Debido al gran número de combinaciones posibles, pueden darse criterios generales respecto a intervalos de posible aplicación de cada uno de ellos, en función de la magnitud de las cargas y las propiedades mecánicas del suelo, o rocas, expresadas en forma relativa, como se ilustra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Tipo de cimentación de acuerdo al tipo de suelo.

<table>
<tr><td colspan="3">TIPO DE CIMENTACIÓN</td><td colspan="2">PROFUNDAS</td><td colspan="2">SOMERAS</td></tr>
<tr><td rowspan="3">ESTRUCTURA</td><td rowspan="3">MAGNITUD DE LA CARGA</td><td>GRANDE</td><td colspan="2" rowspan="3">PILOTES
PILAS
CAJONES</td><td colspan="2" rowspan="3">LOSAS
ZAPATAS</td></tr>
<tr><td>MEDIA</td></tr>
<tr><td>PEQUEÑA</td></tr>
<tr><td colspan="3">RESISTENCIA</td><td>MUY BAJA</td><td>BAJA</td><td>MEDIA</td><td>ALTA</td><td>MUY ALTA</td></tr>
<tr><td colspan="3">COMPRESIBILIDAD</td><td>MUY ALTA</td><td>ALTA</td><td>MEDIA</td><td>BAJA</td><td>MUY BAJA</td></tr>
<tr><td colspan="7">SUELO</td></tr>
</table>

De acuerdo con la Tabla 3.4 el tipo de cimentación adecuado es la cimentación tipo cajón y la cimentación tipo losa. Dado que la cimentación es para una casa habitación de 2 niveles y que el tipo de suelo es muy malo se propone una cimentación tipo losa dado que puede con la baja resistencia del suelo y la alta compresibilidad de este. Ya que la losa podrá hacer una transferencia de cargas uniforme sobre el suelo provocando que los hundimientos diferenciales sean mínimos haciendo que la estructura este en perfecto estado. Enseguida se describe la cimentación tipo losa.

3.2.1 LOSA DE CIMENTACIÓN-CRITERIO BÁSICO

Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera que cubre toda el área bajo la estructura; se emplean cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es necesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales en construcciones particularmente sensibles a estos.

Existen dos tipos principales de losas de cimentación con diversas variantes.

a) La losa plana, en que las columnas apoyan sobre la losa de cimentación, directamente o por intermedio de capitales, pero sin que existan vigas de unión común en ejes de columnas. La losa plana puede aligerarse con diversos procedimientos y tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de volúmenes mayores de concreto.
b) La losa con contra trabes (vigas de cimentación) se emplea cuando los claros y las cargas son elevados y se convierte frecuentemente en una estructura en cajón con losa en la parte inferior y superior de la contra trabe. Otra modalidad es una losa con contra trabes inferiores en la que el lecho superior es plano y constituye un piso utilizable; además es posible evitar el uso de cimbras al vaciar el concreto directamente en zanjas con superficies cubiertas de ladrillo o de concreto Palme, para evitar la contaminación del concreto con el suelo.

La construcción de una losa de cimentación implica la excavación total del suelo bajo la construcción hasta cierto nivel.

A pesar de su diversidad de formas, todas estas modalidades pueden analizarse y dimensionarse con procedimientos comunes. Los procedimientos de análisis pueden ser con algún método matricial resuelto en un programa de computadora. Es necesario inicialmente realizar una revisión global de la cimentación, determinando las cargas transmitidas por la estructura y sus puntos de aplicación.

El procedimiento más sencillo para análisis de la cimentación es el de considerar como piso invertido; esto es, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura.

4 ESTRUCTURACIÓN Y PRE DISEÑO

4.1 ESTRUCTURACIÓN

Se presentan los aspectos generales de la casa habitación:

Este proyecto arquitectónico se encuentra ubicado en la calle Jumiles No. 337, en la colonia Etnias de México de Morelia, Michoacán. Este proyecto no tiene colindancias cercanas.

El proyecto arquitectónico que se pretende construir es en un terreno mínimamente irregular con las siguientes dimensiones: 7.84 m x 16.77 m x 9.11 m x 16.82 m, este inmueble consta de dos niveles.

Se usa mampostería de alta resistencia de la marca TABIMAX-10 con sus siguientes dimensiones 10cm x24 cm x 12 cm; con un f*m= 60 kg/cm^2 (NOVACERAMIC, TABIMAX 10, 2013). Para los sistemas de losa y de entrepiso se usara un concreto clase I la cual tendrá una resistencia igual o mayor que 250 kg/cm^2, además de que todos los muros serán confinados con castillos según lo marque el reglamento (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 2004, sección 5.1); para la losa se utilizaran trabes y dalas para su asentamiento en todo el perímetro si así se requiere. También se utilizara acero de refuerzo común con un modulo de elasticidad igual a 2 x 106 kg/cm^2.

Se colocaran muros de concreto en los puntos donde se requieran o necesiten, donde las cargas verticales son muy altas, estos muros de concreto se construirán con un concreto clase 2 y de una resistencia de 150 kg/cm^2 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2).

El sistema de las escaleras que permite el acceso de la planta baja a la planta alta irá con un sistema de rampa que se apoya al muro de mampostería y a la losa de entrepiso.

Enseguida se presentan una serie de Figuras:

En la Figura 4.1 que se muestra a continuación se presenta el plano arquitectónico de la primera planta donde se observa ½ baño, 1 sala, 1 cocina y 1 comedor.

En la Figura 4.2 que se muestra a continuación se presenta el plano arquitectónico de la segunda planta donde se observa 1 baño completo, 3 recamaras de las cuales 2 cuentan con closet.

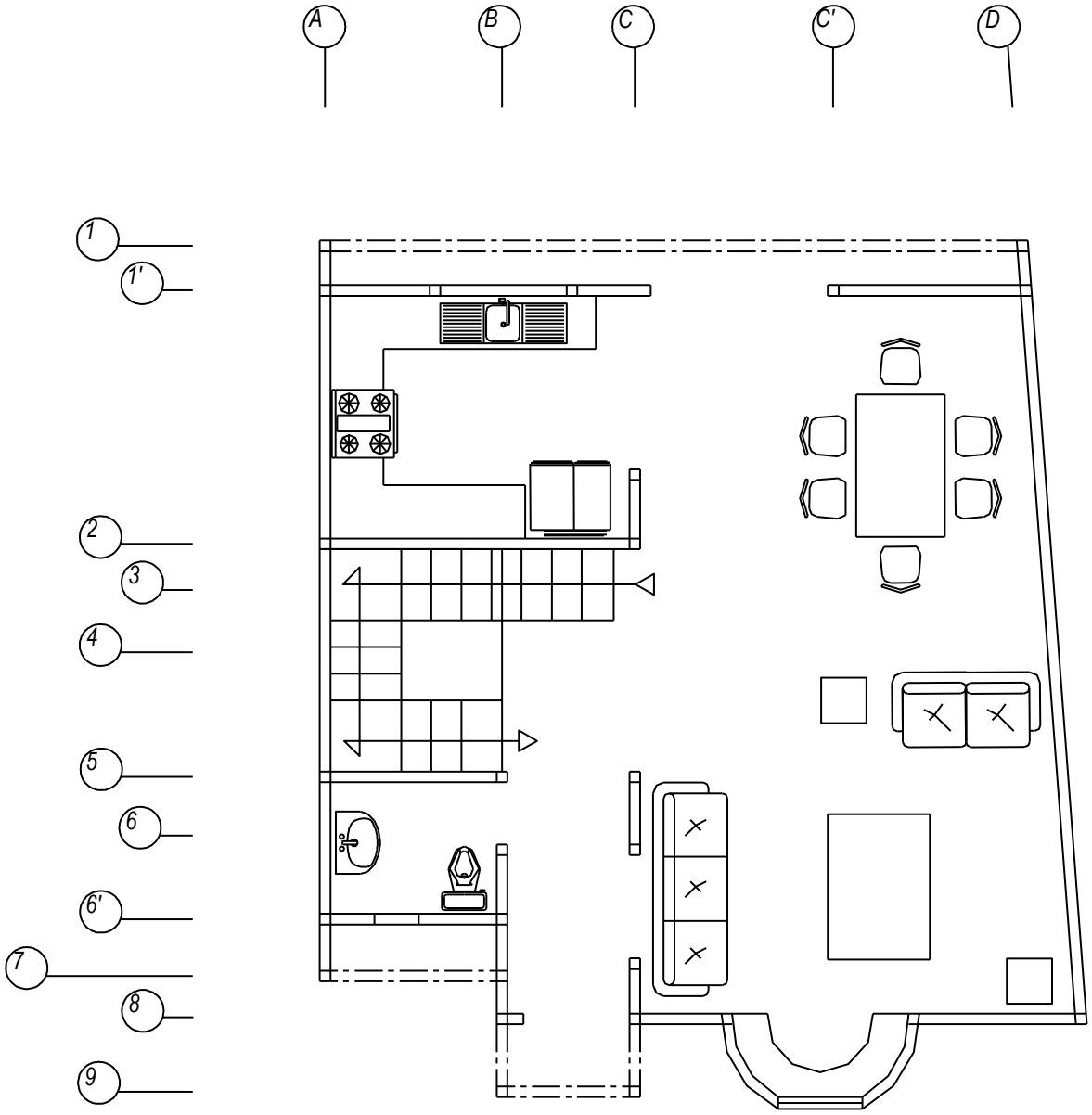


Figura 4.1 Plano arquitectónico del primer nivel.

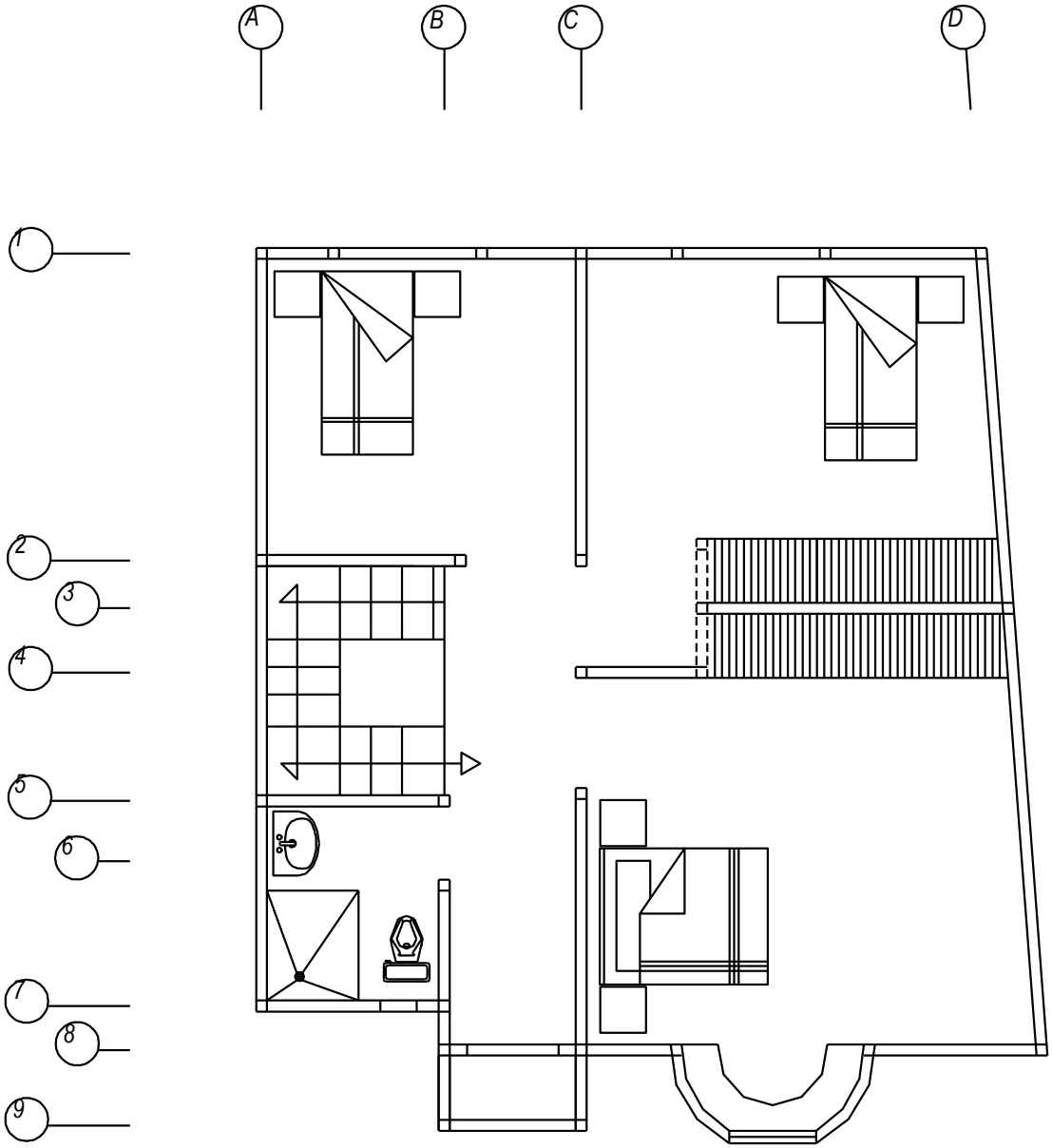


Figura 4.2 Plano arquitectónico del segundo nivel.

En la Figura 4.3 se presenta el plano arquitectónico de la planta de azotea, dando a entender que se tiene una pendiente del 2% para la bajada de agua y la sigla B.N. que significa banco de nivel, donde comienza esa baja de agua, siguiendo las flechas para el desalojo del agua.

En la Figura 4.4 se presenta la fachada principal de la casa habitación que se está desarrollando, donde también se muestran las dimensiones de la misma.

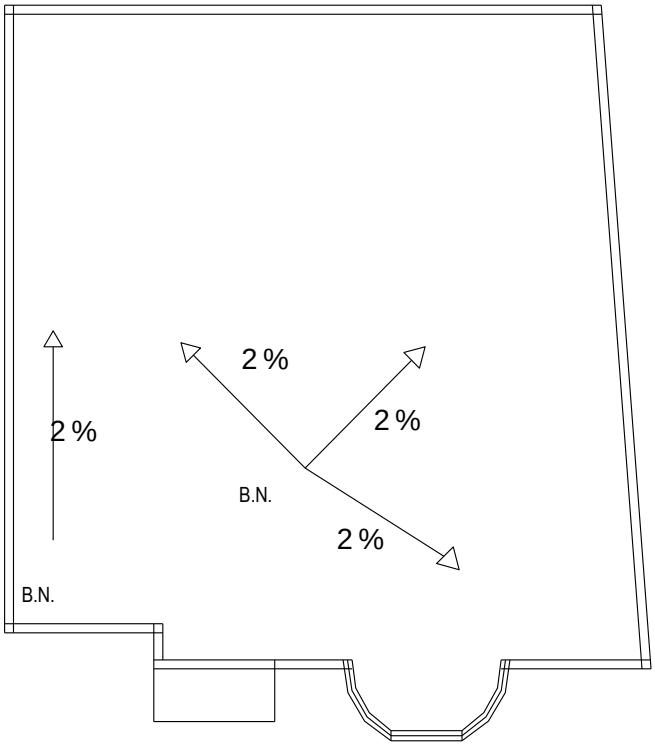


Figura 4.3 Plano arquitectónico de la planta de azotea.

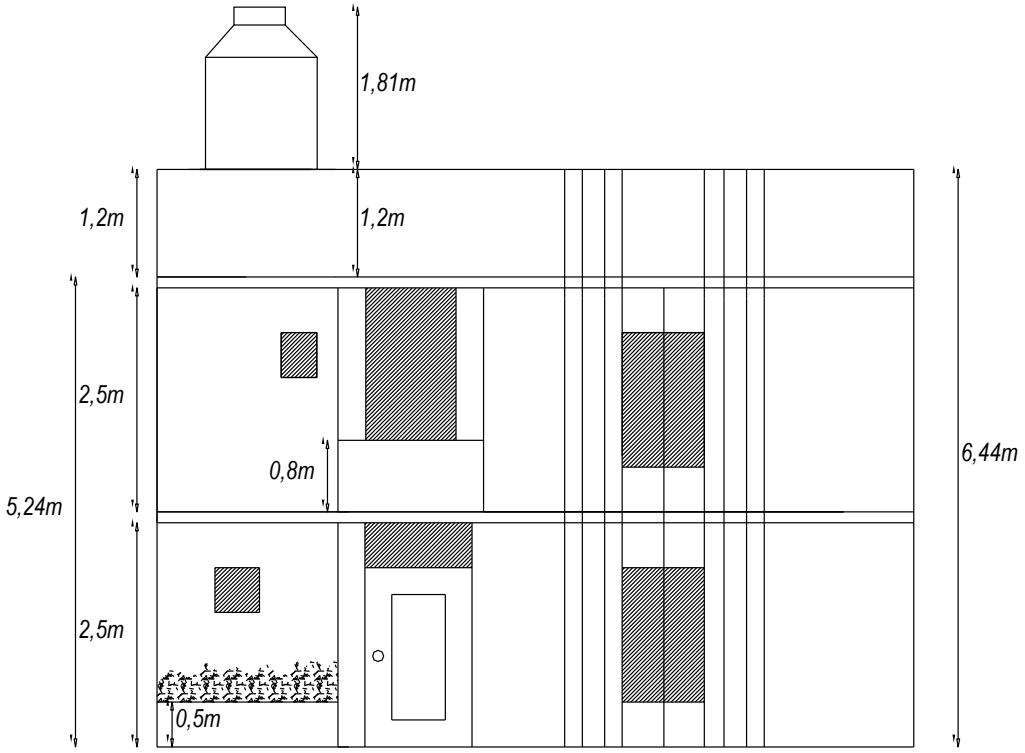


Figura 4.4 Fachada principal junto con sus dimensiones.

En la Figura 4.5 y la Figura 4.6 se presentan las dimensiones arquitectónicas del primer nivel de la casa, dando a entender que las dimensiones se encuentran en metros.

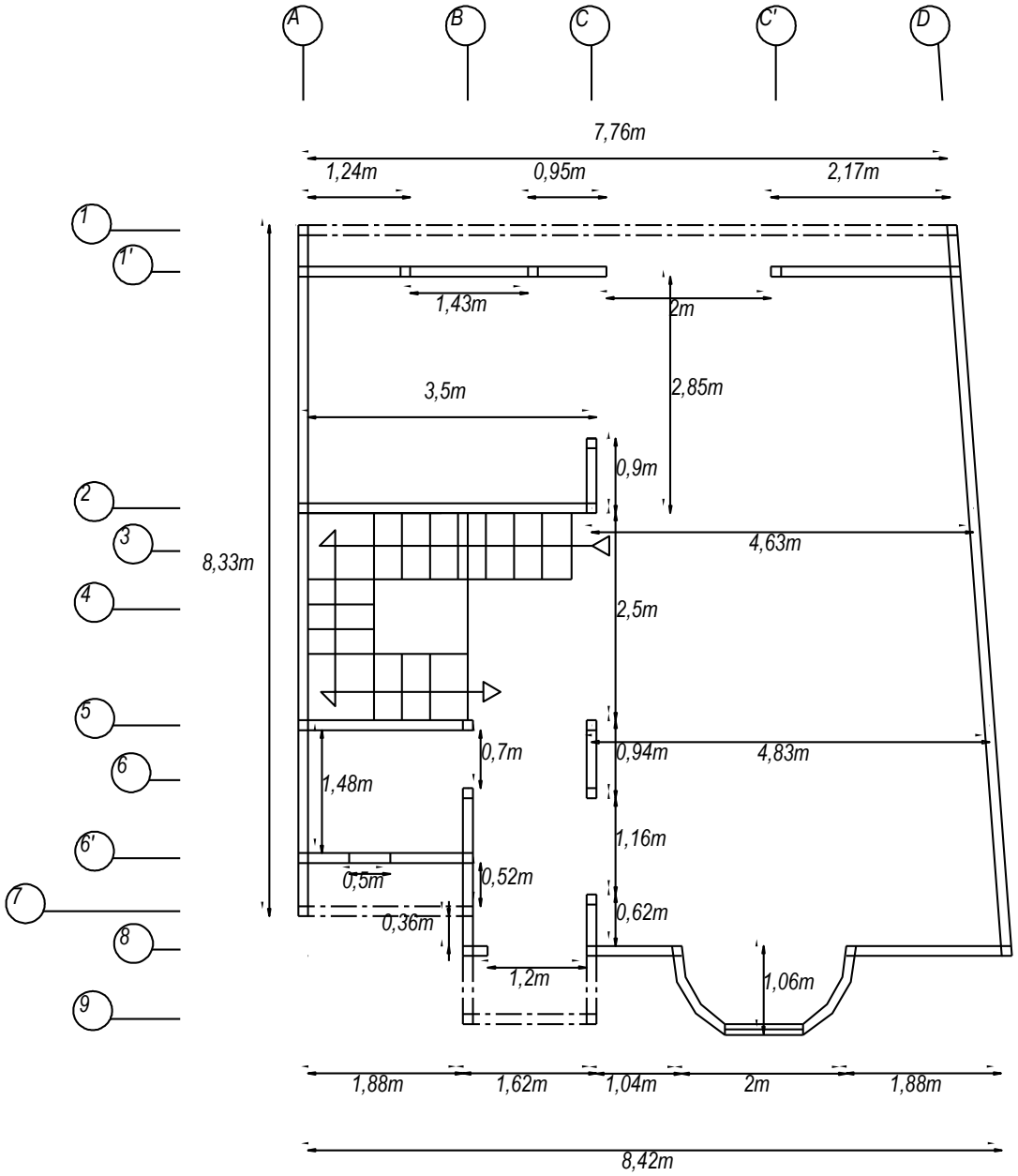


Figura 4.5 Dimensiones arquitectónicas del primer nivel.

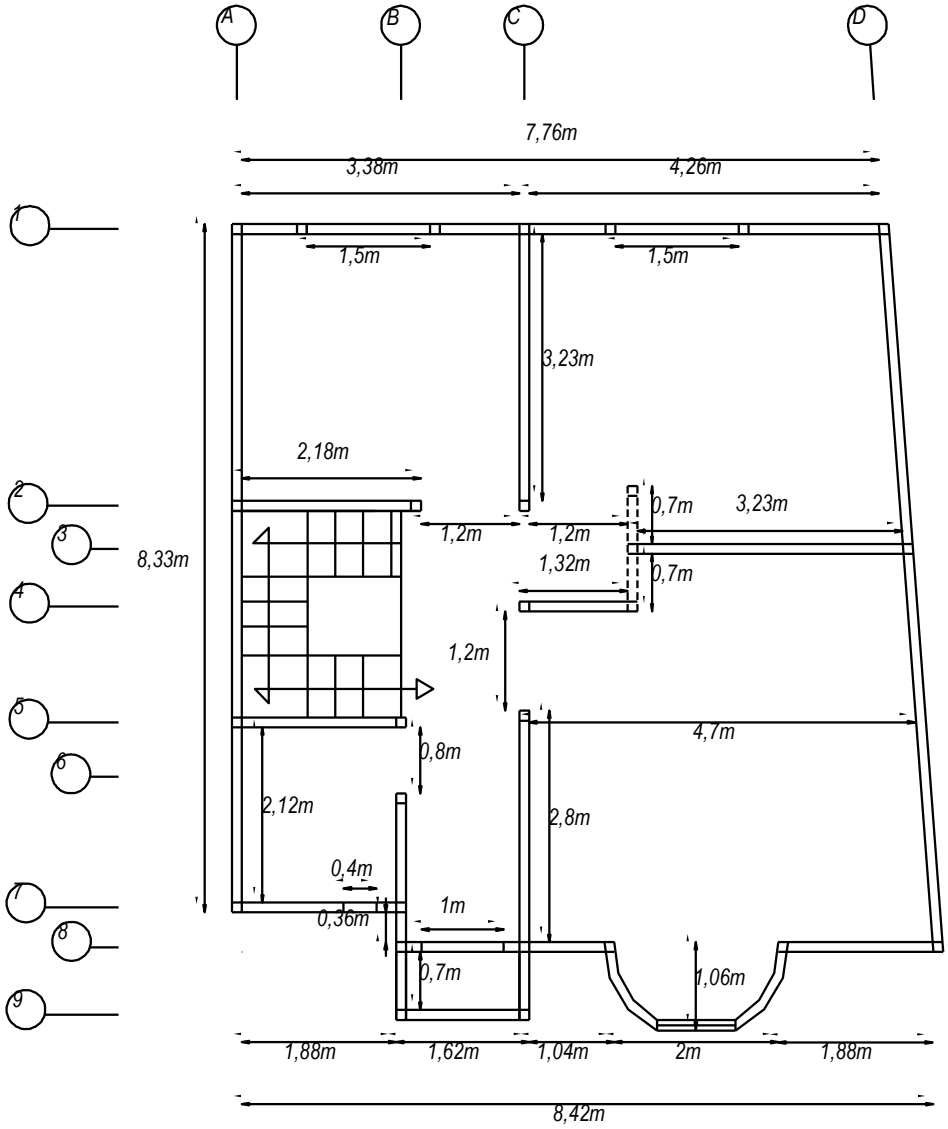


Figura 4.6 Dimensiones arquitectónicas del segundo nivel.

4.2 PRE DISEÑO

Con los datos y propiedades que se muestran a continuación en las siguientes tablas, se comenzara hacer un pre diseño de los siguientes elementos: muros, losa de azotea y losa de entrepiso; así como los elementos propios de la escalera como lo son la rampa y descansos de la escalera; proponiendo las cargas posibles a las que se someterá la estructura (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 5.1.2 y 6.1.2), durante su vida. Las propiedades del tabique de alta resistencia TABIMAX-10 se obtendrán de la ficha técnica comercial de esta marca (NOVACERAMIC, TABIMAX 10, 2013).

Enseguida se presenta el análisis correspondiente a los muros.

Tabla 4.1 Análisis unitario-cargas muertas; para muro tipo 1.
Descripción: muros de tabique industrializado de alta resistencia TABIMAX-10, con aplanado en ambas caras (mortero-yeso) de 0.5 cm.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Tabique de alta resistencia		0.100	0.11
2	Mortero	2.00	0.075	0.15
3	Yeso	1.70	0.025	0.14
			Suma =	0.305 t/m^2

Tabla 4.2 Análisis unitario-cargas muertas; para muro tipo 2.
Descripción: muros de tabique industrializado de alta resistencia TABIMAX-10, con aplanado en ambas caras (mortero-Azulejo) de 0.5 cm.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Tabique de alta resistencia		0.100	0.11
2	Mortero	2.00	0.085	0.17
3	Azulejo	2.20	0.015	0.03
			Suma =	0.320 t/m^2

Tabla 4.3 Análisis unitario-cargas muertas; para muro tipo 3.
Descripción: muros de tabique industrializado de alta resistencia TABIMAX-10, con aplanado en ambas caras (yeso-yeso) de 0.5 cm.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Tabique de alta resistencia		0.100	0.11
2	Yeso	1.70	0.10	0.17
			Suma =	0.283 t/m^2

Tabla 4.4 Análisis unitario-cargas muertas; para muro tipo 1-1.

Descripción: muros de concreto reforzado (10 cm de espesor), con aplanado en ambas caras (mortero-yeso) de 0.5 cm.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Muro de Concreto Reforzado	2.40	0.100	0.24
2	Mortero	2.00	0.05	0.10
3	Yeso	1.70	0.05	0.09
			Suma =	0.425 t/m^2

Tabla 4.5 Análisis unitario-cargas muertas; para losa de azotea

Descripción: losa maciza de concreto reforzado con espesor de 12 cm, con acabado inferior de yeso, relleno y enladrillado en la parte superior, con una pendiente del 2%

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Ladrillo	2.20	0.02	0.05
2	Mezcla de Cemento-Arena	2.00	0.02	0.04
3	Terrado de Tepetate Ligero	1.00	0.13	0.13
4	Losa de concreto Reforzado	2.40	0.12	0.29
5	Acabado de Yeso	1.70	0.02	0.03
			Suma =	0.5393 t/m^2

Tabla 4.5.1 Análisis de carga de servicio por cargas permanentes w_m.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.5393
Cargas Viva	0.1
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.679

Tabla 4.5.2 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w_a.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.5393
Cargas Viva	0.07
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.649

Tabla 4.5.3 Análisis de carga de servicio por cargas w.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.5393
Cargas Viva	0.015
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.594

Tabla 4.6 Análisis unitario-cargas muertas; para losa de entrepiso.

Descripción: losa maciza de concreto reforzado con espesor de 10 cm, acabado inferior de yeso y término superior con azulejo.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Azulejo ó Mosaico	2.20	0.03	0.06
2	Mortero	2.00	0.03	0.05
3	Losa de concreto reforzado	2.40	0.10	0.24
4	Acabado de yeso	1.70	0.02	0.03
			Suma =	0.3705 t/m^2

Tabla 4.6.1 Análisis de carga de servicio por cargas permanentes w_m.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.3705
Cargas Viva	0.17
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.581

Tabla 4.6.2 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w_a.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.3705
Cargas Viva	0.09
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.501

Tabla 4.6.3 Análisis de carga de servicio por cargas w.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.3705
Cargas Viva	0.07
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.481

Tabla 4.7 Análisis unitario-cargas muertas; para rampa-escalera.

Descripción: la escalera estará hecha a base de una rampa de 10 cm de espesor, con escalones de concreto, tendrá un acabado de yeso en la parte inferior y en la parte superior tendrá un acabado a base de cerámica.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Piso De Cerámica	2.20	0.02	0.03
2	Escalón	2.40	0.09	0.22
3	Rampa De Concreto	2.20	0.10	0.24
4	Mortero	2.00	0.03	0.06
5	Acabado De Yeso	1.70	0.03	0.05
			Suma =	0.60 t/m^2

Tabla 4.7.1 Análisis de carga de servicio por cargas permanentes w_m.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.60
Cargas Viva	0.35
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.99

Tabla 4.7.2 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w_a.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.60
Cargas Viva	0.15
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.79

Tabla 4.7.3 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.60
Cargas Viva	0.04
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.68

Tabla 4.8 Análisis unitario-cargas muertas; para descanso-escalera.

Descripción: descansos de escalera-losa; losa maciza de concreto reforzado con 10 cm, acabado inferior de yeso y término superior con azulejo.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Piso De Cerámica	2.20	0.02	0.03
2	Losa de concreto reforzado (10 cm)	2.40	0.10	0.24
3	Mortero	2.00	0.03	0.06
4	Acabado de yeso	1.70	0.03	0.06
			Suma =	0.384 t/m^2

Tabla 4.8.1 Análisis de carga de servicio por cargas permanentes w_m.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.38
Cargas Viva	0.35
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.774

Tabla 4.8.2 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w_a.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.38
Cargas Viva	0.15
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.574

Tabla 4.8.3 Análisis de carga de servicio por cargas accidentales w.

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.38
Cargas Viva	0.04
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.464

A continuación se presentan los cálculos para la determinación de la losa de azotea y la losa de entrepiso, siguiendo las tablas anteriores para la determinación de cargas, así como las normas correspondientes.

4.2.1 LOSA DE AZOTEA

Procedimiento para la determinación de la cantidad de acero y la separación correspondiente para la losa de azotea. En la Figura 4.7 que se observa a continuación se muestra la distribución de los tableros, especificando con número romano el número del tablero, también se especifica con a1-a1 de manera paralela el lado más corto del tablero y con a2-a2 de manera paralela el lado más largo del tablero, también se muestran las dimensiones de los tableros. La línea puntea delimita la dimensión de cada tablero.

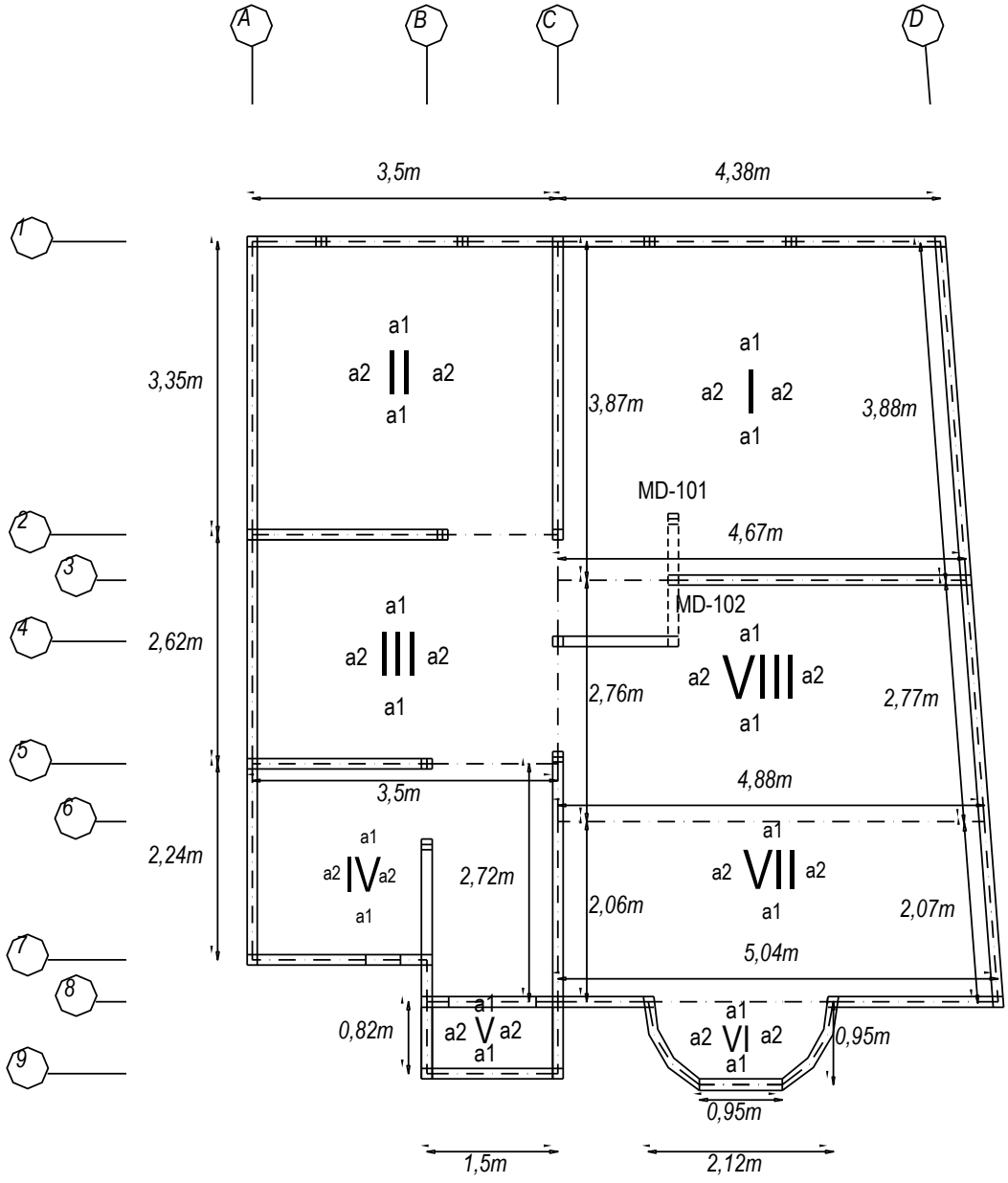


Figura 4.7 Distribución de tableros para la planta de azotea.

En seguida se presenta el procedimiento para la determinación del peralte mínimo necesario, en base al tablero más desfavorable que se pueda presentar en la losa. Esto se hará en base a los lineamientos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004)

- Se tienen los siguientes datos para el Tablero I que es uno de los más desfavorables según muestra la Figura 4.7. Donde se tiene que: a1 es lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es el lado cargo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2 y w es la carga de servicio que se obtiene de la Tabla 4.5.1.

a1 = 3.88 m – 0.05 m – 0.05 m = 3.78 m
a2 = 4.53 m – 0.05 m – 0.05 m = 4.43 m

$$m=\frac{a1}{a2}=0.85 \qquad w=679\frac{kg}{m^2}$$

Se tiene el siguiente perímetro (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5):

Perímetro = 3.88 + (1.25) (3.88) + (1.25) (4.53) + (1.25) (4.53) = 20.055 m = 2005.5 cm

Según la fórmula para determinar el peralte mínimo y la corrección que si w > w=380 kg/cm2, se utilizara la ecuación 4.1, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5) para determinar el peralte mínimo.

$$d_{min}=\frac{perimetro}{250}\left[0.032\sqrt[4]{f_s\ w}\right] \qquad (4.1)$$

Donde: f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5), y w es la carga de servicio que se obtiene de la Tabla 4.5.1.

Por tanto en la ecuación 4.1.1 se tiene que:

$$f_s=(0.6)fy \qquad (4.1.1)$$

Donde: fy es el esfuerzo de fluencia del acero que equivale a $4200\frac{kg}{cm^2}$, por tanto se obtiene f_S a partir de la ecuación 4.1.1 igual a:

$$f_s=0.6\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)=2520\frac{kg}{cm^2} \qquad (4.1.1)$$

Ahora con la ecuación 4.1 se calcula el d_{min}, por tanto se tiene:

$$d_{min}=\frac{2005.5}{250}\left[0.032\sqrt[4]{(2520)(679)}\right]=9.28cm \qquad (4.1)$$

Este último valor se le debe de sumar los 2 cm de recubrimiento para obtener el espesor total de la losa, por lo que el espesor total es de 11.28 cm lo cual resulta menor al propuesto por lo que se toma como espesor total de la losa de H= 12 cm y con un d= 10 cm.

- Determinación de la carga del tinaco sobre la losa de azotea

Se tienen los siguientes datos:

Tabla 4.9 Análisis unitarios-cargas muertas

El tinaco estará ubicado sobre el Tablero III como lo indica la Figura 4.7 y tendrá las siguientes características: Tinaco ROTOPLAS de una capacidad de 1100 lts, con un peso propio de 40 kg y un peso del agua de 1100 kg. Para la base del tinaco se propone una losa de concreto reforzado de dimensiones de 1.2x1.2 m y 10 cm de espesor, apoyada sobre dos muretes de tabique de alta resistencia de la marca TABIMAX de una altura de 1.20 m y 1.2 m de largo.

Unidad: t	
Peso del tinaco =	0.04 t
Peso del agua =	1.1 t
Peso de la losa =	0.3456 t
Peso de muros =	0.3243 t
Peso Total=	1.810 t
Peso por Reacción =	0.905 t

Determinación del factor correspondiente para convertir una carga lineal en una carga uniforme (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.4). Donde a1 y a2 son las dimensiones del tablero medidos desde paño, se obtuvo del Tablero III como lo muestra la Figura 4.7. Por tanto se tiene que a1 = 2.52 m y a2 = 3.45 m

Área del Tablero III donde se colocara el tinaco de agua, Atin =8.694 m^2

La relación es igual a $\frac{a1}{a2}$=0.73 , por tanto el Fcu =1.45

Por tanto se utilizara la ecuación 4.2; donde Wtin es el peso uniforme sobre el tablero, r1 y r2 son las reacciones por el peso del tinaco, Atin es el área del Tablero III donde descansará el peso del tinaco y Fcu es el factor de conversión:

$$Wtin=\frac{r1}{Atin}(Fcu)+\frac{r2}{Atin}(Fcu) \qquad (4.2)$$

Por tanto se tiene que Wtin es igual a:

$$Wtin=\frac{0.905\ m}{8.694\ m^2}(1.45)+\frac{0.905\ m}{8.694\ m^2}(1.45)=0.3019\ \frac{t}{m^2} \qquad (4.2)$$

A este ultimo valor de Wtin se le debe de sumar el w de la Tabla 4.5.1 para obtener el w total actuante sobre la losa por lo tanto se tiene w = $980.9\frac{kg}{m^2}$

- Se tienen los siguientes datos para el Tablero III que es uno de los más desfavorables según muestra la Figura 4.7. Donde tenemos que: a1 es lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es el lado cargo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2 y $w = 980.9\frac{kg}{m^2}$ que es la carga de servicio obtenida anteriormente.

a1 = 2.62 m – 0.05 m – 0.05 m = 2.52 m
a2 = 3.50 m – 0.05 m = 3.45 m

$$m=\frac{a1}{a2}=0.73 \qquad w=980.9\frac{kg}{m^2}$$

Se tiene el siguiente perímetro (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5):

Perímetro = (1.25) (2.62) + 2.62 + (1.25) (3.5) + (1.25) (3.5) = 14.645 m = 1464.5 cm

Según la fórmula para determinar el peralte mínimo y la corrección que si w > w=380 kg/cm2, se utilizara la ecuación 4.1 y la ecuación 4.1.1 siguiendo el mismo procedimiento que para el Tablero I se tiene que, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5) el d_{min}, es igual a:

$$d_{min}=\frac{1464.5}{250}\left[0.032\sqrt[4]{(2520)(980.9)}\right]=7.43cm \qquad (4.1)$$

Este último valor se le debe de sumar los 2 cm de recubrimiento para obtener el espesor total de la losa, por lo que tenemos que el espesor total es de 9.43 cm lo cual resulta menor al propuesto por lo que se toma como espesor total de la losa de H= 12 cm y con un d= 10cm. Esto se hace para tener un solo espesor uniforme.

Enseguida se presenta la Tabla 4.10 que nos muestra las propiedades de los tableros basada en la Figura 4.7, así como los momentos que encontramos en cada uno de ellos.

Tabla 4.10 Tableros planta azotea

Tabla 4.10.1 Tablero I

Tablero I	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.78	Neg. en bordes interiores	Corto	357	0.485	0.427
	a2	4.43		Largo	333.5	0.453	0.383
	m	0.85	Positivo	Corto	175	0.238	
	d	0.10		Largo	127.5	0.173	
	k	2.65					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(al^2)$	1.359					

Tabla 4.10 Tableros planta azotea continuación…

Tabla 4.10.2 Tablero II

Tablero II	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.25	Neg. en bordes interiores	Corto	306	0.307	0.339
	a2	3.4		Largo	300.8	0.302	0.383
	m	0.96	Positivo	Corto	138.8	0.139	
	d	0.10		Largo	126.4	0.127	
	k	3.08					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	1.005					

Tabla 4.10.3 Tablero III

Tablero III	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
De borde (un lado corto discontinuo)	a1	2.52	Neg. en bordes interiores	Corto	436.6	0.381	0.339
	a2	3.45		Largo	365.4	0.319	
	m	0.73	Neg. en bordes discontinuos	Largo	231.8	0.202	0.236
	d	0.10	Positivo	Corto	228.6	0.199	
	k	3.97		Largo	132.4	0.115	
	w	0.981					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.872					

Tabla 4.10.4 Tablero IV

Tablero IV	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	2.62	Neg. en bordes interiores	Corto	396.3	0.259	0.319
	a2	3.4		Largo	354.2	0.231	0.200
	m	0.77	Positivo	Corto	202.8	0.132	
	d	0.10		Largo	128.6	0.084	
	k	3.82					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.653					

Tabla 4.10 Tableros planta azotea continuación…

Tabla 4.10.5 Tablero V

Tablero V	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	0.72	Neg. en bordes interiores	Corto	546.6	0.027	0.209
	a2	1.4		Largo	407.2	0.020	
	m	0.51	Positivo	Corto	307.6	0.015	
	d	0.10		Largo	138.5	0.007	
	k	13.89					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(al^2)$	0.049					

Tabla 4.10.6 Tablero VI

Tablero VI	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Extremo (Tres bordes discontinuos un largo continuo)	a1	0.9	Neg. en bordes continuos.	Corto	984.4	0.076	0.184
	a2	2.12	Neg. en bordes discontinuos	Corto	414.96	0.032	
	m	0.42		Largo	220	0.017	
	d	0.10	Positivo	Corto	733.36	0.056	
	k	11.11		Largo	390.8	0.030	
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(al^2)$	0.077					

Tabla 4.10.7 Tablero VII

Tablero VII	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	1.97	Neg. en bordes interiores	Corto	633.10	0.234	0.297
	a2	4.86		Largo	428.26	0.158	0.200
	m	0.41	Positivo	Corto	369.24	0.136	
	d	0.10		Largo	145.48	0.054	
	k	5.08					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(al^2)$	0.369					

Tabla 4.10 Tableros planta azotea continuación…

Tabla 4.10.8 Tablero VIII

Tablero VIII	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	2.67	Neg. en bordes interiores	Corto	508.2	0.345	0.427
	a2	4.68		Largo	396.4	0.269	0.236
	m	0.57	Positivo	Corto	281.2	0.191	
	d	0.10		Largo	135.5	0.092	
	k	3.75					
	w	0.679					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.678					

Donde: a1 es la dimensión del lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es la dimensión del lado largo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2, d es el peralte efectivo del tablero, k es la rigidez del tablero que se calcula como $\frac{d^3}{a1}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), w es la carga de servicio al que se someterá el tablero esta en $\frac{t}{m^2}$ y $(10^{-4})(w)(a1^2)$ multiplicado por 1.4 es un factor resultante que multiplica al coeficiente α para obtener el momento Mu recordado que w debe de estar en $\frac{kg}{m^2}$ y a1 en metros.

Enseguida se presenta la Tabla 4.11 basada en los resultados anteriores obtenidos de la Tabla 4.10. Con las rigideces de cada tablero y utilizando el método de Cross, se procede a realizar el ajuste, entre 2 tableros adyacentes, observando la Figura 4.7 cuales son los tableros adyacentes colocando en la Tabla 4.11 los valores correspondientes

Donde: M_U se obtiene de la Tabla 4.10 correspondiente a cada tablero, k es la rigidez del tablero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a $\frac{d^3}{a1}$. Este valor se encuentra en la Tabla 4.10 correspondiente a cada tablero, Δ este es la diferencia de momentos M_U, D (-) es el coeficiente de distribución para la rigidez se define como $D_{ij} = \frac{k_{ij}}{\Sigma k_i}$, M_D es la multiplicación de Δ (D_{ij}), $M_{AJUSTADO}$ es el momento que de acuerdo al sentido que hayamos supuesto, se tendrá que sumar o restar a los tableros correspondientes. $M_{AJUSTADO} = M_u \pm M_D$.

Tabla 4.11 Tablas De Momentos Ajustados

TABLERO	I	II
M_U	0.45	0.30
k	2.65	3.08
Δ	0.15	
D(-)	0.462	0.538
M_D	0.07	0.08
$M_{AJUSTADO}$	0.38	0.38

TABLERO	II	III
M_U	0.31	0.38
k	3.08	3.97
Δ	-0.07	
D(-)	0.437	0.563
M_D	-0.03	-0.04
$M_{AJUSTADO}$	0.34	0.34

TABLERO	III	IV
M_U	0.38	0.26
k	3.97	3.82
Δ	0.12	
D(-)	0.510	0.490
M_D	0.06	0.06
$M_{AJUSTADO}$	0.32	0.32

TABLERO	IV	VII
M_U	0.23	0.16
k	3.82	5.08
Δ	0.07	
D(-)	0.429	0.571
M_D	0.03	0.04
$M_{AJUSTADO}$	0.20	0.20

TABLERO	VII	VIII
M_U	0.23	0.34
k	5.08	3.75
Δ	-0.11	
D(-)	0.575	0.425
M_D	-0.06	-0.05
$M_{AJUSTADO}$	0.30	0.30

TABLERO	VIII	I
M_U	0.34	0.49
k	3.75	2.65
Δ	-0.14	
D(-)	0.586	0.414
M_D	-0.08	-0.06
$M_{AJUSTADO}$	0.43	0.43

TABLERO	VIII	III
M_U	0.27	0.20
k	3.75	3.97
Δ	0.07	
D(-)	0.486	0.514
M_D	0.03	0.03
$M_{AJUSTADO}$	0.24	0.24

TABLERO	IV	V
M_U	0.26	0.03
k	3.82	13.89
Δ	0.23	
D(-)	0.216	0.784
M_D	0.05	0.18
$M_{AJUSTADO}$	0.21	0.21

TABLERO	VII	VI
M_U	0.23	0.08
k	5.08	11.11
Δ	0.16	
D(-)	0.314	0.686
M_D	0.05	0.11
$M_{AJUSTADO}$	0.18	0.18

Se toman los momentos más desfavorables que se presentan en la losa. En este caso se selecciona el momento $M_{AJUSTADO}$ de la Tabla 4.10.1, tomando los valores siguientes: M_U = 426.92 kg-m, corto (-) y M_U = 237.80 kg-m, Corto (+). Conocidos los momentos de diseño se procede a calcular el área de acero para momento negativo por flexión.

- Para momento negativo Mu =426.92 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100cm, d=10cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero. Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_R = F_R\ b\ d^2\ f''c\ q\ \left(1 - 0.5(q)\right) \tag{4.3}$$

$$p = \frac{As}{b\ d} = \frac{As}{100(10)} = 0.001\ As \tag{4.4}$$

$$q = \frac{p\ fy}{f''c} = \frac{(0.001\ As)4200\ \frac{kg}{cm^2}}{170\ \frac{kg}{cm^2}} = 0.0247\ As \tag{4.5}$$

$$As_{Temp} = \frac{660\ x_1}{fy(x_1+100)} \tag{4.6}$$

$$s = \frac{100\ a_0}{As} \tag{4.7}$$

Donde: M_R es el momento flexionante resistente de diseño, q es el índice de refuerzo, p es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión, As es el área de refuerzo longitudinal del acero, As_{Temp} es el acero de refuerzo por cambios volumétricos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7), x_1 es la dimensión medida perpendicularmente al refuerzo, s es la separación del acero y a_0 es al área del acero unitario a utilizar.

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación 4.3, suponiendo que Mu = M_R = 42692 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R = (0.9)(100)(10^2)(170)q(1 - 0.5(q)) \tag{4.3}$$

$$42692 = (1530000)q(1 - 0.5(q)) \tag{4.3.1}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 4.3.1: $q_1 = 1.972$ sustituido en la ecuación 4.5.1 y $q_2 = 0.028$ sustituido en la ecuación 4.5.2; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 4.5, despejando As de la ecuación 4.5 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As = \frac{1.972}{0.0247} = 79.84 cm^2 \qquad (4.5.1)$$

$$As = \frac{0.028}{0.0247} = 1.13 cm^2 \qquad (4.5.2)$$

Enseguida se resuelve le ecuación 4.6.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 12 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 4.6, para obtener la cantidad de acero.

$$As_{Temp} = \frac{660\, x_1}{fy(x_1+100)}(b) = \frac{(660)(12)}{4200(12+100)}(100) = 1.683 cm^2 \qquad (4.6.1)$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el $As_{Temp.}$ por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max} \leq \left\{ \frac{50cm}{3.5x_1 = 3.5(12) = 42cm} \right\}$$

Se utilizaran varillas del Nº 3 con un $a_0 = 0.71 cm^2$, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.7, se obtiene la siguiente separación:

$$s = \frac{100\, a_0}{As} = \frac{100(0.71)}{1.683} = 42.18 cm \qquad (4.7)$$

La separación correspondiente es de 42 cm, pero como la cantidad de acero es menor que la requerida se optara por una separación de 30 cm.

Por lo tanto para la losa de Azotea con un Mu= 426.92 kg-m, corto (-), se tendrá: Varilla del Nº 3 @ 30 cm. Y dado que la diferencia de Mu largo (-) es poca se colocara también Varilla del Nº 3 @ 30 cm en este sentido.

Enseguida se presenta el procedimiento para el diseño de la losa de azotea para momento positivo por flexión.

- Para momento positivo Mu =237.80 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100cm, d=10cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Las ecuaciones serán las mismas, mencionadas anteriormente.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 4.3, suponiendo que Mu = M_R = 23780 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R=(0.9)(100)(10^2)(170)q(1-0.5(q)) \tag{4.3}$$

$$23780=(1530000)q(1-0.5(q)) \tag{4.3.2}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 4.3.2: $q_1=1.984$ sustituido en la ecuación 4.5.3 y $q_2=0.016$ sustituido en la ecuación 4.5.4; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 4.5, despejando As de la ecuación 4.5 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As=\frac{1.984}{0.0247}=80.32cm^2 \tag{4.5.3}$$

$$As=\frac{0.016}{0.0247}=0.647cm^2 \tag{4.5.4}$$

Enseguida se resuelve le ecuación 4.6.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 12 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 4.6, para obtener la cantidad de acero:

$$As_{Temp}=\frac{(660)(x_1)}{fy(x_1+100)}(b)=\frac{(660)(12)}{4200(12+100)}(100)=1.683cm^2 \tag{4.6.1}$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el As_{Temp}, por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{c}50cm\\3.5x_1=3.5(12)=42cm\end{array}\right\}$$

Se utilizaran varillas del Nº 3 con un $a_0 = 0.71cm^2$, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.7, se obtiene la siguiente separación:

$$s=\frac{100\ a_0}{As}=\frac{100(0.71)}{1.683}=42.18cm \qquad (4.7)$$

Por tanto la separación es de 42 cm, pero como la cantidad de acero es menor que la requerida se tendrá una separación de 30 cm.

Por lo tanto para la losa de Azotea Mu= 244.13 kg-m, se tendrá: Varilla del Nº 3 @ 30 cm. En ambos sentidos se de la losa.

En seguida se hace la revisión por cortante (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.6). Con la siguiente serie de ecuaciones donde: V es la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, Vu es la fuerza cortante de diseño, V_{CR} es la fuerza cortante que toma el concreto y f*c la resistencia nominal del concreto a compresión equivalente a 0.8 f'c.

$$V=\left(\frac{a_1}{2}-d\right)\left(0.95-0.5\frac{a_1}{a_2}\right)w \qquad (4.8)$$

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementara en un 15 porciento, por tanto la resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{CR}=0.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{f^*_c} \qquad (4.9)$$

Por tanto se tiene que para el tablero más desfavorable que en este caso es el Tablero I, se tienen los siguientes datos: a1=3.78m, a2=4.43m y $w=679\frac{kg}{m^2}$ obtenidos de la Tabla 4.10.1. Sustituyendo estos valores en la ecuación 4.8, se tiene el siguiente resultado:

$$V=\left(\frac{3.78}{2}-0.10\right)\left(0.95-0.5\left(\frac{3.78}{4.43}\right)\right)(679)=636.10\ kg \qquad (4.8.1)$$

Haciendo el incremento del 15 por ciento se tiene que $V = 731.52\ kg = V_U$, enseguida se sustituyen los datos en la ecuación 4.9

$$V_{CR}=(0.5)(0.8)(100)(10)\left(\sqrt{200}\right)=5656.85\ kg \qquad (4.9.1)$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.8.1 y 4.9.1: $V_U=731.52\ kg < V_{CR}=5656.85\ kg$

En base a la comparación se deduce que el cortante es más que suficiente dado que el V_{CR} es muchísimo más grande que el V_U; por tanto se deduce que la losa soportara el cortante al que se someterá.

4.2.2 LOSA DE ENTREPISO

Procedimiento para la determinación de la cantidad de acero y la separación correspondiente para la losa de entrepiso. En la Figura 4.8 que se observa a continuación se muestra la distribución de los tableros, especificando con número romano el número del tablero, también se especifica con a1-a1 de manera paralela el lado más corto del tablero y con a2-a2 de manera paralela el lado más largo del tablero, también se muestran las dimensiones de los tableros. La línea puntea delimita la dimensión de cada tablero.

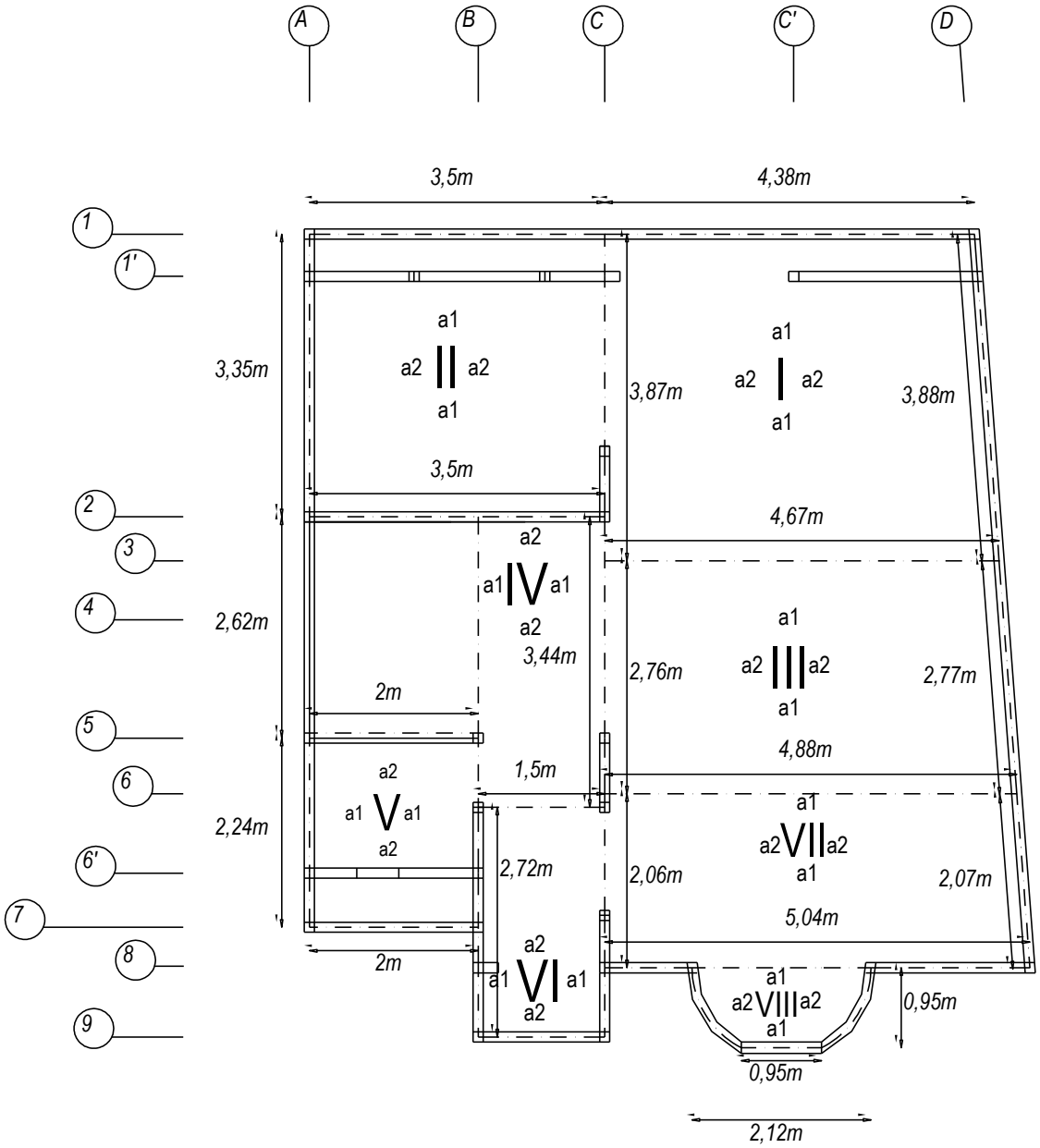


Figura 4.8 Distribución de tableros para la planta de entrepiso.

Enseguida se presenta el proceso de cálculo para poder determinar las propiedades de la losa de entrepiso. Basándose en la Figura 4.8, la Tabla 4.6.1 y la Tabla 4.1.

Como se observa en la Figura 4.8 el elemento MD-101 no se encuentra, pero se puede encontrar en la Figura 4.7, dado que este elemento se asienta sobre la losa de entrepiso. Por lo tanto se debe de transformar su peso de carga lineal a una carga uniformemente repartida.

- Muro divisorio MD-101

Se trata de un muro divisorio de Tabique industrializado de alta resistencia TABIMAX 10, con aplanado en ambas caras (mortero-yeso) de 0.5 cm como se indica en la Tabla 4.1, al ser un muro aparente se debe de transformar su carga lineal a una carga uniformemente repartida. Se tienen los siguientes datos: L = 0.76 m , h = 2.5 m , $w = 0.305 \frac{t}{m^2}$; donde L es la longitud del muro, h es la altura del muro y w es el peso del muro obteniéndose este de la Tabla 4.1.

Una vez tenidos los datos propios del muros de procede a calcular el peso propio del muro de la siguiente manera $w_{MD-101} = L\,(h)\,w$

Por tanto se tiene que: $w_{MD-101} = (0.305)\,(0.76)\,(2.5) = 0.5795$ t; este es el peso total del muro

Este muro recae sobre en el Tablero I como se observa comparando las Figura 4.7 y 4.8, por tanto se determinara el factor correspondiente para convertir una carga lineal en una carga uniforme (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.4). Donde a1 y a2 son las dimensiones del tablero, se obtuvo del Tablero I como lo muestra la Figura 4.8. Por tanto se tiene que a1 = 3.88 m y a2 = 4.53 m

Área del Tablero I donde cae el peso del muro MD-101 =17.57 m^2

La relación es igual a $\frac{a1}{a2} = 0.85$, por tanto el Fcu =1.525

Por tanto se utilizara la ecuación 4.10; donde w_{MD-101} es el peso del muro, A_T es el área del Tablero I donde descansará el peso del muro y F_{CU} es el factor de conversión:

$$w_{MD} = \frac{w_{MD-101}}{A_T}\left(F_{CU}\right) \qquad (4.10)$$

Por tanto sustituyendo en la ecuación 4.10, se tiene que w_{MD} es igual a:

$$w_{MD} = \frac{0.5795}{17.57}\left(1.525\right) = 0.0502\,\frac{t}{m^2} \qquad (4.10)$$

A este último valor de w_{MD} se le debe de sumar el peso w de la Tabla 4.6.1, para obtener el w total actuante sobre el Tablero I, por lo tanto se tiene $w = 631\,\frac{kg}{m^2}$

En seguida se presenta el procedimiento para la determinación del peralte mínimo necesario, en base al tablero más desfavorable que se pueda presentar en la losa. Esto se hará en base a los lineamientos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004)

- Se tienen los siguientes datos para el Tablero 1 que es uno de los más desfavorables según muestra la Figura 4.8. Donde se tiene que: a1 es lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es el lado cargo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2 y w es la carga de servicio que se obtiene de la Tabla 4.6.1.

a1 = 3.88 m – 0.05 m – 0.05 m = 3.78 m
a2 = 4.53 m – 0.05 m – 0.05 m = 4.43 m

$$m=\frac{a1}{a2}=0.85 \qquad w=631\frac{kg}{m^2}$$

Se tiene el siguiente perímetro (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5):

Perímetro = 3.88 + 3.88 + 4.53 + 4.53 = 16.82 m = 1682 cm

Según la fórmula para determinar el peralte mínimo y la corrección que si w > w=380 kg/cm^2, se utilizara la ecuación 4.1, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5) para determinar el peralte mínimo. Con la ecuación 4.1 se calcula el d_{min}, por tanto se tiene:

$$d_{min}=\frac{1682}{250}\left[0.032\sqrt[4]{(2520)(631)}\right]=7.65cm \qquad (4.1)$$

Este último valor se le debe de sumar los 2 cm de recubrimiento para obtener el espesor total de la losa, por lo que tenemos que el espesor total es de 9.65 cm lo cual resulta menor al propuesto por lo que se toma como espesor total de la losa de H= 10 cm y con un d= 8 cm.

Enseguida se presenta la Tabla 4.12 que nos muestra las propiedades de los tableros basada en la Figura 4.8, así como los momentos que encontramos en cada uno de ellos.

Tabla 4.12 Tableros planta de entrepiso

Tabla 4.12.1 Tablero 1

Tablero 1	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	MAJUSTADO (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.78	Neg. en bordes interiores	Corto	357	0.450	0.386
	a2	4.43		Largo	333.5	0.421	0.346
	m	0.85	Positivo	Corto	175	0.221	
	d	0.08		Largo	127.5	0.161	
	k	1.35					
	w	0.631					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	1.262					

Continuación…Tabla 4.12 Tableros planta de entrepiso

Tabla 4.12.2 Tablero II

Tablero II	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.25	Neg. en bordes interiores	Corto	306	0.263	0.204
	a2	3.4		Largo	300.8	0.258	0.346
	m	0.96	Positivo	Corto	138.8	0.119	
	d	0.08		Largo	126.4	0.109	
	k	1.58					
	w	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.858					

Tabla 4.12.3 Tablero III

Tablero III	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	2.67	Neg. en bordes interiores	Corto	508.2	0.294	0.386
	a2	4.68		Largo	396.4	0.230	0.185
	m	0.57	Positivo	Corto	281.2	0.163	
	d	0.08		Largo	135.5	0.079	
	k	1.92					
	w	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.579					

Tabla 4.12.4 Tablero IV

Tablero IV	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	1.4	Neg. en bordes interiores	Corto	624.2	0.099	0.185
	a2	3.34		Largo	426.12	0.068	0.204
	m	0.42	Positivo	Corto	362.88	0.058	
	d	0.08		Largo	144.76	0.023	
	k	3.66					
	w	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.159					

Tabla 4.12.5 Tablero V

Tablero V	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1 =	1.9	Neg. en bordes interiores	Corto	337.8	0.099	0.093
	a2 =	2.14		Largo	322.7	0.095	
	m =	0.89	Positivo	Corto	161.4	0.047	
	d =	0.08		Largo	127.1	0.037	
	k =	2.69					
	w =	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.293					

Tabla 4.12.6 Tablero VI

Tablero VI	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	1.4	Neg. en bordes interiores	Corto	533.8	0.085	0.114
	a2	2.62		Corto	403.6	0.064	0.066
	m	0.53	Positivo	Largo	298.8	0.048	
	d	0.08		Corto	137.5	0.022	
	k	3.66		Largo			
	w	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.159					

Tabla 4.12.7 Tablero VII

Tablero VII	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	1.97	Neg. en bordes interiores	Corto	633.1	0.200	0.222
	a2	4.86		Largo	428.26	0.135	0.114
	m	0.41	Positivo	Corto	369.24	0.116	
	d	0.08		Largo	145.48	0.046	
	k	2.60					
	w	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.315					

Tabla 4.12.8 Tablero VIII

Tablero VIII	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Extremo (Tres bordes discontinuos un lado largo continuo)	a1 =	0.9	Neg. en bordes cont.	Corto	984.4	0.065	0.157
	a2 =	2.12	Neg. en bordes discontinuos	Corto	414.96	0.027	
	m =	0.42		Largo	220	0.014	
	d =	0.08	Positivo	Corto	733.36	0.048	
	k =	5.69		Largo	390.8	0.026	
	w =	0.581					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.066					

Donde: a1 es la dimensión del lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es la dimensión del lado largo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2, d es el peralte efectivo del tablero, k es la rigidez del tablero que se calcula como $\frac{d^3}{a1}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), w es la carga de servicio al que se someterá el tablero esta en $\frac{t}{m^2}$ y $(10^{-4})(w)(a1^2)$ multiplicado por 1.4 es un factor resultante que multiplica al coeficiente α para obtener el momento Mu recordado que w debe de estar en $\frac{kg}{m^2}$ y a1 en m.

Enseguida se presenta la Tabla 4.13 basada en los resultados anteriores obtenidos de la Tabla 4.12. Con las rigideces de cada tablero y utilizando el método de Cross, se procede a realizar el ajuste, entre 2 tableros adyacentes, observando la Figura 4.8 cuales son los tableros adyacentes colocando en la Tabla 4.13 los valores correspondientes.

Donde: M_U se obtiene de la Tabla 4.12 correspondiente a cada tablero, k es la rigidez del tablero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a $\frac{d^3}{a1}$. Este valor también se encuentra en la Tabla 4.12 correspondiente a cada tablero, Δ este es la diferencia de momentos M_U, D (-) es el coeficiente de distribución para la rigidez se define como $D_{ij}=\frac{k_{ij}}{\Sigma k_i}$, M_D es la multiplicación de Δ (D_{ij}), $M_{AJUSTADO}$ es el momento que de acuerdo al sentido que hayamos supuesto, se tendrá que sumar o restar a los tableros correspondientes. $M_{AJUSTADO} = M_u \pm M_D$.

Tabla 4.13 Tablas De Momentos Ajustados

TABLERO	I	II
M_U	0.42	0.26
k	1.35	1.58
Δ	0.163	
D(-)	0.462	0.538
M_D	0.08	0.09
$M_{AJUSTADO}$	0.35	0.35

TABLERO	I	III
M_U	0.45	0.29
k	1.35	1.92
Δ	0.156	
D(-)	0.414	0.586
M_D	0.06	0.09
$M_{AJUSTADO}$	0.39	0.39

TABLERO	III	IV
M_U	0.23	0.10
k	1.92	3.66
Δ	0.130	
D(-)	0.344	0.656
M_D	0.04	0.09
$M_{AJUSTADO}$	0.18	0.18

TABLERO	IV	VI
M_U	0.07	0.06
k	3.66	3.66
Δ	0.004	
D(-)	0.500	0.500
M_D	0.00	0.00
$M_{AJUSTADO}$	0.07	0.07

TABLERO	VI	V
M_U	0.09	0.10
k	3.66	2.69
Δ	-0.014	
D(-)	0.576	0.424
M_D	-0.01	-0.01
$M_{AJUSTADO}$	0.09	0.09

TABLERO	VI	VII
M_U	0.09	0.14
k	3.66	2.60
Δ	-0.050	
D(-)	0.585	0.415
M_D	-0.03	-0.02
$M_{AJUSTADO}$	0.11	0.11

TABLERO	III	VII
M_U	0.29	0.20
k	1.92	0.58
Δ	0.095	
D(-)	0.768	0.232
M_D	0.07	0.02
$M_{AJUSTADO}$	0.22	0.22

TABLERO	VII	VIII
M_U	0.20	0.06
k	2.60	5.69
Δ	0.135	
D(-)	0.314	0.686
M_D	0.04	0.09
$M_{AJUSTADO}$	0.16	0.16

TABLERO	II	IV
M_U	0.26	0.07
k	1.58	3.66
Δ	0.195	
D(-)	0.301	0.699
M_D	0.06	0.14
$M_{AJUSTADO}$	0.20	0.20

Se toman los momentos más desfavorables que se presentan en la losa. En este caso se selecciona el momento $M_{AJUSTADO}$ de la Tabla 4.12.1, tomando los valores siguientes: M_U = 385.84 kg-m, corto (-) y M_U = 220.79 kg-m, Corto (+). Conocidos los momentos de diseño se procede a calcular el área de acero para momento negativo por flexión.

- Para momento negativo Mu =385.84 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100cm, d=8 cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_R = F_R\ b\ d^2\ f''c\ q\ \left(1 - 0.5(q)\right) \tag{4.3}$$

$$p = \frac{As}{b\ d} = \frac{As}{(100)\ 8} = 0.00125\ As \tag{4.11}$$

$$q = \frac{p\ fy}{f''c} = \frac{(0.00125As)\,4200\ \frac{kg}{cm^2}}{170\ \frac{kg}{cm^2}} = 0.031\ As \tag{4.12}$$

$$As_{Temp} = \frac{660\ x_1}{fy(x_1 + 100)} \tag{4.6}$$

$$s = \frac{100\ a_0}{As} \tag{4.7}$$

Donde: M_R es el momento flexionante resistente de diseño, q es el índice de refuerzo, p es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión, As es el área de refuerzo longitudinal del acero, As_{Temp} es el acero de refuerzo por cambios volumétricos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7), x_1 es la dimensión medida perpendicularmente al refuerzo, s es la separación del acero y a_0 es al área del acero unitario a utilizar.

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación 4.3, suponiendo que Mu = M_R = 38584 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R = (0.9)(100)(8^2)(170)q(1 - 0.5(q)) \tag{4.3}$$

$$38584 = (979200)q(1 - 0.5(q)) \tag{4.3.3}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 4.3.3: $q_1 = 1.96$ sustituido en la ecuación 4.12.1 y $q_2 = 0.04$ sustituido en la ecuación 4.12.2; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 4.12, despejando As de la ecuación 4.12 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As = \frac{1.96}{0.031} = 63.23 cm^2 \qquad (4.12.1)$$

$$As = \frac{0.04}{0.031} = 1.29 cm^2 \qquad (4.12.2)$$

Enseguida se resuelve le ecuación 4.6.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 10 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 4.6, para obtener la cantidad de acero.

$$As_{Temp} = \frac{660\, x_1}{fy(x_1+100)}(b) = \frac{(660)(10)}{4200(10+100)}(100) = 1.42\ cm^2 \qquad (4.6.1)$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el $As_{Temp.}$ por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max} \leq \left\{ \frac{50cm}{3.5x_1 = 3.5(10) = 35cm} \right\}$$

Se utilizaran varillas del Nº 3 con un $a_0 = 0.71 cm^2$, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.7, se obtiene la siguiente separación:

$$s = \frac{100\, a_0}{As} = \frac{(100)(0.71)}{1.42} = 50\ cm \qquad (4.7)$$

La separación correspondiente es de 50 cm, pero se optara por una separación de 35 cm.

Por lo tanto para la losa de Entrepiso con un Mu= 385.84 kg-m, corto (-), se tendrá: Varilla del Nº 3 @ 35 cm. Y dado que la diferencia de Mu largo (-) es muy poca se colocara también Varilla del Nº 3 @ 35 cm en este sentido.

Enseguida se presenta el procedimiento para el diseño de la losa de entrepiso para momento positivo por flexión.

- Para momento positivo Mu =220.79 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100cm, d=8 cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Las ecuaciones serán las mismas, mencionadas anteriormente.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 4.3, suponiendo que Mu = M_R = 22079 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R=(0.9)(100)(8^2)(170)q(1-0.5(q)) \tag{4.3}$$

$$22079=(979200)q(1-0.5(q)) \tag{4.3.4}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 4.3.4: $q_1=1.977$ sustituido en la ecuación 4.12.3 y $q_2=0.023$ sustituido en la ecuación 4.12.4; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 4.12, despejando As de la ecuación 4.12 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As=\frac{1.977}{0.031}=63.77cm^2 \tag{4.12.3}$$

$$As=\frac{0.023}{0.031}=0.742cm^2 \tag{4.12.4}$$

Enseguida se resuelve le ecuación 4.6.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 10 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 4.6, para obtener la cantidad de acero.

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}(b)=\frac{(660)(10)}{4200(10+100)}(100)=1.42\ cm^2 \tag{4.6.1}$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el $As_{Temp.}$ por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{c}50cm\\3.5x_1=3.5(10)=35cm\end{array}\right\}$$

Se utilizaran varillas del Nº 3 con un $a_0 = 0.71 cm^2$, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.7, se obtiene la siguiente separación:

$$s=\frac{100\ a_0}{As}=\frac{(100)(0.71)}{1.42}=50\ cm \qquad (4.7)$$

La separación correspondiente es de 50 cm, pero se optara por una separación de 35 cm.

Por lo tanto para la losa de Entrepiso con un Mu= 220.79 kg-m, se tendrá: Varilla del Nº 3 @ 35 cm. En ambos sentidos se de la losa.

En seguida se hace la revisión por cortante (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.6). Con la siguiente serie de ecuaciones donde: V es la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, Vu es la fuerza cortante de diseño, V_{CR} es la fuerza cortante que toma el concreto y f*c la resistencia nominal del concreto a compresión equivalente a 0.8 f'c.

$$V=\left(\frac{a_1}{2}-d\right)\left(0.95-0.5\frac{a_1}{a_2}\right)w \qquad (4.8)$$

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementara en un 15 porciento, por tanto la resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{CR}=0.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{f^*_c} \qquad (4.9)$$

Por tanto se tiene que para el tablero más desfavorable que en este caso es el Tablero I, se tienen los siguientes datos: a1=3.78m, a2=4.43m y $w=631\frac{kg}{m^2}$ obtenidos de la Tabla 4.12.1. Sustituyendo estos valores en la ecuación 4.8, se tiene el siguiente resultado:

$$V=\left(\frac{3.78}{2}-0.08\right)\left(0.95-0.5\left(\frac{3.78}{4.43}\right)\right)(631)=597.74\ kg \qquad (4.8.2)$$

Haciendo el incremento del 15 por ciento se tiene que $V = 687.4\ kg = V_U$, enseguida se sustituyen los datos en la ecuación 4.9

$$V_{CR}=(0.5)(0.8)(100)(8)\left(\sqrt{200}\right)=4525.48\ kg \qquad (4.9.2)$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.8.2 y 4.9.2: $V_U=687.4\ kg < V_{CR}=4525.48\ kg$

En base a la comparación se deduce que el cortante es más que suficiente dado que el V_{CR} es muchísimo más grande que el V_U; por tanto se deduce que la losa soportara el cortante al que se someterá.

4.2.3 ESCALERA

Procedimiento para la determinación de la cantidad de acero y la separación correspondiente para la rampa de la escalera así como de los descansos. En la Figura 4.9 que se observa a continuación se muestra la distribución de los tableros para los descansos de la escalera con la simbología I-E, II-E y III-E. También en las Figuras 4.10, 4.11 y 4.12 se muestran los tramos de la escalera, mostrando en ellas los niveles de cada escalón de los diferentes tramos a encontrar, también se muestra la dimensión de la huella a usar.

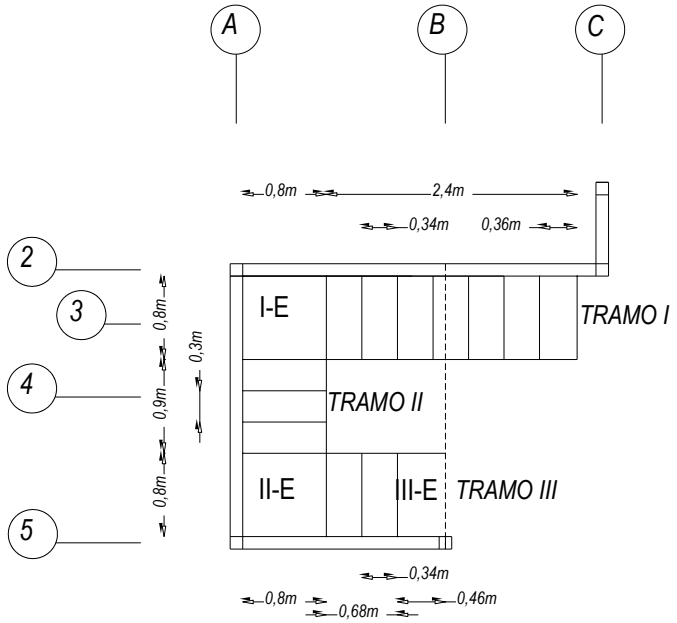


Figura 4.9 Planta de escalera

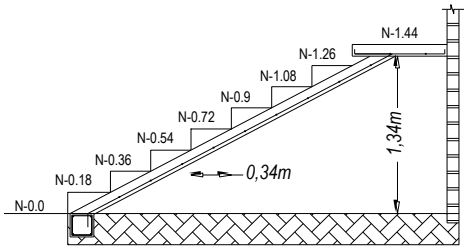


Figura 4.10 Perfil de escalera del tramo I

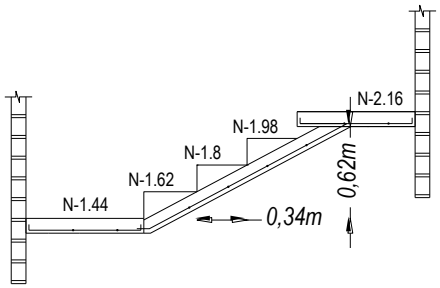


Figura 4.11 Perfil de escalera del tramo II

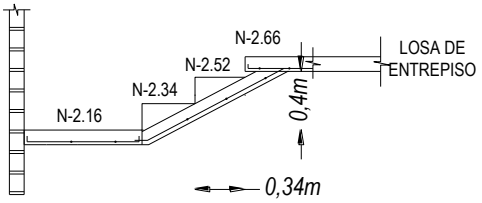


Figura 4.12 Perfil de escalera del tramo III

En seguida se presenta el procedimiento para la determinación del peralte mínimo necesario, en base al tablero más desfavorable que se pueda presentar en los descansos para este caso se tomara el Descanso I-E como lo muestra la Figura 4.9. Esto se hará en base a los lineamientos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004)

Para determinar w se debe de sumar los pesos actuantes sobre él, para ello los cálculos se basaran en las Figuras 4.10 y 4.11, así como los análisis de pesos de las Tablas 4.7.1 y 4.8.1. Los pesos actuantes se determinaran con las siguientes ecuaciones donde: a y b son las dimensiones del elemento, W_m es el peso del elemento, para $W_{I\text{-}E}$ se tomara de la Tabla 4.8.1, para $W_{TRAMO\ I}$ y $W_{TRAMO\ II}$ se tomaran de la Tabla 4.7.1. Cabe constar que los pesos obtenidos de estas ecuaciones son los pesos totales, por lo que se deben de hacer adecuaciones para obtener el peso total.

$$W_{I\text{-}E} = a\ b\ W_m \tag{4.13}$$

$$W_{TRAMO\ I} = a\ b\ W_m \tag{4.14}$$

$$W_{TRAMO\ II} = a\ b\ W_m \tag{4.15}$$

Enseguida se muestra la ecuación para determinar el peso total que actúa sobre el Descanso I-E:

$$w = W_{I\text{-}E} + \frac{W_{TRAMO\ I}}{2} + \frac{W_{TRAMO\ II}}{2} \tag{4.16}$$

Donde ha $W_{TRAMO\ I}$ y $W_{TRAMO\ II}$ se debe de dividir entre dos, esto es porque se considera que la rampa se apoya entre dos apoyos. Por tanto sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$w = (0.85\ m)(0.85\ m)\left(0.774\ \frac{t}{m^2}\right) + \frac{(0.85\ m)(2.8\ m)\left(0.99\ \frac{t}{m^2}\right)}{2} + \frac{(0.85\ m)(1.15\ m)\left(0.99\ \frac{t}{m^2}\right)}{2} \tag{4.16}$$

Enseguida una vez obtenido el resultado este se debe de dividir entre el área del Descanso I-E para obtener el peso en $\frac{kg}{m^2}$, por tanto se tiene el siguiente resultado:

$$w = \frac{2.22\ t}{(0.85\ m)(0.85\ m)} = 3.07\ \frac{t}{m^2} = 3072.66\ \frac{kg}{m^2}$$

Este peso w es el peso que se deberá se usar para determinar el peralte mínimo para los descansos

- Se tienen los siguientes datos para el Descanso I-E que es uno de los más desfavorables según muestra la Figura 4.9. Donde se tiene que: a1 es lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es el lado cargo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2 y w es la carga de servicio que se obtuvo anteriormente.

a1 = 0.85 m – 0.05 m = 0.8 m
a2 = 0.85 m – 0.05 m = 0.8 m

$$m = \frac{a1}{a2} = 1$$

$$w = 3072.66\ \frac{kg}{m^2}$$

Se tiene el siguiente perímetro (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5):

Perímetro = 0.85 + (1.25) (0.85) + (1.25) (0.85) + 0.85 = 3.825 m = 382.5 cm

Según la fórmula para determinar el peralte mínimo y la corrección que si w > w=380 kg/cm^2, se utilizara la ecuación 4.1, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5) para determinar el peralte mínimo. Con la ecuación 4.1 se calcula el d_{min}, por tanto se tiene:

$$d_{min}=\frac{382.5}{250}\left[0.032\sqrt[4]{(2520)(3072.66)}\right]=2.58\text{ cm} \qquad (4.1)$$

Este último valor se le debe de sumar los 2 cm de recubrimiento para obtener el espesor total de la losa, por lo que tenemos que el espesor total es de 4.58 cm lo cual resulta menor al propuesto por lo que se toma como espesor total de la losa de H= 10 cm y con un d= 8 cm.

Enseguida se presenta la Tabla 4.14 que nos muestra las propiedades de los descansos basada en la Figura 4.9, así como los momentos que encontramos en cada uno de ellos.

Tabla 4.14 Descansos de la escalera

Tabla 4.14.1 Descanso I-E

Descanso I-E	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)
De esquina (Dos lados adyacentes discontinuos)	a1	0.8	Neg. En bordes interiores	Corto	324	0.089
	a2	0.8		Largo	324	0.089
	m	1.00	Neg. En bordes discontinuos	Corto	190	0.052
	d	0.08		Largo	190	0.052
	k	6.40	Positivo	Corto	137	0.038
	w	3.07		Largo	137	0.038
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.275				

Tabla 4.14.2 Descanso II-E

Descanso II-E	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)
De esquina (Dos lados adyacentes discontinuos)	a1	0.8	Neg. En bordes interiores	Corto	324	0.056
	a2	0.8		Largo	324	0.056
	m	1.00	Neg. En bordes discontinuos	Corto	190	0.033
	d	0.08		Largo	190	0.033
	k	6.40	Positivo	Corto	137	0.024
	w	1.935		Largo	137	0.024
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.173				

Tabla 4.14.3 Descanso III-E

Descanso III-E	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)
De esquina (Dos lados adyacentes discontinuos)	a1	0.47	Neg. En bordes interiores	Corto	536.8	0.015
	a2	0.8		Largo	457	0.013
	m	0.59	Neg. En bordes discontinuos	Corto	325.1	0.009
	d	0.08		Largo	249	0.007
	k	10.89	Positivo	Corto	311.2	0.009
	w	0.910		Largo	146.6	0.004
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	0.028				

Donde: a1 es la dimensión del lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es la dimensión del lado largo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2, d es el peralte efectivo del tablero, k es la rigidez del tablero que se calcula como $\frac{d^3}{a1}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), w es la carga de servicio al que se someterá el tablero esta en $\frac{t}{m^2}$ y $(10^{-4})(w)(a1^2)$ multiplicado por 1.4 es un factor resultante que multiplica al coeficiente α para obtener el momento Mu recordado que w debe de estar en $\frac{kg}{m^2}$ y a1 en m.

Se toma el momento más desfavorable que se presenta en el descanso. En este caso se selecciona el momento M_U de la Tabla 4.14.1, tomando los valores siguientes: M_U = 89.25 kg-m, corto (-) y M_u = 37.74 kg-m m, Largo (+). Conocidos los momentos de diseño se procede a calcular el área de acero para momento negativo por flexión.

- Para momento negativo Mu =89.25 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=85 cm, d=8 cm, $f'c=250\frac{kg}{cm^2}$, $f''c=170\frac{kg}{cm^2}$ y $fy=4200\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_R=F_R\ b\ d^2\ f''c\ q\left(1-0.5(q)\right) \tag{4.3}$$

$$p=\frac{As}{b\ d}=\frac{As}{(85)\ 8}=0.0015\ As \tag{4.17}$$

$$q=\frac{p\ fy}{f''c}=\frac{(0.0015\ As)4200\frac{kg}{cm^2}}{170\frac{kg}{cm^2}}=0.037\ As \tag{4.18}$$

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy\left(x_1+100\right)} \tag{4.6}$$

$$s=\frac{100\,a_0}{As} \tag{4.7}$$

Donde: M_R es el momento flexionante resistente de diseño, q es el índice de refuerzo, p es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión, As es el área de refuerzo longitudinal del acero, As_{Temp} es el acero de refuerzo por cambios volumétricos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7), x_1 es la dimensión medida perpendicularmente al refuerzo, s es la separación del acero y a_0 es al área del acero unitario a utilizar.

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación 4.3, suponiendo que Mu = M_R = 8925 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R=\left(0.9\right)\left(85\right)\left(8^2\right)\left(170\right)q\left(1-0.5\left(q\right)\right) \tag{4.3}$$

$$8925=\left(832320\right)q\left(1-0.5\left(q\right)\right) \tag{4.3.5}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 4.3.5: $q_1=1.99$ sustituido en la ecuación 4.17.1 y $q_2=0.01$ sustituido en la ecuación 4.17.2; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 4.17, despejando As de la ecuación 4.17 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As=\frac{1.99}{0.037}=53.78cm^2 \tag{4.17.1}$$

$$As=\frac{0.01}{0.037}=0.27cm^2 \tag{4.17.2}$$

Enseguida se resuelve le ecuación 4.6.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 10 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 4.6, para obtener la cantidad de acero.

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}\left(b\right)=\frac{\left(660\right)\left(10\right)}{4200(10+100)}\left(85\right)=1.21\ cm^2 \tag{4.6.1}$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el $As_{Temp,}$ por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{c}50cm\\3.5x_1=3.5(10)=35cm\end{array}\right\}$$

Se utilizaran varillas del Nº 3 con un a_0 = $0.71cm^2$, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.7, se obtiene la siguiente separación:

$$s=\frac{100\,a_0}{As}=\frac{(100)(0.71)}{1.21}=58.68\text{ cm} \tag{4.7}$$

La separación correspondiente es de 58.68 cm, pero se optara por una separación de 30 cm.

Por lo tanto para la losa de descanso de la escalera con un Mu= 89.25 kg-m, corto (-), se tendrá: Varilla del Nº 3 @ 30 cm en ambos sentidos, para el sentido positivo no se tendrá varilla dado que el momento es muy pequeño, por tanto se opto por no ponerle a este sentido.

- Diseño de la rampa de escalera

Para el cálculo de la rampa de escalera solamente se tomaran las propiedades de la sección más crítica que es el Tramo I. Para lo cual se tienen los siguientes datos W_m =0.99 $\frac{t}{m^2}$, L = 2.8 m, a = 0.85 m; donde W_m es el peso el cual se obtiene de la Tabla 4.8.1, L es el largo del elemento y a es el ancho del mismo. Por tanto se seguirán las siguientes ecuaciones para poder determinar las propiedades de la rampa.

$$M_{Max}=\frac{(W_m)(L^2)}{8}=\frac{(0.99)(0.85^2)}{8}=0.0894\text{t-m} \tag{4.19}$$

$$M_U=(0.089\text{t-m})(1.4)=0.125\text{t-m} \tag{4.20}$$

$$V_{Max}=\frac{(W_m)(L)}{2}=\frac{(0.99)(0.85)}{2}=0.42\text{t} \tag{4.21}$$

$$V_U=(0.42\text{t})(1.4)=0.589\text{t} \tag{4.22}$$

Donde: M_{Max} es el momento actuante sobre el ancho de la escalera, M_U se obtiene de la multiplicación de M_{Max} por un factor de carga que en este caso es de 1.4, V_{Max} es el cortante máximo que se presenta en la losa de escalera, V_U se obtiene de la multiplicación de V_{Max} por un factor de carga que en este caso es de 1.4. Ahora que se tienen estos datos se procederá al cálculo de As mínimo requerido, tomando en cuenta que la losa trabaja en una sola dirección

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=85 cm, d=8 cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Se utilizaran las ecuaciones anteriores de este tema.

Se determinara primero el acero mínimo mediante las ecuaciones siguientes:

Para el sentido en el que trabaja la rampa de la escalera

$$As_{min}=\left(\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{fy}\right)(b\ d)=\left(\frac{0.7\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}}}{4200\frac{kg}{cm^2}}\right)(85(8))=1.79cm^2 \tag{4.23}$$

Para el sentido en que no trabaja la losa

$$As_{Temp}=\frac{660\ x_1}{fy(x_1+100)}(b)=\frac{660(10)}{4200(10+100)}(85)=1.21cm^2 \tag{4.6.1}$$

Acero máximo permitido en la rampa de la escalera

$$As_{Max}=\left[\frac{f''_c}{fy}\ \frac{6000\beta_1}{fy+6000}\ b\ d\right](0.9)=\left[\frac{170}{4200}\left(\frac{(6000)(0.85)}{4200+6000}\right)(85(8))\right](0.9)=12.39\ cm^2 \tag{4.24}$$

A continuación se calculara la separación máxima del refuerzo respetando las restricciones siguientes

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{l}50cm\\3.5x_1=3.5(10)=35cm\end{array}\right\}$$

Usando varillas del Nº 3, se tiene que a_o= 0.71 cm^2 y usando las siguientes ecuaciones tenemos que:
Por refuerzo mínimo

$$S=\frac{100\ a_o}{As_{Min}}=\frac{100(0.71)}{1.79}=39.66\ cm \tag{4.25}$$

Por refuerzo por temperatura

$$S=\frac{100\ a_o}{As_{Temp}}=\frac{100(0.71)}{1.21}=58.68\ cm \tag{4.26}$$

Por refuerzo por acero máximo

$$S=\frac{100\ a_o}{As_{Max}}=\frac{100(0.71)}{12.39}=5.73\ cm \tag{4.27}$$

- Para el claro corto a = 0.85 m, (Sentido en que trabaja la losa): S = 39.66 cm > S_{Max} = 30 cm por tanto se debe de usar S =30 cm para el claro corto que es de 0.85 m.
- Para el claro largo L=2.8 m, (Sentido en que no trabaja la losa): S = 58.68 cm > S_{Max} = 30 cm por tanto se debe de usar S= 30 cm para el claro largo que es de 2.80 m.

Enseguida se debe de revisar la resistencia a flexión de la rampa de la escalera mediante las ecuaciones

$$M_R=F_R\ b\ d^2\ f''c\ q\ (1-0.5(q)) \tag{4.3}$$

$$p=\frac{As}{b\ d}=\frac{1.79}{(85)\ 8}=0.00263 \tag{4.28}$$

$$q=\frac{p\,fy}{f''c}=\frac{(0.00263)4200\frac{kg}{cm^2}}{170\frac{kg}{cm^2}}=0.06497 \qquad (4.29)$$

Donde el valor de la ecuación 4.23 se sustituye en ecuación para determinar el valor de la ecuación 4.28 y así poder determinar el valor de ecuación 4.29.

Se sustituyen los valores anteriores en la ecuación 4.3, para determinar si la rampa puede resistir la carga a la que estará sometida.

$$M_R=(832320)(0.06497)(1-0.5(0.06497))=0.523\ \text{t-m} \qquad (4.3)$$

A este último valor se compara con el momento último: M_R = 0.523 t-m > M_U = 0.125 t-m; Por tanto la estructura soportara las cargas a las que se someterá.

- Revisión por cortante en la rampa de escalera.

Para vigas y losas en una dirección sin pre esfuerzo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1.) en este caso se tiene que $p = 0.00263$.

Por tanto si $p < 0.015$ se tiene que él V_{CR} es:

$$V_{CR}=F_R\ b\ d\ (0.2+20(p))\sqrt{f_c^*} \qquad (4.30)$$

$$V_{CR}=(0.8)(85)(8)(0.20+20(0.00263))(\sqrt{200})=1943.33\ \text{kg}=1.943\ \text{t} \qquad (4.30.1)$$

Este último cortante calculado con la ecuación 4.30, lo comparamos con el cortante último de la ecuación 4.22: V_{CR} =1.943t > V_U = 0.589t. Por tanto el cortante es suficiente y resistirá el cortante al que se someterá.

4.2.4 ANALISIS Y DISEÑO DE TRABES

Las vigas o trabes son elementos estructurales que en si recibe toda la carga superior a la que se someterán para posteriormente transferirla a los elementos inferiores como son columnas y estas a su vez a la cimentación. Las trabes trabajan principalmente a flexión del cual los acompaña una fuerza cortante, estos elementos también pueden recibir otros tipos de cargas como son puntuales, uniformes o combinaciones de las mismas, como se ven en los ejercicios siguientes, las vigas también tendrán varios tipos de claro. La determinación de sus propiedades geométricas y de la cantidad y posición del acero de refuerzo deben de escogerse de manera que se satisfagan ciertos requisitos preestablecidos de seguridad y de comportamiento bajo condiciones de servicio. Como cualquier problema de ingeniería, el costo influye de manera importante en la solución que por fin se adopte. Por último debe procurarse que la estructura sea estéticamente aceptable.

Como se menciono anteriormente se utilizaran materiales convencionales para su construcción, recordando que los materiales deben de cumplir con la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004). En los cálculos siguientes para las trabes del proyecto se utilizara concreto con un f'c = 250 kg/cm^2.

Para el análisis de trabes lo más conveniente sería utilizar algún software en el análisis de cargas para una mayor rapidez y sencillez a la hora de hacer este tipo de trabajos, pero para este caso se hará de la manera tradicional, calculando cada uno de los elementos por separado, para tener un panorama general del comportamiento de las trabes. Por lo que en cálculos futuros solamente se presentan los análisis finales, ya realizados a las trabes.

Dado que se tienen varias trabes con posiblemente varias combinaciones de carga, se propone que para el cálculo se utilice el principio de superposición, que consiste en calcular todos los elementos como elementos simples. En otras palabras convertir un sistema complejo en varios sistemas sencillos que se puedan calcular con formulas ya establecidas. Para ello se basaran las formulas para el diseño de vigas en el manual de (BEAM DESIGN FORMULAS WITH SHEAR AND MOMENT DIAGRAMS, American Forest & Paper Association, 2007).

4.2.4.1 TRABES PLANTA DE AZOTEA

El la Figura 4.13 se muestra la propuesta para la colocación de las trabes en la planta de azotea, en esta figura se muestra la longitud de cada trabe en la planta de azotea, la marcación de las trabes de hizo de izquierda a la derecha para los elementos horizontales y de abajo hacia arriba para los elementos verticales. Como se muestra en la Figura 4.13 hay muy pocas trabes por diseñar, pero el inconveniente de estos elemento es que hay una trabe con un claro muy grande por lo que se deberá de tener cuidado a la hora de empezar con su diseño.

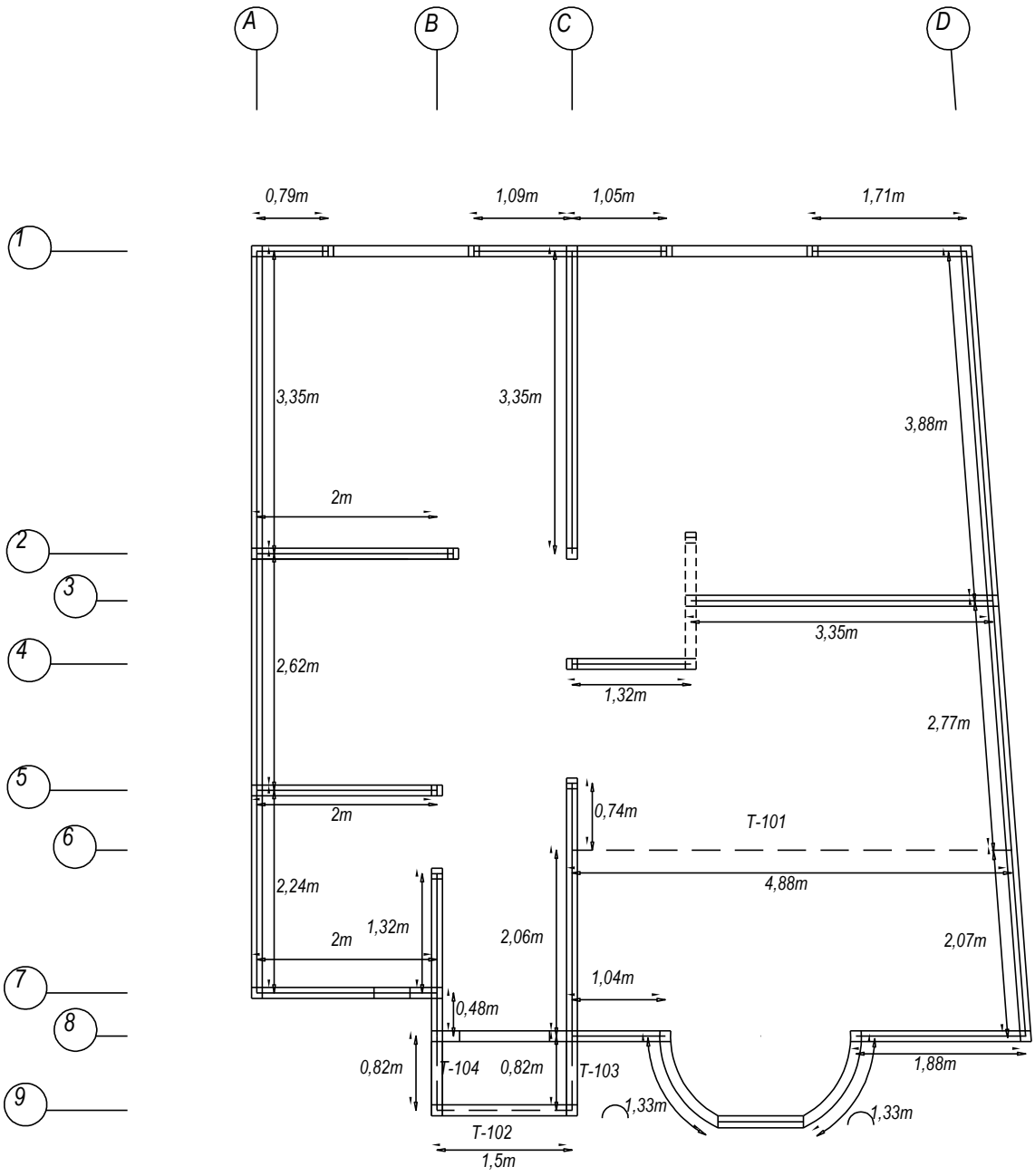


Figura 4.13 Trabes planta de azotea

En la Figura 4.13 se usa la nomenclatura de T-101, por ejemplo, para identificar trabes que se desean diseñar, por ejemplo a la Trabe 101 del nivel de azotea de le identifica con el símbolo T-101. Las áreas tributarias se podrán observar en el Capítulo Diseño por cargas verticales.

- Análisis del elemento T-101:

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son W_{AZOTEA} que es el peso de la losa de azotea, $W_{T\text{-}101}$, que es el peso propio de la trabe y $L_{T\text{-}101}$ = 4.88 m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizaran la siguiente ecuación:

$$W_{AZOTEA} = (\text{Área tributaria})\text{Carga de servicio } w_m \tag{4.31}$$

Donde: el área tributaria, es aquella área que recae sobre la trabe esta deberá de estar en m^2, y la carga de servicio w_m, se tomara el valor de la tabla 4.5.1.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-101. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 8.81 m^2.

$$W_{AZOTEA} = (8.81\ m^2)\left(0.68\ \frac{t}{m^2}\right) = 5.99\ t \tag{4.31.1}$$

Descarga de W_{AZOTEA} por metro lineal es de:

$$W_{AZOTEA} = \frac{5.99\ t}{4.88\ m} = 1.227\ \frac{t}{m} = 1227.46\ \frac{kg}{m} \tag{4.31.2}$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-101 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =30 cm, h= 35 cm, r=2cm, d= 33cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe con la ecuación 4.32, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T\text{-}101} = (b)(h)(g_c) = (0.30\ m)(0.35\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.252\ \frac{t}{m} \tag{4.32}$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa y de la trabe, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.2 y 4.32 para obtener el peso total sobre T-101. Como lo muestra la ecuación 4.33

$$W_{Total} = W_{AZOTEA} + W_{T\text{-}101} = 1227.46\ \frac{kg}{m} + 252\ \frac{kg}{m} = 1479.46\ \frac{kg}{m} = 1.479\ \frac{t}{m} \tag{4.33}$$

Al resultado de la ecuación 4.33, se multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento ultimo y V_U, que es el cortante ultimo, correspondientes a T-101 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe. Por lo que se tienen los siguientes resultados con la siguiente serie de ecuaciones:

$$W_{Total} = \left(1479.46\ \frac{kg}{m}\right)(1.4) = 2071.24\ \frac{kg}{m} = 2.071\ \frac{t}{m} \tag{4.34}$$

$$M_U = M_{MAX} = \frac{W_{Total}\ L^2}{8} = \frac{\left(2071.24\ \frac{kg}{m}\right)(4.88\ m)^2}{8} = 6165.68\ kg\text{-}m = 6.166\ t\text{-}m \quad (4.34.1)$$

$$V_U = V_{MAX} = \frac{W_{Total}\ L}{2} = \frac{\left(2071.24\ \frac{kg}{m}\right)(4.88\ m)}{2} = 5297.83\ kg = 5.297\ t \quad (4.34.2)$$

Con los resultados de las ecuaciones 4.34.1 y 4.31.2, se podrán calcular las propiedades de la trabe T-101 para ello se cuentan con los siguientes datos: F_R=0.9, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f*c=200 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), f'c es la resistencia del concreto a compresión, f*c se determina con la expresión f*c =0.8 f'c, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2 y 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las siguientes ecuaciones, tomando en cuenta las formulas (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.4), y haciendo uso de la fórmula 4.4 se tienen las siguientes formulas:

$$p_b = \frac{f''c}{fy}\ \frac{6000(\beta_1)}{fy+6000} = \left(\frac{170}{4200}\right)\left(\frac{6000(0.85)}{4200+6000}\right) = 0.024 \quad (4.35)$$

$$p_{MAX} = 0.75\ p_b = 0.75(0.024) = 0.018 \quad (4.36)$$

$$p_{MIN} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.70\ \sqrt{250}}{4200} = 0.0028 = 0.003 \quad (4.37)$$

$$q_{MAX} = p_{MAX}\frac{fy}{f''c} = 0.018\left(\frac{4200}{170}\right) = 0.445 \quad (4.38)$$

$$q_{MIN} = p_{MIN}\frac{fy}{f''c} = 0.003\left(\frac{4200}{170}\right) = 0.074 \quad (4.39)$$

Donde: p_b es la cuantía de acero balanceada, β_1 es un factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), p_{MAX} es la cuantía máxima, p_{MIN} es la cuantía mínima, q_{MAX} es el índice de refuerzo máximo, q_{MIN} es el índice de refuerzo mínimo.

Con estos resultados puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 4 Var. #5 = As = 7.96 cm^2; As_{TOTAL} = 7.96 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As_{TOTAL} es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.40 y 4.41 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p=\frac{As_{TOTAL}}{b\,d}=\frac{7.96\ cm^2}{(30\ cm)(33\ cm)}=0.00804 \succ p_{MIN} \tag{4.40}$$

$$q=\frac{p\,fy}{f''c}=\frac{0.00804\left(4200\ \frac{kg}{cm^2}\right)}{170\ \frac{kg}{cm^2}}=0.199 \tag{4.41}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.40 y 4.41, se hace uso de la formula 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R=(0.9)(30)(33^2)(170)(0.199)(1-0.5(0.199))=8957.31\ kg\text{-}m = 8.96\ t\text{-}m \tag{4.3}$$

Este ultimo valor de M_R = 8.96 t-m es mayor que M_U = 6.166 t-m; por se deduce que T-101 soportara el momento al que se someterá. Con las dimensiones propuestas así como con la cantidad de varilla que se propuso.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 5297.83 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.00804. por tanto: Si p < 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR}=F_R\ b\ d(0.2+20(p))\sqrt{f^*c} \tag{4.42}$$

$$V_{CR}=(0.8)(30)(33)(0.2+(20)(0.00804))\sqrt{200}=4041.167\ kg=4.041\ t \tag{4.42.1}$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.34.2 y 4.42.1: V_U = 5297.83 kg > V_{CR} = 4041.167 kg, y se deduce que el concreto por si solo es insuficiente por lo que se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.43}$$

$$(2.5)(0.8)(30\ cm)(33\ cm)\sqrt{200\frac{kg}{cm^2}}=28001.43\ kg=28.00\ t \tag{4.43.1}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.34.2 y 4.43.1: V_U = 5297.83 kg < 28001.43 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.44}$$

$$(1.5)(0.8)(30\text{ cm})(33\text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 16800.86\text{ kg} = 16.80\text{ t} \tag{4.44.1}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.34.2 y 4.44.1: V_U = 5297.83 kg < 16800.86 kg; este resultado es incorrecto; pero por comprobación se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25(d) = (0.25)(33\text{ cm}) = 8.25\text{ cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.1, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.1.

Por tanto: V_U = 5297.83 kg > V_{CR} = 4041.167 kg y V_U = 5297.83 kg < 16800.86 kg; la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d) = (0.5)(33\text{ cm}) = 16.5\text{ cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

$$s = \frac{F_R\ A_V\ Fy\ d}{V_{SR}} \tag{4.45}$$

Donde: F_R es el factor de resistencia por cortante igual a 0.8 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), A_V es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s, θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; en este caso θ = 0º, V_{SR}: es la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{SR} = V_U - V_{CR}$).

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.2). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR}$ = 5297.83 kg - 4041.167 kg = 1256.66 kg. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s = \frac{(0.8)\left(0.98\text{ cm}^2\right)\left(4200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(33\text{ cm})}{1256.66\text{ kg}} = 86.47\text{ cm} \tag{4.45.1}$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 16.5 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 15 cm.

En este apartado se examinaran los elementos T-102, T-103 y T-104, que se podrán observaren a Figura 4.13 y se observa que estos elementos forman un sistema, por lo que se debe de descomponer este sistema complejo en varios subsistemas sencillos conocidos de los cuales ya se tengan formulas establecidas por tanto:

- ANALISIS DE T-102

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son W_{AZOTEA} que es el peso de la losa de azotea, $W_{T\text{-}102}$, que es el peso propio de la trabe, W_{PRETIL} que es el peso del pretil y $L_{T\text{-}102}$ = 1.50 m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizara la ecuación 4.31.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-102. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 0.562 m^2.

$$W_{AZOTEA} = \left(0.562\ m^2\right)\left(0.68\ \frac{t}{m^2}\right) = 0.382\ t \qquad (4.31.3)$$

Descarga de W_{AZOTEA} por metro lineal es de:

$$W_{AZOTEA} = \frac{0.382\ t}{1.50\ m} = 0.255\ \frac{t}{m} = 254.67\ \frac{kg}{m} \qquad (4.31.4)$$

Calculando el peso por metro lineal del pretil que actúa sobre T-102, recordando que el peso del pretil es de 0.1 t/m^2 según lo recomendado por las (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, tabla 6.1), y siguiendo los mismos pasos del cálculo de W_{AZOTEA}, hay que recordar que L = 1.5m, que es su longitud y la h= 1.2m, que es su altura; son las dimensiones del pretil. Por tanto se tiene el peso del pretil por metro lineal es:

$$W_{PRETIL} = \left(0.1\ \frac{t}{m^2}\right)(1.5\ m)\ (1.2\ m) = \frac{0.18\ t}{1.5\ m} = 0.12\ \frac{t}{m} \qquad (4.46)$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-102 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =15 cm, h= 15 cm, r=2cm, d= 13cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe con la ecuación 4.47, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T\text{-}102} = (b)\ (h)\ (g_c) = (0.15\ m)\ (0.15\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.054\ \frac{t}{m} \qquad (4.47)$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa, trabe y el pretil, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.4, 4.46 y 4.47 para obtener el peso total sobre T-102. Como lo muestra la ecuación 4.48

$$W_{Total} = W_{AZOTEA} + W_{T\text{-}102} + W_{PRETIL} = 254.67\ \frac{kg}{m} + 54\ \frac{kg}{m} + 120\ \frac{kg}{m} = 428.67\ \frac{kg}{m} = 0.429\ \frac{t}{m} \qquad (4.48)$$

Al resultado de la ecuación 4.48, se multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento ultimo y V_U, que es el cortante ultimo, correspondientes a T-102 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe. Por lo que se tienen los siguientes resultados con la siguiente serie de ecuaciones:

$$W_{Total} = \left(429 \frac{kg}{m}\right)(1.4) = 600.6 \frac{kg}{m} = 0.600 \frac{t}{m} \tag{4.49}$$

$$M_U = M_{MAX} = \frac{W_{Total} L^2}{8} = \frac{\left(600.6 \frac{kg}{m}\right)(1.5\ m)^2}{8} = 168.75\ kg\text{-}m = 0.169\ t\text{-}m \tag{4.49.1}$$

$$V_U = V_{MAX} = \frac{W_{Total} L}{2} = \frac{\left(600.6 \frac{kg}{m}\right)(1.5\ m)}{2} = 450.45\ kg = 0.450\ t \tag{4.49.2}$$

Con los resultados de las ecuaciones 4.49.1 y 4.49.2, se podrán calcular las propiedades de la trabe T-102, para ello se cuentan con los siguientes datos: F_R=0.9, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f*c=200 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), f'c es la resistencia del concreto a compresión, f*c se determina con la expresión f*c =0.8 f'c, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2 y 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las ecuaciones 4.35 a 4.39 como restricciones y siguiendo la misma metodología de solución que para T-101 se tiene que con estos resultados se puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 2 Var. #3 = As = 1.42 cm^2; As_{TOTAL} = 1.42 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As_{TOTAL} es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.50 y 4.51 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p = \frac{As_{TOTAL}}{b\ d} = \frac{1.42\ cm^2}{(15\ cm)(13\ cm)} = 0.0073 \succ p_{MIN} \tag{4.50}$$

$$q = \frac{p\ fy}{f''c} = \frac{0.0073\left(4200 \frac{kg}{cm^2}\right)}{170 \frac{kg}{cm^2}} = 0.1803 \tag{4.51}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.50 y 4.51, se hace uso de la formula 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R = (0.9)(15)(13^2)(170)(0.1803)(1 - 0.5(0.1803)) = 636.26\ kg\text{-}m = 0.636\ t\text{-}m \tag{4.3}$$

Este ultimo valor de M_R = 0.636 t-m es mayor que M_U = 0.169 t-m; por lo que se deduce que T-102 soportara el momento al que se someterá. Con las dimensiones propuestas.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 450.45 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.0073. por tanto: Si p < 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR}=F_R\ b\ d\left(0.2+20\left(p\right)\right)\sqrt{f^*c} \tag{4.42}$$

$$V_{CR}=\left(0.8\right)\left(15\right)\left(13\right)\left(0.2+\left(20\right)\left(0.0073\right)\right)\sqrt{200}=763.34\ \text{kg}=0.763\ \text{t} \tag{4.42.2}$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.49.2 y 4.42.2: V_U = 450.45 kg < V_{CR} = 763.34 kg, y se deduce que el concreto por si solo es suficiente pero por ejercicio se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.43}$$

$$\left(2.5\right)\left(0.8\right)\left(15\ \text{cm}\right)\left(13\ \text{cm}\right)\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}=5515.43\ \text{kg}=5.52\ \text{t} \tag{4.43.2}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.49.2 y 4.43.2: V_U = 450.45 kg < 5515.43 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.44}$$

$$\left(1.5\right)\left(0.8\right)\left(15\ \text{cm}\right)\left(13\ \text{cm}\right)\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}=3309.26\ \text{kg}=3.31\ \text{t} \tag{4.44.2}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.49.2 y 4.44.2: V_U = 450.45 kg < 3309.26 kg; este resultado es incorrecto; pero por comprobación se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25\left(d\right)=\left(0.25\right)\left(13\ \text{cm}\right)=3.25\ \text{cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.2, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.2.

Por tanto: V_U = 450.45 kg < V_{CR} = 763.34 kg y V_U = 450.45 kg < 3309.26 kg; se observa que no cumple con las condiciones pero por ejercicio la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d)=(0.5)(13\text{ cm})=6.5\text{ cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.2). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR}$ = 450.45 kg – 763.34 kg = -312.89 kg = 312.89 kg. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s=\frac{(0.8)(0.98\text{ cm}^2)\left(4200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(13\text{ cm})}{312.89\text{ kg}}=136.809\text{ cm} \qquad (4.45.2)$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 6.5 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 6 cm.

- ANALISIS DE T-103 Y T-104

En este análisis se puede observar en la Figura 4.13 que el elemento T-103 es equivalente a T-104 por lo que solo se tendrá que calcular los elementos de uno de ellos y usarlos sus resultados en el otro. Por lo que tanto se podrá suponer que T-103 = T-104.

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles se someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son W_{AZOTEA} que es el peso de la losa de azotea, $W_{T\text{-}103}$ que es el peso propio de la trabe, W_{PRETIL} que es el peso del pretil, $P_{T\text{-}102}$ = 450.45 kg que es la carga puntual de la trabe T-102 y $L_{T\text{-}103}$ = 0.82 m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizara la ecuación 4.31.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-103. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 0.333 m^2.

$$W_{AZOTEA} = \left(0.333\text{ m}^2\right)\left(0.68\ \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right) = 0.226\text{ t} \qquad (4.31.5)$$

Descarga de W_{AZOTEA} por metro lineal es de:

$$W_{AZOTEA} = \frac{0.226\ t}{0.82\ m} = 0.276\ \frac{t}{m} = 275.61\ \frac{kg}{m} \qquad (4.31.6)$$

Calculando el peso por metro lineal del pretil que actúa sobre T-103, recordando que el peso del pretil es de 0.1 t/m^2 según lo recomendado por las (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, tabla 6.1), y siguiendo los mismos pasos del cálculo de W_{AZOTEA}, hay que recordar que L_{T-103} = 0.82m, que es su longitud y la h= 1.2m, que es su altura; son las dimensiones del pretil. Por tanto se tiene el peso del pretil por metro lineal es:

$$W_{PRETIL} = \left(0.1\ \frac{t}{m^2}\right)(0.82\ m)\ (1.2\ m) = \frac{0.098\ t}{1.5\ m} = 0.12\ \frac{t}{m} \qquad (4.52)$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-103 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =15 cm, h= 18 cm, r=2cm, d= 16cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe T-103 con la ecuación 4.53, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T-103} = (b)\ (h)\ (g_c) = (0.15\ m)\ (0.18\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.0648\ \frac{t}{m} \qquad (4.53)$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa, trabe y el pretil, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.6, 4.52 y 4.53 para obtener el peso total sobre T-103. Como lo muestra la ecuación 4.54

$$W_{Total} = W_{AZOTEA} + W_{T-103} + W_{PRETIL} = 275.61\ \frac{kg}{m} + 64.8\ \frac{kg}{m} + 120\ \frac{kg}{m} = 460.41\ \frac{kg}{m} = 0.460\ \frac{t}{m} \qquad (4.54)$$

Al resultado de la ecuación 4.54, se multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento ultimo y V_U, que es el cortante ultimo, correspondientes a T-103 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe.

Para la carga uniformemente repartida se tienen estas ecuaciones:

$$W_{Total} = \left(460.41\ \frac{kg}{m}\right)(1.4) = 644.57\ \frac{kg}{m} = 0.645\ \frac{t}{m} \qquad (4.55)$$

$$M_U = M_{MAX} = \frac{W_{Total}\ L^2}{2} = \frac{\left(644.57\ \frac{kg}{m}\right)(0.82\ m)^2}{2} = 216.705\ kg\text{-}m = 0.217\ t\text{-}m \qquad (4.55.1)$$

$$V_U = V_{MAX} = W_{Total}\ L = \left(644.57\ \frac{kg}{m}\right)(0.82\ m) = 528.55\ kg = 0.529\ t \qquad (4.55.2)$$

Para la carga puntual se tienen estas ecuaciones; se recuerda que el valor de la ecuación 4.56 se tomo del resultado de la ecuación 4.49.2:

$$P_{T\text{-}102} = 450.45 \text{ kg} \tag{4.56}$$

$$M_U = M_{MAX} = P_{T\text{-}102}(L) = (450.45 \text{ kg})(0.82 \text{ m}) = 369.37 \text{ kg-m} = 0.369 \text{ t-m} \tag{4.56.1}$$

$$V_U = V_{MAX} = P_{T\text{-}102} = (450.45 \text{ kg}) = 450.45 \text{ kg} = 0.450 \text{ t} \tag{4.56.2}$$

Para obtener ahora las cargas totales solo se debe sumar los M_U y los V_U correspondientes de cada sistema para obtener el total actuante sobre T-103; Por tanto se para M_U se debe de sumar los resultados de las ecuaciones 4.55.1 y 4.56.1, para V_U se debe de sumar los resultados de las ecuaciones 4.552 y 4.56.2:

$$M_U = M_{MAX} = 216.705 \text{ kg-m} + 369.37 \text{ kg-m} = 586.076 \text{ kg -m} \tag{4.57}$$

$$V_U = V_{MAX} = 528.55 \text{ kg} + 450.45 \text{ kg} = 979.00 \text{ kg} \tag{4.58}$$

Con los resultados de las ecuaciones 4.57 y 4.58, se podrán calcular las propiedades de la trabe T-103, para ello se cuentan con los siguientes datos: $F_R = 0.9$, $f'c = 250 \frac{kg}{cm^2}$, $f^*c = 200 \frac{kg}{cm^2}$, $f''c = 170 \frac{kg}{cm^2}$ y $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), $f'c$ es la resistencia del concreto a compresión, f^*c se determina con la expresión $f^*c = 0.8\ f'c$, $f''c$ es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a $0.85\ f^*c$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2 y 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las ecuaciones 4.35 a 4.39 como restricciones y siguiendo la misma metodología de solución que para T-101 se tiene que con estos resultados se puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 2 Var. #3 = As = 1.42 cm^2; As_{TOTAL} = 1.42 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As_{TOTAL} es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.59 y 4.60 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p = \frac{As_{TOTAL}}{b\ d} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{(15 \text{ cm})(16 \text{ cm})} = 0.0059 \succ p_{MIN} \tag{4.59}$$

$$q = \frac{p\ fy}{f''c} = \frac{0.0059\left(4200 \frac{kg}{cm^2}\right)}{170 \frac{kg}{cm^2}} = 0.1462 \tag{4.60}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.59 y 4.60, se hace uso de la formula 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R=(0.9)(15)(16^2)(170)(0.1462)(1-0.5(0.1462))=796.165 \text{ kg-m} = 0.796 \text{ t-m} \quad (4.3)$$

Este ultimo valor de M_R = 0.796 t-m es mayor que M_U = 0.586 t-m; por lo que se deduce que T-103 soportara el momento al que se someterá. Con las dimensiones propuestas.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 979.0 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.0059. por tanto: Si p < 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR}=F_R\ b\ d(0.2+20(p))\sqrt{f^*c} \quad (4.42)$$

$$V_{CR}=(0.8)(15)(16)(0.2+(20)(0.0059))\sqrt{200}=863.46 \text{ kg}=0.863 \text{ t} \quad (4.42.3)$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.58 y 4.42.3: V_U = 979.0 kg > V_{CR} = 763.34 kg, y se deduce que el concreto por si solo es insuficiente, se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \quad (4.43)$$

$$(2.5)(0.8)(15 \text{ cm})(16 \text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}=6788.23 \text{ kg}=6.79 \text{ t} \quad (4.43.3)$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.58 y 4.43.3: V_U = 979.00 kg < 6788.23 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \quad (4.44)$$

$$(1.5)(0.8)(15 \text{ cm})(16 \text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}=4072.94 \text{ kg}=4.073 \text{ t} \quad (4.44.3)$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.58 y 4.44.3: V_U = 979.00 kg < 4072.94 kg; este resultado es incorrecto; pero por ejercicio se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25(d)=(0.25)(16 \text{ cm})=4 \text{ cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.3, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.3.

Por tanto: V_U = 979.0 kg > V_{CR} = 763.34 kg y V_U = 979.00 kg < 4072.94 kg; se observa que cumple con las condiciones, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d)=(0.5)(16\text{ cm})=8\text{ cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.2). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR}$ = 979.00 kg – 863.46 kg = 115.54 kg. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s=\frac{(0.8)\left(0.98\text{ cm}^2\right)\left(4200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(13\text{ cm})}{312.89\text{ kg}}=136.809\text{ cm} \qquad (4.45.3)$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 8 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 8 cm.

Enseguida se presenta la Tabla 4.15 que muestra un resumen de las propiedades de las trabes planta de azotea

Tabla 4.15 Propiedades de las trabes planta de azotea

TRABE	LONGITUD	MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO	CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO	DIMENSIONES (b x h)	A_S	ACERO REQUERIDO EN LECHO INFERIOR	ACERO REQUERIDO EN LECHO SUPERIOR	V_{CR}	ESTRIBOS DEL #2.5 SEPARACIÓN
	(m)	(t-m)	(t)	(m)	(cm^2)			(t)	(cm)
T-101	4.88	6.166	5.297	0.30 x 0.35	7.96	4 Var. del #5	2 Var. del #3	4.041	@ 15
T-102	1.50	0.169	0.450	0.15 x 0.15	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.763	@ 6
T-103	0.82	0.586	0.979	0.15 x 0.18	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.863	@ 8
T-104	0.82	0.586	0.979	0.15 x 0.18	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.863	@ 8

4.2.4.2 TRABES PLANTA DE ENTREPISO

Los cálculos presentados a continuación corresponden al diseño de las trabes planta de entrepiso, como se puede observar en la Figura 4.14, se cuenta con una gran cantidad de elementos que se tienen que calcular, pero para simplificar todo el sistema y no tener que calcular y diseñar elemento por elemento, se opta por dividir todo el sistema en varios subsistemas y poder así calcular los momentos, cortantes y reacciones (si así se requiere), de una manera más sencilla.

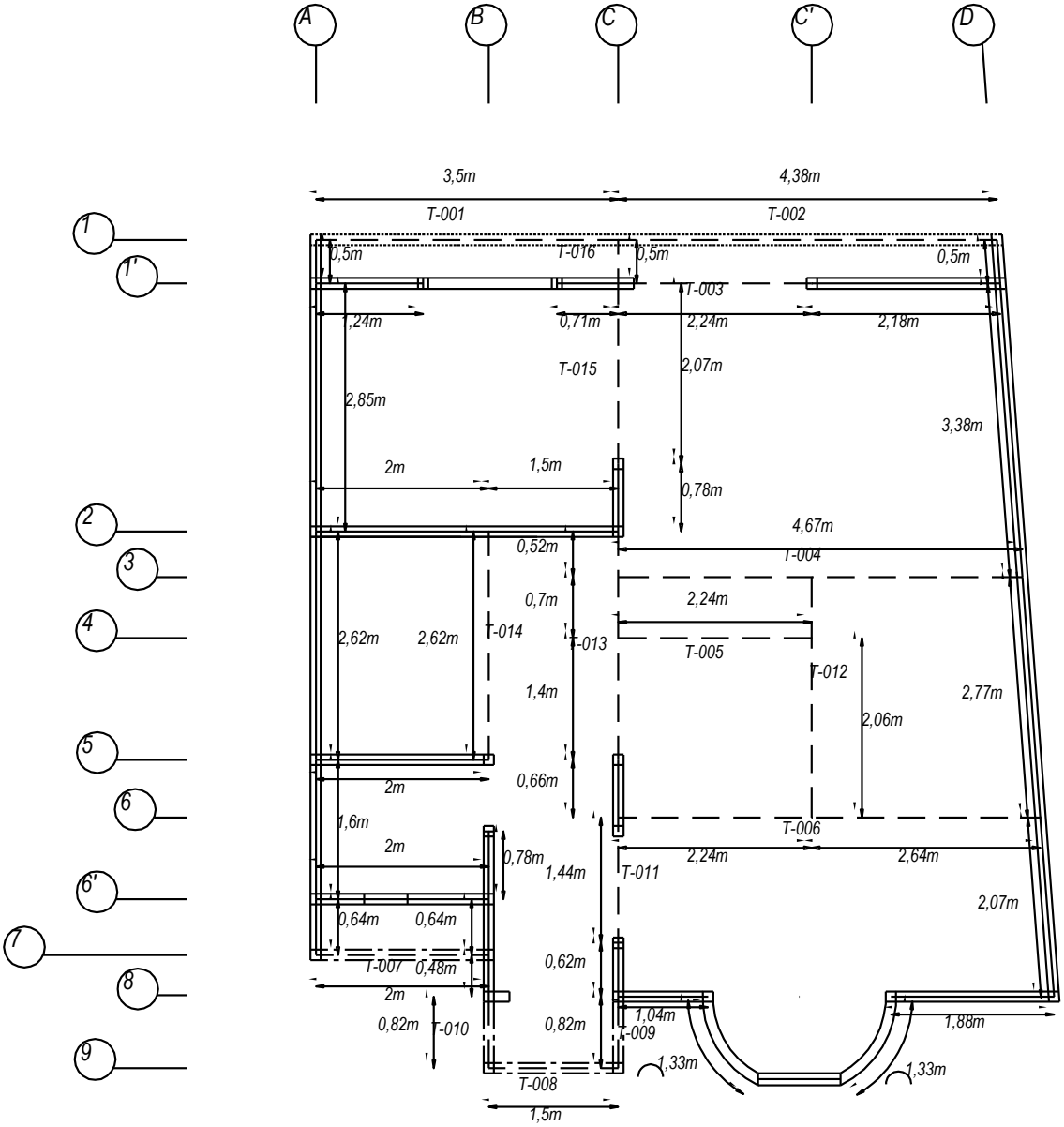


Figura 4.14 Trabes planta de entrepiso.

En la Figura 4.14 se usa la nomenclatura de T-001, por ejemplo, para identificar trabes que se desean diseñar, por ejemplo a la Trabe 001 del nivel de entrepiso se le identifica con el símbolo T-001. Las áreas tributarias se podrán observar en el Capítulo Diseño por cargas verticales.

Enseguida se presenta la Tabla 4.16 que contiene ya los resultados de los cálculos necesarios para determinar los elementos que se tomaran de base como diseño y también contiene el tipo de clasificación que se le dará a la trabe. Se recuerda que estos elementos se les aplico un factor de carga, y sin tomar en cuenta el peso propio de la trabe en estudio, también recordar que el desarrollo se baso en el principio de superposición, los datos presentados enseguida no son los datos últimos. Y también se recuerda que los análisis de cada trabe se hicieron en base a los diferentes tipos de carga a los que están sometidos cada uno de ellos observado la Figura 4.14.

Tabla 4.16 Resultados necesarios para la determinación de la propiedades de la trabes de entrepiso

TRABE	M (t-m)	V_1 (t)	V_2 (t)	R_1 (t)	R_2 (t)	TIPO
T-001	1.71	2.75	3.14	2.75	3.14	2
T-002	3.78	3.99	4.86	3.99	4.86	2
T-003	0.66	1.18	1.18	1.18	1.18	3
T-004	17.53	9.73	12.34	9.73	12.34	1
T-005	2.09	5.75	2.85	5.75	2.85	2
T-006	7.82	4.05	3.82	4.05	3.82	1
T-007	0.984	1.97	1.97	1.97	1.97	3
T-008	0.119	0.317	0.317	0.317	0.317	A
T-009	0.514	0.58		0.58		A
T-010	0.514	0.58		0.58		A
T-011	0.875	2.43	2.43	2.43	2.43	3
T-012	4.132	6.145	2.772	6.145	2.772	2
T-013	5.586	10.45	4.388	10.45	4.388	1
T-014	0.45	0.682	0.682	0.682	0.682	3
T-015	2.21	4.264	4.264	4.264	4.264	2
T-016	3.553	7.825		7.825		2

Como se observa en la Tabla 4.16 se seleccionaron los tipos de trabe esto se hace a criterio (en este caso propio del que calculo), tomando en cuenta donde se colocaran los elementos para después proponer una dimensión congruente que pueda acoplarse a los demás elementos. Ahora se explica el tipo de trabe.

Trabes TIPO 1: son todos los elementos que tienen una carga alta como lo son T-004, T-006 y T-013, que son los que soportan mas carga de acuerdo a lo mostrado en la Tabla 4.16. Para el diseño se tomara como base de cálculo la trabe T-004 que es la que soporta más carga de los tres elementos mencionados.

Trabes TIPO 2: son todos los elementos que tienen una carga mediana como lo son T-001, T-002, T-005, T-012, T-015, T-016 que son los que soportan mediana carga de acuerdo a lo mostrado en la Tabla 4.16. Para el diseño se tomara como base la trabe T-012 que es la que soporta más carga de los elementos mencionados.

Trabes TIPO 3: son todos los elementos que tienen una carga baja como lo son T-003, T-007, T-011 y T-014, que son los que soportan baja carga de acuerdo a lo mostrado en la Tabla 4.16. Para el diseño se tomara como base la trabe T-007 que es la que soporta más carga de los elementos mencionados.

Trabes TIPO A: estos elementos dado que tiene la misma similitud que las trabes T-102, T-103 y T-104 del nivel de azotea; se tomaran de ellas los mismos elementos para no tener que determinar los del nivel de entrepiso.

TRABES TIPO 3

- T-003,T-007, T-011, T-014

Como se comento en los párrafos anteriores para los cálculos se usara un elemento base para el diseño para las trabes TIPO 3 será el elemento T-007:

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles se someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son $W_{ENTREPISO}$ que es el peso de la losa de entrepiso, $W_{T\text{-}007}$ que es el peso propio de la trabe, W_{MURO} que es el peso del muro, y $L_{T\text{-}007} = 2.00$ m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizara la ecuación 4.31, la carga de servicio w_m, se tomara el valor de la tabla 4.6.1.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-007. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 0.537 m^2.

$$W_{ENTREPISO} = \left(0.537\ m^2\right)\left(0.58\ \frac{t}{m^2}\right) = 0.312\ t \qquad (4.31.7)$$

Descarga de $W_{ENTREPISO}$ por metro lineal es de:

$$W_{ENTREPISO} = \frac{0.312\ t}{2.00\ m} = 0.156\ \frac{t}{m} = 156\ \frac{kg}{m} \qquad (4.31.8)$$

Ahora también hay que tener en cuenta el peso del muro que recae sobre el elemento T-007, para ello se observa la Figura 4.14 y 4.13 comparándose con las Figuras del Capítulo de Diseño por cargas verticales, y observa que el muro que recae sobre la trabe T-007 es el muro M-109, de este elemento se obtiene el peso por metro lineal que es:

$$W_{MURO} = 1.25\ \frac{t}{m} \qquad (4.61)$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-007 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =15 cm, h= 20 cm, r=2cm, d= 18cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe T-007 con la ecuación 4.62, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T-007} = (b)(h)(g_c) = (0.15\ m)(0.20\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.072\ \frac{t}{m} \qquad (4.62)$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa, trabe y el muro, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.8, 4.61 y 4.62 para obtener el peso total sobre T-007. Como lo muestra la ecuación 4.63

$$W_{Total} = W_{ENTREPISO} + W_{T-007} + W_{MURO} = 156\ \frac{kg}{m} + 72\ \frac{kg}{m} + 1250\ \frac{kg}{m} = 1478\ \frac{kg}{m} = 1.478\ \frac{t}{m} \qquad (4.63)$$

Al resultado de la ecuación 4.63, se multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento último y V_U, que es el cortante último, correspondientes a T-007 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe se tienen estas ecuaciones:

$$W_{Total} = \left(1478\ \frac{kg}{m}\right)(1.4) = 2069.2\ \frac{kg}{m} = 2.069\ \frac{t}{m} \qquad (4.64)$$

$$M_U = M_{MAX} = \frac{W_{Total}\ L^2}{8} = \frac{\left(2069.2\ \frac{kg}{m}\right)(2.00\ m)^2}{8} = 1034.6\ kg\text{-}m = 1.0346\ t\text{-}m \qquad (4.64.1)$$

$$V_U = V_{MAX} = \frac{W_{Total}\ L}{2} = \frac{\left(2069.2\ \frac{kg}{m}\right)(2.00\ m)}{2} = 2069.2\ kg = 2.069\ t \qquad (4.64.2)$$

Con los resultados de las ecuaciones 4.64.1 y 4.64.2, se podrán calcular las propiedades de la trabe T-007, para ello se cuentan con los siguientes datos: F_R=0.9, f'c=250$\frac{kg}{cm^2}$, f*c=200$\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170$\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200$\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), f'c es la resistencia del concreto a compresión, f*c se determina con la expresión f*c =0.8 f'c, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2 y 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Utilizando las ecuaciones 4.35 a 4.39 como restricciones y siguiendo la misma metodología de solución que para T-101 se tiene que con estos resultados se puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 3 Var. #3 = As = 2.13 cm^2; As $_{TOTAL}$ = 2.13 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As $_{TOTAL}$ es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.65 y 4.66 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p=\frac{As_{TOTAL}}{b\,d}=\frac{2.13\ cm^2}{(15\ cm)(18\ cm)}=0.0079\succ p_{MIN} \tag{4.65}$$

$$q=\frac{p\,fy}{f''c}=\frac{0.0079\left(4200\ \frac{kg}{cm^2}\right)}{170\ \frac{kg}{cm^2}}=0.1952 \tag{4.66}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.65 y 4.66, se hace uso de la formula 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R=(0.9)(15)(18^2)(170)(0.1952)(1-0.5(0.1952))=1309.80\ kg\text{-}m=1.309\ t\text{-}m \tag{4.3}$$

Este ultimo valor de M_R = 1.309 t-m es mayor que M_U = 1.035 t-m; por lo que decimos que la T-007 soportara el momento a la que se someterá. Con las dimensiones propuestas.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 2069.2 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.0079. por tanto: Si p < 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR}=F_R\ b\ d(0.2+20(p))\sqrt{f^*c} \tag{4.42}$$

$$V_{CR}=(0.8)(15)(18)(0.2+(20)(0.0079))\sqrt{200}=1093.58\ kg=1.094\ t \tag{4.42.4}$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.64.2 y 4.42.4: V_U = 2069.2 kg > V_{CR} = 1093.58 kg, y se deduce que el concreto por si solo es insuficiente, se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.43}$$

$$(2.5)(0.8)(15\ cm)(18\ cm)\sqrt{200\frac{kg}{cm^2}}=7636.75\ kg=7.64\ t \tag{4.43.4}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.64.2 y 4.43.4: V_U = 2069.2 kg < 7636.75 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.44}$$

$$(1.5)(0.8)(15\text{ cm})(18\text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 4582.05\text{ kg} = 4.58\text{ t} \tag{4.44.4}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.64.2 y 4.44.4: V_U = 2069.2 kg < 4582.05 kg; este resultado es incorrecto; pero por ejercicio se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25(d)=(0.25)(18\text{ cm}) = 4.5\text{ cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.4, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.4.

Por tanto: V_U = 2069.2 kg > V_{CR} = 1093.58 kg y V_U = 2069.2 kg < 4582.052 kg; se observa que cumple con las condiciones, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d)=(0.5)(18\text{cm}) = 9\text{ cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.2). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR}$ = 2069.2 kg - 1093.58 kg = 975.62kg. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s = \frac{(0.8)(0.98\text{ cm}^2)\left(4200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(18\text{ cm})}{975.62\text{ kg}} = 60.75\text{ cm} \tag{4.45.4}$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 9 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 8 cm.

TRABES TIPO 2

- T-001,T-002, T-005, T-012, T-015, T-016

Como se comento en los párrafos anteriores para los cálculos se usara un elemento base para el diseño para las trabes TIPO 2 será el elemento T-012:

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles se someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son $W_{ENTREPISO}$ que es el peso de la losa de entrepiso, $W_{T\text{-}012}$ que es el peso propio de la trabe, W_{MURO} que es el peso del muro, $P_{T\text{-}005}$ que es la carga por parte de la trabe T-005 sin contar su peso propio, $P_{WT\text{-}005}$ es la reacción de trabe T-005 contando el peso propio de la trabe T-005 y $L_{T\text{-}012}$ = 2.76 m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizara la ecuación 4.31, la carga de servicio w_m, se tomara el valor de la tabla 4.6.1.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-012. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 3.08 m^2.

$$W_{ENTREPISO} = \left(3.08\ m^2\right)\left(0.58\ \frac{t}{m^2}\right) = 1.786\ t \qquad (4.31.9)$$

Descarga de $W_{ENTREPISO}$ por metro lineal es de:

$$W_{ENTREPISO} = \frac{1.786\ t}{2.76\ m} = 0.647\ \frac{t}{m} = 647.10\ \frac{kg}{m} \qquad (4.31.10)$$

Ahora también hay que tener en cuenta el peso del muro que recae sobre el elemento T-012, para ello se observa la Figura 4.14 y 4.13 comparándose con las Figuras del Capítulo de Diseño por cargas verticales, y observa que el muro que recae sobre la trabe T-012 es un muro divisorio, de este elemento se debe de obtener el peso por metro lineal que se puede obtener de la Tabla 4.3, el peso es de 0.283 t/m^2, su largo es de 0.7 m y que su altura es de 2.5 m.:

$$W_{MURO} = \frac{0.283\ \frac{t}{m^2}}{2.5\ m} = 0.7075\ \frac{t}{m} \qquad (4.67)$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-012 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =18 cm, h= 25 cm, r=2cm, d= 23cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe T-012 con la ecuación 4.68, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T\text{-}012} = W_{T\text{-}005} = (b)(h)(g_c) = (0.18\ m)(0.25\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.108\ \frac{t}{m} \tag{4.68}$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa de entrepiso y la trabe se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.10 y 4.68 para obtener el peso de T-012. Para la carga uniformemente repartida actuante en la trabe T-012 se tiene la ecuación 4.69

$$W_{ET} = W_{ENTREPISO} + W_{T\text{-}012} = 647.1\ \frac{kg}{m} + 108\ \frac{kg}{m} = 755.1\ \frac{kg}{m} = 0.755\ \frac{t}{m} \tag{4.69}$$

Enseguida se debe de obtener la carga puntual que actúa sobre el elemento T-012, para ello se usa la suma de $P_{T\text{-}005}$ = (5.753 t) + ($P_{WT\text{-}005}$), donde $P_{T\text{-}005}$ es la reacción total, 5.753 t se obtuvo de la Tabla 4.16 y $P_{WT\text{-}005}$ es la reacción actuante del peso propio de T-005, por tanto para $P_{WT\text{-}005}$ se usa la ecuación 4.70:

$$P_{WT\text{-}005} = \frac{(W_{T\text{-}005})(L)}{2} = \frac{\left(108\ \frac{kg}{m}\right)(2.24\ m)}{2} = 120.96\ kg = 0.121\ t \tag{4.70}$$

Por tanto usando el resultado de la ecuación 4.70 se tiene que $P_{T\text{-}005}$ es igual a: $P_{T\text{-}005}$ = 5.753 t + 0.121 t = 5.874 t.

Lo siguiente en hacer es resolver el elemento siguiendo el principio de superposición para los tres tipos de carga que se presentan.

Para W_{ET}:

$$M_{MAX} = \frac{(W_{ET})(L^2)}{8} = \frac{\left(755.1\ \frac{kg}{m}\right)\left((2.76\ m)^2\right)}{8} = 719.01\ kg\text{-}m = 0.719\ t\text{-}m \tag{4.71}$$

$$V_{MAX} = \frac{(W_{ET})(L)}{2} = \frac{\left(755.1\ \frac{kg}{m}\right)(2.76\ m)}{2} = 1042.04\ kg = 1.042\ t \tag{4.72}$$

Para W_{MURO} se tienen los siguientes datos a = 0.7 m y l = 2.76 m, donde a es la longitud del muro y l es la longitud de la trabe T-012.

$$V_{MAX} = R_{l\ T\text{-}012} = \frac{W_{MURO}\ a}{2\ l}(2\ l - a) \tag{4.73}$$

$$V_{MAX} = R_{l\ T\text{-}012} = \frac{\left(707.5\ \frac{kg}{m}\right)(0.7\ m)}{(2)(2.76m)}\left((2)(2.76m) - 0.7m\right) = 432.45\ kg = 0.432\ t \tag{4.73.1}$$

$$M_{MAX} = \frac{R_{1\,T-012}^{\,2}}{2\,W_{MURO}} \tag{4.74}$$

$$M_{MAX} = \frac{(432.45\ kg)^2}{2\left(707.5\frac{kg}{m}\right)} = 132.165\ kg = 0.132\ t \tag{4.74.1}$$

Para $P_{T\text{-}005}$ se tienen los siguientes datos a = 0.7 m, l = 2.76 m y b = 2.06 m, donde a es la longitud del muro, l es la longitud de la trabe T-012 y b es la distancia libre sin carga.

$$M_{MAX} = \frac{P_{T\text{-}005}\ a\ b}{l} \tag{4.75}$$

$$M_{MAX} = \frac{(5874\ kg)(0.7m)(2.06m)}{2.76m} = 3068.952\ kg\text{-}m = 3.069\ t\text{-}m \tag{4.75.1}$$

$$V_{MAX} = \frac{P_{T-005}\ b}{l} \tag{4.76}$$

$$V_{MAX} = \frac{(5874\ kg)(2.06\ m)}{2.76\ m} = 4384.22\ kg = 4.384\ t \tag{4.76.1}$$

Una vez que se tienen los momentos y cortantes para las diferentes cargas, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.71, 4.74.1 y 4.75.1 para obtener el momento M_{MAX} sobre T-012. Como lo muestra la ecuación 4.77

$$M_{MAX} = M_{ET} + M_{MURO} + M_{T\text{-}005} = 719.01\ kg\text{-}m + 132.165\ kg\text{-}m + 3068.952\ kg\text{-}m = 3920.127\ kg\text{-}m = 3.92\ t\text{-}m \tag{4.77}$$

Para cortante se hace una suma similar con los resultados de la ecuaciones 4.72, 4.73.1 y 4.76.1; como lo muestra la ecuación 4.78:

$$V_{MAX} = V_{ET} + V_{MURO} + V_{T\text{-}005} = 1042.04\ kg + 432.45\ kg + 4384.22\ kg = 5858.71\ kg = 5.86\ t \tag{4.78}$$

Al resultado de la ecuación 4.77 y 4.78, se les multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento ultimo y V_U, que es el cortante ultimo, correspondientes a T-012 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe. Como se muestra en las ecuaciones 4.79 y 4.80.

$$M_U = (3920.127\ kg\text{-}m)\ (1.4) = 5488.1778\ kg\text{-}m = 5.49\ t\text{-}m \tag{4.79}$$

$$V_U = (5858.71\ kg)\ (1.4) = 8202.194\ kg = 8.202\ t \tag{4.80}$$

Utilizando las ecuaciones 4.35 a 4.39 como restricciones y siguiendo la misma metodología de solución que para T-101 se tiene que con estos resultados se puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 2 Var. #5 = As =3.98 cm^2 y 2 Var. #4 = As = 2.54 cm^2; As_{TOTAL} = 6.52 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As_{TOTAL} es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.81 y 4.82 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p=\frac{As_{TOTAL}}{b\,d}=\frac{6.52\ cm^2}{(18\ cm)(23\ cm)}=0.0157\prec p_{MAX} \tag{4.81}$$

$$q=\frac{p\,fy}{f''c}=\frac{0.0157\left(4200\ \frac{kg}{cm^2}\right)}{170\ \frac{kg}{cm^2}}=0.388 \tag{4.82}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.81 y 4.82, se hace uso de la ecuación 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R=(0.9)(18)(23^2)(170)(0.388)(1-0.5(0.388))=4556.03\ kg\text{-}m=4.556\ t\text{-}m \tag{4.3}$$

Este ultimo valor de M_R = 4.556 t-m es menor que M_U = 5.49 t-m; por lo tanto se debe desarrollar esta trabe T-012 como una doblemente reforzada, por tanto de debe de usar la formula de la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.2.4). Por tanto se tienen los siguientes resultados:

Se toma como $M_{R\text{-}1}$ = 4.556 t-m, el resultado de la ecuación 4.3. Se utilizara la ecuación 4.83.

$$M_R=M_{R\text{-}1}+M_{R\text{-}2} \tag{4.83}$$

Donde M_R es el momento resistente ultimo de la trabe, $M_{R\text{-}1}$ es el momento resistente para el acero a tensión obtenido de la ecuación 4.3, $M_{R\text{-}2}$ es el momento resistente para el acero a compresión.

Despejando $M_{R\text{-}2}$ de la ecuación 4.83 y sustituyendo los valores correspondientes.

$$M_{R\text{-}2}=M_R-M_{R\text{-}1} \tag{4.83.1}$$

$$M_{R\text{-}2}=(5.49\ t\text{-}m)-(4.556\ t\text{-}m)=0.934\ t\text{-}m \tag{4.83.1}$$

Usando la ecuación 4.84, se encuentra el $M_{R\text{-}2}$; por tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$M_{R\text{-}2}=F_R\ As'\ fy\ (d\text{-}d') \tag{4.84}$$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), As' es el área de acero a compresión, fy es el esfuerzo de fluencia del acero, d es el peralte efectivo al lecho inferior de acero y d' es el peralte de acero al lecho superior de acero.

Despejando la ecuación 4.84 y sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.84.1 se encuentra el As'; por tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$As' = \frac{M_{R\text{-}2}}{F_R\ fy(d\text{-}d')} = \frac{93400\ \text{kg-cm}}{(0.9)\left(4200\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(23\text{-}2)} = 1.177\ \text{cm}^2 \qquad (4.84.1)$$

Se obtiene la ecuación 4.84.1 que el As' necesario es de 1.77 cm^2; Por lo cual se propone usar para el lecho superior 2 Var. #3= 1.42 cm^2, para comprobar que el acero fluye se utilizan las siguientes ecuaciones (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.2.4):

$$p' = \frac{As'}{b\ d} = \frac{1.42\ \text{cm}^2}{(18\ \text{cm})(23\ \text{cm})} = 0.00342 \qquad (4.85)$$

$$p\text{-}p' = 0.0157\text{-}0.00342 = 0.0123 \qquad (4.86)$$

$$\frac{6000\ \beta 1}{6000 - Fy}\ \frac{d'}{d}\ \frac{Fc''}{Fy} = \left(\frac{6000(0.85)}{6000\text{-}4200\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right)\left(\frac{2\ \text{cm}}{23\ \text{cm}}\right)\left(\frac{170\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) = 0.00997 \qquad (4.87)$$

Comparando los resultados de las ecuaciones 4.86 y 4.87, por tanto: 0.0123 > 0.00997 por la tanto se deduce que el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección.

Por tanto la configuración del elemento T-012 quedara como: el lecho inferior 2 Var. #5, 2 Var. #4 y para el lecho superior 2 Var. #3.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 8202.194 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.0157. por tanto: Si p > 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR} = 0.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{f^*c} \qquad (4.42)$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(18)(23)\left(\sqrt{200}\right) = 2341.94\ \text{kg} = 2.342\ \text{t} \qquad (4.42.5)$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.80 y 4.42.5: V_U = 8202.194 kg > V_{CR} = 2341.94 kg, y se deduce que el concreto por si solo es insuficiente, se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.43}$$

$$(2.5)(0.8)(18\text{ cm})(23\text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 11709.69\text{ kg} = 11.71\text{ t} \tag{4.43.5}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.80 y 4.43.5: V_U = 8202.194 kg < 11709.69 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.44}$$

$$(1.5)(0.8)(18\text{ cm})(23\text{ cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7025.813\text{ kg} = 7.026\text{ t} \tag{4.44.5}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.80 y 4.44.5: V_U = 8202.194 kg > 7025.813 kg; este resultado es correcto; se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25(d)=(0.25)(23\text{ cm})=5.75\text{ cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.5, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.5.

Por tanto: V_U = 8202.194 kg > V_{CR} = 2341.94 kg y V_U = 8202.194 kg > 7025.813 kg; se observa que no cumple con las condiciones pero por ejercicio se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d)=(0.5)(23\text{ cm})=11.5\text{ cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR}$ = 8202.194 kg - 2341.94 kg = 5860.0254 kg. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s = \frac{(0.8)(0.98\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)(23\ cm)}{5860.254\ kg} = 12.923\ cm \qquad (4.45.5)$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 13 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 10 cm.

TRABES TIPO 1

- T-004,T-006 y T-013

Como se comento en los párrafos anteriores para los cálculos se usara un elemento base para el diseño para las trabes TIPO 1 será el elemento T-004:

Observando la Figura 4.13 y se identifica a que cargas posibles se someterá la trabe, así como su longitud, en este caso se tiene que las cargas posibles son $W_{ENTREPISO}$ que es el peso de la losa de entrepiso, W_{T-004} que es el peso propio de la trabe, W_{MURO} que es el peso del muro, P_{T-012} que es la carga por parte de la trabe T-012 es resultado de la ecuación 4.78 y L_{T-004} = 4.67 m., que es la longitud de la trabe. Para su cálculo se utilizara la ecuación 4.31, la carga de servicio w_m, se tomara el valor de la tabla 4.6.1.

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.31, se tiene el resultado en toneladas por lo que su resultado se tendrá que dividir entre la longitud para obtener el peso por metro lineal actuante en T-004. Se tiene que para este caso el Área tributaria = 7.154 m^2.

$$W_{ENTREPISO} = (7.15\ m^2)\left(0.58\ \frac{t}{m^2}\right) = 4.15\ t \qquad (4.31.11)$$

Descarga de $W_{ENTREPISO}$ por metro lineal es de:

$$W_{ENTREPISO} = \frac{4.15\ t}{4.67\ m} = 0.889\ \frac{t}{m} = 889\ \frac{kg}{m} \qquad (4.31.12)$$

Ahora también hay que tener en cuenta el peso del muro que recae sobre el elemento T-004, para ello se observa la Figura 4.14 y 4.13 comparándose con las Figuras del Capítulo de Diseño por cargas verticales, y observa que el muro que recae sobre la trabe T-004 es un muro de carga, de este elemento se debe de obtener el peso por metro lineal recordando que el muro es un tipo 3 (yeso-yeso) con un peso de 2.16 t/m, que su largo es de 3.35 m y que su altura es de 2.5 m:

$$W_{MURO} = 2.16\ \frac{t}{m} \qquad (4.89)$$

Enseguida se debe de obtener el peso propio de T-004 dado que también es un peso que afecta en a la misma trabe, por lo que se proponen las siguientes dimensiones: b =30 cm, h= 45 cm, r=2cm, d= 43cm; donde b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, r es el recubrimiento de la trabe y d es el peralte efectivo de la trabe.

Se calcula el peso propio de la trabe T-004 con la ecuación 4.90, debiendo de multiplicar las dimensiones propuestas por el peso especifico concreto que se tomara como γ_c = 2.4 t/m^3, para obtener el peso por metro lineal. Por tanto:

$$W_{T\text{-}004} = (b)\,(h)\,(g_c) = (0.30\ m)\,(0.45\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 0.324\ \frac{t}{m} \tag{4.90}$$

Una vez que se tienen los pesos de la losa de entrepiso y la trabe se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.31.12 y 4.90 para obtener el peso de T-004. Para la carga uniformemente repartida actuante en la trabe T-004 se tiene la ecuación 4.69

$$W_{ET} = W_{ENTREPISO} + W_{T\text{-}004} = 899\ \frac{kg}{m} + 324\ \frac{kg}{m} = 1213\ \frac{kg}{m} = 1.213\ \frac{t}{m} \tag{4.91}$$

Enseguida se debe de obtener la carga puntual que actúa sobre el elemento T-004, para ello se usa el resultado de la ecuación 4.78, donde la reacción es igual a $V_{MAX} = R_{T\text{-}012}$ = 5.86 t; este valor es el que descarga sobre el elemento T-004.

$$P_{T\text{-}012} = 5.86\ t \tag{4.92}$$

Lo siguiente en hacer es resolver el elemento siguiendo el principio de superposición para los tres tipos de carga que se presentan.

Para W_{ET}:

$$M_{MAX} = \frac{(W_{ET})(L^2)}{8} = \frac{\left(1213\ \frac{kg}{m}\right)\left((4.67\ m)^2\right)}{8} = 3306.77\ kg\text{-}m = 3.306\ t\text{-}m \tag{4.93}$$

$$V_{MAX} = \frac{(W_{ET})(L)}{2} = \frac{\left(1213\ \frac{kg}{m}\right)(4.67\ m)}{2} = 2832.36\ kg = 2.832\ t \tag{4.94}$$

Para W_{MURO} se tienen los siguientes datos a = 3.35 m y l = 4.67 m, donde a es la longitud del muro y l es la longitud de la trabe T-004.

$$V_{MAX} = R_{l\ M\text{-}106} = \frac{W_{MURO}\ a}{2\,l}\left((2\,l) - a\right) \tag{4.95}$$

$$V_{MAX} = R_{l\ M\text{-}106} = \frac{\left(2160\ \frac{kg}{m}\right)(3.35\ m)}{(2)(4.67m)}\left[(2)(4.67m) - 3.35m\right] = 4640.647\ kg = 4.641\ t \tag{4.95.1}$$

$$V_{MAX} = R_{2\ M\text{-}106} = \frac{W_{MURO}\ a^2}{2\ l} \tag{4.96}$$

$$V_{MAX} = R_{2\ M\text{-}106} = \frac{\left(2160\ \frac{kg}{m}\right)(3.35\ m)^2}{(2)(4.67m)} = 2595.353\ kg = 2.595\ t \tag{4.96.1}$$

$$M_{MAX} = \frac{R_{1\ M-106}^{\ 2}}{2\ W_{MURO}} \tag{4.97}$$

$$M_{MAX} = \frac{(R_{1\ M-106})^2}{2(W_{MURO})} = \frac{(4640.647\ kg)^2}{2\left(2160\frac{kg}{m}\right)} = 4985.093\ kg\text{-}m = 4.985\ t\text{-}m \tag{4.97.1}$$

Para $P_{T\text{-}012}$ se tienen los siguientes datos a = 2.24 m, l = 4.67 m y b = 2.43 m, donde a es la longitud del muro, l es la longitud de la trabe T-004 y b es la distancia libre sin carga.

$$M_{MAX} = \frac{P_{T\text{-}012}\ a\ b}{l} \tag{4.98}$$

$$M_{MAX} = \frac{(5860\ kg)(2.24m)(2.43m)}{4.67\ m} = 6830.23\ kg\text{-}m = 6.830\ t\text{-}m \tag{4.98.1}$$

$$V_{MAX} = \frac{P_{T-012}\ b}{l} \tag{4.99}$$

$$V_{MAX} = \frac{(5860\ kg)(2.43\ m)}{4.67\ m} = 3049.21\ kg = 3.05\ t \tag{4.99.1}$$

Una vez que se tienen los momentos y cortantes para las diferentes cargas, se deberán sumar los resultados de las ecuaciones 4.93, 4.97.1 y 4.98.1 para obtener el momento M_{MAX} sobre T-004. Como lo muestra la ecuación 4.100

$$M_{MAX} = M_{ET} + M_{MURO} + M_{T\text{-}012} = 3306.77\ kg\text{-}m + 4985.093\ kg\text{-}m + 6830.23\ kg\text{-}m = 15122.093\ kg\text{-}m = 15.122\ t\text{-}m \tag{4.100}$$

Para cortante se hace una suma similar con los resultados de la ecuaciones 4.94, 4.95.1 y 4.99.1; como lo muestra la ecuación 4.101:

$$V_{MAX} = V_{ET} + V_{MURO} + V_{T\text{-}012} = 2832.36\ kg + 4640.647\ kg + 3049.21\ kg = 10522.217\ kg = 10.522\ t \tag{4.101}$$

Al resultado de la ecuación 4.100 y 4.101, se les multiplica por un factor de 1.4 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7) para posteriormente obtener el M_U, que es el momento ultimo y V_U, que es el cortante ultimo, correspondientes a T-004 que son valores que ayudaran a diseñar a la trabe. Como se muestra en las ecuaciones 4.102 y 4.103.

$$M_U = (15122.093 \text{ kg-m})(1.4) = 21170.93 \text{ kg-m} = 21.171 \text{ t-m} \tag{4.102}$$

$$V_U = (10522.217 \text{ kg})(1.4) = 14731.04 \text{ kg} = 14.731 \text{ t} \tag{4.103}$$

Utilizando las ecuaciones 4.35 a 4.39 como restricciones y siguiendo la misma metodología de solución que para T-101 se tiene que con estos resultados se puede proponer una cantidad de varillas, claro está respetando los rangos de resultados de las ecuaciones 4.36 y 4.37, por tanto se hace la siguiente propuesta:

1. Se proponen 5 Var. #5 = As = 9.95 cm^2, 2 Var. #4 = As = 2.54 cm^2, 3 Var. #3 = As = 2.13 cm^2; para un área de acero As_{TOTAL} = 14.62 cm^2, este para el lecho inferior de la trabe. Donde el As es el área de acero de la varilla y As_{TOTAL} es el área de acero total a utilizar en el elemento. Con las ecuaciones 4.104 y 4.105 encontramos la cuantía de acero y el índice de refuerzo que se utilizara en la trabe.

$$p = \frac{As_{TOTAL}}{b\,d} = \frac{14.62 \text{ cm}^2}{(30 \text{ cm})(43 \text{ cm})} = 0.01133 < p_{MAX} \tag{4.104}$$

$$q = \frac{p\,fy}{f''c} = \frac{0.01133\left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.2799 \tag{4.105}$$

Con estos resultados de las ecuaciones 4.104 y 4.105, se hace uso de la ecuación 4.3 para obtener el momento resistente de la trabe sustituyendo los valores correspondientes por tanto se tiene:

$$M_R = (0.9)(30)(43^2)(170)(0.2799)(1 - 0.5(0.2799)) = 20430.368 \text{ kg-m} = 20.430 \text{ t-m} \tag{4.3}$$

Este ultimo valor de M_R = 20.430 t-m es menor que M_U = 21.171 t-m; por lo tanto se debe desarrollar esta trabe T-004 como una doblemente reforzada, por tanto de debe de usar la formula de la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.2.4). Por tanto se tienen los siguientes resultados:

Se toma como M_{R-1} = 20.430 t-m, el resultado de la ecuación 4.3. Se utilizara la ecuación 4.106.

$$M_R = M_{R-1} + M_{R-2} \tag{4.106}$$

Donde M_R es el momento resistente ultimo de la trabe, M_{R-1} es el momento resistente para el acero a tensión obtenido de la ecuación 4.3, M_{R-2} es el momento resistente para el acero a compresión.

Despejando M_{R-2} de la ecuación 4.106 y sustituyendo los valores correspondientes.

$$M_{R-2} = M_R - M_{R-1} \tag{4.106.1}$$

$$M_{R-2} = (20.430 \text{ t-m}) - (21.171 \text{ t-m}) = 0.741 \text{ t-m} \tag{4.106.1}$$

Usando la ecuación 4.107, se encuentra el M_{R-2}; por tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$M_{R-2} = F_R \; As' \; fy \; (d-d') \tag{4.107}$$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), As' es el área de acero a compresión, fy es el esfuerzo de fluencia del acero, d es el peralte efectivo al lecho inferior de acero y d' es el peralte de acero al lecho superior de acero.

Despejando la ecuación 4.107 y sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.107.1 se encuentra el As'; por tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$As' = \frac{M_{R-2}}{F_R \; fy(d-d')} = \frac{74100 \text{ kg-cm}}{(0.9)\left(4200 \; \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(43-2)} = 0.478 \text{ cm}^2 \tag{4.107.1}$$

Se obtiene de la ecuación 4.107.1 que el As' necesario es de 0.478 cm^2; Por lo cual se propone usar para el lecho superior 2 Var. #3= 1.42 cm^2, para comprobar que el acero fluye se utilizan las siguientes ecuaciones (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.2.4):

$$p' = \frac{As'}{b \; d} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{(30 \text{ cm})(43 \text{ cm})} = 0.0011 \tag{4.108}$$

$$p - p' = 0.01133 - 0.0011 = 0.01023 \tag{4.109}$$

$$\frac{6000 \; \beta 1}{6000 - Fy} \; \frac{d'}{d} \; \frac{Fc''}{Fy} = \left(\frac{6000(0.85)}{6000 - 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right)\left(\frac{2 \text{ cm}}{43 \text{ cm}}\right)\left(\frac{170 \; \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \; \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) = 0.005 \tag{4.110}$$

Comparando los resultados de las ecuaciones 4.109 y 4.110, por tanto: 0.01023 > 0.00533 por la tanto se deduce que el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección.

Por tanto la configuración del elemento T-004 quedara como: el lecho inferior 5 Var. #5, 2 Var. # 4 y 3 Var. #3; para el lecho superior 2 Var. #3.

Lo siguiente en el análisis y diseño de trabes, es la revisión por cortante, para ello se usara (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1, 2.5.2.4 y 2.5.2.3), para poder determinar el cortante máximo permitido y la separación del armado. Tomando en cuenta que el V_U = 14731.104 kg:

- Se sustituyen los valores correspondientes en la ecuación 4.42 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.1.1), se tiene p = 0.01218. por tanto: Si p < 0.015 él V_{CR} es:

$$V_{CR} = F_R\ b\ d\left(0.2 + 20\ p\right)\sqrt{f^*c} \tag{4.42}$$

$$V_{CR} = (0.8)(30)(43)\left[0.2+(20)(0.01133)\right]\sqrt{200} = 6226.09\ \text{kg} = 6.226\ \text{t} \tag{4.42.6}$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 4.103 y 4.42.6: V_U = 14731.104 kg > V_{CR} = 6226.09 kg, y se deduce que el concreto por si solo es insuficiente, se tendrá que calcular el armado para este elemento.

- Primero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.4) la limitación de V_U; que en ningún caso se permitirá que V_U sea superior a él; sustituyendo los valores en las ecuaciones siguientes:

$$2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.43}$$

$$(2.5)(0.8)(30\ \text{cm})(43\ \text{cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 36486.71\ \text{kg} = 36.48\ \text{t} \tag{4.43.6}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.103 y 4.43.6: V_U = 14731.104 kg < 36486.71 kg; por tanto esta correcto.

- Segundo (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; se tiene que si V_U es mayor que el resultado se la ecuación 4.44:

$$1.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{F^*c} \tag{4.44}$$

$$(1.5)(0.8)(30\ \text{cm})(43\ \text{cm})\sqrt{200\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 21892.025\ \text{kg} = 21.89\ \text{t} \tag{4.44.6}$$

Se compara el resultado de las ecuaciones 4.103 y 4.44.6: V_U = 14731.104 kg < 21892.025 kg; este resultado es incorrecto pero por ejercicio; se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d, por tanto se tiene: $0.25(d) = (0.25)(43\text{cm}) = 10.75\ \text{cm}$

- Tercero (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; si V_U es mayor que el resultado de la ecuación 4.42.6, pero menor o igual que el resultado de la ecuación 4.44.6.

Por tanto: V_U = 14731.104 kg > V_{CR} = 6226.09 kg y V_U = 14731.104 kg < 21892.025 kg; se observa que cumple con las condiciones; se tiene que la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d, por tanto: $0.5(d) = (0.5)(43\text{cm}) = 21.5\ \text{cm}$

- Cuarto (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3) la separación del refuerzo transversal de V_U; cuando V_U sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinara con la ecuación 4.45:

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.5.2.3). La separación, s, no debe ser menor de 60 mm; por tanto se tiene que $V_{SR} = V_U - V_{CR} = 14731.104\ kg - 6226.09\ kg = 8505.014\ kg$. Por tanto se proponen estribos del #2.5 = 0.980 cm^2, por tanto sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 4.45, se tiene que la separación s es:

$$s = \frac{(0.8)(0.98\ cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)(43\ cm)}{8505.014\ kg} = 16.647\ cm \qquad (4.45.6)$$

Se compara este valor con los valores anteriores tomando como: s_{MIN} = 6 cm y s_{MAX} = 21.5 cm. Por tanto se selecciona una separación optima de estribos de s= 15 cm.

Enseguida se presenta la Tabla 4.17 que muestra un resumen de las propiedades de las trabes planta de entrepiso.

Tabla 4.17 Propiedades de las trabes planta de azotea

TRABE	LONGITUD	MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO	CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO	DIMENSIONES (b x h)	A_S	ACERO REQUERIDO EN LECHO INFERIOR	ACERO REQUERIDO EN LECHO SUPERIOR	V_{CR}	ESTRIBOS DEL #2.5 SEPARACIÓN
	(m)	(t-m)	(t)	(m)	(cm^2)			(t)	(cm)
T-001	3.50	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2 Var. del #3	2.242	@ 10
T-002	4.38	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2 Var. del #3	2.242	@ 10
T-003	2.24	1.0346	2.069	0.15 x 0.20	2.13	3 Var. del #3	2 Var. del #3	1.094	@ 8
T-004	4.67	21.171	14.731	0.30 x 0.45	16.04	5 Var. del #5 2 Var. del #4 3 Var. del #3	2 Var. del #3	6.226	@ 15
T-005	2.24	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2 Var. del #3	2.242	@ 10
T-006	4.88	21.171	14.731	0.30 x 0.45	16.04	5 Var. del #5 2 Var. del #4 3 Var. del #3	2 Var. del #3	6.226	@ 15
T-007	2.00	1.0346	2.069	0.15 x 0.20	2.13	3 Var. del #3	2 Var. del #3	1.094	@ 8
T-008	1.50	0.169	0.450	0.15 x 0.15	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.763	@ 6
T-009	0.82	0.586	0.979	0.15 x 0.18	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.863	@ 8
T-010	0.82	0.586	0.979	0.15 x 0.18	1.42	2 Var. del #3	2 Var. del #3	0.863	@ 8
T-011	1.44	1.0346	2.069	0.15 x 0.20	2.13	3 Var. del #3	2 Var. del #3	1.094	@ 8
T-012	2.76	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2 Var. del #3	2.242	@ 10
T-013	2.62	21.171	14.731	0.30 x 0.45	16.04	5 Var. del #5 2 Var. del #4 3 Var. del #3	2 Var. del #3	6.226	@ 15
T-014	2.62	1.0346	2.069	0.15 x 0.20	2.13	3 Var. del #3	2 Var. del #3	1.094	@ 8
T-015	2.07	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2 Var. del #3	2.242	@ 10
*T-016	0.50	5.49	8.202	0.18 x 0.25	9.38	2 Var. del #3	2 Var. del #5 2 Var. del #4	2.242	@ 10

*T-016 el asterisco en esta trabe representa que el armado esta invertido, dado que se piensa que como es una sección en voladizo esta tendera a someter a tensión el acero superior y a compresión el acero inferior.

5. DISEÑO POR CARGAS LATERALES

5.1. INTRODUCCIÓN

Para determinar las fuerzas sísmicas en la estructura (NTC Para Diseño por Sismo, 2004, sección 2) se establecen tres procedimientos:

1) El método simplificado
2) El método estático
3) El método dinámico

Las (NTC Para Diseño por Sismo, 2004, sección 2) establecen cuando es aplicable cada método. En este caso se utilizara el método estático.

El método estático; este método es menos restrictivo que el método simplificado. La generalidad la obtiene al definir con más precisión el factor de comportamiento sísmico en función del tipo de pieza y de si la estructura tiene refuerzo o no. Otro aspecto importante que se toma en cuenta es el periodo de la estructura, que a su vez depende de la distribución de masas por nivel y de las rigideces de entrepiso; el cálculo del periodo se hace en forma aproximada.

Con el periodo se determina la ordenada espectral con la que se obtienen las fuerzas sísmicas. El método incrementa las acciones en caso de que la estructura presente irregularidades. Finalmente el método requiere que se tomen en cuenta los efectos de torsión que equivale a agregar un momento torsional debido a la excentricidad entre el centro de corte y de rigideces.

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos muros o combinaciones de estos.
3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

5.2. RIGIDECES DE MUROS

Primero se determinaran las rigideces totales, K_T, considerando para los muros, empotramiento en bases inferiores y libertad en sus bases superiores (Farías, 1984). Para calcular la rigidez K_T en este caso se hará con la ecuación 5.1:

$$K_T = \frac{E(t)}{\frac{10}{3}\left(\frac{h}{l}\right)+4\left(\frac{h}{l}\right)^3} \qquad (5.1)$$

Donde: E es el modulo de elasticidad de la mampostería empleada en el muro, t es el espesor del muro, l es la longitud del muro y h es la altura del muro.

Se procede a calcular las constantes para cada uno de los muros del segundo nivel, para ello primero se forma la Tabla 5.1 donde se determinan los valores que intervienen en la ecuación 5.1.

Tabla 5.1 Rigideces de muros del segundo nivel.

TRAMO DE MURO		t	E	h	l	h/l	$(h/l)^3$	E(t)	K_T
DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	cm	$\frac{kg}{cm^2}$	cm	cm			$\frac{kg}{cm}$	$\frac{kg}{cm}$
M-101		10	37194	250	79	3.165	31.691	371940	2708.695
M-102		10	37194	250	109	2.294	12.065	371940	6652.867
M-103		10	37194	250	105	2.381	13.497	371940	6006.166
M-104		10	37194	250	171	1.462	3.125	371940	21409.370
M-105		10	37194	250	218	1.147	1.508	371940	37740.048
M-106		10	37194	250	335	0.746	0.416	371940	89624.081
M-107		10	37194	250	132	1.894	6.794	371940	11106.857
M-108		10	37194	250	200	1.250	1.953	371940	31048.904
M-109		10	37194	250	200	1.250	1.953	371940	31048.904
M-110		10	37194	250	104	2.404	13.891	371940	5850.404
M-111		10	37194	250	188	1.330	2.352	371940	26876.887
	M-112	10	37194	250	207	1.208	1.762	371940	33592.263
	M-113	10	37194	250	206	1.214	1.787	371940	33224.201
	M-114	10	37194	250	48	5.208	141.285	371940	638.522
	M-115	10	37194	250	132	1.894	6.794	371940	11106.857
	M-116	10	37194	250	224	1.116	1.390	371940	40075.331
	M-117	10	37194	250	74	3.378	38.559	371940	2247.413
	M-118	10	37194	250	277	0.903	0.735	371940	62520.846
	M-119	10	37194	250	262	0.954	0.869	371940	55881.817
	M-120	10	37194	250	388	0.644	0.268	371940	115589.406
	M-121	10	37194	250	335	0.746	0.416	371940	89624.081
	M-122	10	37194	250	335	0.746	0.416	371940	89624.081

En base a la Tabla 5.1 se puede construir la Tabla 5.1.1, donde se muestra la rigidez total por eje del segundo nivel, este se obtiene sumando la rigidez por muro en cada eje. Para obtener la suma se puede guiar en la Figuras del Capítulo Diseño por cargas Verticales, donde se muestran los muros por eje.

Tabla 5.1.1 Rigidez por eje del segundo nivel.

DIRECCION	EJE	MUROS ACTUANTES EN EL EJE	K_T kg/cm	K_T t/m
Y	A	M-122, M-119, M-116	185581.23	18558.123
	B	M-115, M-114	11745.38	1174.538
	C	M-121, M-117, M-113	125095.70	12509.57
	D	M-120, M-118, M-112	211702.52	21170.25
		TOTAL:	534124.817	53412.48
X	1	M-101, M-102, M-103, M-104	36777.10	3677.71
	2	M-105	37740.05	3774.00
	3	M-106	89624.081	8962.41
	4	M-107	11106.857	1110.69
	5	M-108	31048.904	3104.89
	7	M-109	31048.904	3104.89
	8	M-110, M-111	32727.29	3272.73
		TOTAL:	270073.183	27007.32

Ahora se procede a calcular las constantes para cada uno de los muros del primer nivel, para ello primero se forma la Tabla 5.2 donde se determinan los valores que intervienen en la ecuación 5.1.

Tabla 5.2 Rigideces de muros del primer nivel.

TRAMO DE MURO		t	E	h	l	h/l	$(h/l)^3$	E(t)	K_T
DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	cm	$\frac{kg}{cm^2}$	cm	cm			$\frac{kg}{cm}$	$\frac{kg}{cm}$
M-001		10	37194	250	124	2.106	8.195	371940	9415.99
M-002		10	37194	250	71	3.521	43.656	371940	1995.80
M-003		10	37194	250	218	1.147	1.508	371940	37740.05
M-004		10	37194	250	200	1.250	1.953	371940	31048.90
M-005		10	37194	250	150	1.667	4.630	371940	15449.82
M-006		10	37194	250	200	1.250	1.953	371940	31048.90
M-007		10	37194	250	200	1.250	1.953	371940	31048.90
M-008		10	97979.59	250	104	2.404	13.891	979795.9	15411.63
M-009		10	97979.59	250	188	1.330	2.352	979795.9	70801.37
	M-010	10	37194	250	207	1.208	1.762	371940	33592.26
	M-011	10	37194	250	62	4.032	65.561	371940	1349.15
	M-012	10	37194	250	48	5.208	141.285	371940	638.52
	M-013	10	37194	250	64	3.906	59.605	371940	1479.24

Tabla 5.2 Rigideces de muros del primer nivel. Continuación…

TRAMO DE MURO		t	E	h	l	h/l	$(h/l)^3$	E(t)	K_T
DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	cm	$\frac{kg}{cm^2}$	cm	cm			$\frac{kg}{cm}$	$\frac{kg}{cm}$
	M-014	10	37194	250	64	3.906	59.605	371940	1479.24
	M-015	10	37194	250	78	3.205	32.926	371940	2612.18
	M-016	10	37194	250	160	1.563	3.815	371940	18172.56
	M-017	10	37194	250	66	3.788	54.349	371940	1616.99
	M-018	10	37194	250	277	0.903	0.735	371940	62520.85
	M-019	10	37194	250	262	0.954	0.869	371940	55881.82
	M-020	10	37194	250	338	0.740	0.405	371940	91071.42
	M-021	10	37194	250	78	3.205	32.926	371940	2612.18
	M-022	10	37194	250	285	0.877	0.675	371940	66136.04
	M-023	10	3794	250	50	5.00	125.00	371940	719.88
	M-024	10	3794	250	50	5.00	125.00	371940	719.88

En base a la Tabla 5.2 se puede construir la Tabla 5.2.1, donde se muestra la rigidez total por eje del primer nivel, este se obtiene sumando la rigidez por muro en cada eje. Para obtener la suma se puede guiar en la Figuras del Capítulo Diseño por cargas Verticales, donde se muestran los muros por eje.

Tabla 5.2.1 Rigidez por eje del primer nivel.

DIRECCION	EJE	MUROS ACTUANTES EN EL EJE	K_T	K_T
			kg/cm	t/m
Y	A	M-024, M-022, M-019, M-016, M-014	142389.54	14238.95
	B	M-015, M-013, M-012	4729.94	472.99
	C	M-021, M-017, M-011	5578.32	557.832
	D	M-023, M-020, M-018, M-010	187904.41	18790.44
		TOTAL:	340602.21	34060.22
X	1'	M-001, M-002, M-003	49151.84	4915.18
	2	M-004, M-005	46498.72	4649.87
	5	M-006	31048.9	3104.89
	6'	M-007	31048.9	3104.89
	8	M-008, M-009	86213	8621.3
		TOTAL:	243961.37	24396.14

5.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para realizar el análisis sísmico se calculara primero el peso total de la estructura, W_{TOTAL}, mediante un análisis de cargas. El peso total de la estructura se integrara de la siguiente manera, donde: $W_{LOSA\ DE\ AZOTEA}$ que es el peso de la losa de azotea, $W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO}$ que es el peso de la losa de entrepiso, W_{TINACO} que es el peso del tinaco, $W_{TRABES\ DE\ AZOTEA}$ que es el peso total de las trabes de azotea, $W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO}$ que es el peso total de las trabes de entrepiso, $W_{MUROS\ DE\ ENTREPISO}$ que es el peso de los muros de entrepiso, $W_{MUROS\ DE\ PLANTA\ BAJA}$ que es el peso de los muros de la planta baja, $W_{SEGUNDO\ NIVEL}$ es el peso total del segundo nivel y $W_{PRIMER\ NIVEL}$ es el peso total del primer nivel.

Para determinar $W_{LOSA\ DE\ AZOTEA}$ se utiliza la ecuación 5.2

$$W_{LOSA\ DE\ AZOTEA} = A_{Total\ I}\ (w_a) \tag{5.2}$$

Donde: $A_{Total\ I}$ es el área total de la losa de azotea y w_a es el análisis de carga obtenido de la Tabla 4.5.2.

Sustituyendo en la ecuación 5.2 se obtiene:

$$W_{LOSA\ DE\ AZOTEA} = \left(73.51\ m^2\right)\left(0.649\ \frac{t}{m^2}\right) = 47.708\ t \tag{5.2.1}$$

Para determinar $W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO}$ se utiliza la ecuación 5.3

$$W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO} = A_{Total\ 2}\ (w_a) \tag{5.3}$$

Donde: $A_{Total\ 2}$ es el área total de la losa de entrepiso y w_a es el análisis de carga obtenido de la Tabla 4.6.2.

Sustituyendo en la ecuación 5.3 se obtiene:

$$W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO} = \left(68.25\ m^2\right)\left(0.501\ \frac{t}{m^2}\right) = 34.193\ t \tag{5.3.1}$$

Para W_{TINACO} se utiliza la ecuación 5.4; esta carga se obtiene de la Tabla 4.9

$$W_{TINACO} = 1.810\ t \tag{5.4}$$

Para determinar $W_{TRABES\ DE\ AZOTEA}$ se hace una suma de todas las trabes para ello se utiliza la ecuación 5.5

$$W_{TRABES\ DE\ AZOTEA} = b_1\ h_1\ L_T\ (g_c) + b_2\ h_3\ L_T (g_c) + \ldots + b_n\ h_n\ L_T (g_c) \tag{5.5}$$

Donde: b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, L_T es la longitud total para cada tipo de trabe, g_c es el peso especifico del concreto igual a $2.4\ \frac{t}{m^3}$. Para las dimensiones b y h, se encontraran en la Tabla 4.15.

Sustituyendo en la ecuación 5.5 se obtiene:

$$\begin{aligned} W_{TRABES\ DE\ AZOTEA} = {} & (0.30\ m)(0.35\ m)(4.88\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) + (0.15\ m)(0.15\ m)(1.50\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) \\ & + (0.15\ m)(0.18\ m)(1.64\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 1.417\ t \end{aligned} \tag{5.5.1}$$

Para determinar $W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO}$ se hace una suma de todas las trabes para ello se utiliza la ecuación 5.6

$$W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO} = b_1\ h_1\ L_T(g_c) + b_2\ h_3\ L_T(g_c) + \ldots + b_n\ h_n\ L_T(g_c) \quad (5.6)$$

Donde: b es la base de la trabe, h es la altura de la trabe, L_T es la longitud total para cada tipo de trabe, g_c es el peso especifico del concreto igual a $2.4\ \frac{t}{m^3}$. Para las dimensiones b y h, se encontraran en la Tabla 4.17.

Sustituyendo en la ecuación 5.6 se obtiene:

$$W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO} = (0.18\ m)(0.25\ m)(15.45\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) + (0.15\ m)(0.15\ m)(1.50\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right)$$
$$+(0.15\ m)(0.18\ m)(1.64\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) + (0.15\ m)(0.20\ m)(8.30\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) \quad (5.6.1)$$
$$+(0.30\ m)(0.45\ m)(12.17\ m)\left(2.4\ \frac{t}{m^3}\right) = 6.396\ t$$

Para $W_{MUROS\ DE\ ENTREPISO}$ se utiliza la ecuación 5.7. Este peso es únicamente el peso muerto de los muros.

$$W_{MUROS\ DE\ ENTREPISO} = 34.52\ t \quad (5.7)$$

Para $W_{MUROS\ DE\ PLANTA\ BAJA}$ se utiliza la ecuación 5.8. Este peso es únicamente el peso muerto de los muros.

$$W_{MUROS\ DE\ PLANTA\ BAJA} = 29.79\ t \quad (5.8)$$

Para W_{TOTAL} se utiliza la ecuación 5.9, sumando los siguientes resultados

$$W_{TOTAL} = W_{LOSA\ DE\ AZOTEA} + W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO} + W_{TINACO} + W_{TRABES\ DE\ AZOTEA} + W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO} + W_{MUROS\ DE\ ENTREPISO} + W_{MUROS\ DE\ PLANTA\ BAJA} \quad (5.9)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.9 se obtiene:

$$W_{TOTAL} = 155.834\ t \quad (5.9.1)$$

Para $W_{SEGUNDO\ NIVEL}$ se utiliza la ecuación 5.10, sumando los siguientes resultados

$$W_{SEGUNDO\ NIVEL} = W_{LOSA\ DE\ AZOTEA} + W_{TINACO} + W_{TRABES\ DE\ AZOTEA} + W_{MUROS\ DE\ ENTREPISO} \quad (5.10)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.10 se obtiene:

$$W_{SEGUNDO\ NIVEL} = 85.455\ t \quad (5.10.1)$$

Para $W_{PRIMER\ NIVEL}$ se utiliza la ecuación 5.11, sumando los siguientes resultados

$$W_{PRIMER\ NIVEL} = W_{LOSA\ DE\ ENTREPISO} + W_{TRABES\ DE\ ENTREPISO} + W_{MUROS\ DE\ PLANTA\ BAJA} \quad (5.11)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.11 se obtiene:

$$W_{PRIMER\ NIVEL} = 70.379\ t \quad (5.11.1)$$

Una vez obtenido el peso total de la estructura, se puede continuar con el análisis sísmico para lo cual se deben de tomar en cuenta los siguientes datos; las formulas y datos correspondientes se basaran en el (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008):

- Localización: Morelia, Michoacán.
- Terreno tipo: Medio, Numero de golpes 15-50, (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.1.4.2)
- Uso: Vivienda
- Q = 1.5 (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.2.4 y sección 3.3.1.1)
- Grupo: B (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.2.2)

De acuerdo a la ecuación 5.12, para el método estático, la fuerza sísmica en cada uno de los niveles del edificio se obtiene con base a:

$$F_i = \frac{W_i(h_i)}{\Sigma W_i(h_i)}(c)\Sigma W_i \qquad (5.12)$$

Donde: F_i es la fuerza sísmica en un piso i, W_i es el peso del piso i, ΣW_i es el peso total de la construcción al nivel de desplante de la cimentación, h_i es la altura del nivel i a partir del desplante sobre la cimentación y c es el coeficiente sísmico (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.3.5), donde a su vez la ecuación correspondiente a c es.

$$c = \frac{c}{(Q')(R)(\rho)} \qquad (5.13)$$

Donde: R es la reducción por sobre resistencia $R = R_0$ debido a la sobre resistencia índice dependiendo del sistema estructural (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.3.1.3), ρ es factor de redundancia (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.3.1.4), Q' es factor reductor por ductilidad (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.2.5) que a su vez se calcula con la ecuación 5.14 como:

$$Q' = 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}}\left(\frac{T_e}{T_b}\right) \text{ si } T_e \leq T_b \qquad (5.14)$$

Donde: Q es el factor de comportamiento sísmico para cada tipo de estructura (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.2.4 y sección 3.3.1.1), T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.1.6.3), T_e es el periodo de vibrar, k es un parámetro que controla la caída del espectro (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.1.6.4), β es el factor de amortiguamiento (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, sección 3.1.6.5) que a su vez se calcula con la ecuación 5.15:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^{\lambda} \tag{5.15}$$

Donde: ζ_e es el amortiguamiento estructural (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, PRODISIS v2.0), λ es 0.45 si $T_e < T_c$

Siguiendo esta metodología primero se debe de observar el espectro de diseño para de este obtener los datos que se requieren para los cálculos posteriores, este se obtiene de programa PRODISIS v2.0 (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008, PRODISIS v2.0). Con lo que se tiene el siguiente espectro de diseño para el municipio de Morelia, Michoacán como lo muestra la Figura 5.1.

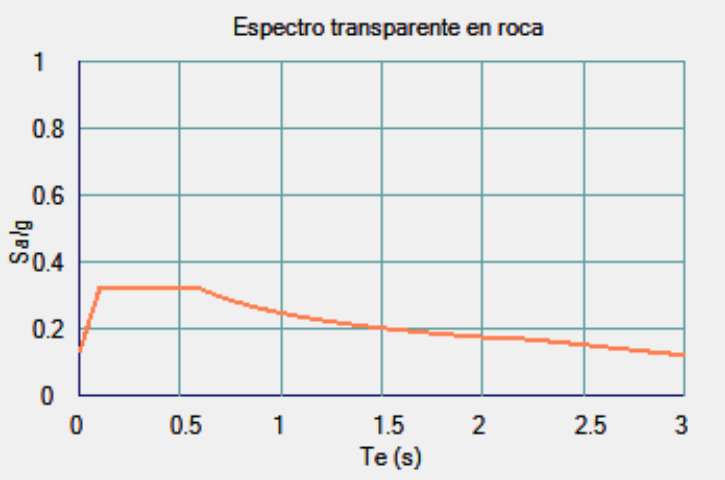


Figura 5.1 Espectro de diseño de la ciudad de Morelia.

De donde se obtuvieron los siguientes datos: c = 0.319, T_a = 0.1, T_b = 0.6, $T_e = T_b$, $T_e > T_a$, $a_0' = 0.128$.

La Tabla 5.3, muestra los resultados correspondientes a la solución de la ecuación 5.13 correspondiente a cada dirección.

Tabla 5.3 Valores correspondientes para la solución de la ecuación 5.13.

(1) Dirección	(2) Q'	(3) R	(4) ρ	(5) $\frac{c}{(Q')(R)(\rho)}$
X	1.41	2	1.00	0.113
Y	1.41	2	1.25	0.090

La Tabla 5.4, muestra los resultados de la fuerza sísmica y el cortante sísmico en dirección X y Y. Para determinar los valores de la columna 3 se utilizan los datos de las ecuaciones 5.10.1 y 5.11.1, para la columna 4 los valores se pueden obtener de las Tablas 5.1 y 5.2, para la columna 6 se determinara en base a la ecuación 5.12 así también para la ecuación 5.12 se solucionara en base a los resultados de la Tabla 5.13, Para encontrar los cortantes sísmicos de la columna 7 se supondrá que en el ultimo nivel $F_N = V_N$; por tanto para el penúltimo nivel hasta el primero se tiene $F_{(i-1)} = V_{(i-1)} + V_i$; donde i = 1, 2, 3,..., N .

Tabla 5.4 Fuerza sísmica y cortante sísmico.

Tabla 5.4.1 Fuerza sísmica y cortante sísmico en dirección X.

(1) Dirección	(2) Nivel	(3) W_i	(4) h_i	(5) $W_i(h_i)$	(6) F_i	(7) V_i
		(t)	(m)	(t-m)	(t)	(t)
X	2	85.455	5.0	427.275	12.473	12.473
	1	70.379	2.5	175.948	5.136	17.609
Sumas :		155.834		603.223		

Tabla 5.4.2 Fuerza sísmica y cortante sísmico en dirección Y.

(1) Dirección	(2) Nivel	(3) W_i	(4) h_i	(5) $W_i(h_i)$	(6) F_i	(7) V_i
		(t)	(m)	(t-m)	(t)	(t)
Y	2	85.455	5.0	427.275	9.934	9.934
	1	70.379	2.5	175.948	4.091	14.025
Sumas :		155.834		603.223		

La Tabla 5.5 muestra el centro de masas para cada nivel; el centro de masas es el punto donde se considera aplicada la fuerza horizontal F_i que incide sobre ese nivel. El centro de masas coincide con el centro de gravedad de las cargas verticales del nivel. Si las cargas verticales están distribuidas uniformemente, el centro de masas coincide con el Centroíde geométrico de la planta del piso.

Para determinar el centro de masas se utilizaran las ecuaciones 5.16 y 5.17, donde X_{m_i} es el centro de masas en dirección X, Y_{m_i} es el centro de masas en dirección Y, P_i es la carga aplicada sobre el tablero, x_i es la distancia en dirección X medida desde un eje de referencia y y_i es la distancia en dirección Y medida desde un eje de referencia.

Para determinar los valores de las ecuaciones 5.16 y 5.17, se asumirá que las cargas están uniformemente repartidas en cada una de las losas; por tanto el centro de masas es la posición del Centroíde geométrico de la losa.

$$X_{m_i} = \frac{\Sigma P_i (x_i)}{\Sigma P_i} \qquad (5.16)$$

$$Y_{m_i} = \frac{\Sigma P_i (y_i)}{\Sigma P_i} \qquad (5.17)$$

Para determinar la columna 3 y 4 él P_i se sustituirá por el área de cada tablero, dado que se supuso que el centro de masas coincide con el Centroíde geométrico del elemento, se tienen los siguientes resultados.

Tabla 5.5 Centro de masas para cada nivel.

(1) NIVEL	(2) A_{TOTAL}	(3) X_{m_i}	(4) Y_{m_i}
	(m^2)	(m)	(m)
2	73.15	4.32	5.18
1	68.3	4.41	5.11

La Tabla 5.6 el centro de cortantes para cada nivel; el centro de rigidez de un nivel es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante V_i de ese nivel para que el desplazamiento sea solo de traslación y el centro de cortante es el punto donde se considera aplicada la fuerza cortante V_i de ese nivel. Si la distribución de cargas y la geometría del nivel considerado se repiten en todos los niveles superiores a él. El centro de cortantes coincide con el centro de masas. Para encontrar los centros de cortantes utilizamos las ecuaciones 5.18 y 5.19 donde X_{ci} es el centro de cortantes en dirección X, Y_{ci} es el centro de cortantes en dirección Y, F_{ix} y F_{iy} son las fuerzas sísmicas obtenidas de las Tablas 5.4.1 y 5.4.2, X_{mi} y Y_{mi} son los centros de masa obtenidos de la Tabla 5.5, V_{ix} y V_{iy} son los cortantes obtenidos de las Tablas 5.4.1 y 5.4.2.

$$X_{ci} = \frac{\Sigma F_{iy}\left(X_{mi}\right)}{V_{iy}} \tag{5.18}$$

$$Y_{ci} = \frac{\Sigma F_{ix}\left(Y_{mi}\right)}{V_{ix}} \tag{5.19}$$

Tabla 5.6 Centro de cortantes para cada nivel.

Tabla 5.6.1 Centro de cortantes para cada nivel dirección X.

(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) F_{ix}	(4) V_{ix}	(5) Y_{mi}	(6) $F_{ix}(Y_{mi})$	(7) $\Sigma F_{ix}(Y_{mi})$	(8) Y_{ci}
		(t)	(t)	(m)	(t-m)	(t-m)	(m)
X	2	12.473	12.473	5.18	64.61	64.61	5.18
	1	5.136	17.609	5.11	26.24	90.85	5.16

Tabla 5.6.1 Centro de cortantes para cada nivel dirección Y.

(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) F_{iy}	(4) V_{iy}	(5) X_{mi}	(6) $F_{iy}(X_{mi})$	(7) $\Sigma F_{iy}(X_{mi})$	(8) X_{ci}
		(t)	(t)	(m)	(t-m)	(t-m)	(m)
Y	2	9.934	9.934	4.32	42.91	42.91	4.32
	1	4.091	14.025	4.41	18.04	60.95	4.35

La Tabla 5.7 muestra los centros de torsión; puesto que un movimiento sísmico, además de los movimientos de traslación, puede generar efectos de torsión, es importante considerar la magnitud de las solicitaciones que por esta, acción se inducen en la estructura, lo cual dependerá de la situación en planta, tanto de las masas como de las rigideces de los elementos sismo-resistentes verticales.

La fuerza actuante por sismo que incide en un nivel, se considera aplicada en un punto conocido como centro de masas, mientras que la fuerza resistente se ubicara sobre la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos conocido como centro de torsión o centro de rigidez de un nivel. La distancia entre estos dos punto, genera un momento torsionante cuyo efecto debe ser considerado en el diseño.

Se supuso que el centro de masas coincide con el centro de cortantes para este ejercicio. Para encontrar los centros de torsión se utilizan las ecuaciones. La rigideces K_{jx} y K_{jy} de la Tabla 5.7 se tomaron de la Tablas 5.1.1 y 5.2.1.

$$X_{ti} = \frac{\Sigma K_{jy}\left(x_j\right)}{\Sigma K_{jy}} \tag{5.20}$$

$$Y_{ti} = \frac{\Sigma K_{jx}\left(y_j\right)}{\Sigma K_{jx}} \tag{5.21}$$

Donde: K_{jy} es la rigidez del marco eje j en la dirección Y del edificio, K_{jx} es la rigidez del marco eje j en la dirección X del edificio, x_j es la coordenada X de la posición del marco eje j respecto al eje de referencia, y_j es la coordenada Y de la posición del marco eje j respecto al eje de referencia.

Tabla 5.7 Centros de torsión para cada nivel.

Tabla 5.7.1 Centros de torsión del segundo nivel para ambas direcciones.

(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) EJE	(4) K_{jx} (t/m)	(5) Y_j (m)	(6) $K_{jx}(Y_j)$ (t)	(7) Y_t (m)
X	2	1	3677.71	9.64	35453.124	
		2	3774.00	6.29	23738.46	
		3	8962.41	5.77	51713.106	
		4	1110.69	5.07	5631.198	
		5	3104.89	3.67	11394.946	
		7	3104.89	1.43	4439.993	
		8	3272.73	0.95	3109.094	
SUMAS:			27007.32		135479.921	5.02
(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) EJE	(4) K_{jy} (t/m)	(5) X_j (m)	(6) $K_{jx}(X_j)$ (t)	(7) X_t (m)
Y	2	A	18558.123	0.00	0.00	
		B	1174.538	2.00	2349.076	
		C	12509.57	3.50	43783.495	
		D	21170.25	8.21	173807.752	
SUMAS:			53412.48		219940.323	4.12

Tabla 5.7.2 Centros de torsión del primer nivel para ambas direcciones.

(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) EJE	(4) K_{jx}	(5) Y_j	(6) $K_{jx}(Y_j)$	(7) Y_t
			(t/m)	(m)	(t)	(m)
X	1	1'	4915.18	9.14	44924.75	
		2	4649.87	6.29	29247.68	
		5	3104.89	3.67	11394.95	
		6'	3104.89	2.07	6427.12	
		8	8621.3	0.95	8190.24	
SUMAS:			24396.14		100184.74	4.11
(1) DIRECCION	(2) NIVEL	(3) EJE	(4) K_{jy}	(5) X_j	(6) $K_{jx}(X_j)$	(7) X_t
			(t/m)	(m)	(t)	(m)
Y	1	A	14238.95	0.00	0.00	
		B	472.99	2.00	945.98	
		C	557.832	3.5	1952.412	
		D	18790.44	8.21	154269.5124	
SUMAS:			34060.22		157167.904	4.61

Se muestra la Tabla 5.8 mostrando un resumen de los siguientes resultados en base a las Tablas 5.5, 5.6 y 5.7:

Tabla 5.8 Centros de masa, centros de cortante y centros de torsión.

(1) NIVEL	(2) MASA		(3) CORTANTE		(4) TORSIÓN	
	X_m	Y_m	X_c	Y_c	X_t	Y_t
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
2	4.32	5.18	4.32	5.18	4.12	5.02
1	4.41	5.11	4.35	5.16	4.61	4.11

La Tabla 5.9 muestra las excentricidades de diseño que se calculan de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$e_1 = 1.5(e_s) \pm 0.1(b) \tag{5.22}$$

$$e_2 = (e_s) \pm 0.1(b) \tag{5.23}$$

Sismo en Direccion "X" $\Rightarrow e_{sx} = Y_c - Y_t$

Sismo en Direccion "Y" $\Rightarrow e_{sy} = X_c - X_t$

Donde: e_1 y e_2 son las excentricidades normativas de diseño, b es el ancho máximo de la edificación en dirección perpendicular al sismo, e_s es la excentricidad torsional medida entre el centre de masas y el centro de rigideces, $e_{max} = 0.2(b)$ esta es la excentricidad máxima que se puede presentar en la estructura.

Para saber si en las ecuaciones 5.22 y 5.23 se suma o resta, se puede tomar la siguiente recomendación: si $Y_c > Y_t \Rightarrow e_1 =$ se resta; $e_2 =$ se suma y si $Y_c < Y_t \Rightarrow e_1 =$ se suma; $e_2 =$ se resta.

Con las ecuaciones 5.24 y 5.25 se pueden determinar los momentos torsionantes. Como se muestra a continuación.

$$M_{T1}=V(e_1) \tag{5.24}$$

$$M_{T2}=V(e_2) \tag{5.25}$$

Donde: M_{T1} es el momento torsionante actuante en la excentricidad e_1, M_{T2} es el momento torsionante actuante en la excentricidad e_2, V es la fuerza cortante que se obtiene de la Tabla 5.4.

La Tabla 5.9 muestra los momentos torsionantes que se presentan debido a las excentricidades, así como las excentricidades máximas.

Tabla 5.9 Momentos torsionantes.

(1) NIVEL	(2) DIRECCION SISMO	(3) V_i	(4) e_s	(5) b	(6) e_1	(7) e_2	(8) M_{T1}	(9) M_{T2}	(10) e_{max}
		(t)	(m)	(m)	(m)	(m)	(t-m)	(t-m)	(m)
2	X	12.473	0.16	8.81	-0.64	1.04	-7.98	12.97	1.76
	Y	9.934	0.2	8.3	-0.53	1.03	-5.27	10.23	1.66
1	X	17.609	1.05	8.3	0.745	1.88	13.12	33.11	1.66
	Y	14.025	-0.26	8.32	0.442	-1.09	6.20	-15.29	1.664

La Tabla 5.10 muestra la fuerza cortante directa y la fuerza por torsión, que se determinaran con las ecuaciones 5.26 a 5.29:

$$V_{DXj}=\frac{V_X(K_{jX})}{\Sigma K_{jX}} \tag{5.26}$$

$$V_{DYj}=\frac{V_Y(K_{jY})}{\Sigma K_{jY}} \tag{5.27}$$

$$V_{TXj}=\frac{M_T(K_{jk})(Y_{jt})}{\Sigma K_{jX}(Y^2_{jt})+\Sigma K_{jy}(X^2_{jt})} \tag{5.28}$$

$$V_{TYj}=\frac{M_T(K_{jk})(X_{jt})}{\Sigma K_{jX}(Y^2_{jt})+\Sigma K_{jy}(X^2_{jt})} \tag{5.29}$$

Donde: V_{DXj} y V_{DYj} son la fuerza cortante directa, V_{TXj} y V_{TYj} son la fuerza cortante por torsión

La columna 4 se determina a partir de las Tablas 5.1.1 y 5.2.1, Las longitudes de la columna 5 se miden desde el centro de torsión, la columna 8 se determina con las ecuaciones 5.26 y 5.27, para la columna 9 M_{T1} se tomara de la Tabla 5.9 correspondiente a cada nivel y dirección, para la columna 10 M_{T2} se tomara de la Tabla 5.9 correspondiente a cada nivel y dirección, para la columna 11 se sumara la columna 8 y el valor positivo de la columna 9 o 10

Tabla 5.10 Fuerza cortante directa y fuerza por torsión.

NIVEL 2										
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
DIRECC. SISMO	V (t)	EJE	K_{jX} (t/m)	Y_{jT}^* (m)	$K_{jX}(Y_{jT})$ (t)	$K_{jX}(Y_{jT}^2)$ (t-m)	$V_{X\ Directo}$ (t)	$V_{X\ Torsión1}$ (t)	$V_{X\ Torsión2}$ (t)	$V_{X\ Total}$ (t)
X	12.473	1	3677.71	4.68	17211.68	80550.68	1.70	-0.15	0.25	1.95
		2	3774.00	1.33	5019.42	6675.83	1.74	-0.05	0.07	1.82
		3	8962.41	0.75	6721.81	5041.36	4.14	-0.06	0.10	4.24
		4	1110.69	0.05	55.53	2.78	0.51	-0.0005	0.0008	0.51
		5	3104.89	-1.41	-4377.89	6172.83	1.43	0.04	-0.06	1.47
		7	3104.89	-3.65	-11332.85	41364.90	1.43	0.10	-0.17	1.54
		8	3272.73	-4.13	-13516.37	55822.63	1.51	0.12	-0.20	1.63
SUMA =			27007.32			195630.99	12.47			13.16
DIRECC. SISMO	V (t)	EJE	K_{jY} (t/m)	X_{jT}^* (m)	$K_{jY}(X_{jT})$ (t)	$K_{jY}(X_{jT}^2)$ (t-m)	$V_{Y\ Directo}$ (t)	$V_{Y\ Torsión1}$ (t)	$V_{Y\ Torsión2}$ (t)	$V_{Y\ Total}$ (t)
Y	9.934	A	18558.123	-4.18	-77572.95	324254.95	3.45	0.460	-0.892	3.91
		B	1174.538	-2.12	-2490.02	5278.84	0.22	0.015	-0.029	0.23
		C	12509.57	-0.62	-7755.93	4808.68	2.33	0.046	-0.089	2.37
		D	21170.25	4.12	87221.43	359352.29	3.94	-0.517	1.003	4.94
SUMA =			53412.48			693694.76	9.93			11.46
NIVEL 1										
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
DIRECC. SISMO	V (t)	EJE	K_{jX} (t/m)	Y_{jT}^* (m)	$K_{jX}(Y_{jT})$ (t)	$K_{jX}(Y_{jT}^2)$ (t-m)	$V_{X\ Directo}$ (t)	$V_{X\ Torsión1}$ (t)	$V_{X\ Torsión2}$ (t)	$V_{X\ Total}$ (t)
X	17.609	1'	4915.18	5.09	25018.27	127342.97	3.55	0.40	1.01	4.55
		2	4649.87	2.24	10415.71	23331.19	3.36	0.17	0.42	3.78
		5	3104.89	-0.5	-1552.45	776.22	2.24	-0.02	-0.06	2.22
		6'	3104.89	-2.1	-6520.27	13692.56	2.24	-0.10	-0.26	2.14
		8	8621.3	-3.21	-27674.37	88834.74	6.22	-0.44	-1.11	5.78
SUMA =			24396.14				17.61			18.46
DIRECC. SISMO	V (t)	EJE	K_{jY} (t/m)	X_{jT}^* (m)	$K_{jY}(X_{jT})$ (t)	$K_{jY}(X_{jT}^2)$ (t-m)	$V_{Y\ Directo}$ (t)	$V_{Y\ Torsión1}$ (t)	$V_{Y\ Torsión2}$ (t)	$V_{Y\ Total}$ (t)
Y	14.025	A	14238.95	-4.67	-66495.90	310535.84	5.86	-0.50	1.24	7.10
		B	472.99	-2.67	-1262.88	3371.90	0.19	-0.01	0.02	0.22
		C	557.832	-1.17	-652.66	763.62	0.23	-0.005	0.01	0.24
		D	18790.44	3.68	69148.82	254467.65	7.74	0.52	-1.28	8.26
SUMA =			34060.22			569139.01	14.02			15.82

La Tabla 5.11 muestra a continuación las fuerzas cortantes de diseño. La Tabla 5.11, columna 4 se basa en las ecuaciones 5.28 y 5.29; donde V_{TXj} y V_{TYj} es la fuerza cortante por torsión, M_T es el mayor M_T de la acción de V_Y para V_{TXj} tomado de la Tabla 5.9 y M_T es el mayor M_T de la acción de V_X para V_{TYj} tomado de la Tabla 5.9.

Tabla 5.11 Fuerzas cortantes de diseño.

NIVEL 2						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
DIRECCION SISMO	EJE	$V_{X\text{-TOTAL}}$ (t)	EFECTO DE TORSION POR V_Y	$V_X + 0.30\ V_Y$	$0.30V_X + V_Y$	$V_{DISEÑO}$ (t)
X	1	1.95	0.20	2.01	0.78	2.01
	2	1.82	0.06	1.83	0.60	1.83
	3	4.24	0.08	4.26	1.35	4.26
	4	0.51	0.001	0.51	0.15	0.51
	5	1.47	0.05	1.49	0.49	1.49
	7	1.54	0.13	1.57	0.59	1.57
	8	1.63	0.16	1.68	0.65	1.68
SUMA =		13.16				13.36

NIVEL 2						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
DIRECCION SISMO	EJE	$V_{Y\text{-TOTAL}}$ (t)	EFECTO DE TORSION POR V_X	$V_Y + 0.30\ V_X$	$0.30V_Y + V_{YX}$	$V_{DISEÑO}$ (t)
Y	A	3.91	1.13	4.25	2.30	4.25
	B	0.23	0.04	0.24	0.11	0.24
	C	2.37	0.11	2.41	0.82	2.41
	D	4.94	1.27	5.32	2.75	5.32
SUMA =		11.46				12.22

NIVEL 1						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
DIRECCION SISMO	EJE	$V_{X\text{-TOTAL}}$ (t)	EFECTO DE TORSION POR V_Y	$V_X + 0.30\ V_Y$	$0.30V_X + V_Y$	$V_{DISEÑO}$ (t)
X	1'	4.55	0.46	4.69	1.83	4.69
	2	3.78	0.19	3.83	1.33	3.83
	5	2.22	0.03	2.22	0.69	2.22
	6'	2.14	0.12	2.17	0.76	2.17
	8	5.78	0.51	5.94	2.25	5.94
SUMA =		18.46				18.86

NIVEL 1						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
DIRECCION SISMO	EJE	$V_{Y\text{-TOTAL}}$ (t)	EFECTO DE TORSION POR V_X	$V_Y + 0.30\ V_X$	$0.30V_Y + V_X$	$V_{DISEÑO}$ (t)
Y	A	7.10	2.67	7.90	4.80	7.90
	B	0.22	0.05	0.23	0.12	0.23
	C	0.24	0.03	0.25	0.10	0.25
	D	8.26	2.78	9.09	5.26	9.09
SUMA =		15.82				17.48

En la Tabla 5.11 la columna 3 se toma de la Tabla 5.10, la columna 4 se calcula con las formulas 5.28 y 5.29 tomando de ellos sus valores absolutos, la columna 5 y 6 se incrementan un 30% correspondiente a cada dirección.

La Tabla 5.12 muestra las fuerzas de diseño; se supondrán que en el ultimo nivel $F_N = V_N$; por tanto para el penúltimo nivel hasta el primero se tiene $F_{(i-1)} = V_{(i-1)} - V_i$; donde i = 1, 2, 3,…, N. los valores se obtendrán de la Tabla 5.11 columna 7, que es el cortante de diseño y se le restara el valor correspondiente de la Tabla 5.11 columna 7.

Tabla 5.12 Fuerza lateral (t).

DIRECCION SISMO	NIVEL	EJE									
		1	1'	2	3	4	5	6'	7	8	Σ
X	2	2.01		1.83	4.26	0.51	1.49		1.57	1.68	13.35
	1		4.69	2.00			0.73	2.17		4.26	13.85
DIRECCION SISMO	NIVEL	EJE									
		A	B	C	D						Σ
Y	2	4.25	0.24	2.41	5.32						12.22
	1	3.65	-0.01	-2.16	3.77						5.25

*Nota: los signos positivos indican que las fuerzas laterales actúan en el mismo sentido que los cortantes directos. Los signos negativos indican que las fuerzas laterales actúan en sentido contrario al de los cortantes directos.

A continuación se comparan las fuerzas cortantes de diseño de la Tabla 5.11 con las fuerzas de cortante de la mampostería, para determinar de esta manera si la mampostería es capaz de soportar los cortantes o si tendremos que modificar algún eje que no resista; para ello se utilizara la ecuación 5.30 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 2004, sección 6.4.2):

$$V_{mR} = F_R \left(0.5\, V_m^*\, A_T + 0.3\, P\right) \leq 1.5\, F_R\, V_m^*\, A_T \qquad (5.30)$$

Donde P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá de considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión se despreciara la contribución de la mampostería V_{mR}; por lo que la totalidad de la fuerza cortante deberá ser resistida por el refuerzo horizontal.

Se consideran los siguientes valores para la ecuación 5.30 donde: F.C. es igual a 1.1 que es el factor de carga para caso de sismo, F.R igual a 0.7 que es para muros confinados (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 2004, sección 3.1.4), A_T es el área bruta de la sección transversal del muro, V_m^* igual a 6.50 kg/cm^2 es el esfuerzo cortante nominal de diseño sobre el área bruta (NOVACERAMIC, TABIMAX 10, 2013).
A continuación se muestran las tablas correspondientes para comparar los resultados correspondientes.

Tabla 5.13 Fuerza cortante resistida por la mampostería para el segundo nivel.

NIVEL 2									
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MURO		L	ESPESOR	A_T	P	V_m^*	V_{mR}	$1.5\ F_R\ V_m^*\ A_T$	ESTADO
X	Y	(cm)	(cm)	(cm^2)	(t)	kg/cm^2	t	t	
M-101		79	10	790	1.57	6.5	2.13	5.39	Ok
M-102		109	10	1090	2.17	6.5	2.94	7.44	Ok
M-103		105	10	1050	2.1	6.5	2.83	7.17	Ok
M-104		171	10	1710	3.63	6.5	4.65	11.67	Ok
M-105		218	10	2180	7.73	6.5	6.58	14.88	Ok
M-106		335	10	3350	7.26	6.5	9.15	22.86	Ok
M-107		132	10	1320	3.6	6.5	3.76	9.01	Ok
M-108		200	10	2000	5.62	6.5	5.73	13.65	Ok
M-109		200	10	2000	2.5	6.5	5.08	13.65	Ok
M-110		104	10	1040	2.67	6.5	2.93	7.10	Ok
M-111		188	10	1880	3.98	6.5	5.11	12.83	Ok
	M-112	207	10	2070	2.55	6.5	5.24	14.13	Ok
	M-113	206	10	2060	3.22	6.5	5.36	14.06	Ok
	M-114	48	10	480	0.67	6.5	1.23	3.28	Ok
	M-115	132	10	1320	2.82	6.5	3.60	9.01	Ok
	M-116	224	10	2240	2.88	6.5	5.70	15.29	Ok
	M-117	74	10	740	1.9	6.5	2.08	5.05	Ok
	M-118	277	10	2770	4.45	6.5	7.24	18.91	Ok
	M-119	262	10	2620	4	6.5	6.80	17.88	Ok
	M-120	388	10	3880	5.98	6.5	10.08	26.48	Ok
	M-121	335	10	3350	6.36	6.5	8.96	22.86	Ok
	M-122	335	10	3350	4.86	6.5	8.64	22.86	Ok

5.14 Cortantes del segundo nivel.

DIRECCIÓN	EJE	MUROS ACTUANTES EN EL EJE	V_{mR}	$V_{DISEÑO}$	ESTADO
			t	t	
Y	A	M-122, M-119, M-116	21.14	4.25	Ok
	B	M-115, M-114	4.83	0.24	Ok
	C	M-121, M-117, M-113	16.4	2.41	Ok
	D	M-120, M-118, M-112	22.56	5.32	Ok
		TOTAL:	64.93	12.22	Ok
X	1	M-101, M-102, M-103, M-104	12.55	2.01	Ok
	2	M-105	6.58	1.83	Ok
	3	M-106	9.15	4.26	Ok
	4	M-107	3.76	0.51	Ok
	5	M-108	5.73	1.49	Ok
	7	M-109	5.08	1.57	Ok
	8	M-110, M-111	8.04	1.68	Ok
		TOTAL:	50.89	13.36	Ok

Tabla 5.15 Fuerza cortante resistida por la mampostería para el primer nivel.

NIVEL 1									
MURO		L	ESPESOR	A_T	P	V_m^*	V_{mR}	1.5 F_R V_m^* A_T	ESTADO
X	Y	(cm)	(cm)	(cm^2)	(t)	kg/cm^2	t	t	
M-001		124	10	1240	2.3	6.5	3.30	8.46	Ok
M-002		71	10	710	1.4	6.5	1.91	4.85	Ok
M-003		218	10	2180	3.5	6.5	5.69	14.88	Ok
M-004		200	10	2000	12.5	6.5	7.17	13.65	Ok
M-005		150	10	1500	2.7	6.5	3.98	10.24	Ok
M-006		200	10	2000	7.8	6.5	6.19	13.65	Ok
M-007		200	10	2000	2.5	6.5	5.07	13.65	Ok
M-008		104	10	1040	5.4	150	55.73	163.80	Ok
M-009		188	10	1880	8.2	150	100.42	296.10	Ok
	M-010	207	10	2070	4.8	6.5	5.71	14.13	Ok
	M-011	62	10	620	1.8	6.5	1.79	4.23	Ok
	M-012	48	10	480	1.2	6.5	1.35	3.28	Ok
	M-013	64	10	640	2.2	6.5	1.92	4.37	Ok
	M-014	64	10	640	1.4	6.5	1.74	4.37	Ok
	M-015	78	10	780	3.0	6.5	2.40	5.32	Ok
	M-016	160	10	1600	3.8	6.5	4.43	10.92	Ok
	M-017	66	10	660	2.6	6.5	2.04	4.50	Ok
	M-018	277	10	2770	7.7	6.5	7.91	18.91	Ok
	M-019	262	10	2620	6.0	6.5	7.22	17.88	Ok
	M-020	338	10	3380	9.6	6.5	9.70	23.07	Ok
	M-021	78	10	780	2.7	6.5	2.34	5.32	Ok
	M-022	285	10	2850	7.5	6.5	8.06	19.45	Ok
	M-023	50	10	500	1.2	6.5	1.39	3.41	Ok
	M-024	50	10	500	1.1	6.5	1.38	3.41	Ok

Tabla 5.16 Rigideces del primer nivel.

DIRECCIÓN	EJE	MUROS ACTUANTES EN EL EJE	V_{mR}	$V_{DISEÑO}$	ESTADO
			t	t	
Y	A	M-024, M-022, M-019, M-016, M-014	22.83	3.65	Ok
	B	M-015, M-013, M-012	5.67	-0.01	Ok
	C	M-021, M-017, M-011	6.17	-2.16	Ok
	D	M-023, M-020, M-018, M-010	24.71	3.77	Ok
		TOTAL:	59.38	9.59	Ok
X	1'	M-001, M-002, M-003	10.9	4.69	Ok
	2	M-004, M-005	11.15	2.00	Ok
	5	M-006	6.19	0.73	Ok
	6'	M-007	5.07	2.17	Ok
	8	M-008, M-009	156.15	4.26	Ok
		TOTAL:	189.46	13.85	Ok

Para los casos especiales que son los muros curvos, se optara por el siguiente análisis que se muestra a continuación, por tanto se tiene el siguiente análisis, este análisis se hace para los muros curvos; MC-101, MC-102, MC-001 y MC-002. Estos muros se podrán observar en las figuras del Capitulo Diseño por cargas verticales; la justificación es la siguiente, dado que estos muros no están soportando cargas por parte de la losa, además de que no ayudan a la edificación en ningún ámbito, se supuso desde el principio que este sistema trabaja de manera independiente, además dado que este sistema solo se soporta así mismo, y solo sirve como muros aparentes en el exterior solo se revisaran para cortantes necesarios, ya sin pasos poco convenientes para este tipo de estructura.

Para su análisis se utilizara la ecuación 5.12 y la Tabla 5.3

$$F_i = \frac{W_i(h_i)}{\Sigma W_i(h_i)}(c)\Sigma W_i \qquad (5.12)$$

Tabla 5.3 Valores correspondientes para la solución de la ecuación 5.13.

(1) Dirección	(2) Q'	(3) R	(4) ρ	(5) $\frac{c}{(Q')(R)(\rho)}$
X	1.41	2	1.00	0.113
Y	1.41	2	1.25	0.090

La Tabla 5.17 muestra las fuerzas laterales y los cortantes a los que estará sometida la estructura. Y dado que se quiere evitar cálculos poco convenientes en este tipo de estructuras los cortantes de multiplicaran por un factor sísmico, como se muestra a continuación.

Tabla 5.17 Fuerzas laterales y cortantes en muros curvos.

Dirección	Nivel	W_i	h_i	$W_i(h_i)$	F_i	V_i	V_i (F.C.)
		(t)	(m)	(t-m)	(t)	(t)	(t)
X / Y	2	2.34	5.0	11.7	0.35	0.35	0.39
	1	2.02	2.5	5.05	0.12	0.47	0.52
Sumas :		4.36		16.75			

Donde V_i (F.C.) es el resultado de multiplicar el cortante por un factor de carga de 1.1, para suponerlo como cortante ultimo. (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 3.4)

Se revisan los muros con la ecuación 5.30:

$$V_{mR} = F_R\left(0.5\, V_m^*\, A_T + 0.3\, P\right) \leq 1.5\, F_R\, V_m^*\, A_T \qquad (5.30)$$

Por tanto el V_{mR} para los muros curvos MC-101, MC-102, MC-001 y MC-002; la longitud resistente se calcula con las ecuaciones siguientes:

$$L_r = 4(r) \tag{5.31}$$

$$L_r = (r) \tag{5.32}$$

Donde: r es el radio de la sección circular que se pretende calcular.

Con la ecuación 5.31 se calcula la longitud resistente efectiva del muro para una sección completamente circular, mientras que con la ecuación 5.32 se calcula la una parte de esa sección. Las ecuaciones 5.31 y 5.32 se pueden consultar en el libro (Farías, 1984).

A continuación se muestran las Tablas 5.18 y 5.19, que muestran los siguientes resultados.

Tabla 5.18 Fuerza cortante resistida por mampostería curva del segundo nivel.

NIVEL 2									
MURO X / Y	r	L	ESPESOR	A_T	P	V_m^*	V_{mR}	$1.5\ F_R\ V_m^*\ A_T$	ESTADO
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm^2)	(t)	kg/cm^2	t	t	
MC-101	106	106	10	1060	1.17	6.5	2.66	7.23	Ok
MC-102	106	106	10	1060	1.17	6.5	2.66	7.23	Ok
SUMA =							5.32		

Tabla 5.19 Fuerza cortante resistida por mampostería curva del primer nivel.

NIVEL 1									
MURO X / Y	r	L	ESPESOR	A_T	P	V_m^*	V_{mR}	$1.5\ F_R\ V_m^*\ A_T$	ESTADO
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm^2)	(t)	kg/cm^2	t	t	
MC-001	106	106	10	1060	2.19	6.5	2.87	7.23	Ok
MC-002	106	106	10	1060	2.19	6.5	2.87	7.23	Ok
SUMA =							5.74		

Se comparan los resultados de las Tablas 5.18 y 5.19 contra los resultados de la Tabla 5.17; y como se observa el V_{mR} es mucho más grande que los V_i anteriores; por tanto se deduce que los muros soportaran las cargas sísmicas del sitio. Se concluye que la casa puede resistir las fuerzas sísmicas a las que someterá en la localidad de Morelia.

6. DISEÑO POR CARGAS VERTICALES

6.1. ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES-CRITERIO BÁSICO

En este tema se hará uso de las (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004), como apoyo para el cálculo de bajada de cargas de la casa en cuestión.

Los criterios básicos para los planteamientos teóricos sobre el análisis por cargas verticales se tomaran de las (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004, sección 3.2.2). Para la determinación de la resistencia a la compresión de muros confinados se hará uso de la ecuación 6.1 que se encuentra en las (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004, sección 5.3.1).

$$P_R = F_R\ F_E \left(f_m^*\ A_T + \Sigma A_s\ fy \right) \tag{6.1}$$

Donde: F_E es un factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004, sección 3.2.2.3), F_R es un factor de resistencia que se tomara igual a 0.6 (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004, sección 3.1.4), A_T es el área bruta de la sección transversal del muro, f_m^* es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, fy es el esfuerzo de fluencia del acero, A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada.

Alternativamente P_R de la ecuación 6.1 se podrá calcular con la ecuación 6.2.

$$P_R = F_R\ F_E \left(f_m^* + 4 \right) A_T \tag{6.2}$$

Para la determinación de los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E.

1. Se podrá tomar como F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 porciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieren en más de 50 porciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:
   1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema de piso, por dalas o por otro elemento.
   2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que t/6 y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
   3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t, no excede de 20.
2. Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 1), el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinaran como el menor entre el que se especifica en el inciso 1), y que se obtiene con la ecuación 6.3:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \qquad (6.3)$$

Donde: H es la altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, e' es la excentricidad calculada para la carga vertical mas una excentricidad accidental que se tomara igual a t/24.

Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c, se tomara de (NTC Para Diseño y Construcción De Estructuras De Mampostería, 2004, sección 3.2.2.2) y se calculara con la ecuación 6.4:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \qquad (6.4)$$

Donde: t es el espesor de la mampostería del muro, b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro.

El factor k de la ecuación 6.3 es el factor de altura efectiva del muro que se determinara según el criterio siguiente: k=2; para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior; k=1 para muros extremos en que se apoyan losas y k=0.8 para muros limita por dos losas continuas a ambos lados del muro.

6.2. ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES

Para realizar el análisis y cálculos correspondientes de bajada de cargas se considerara lo siguiente de acuerdo a lo presentado el capitulo 4.1 que se refiere a la estructuración de la casa habituación:

Mampostería de alta resistencia de la marca TABIMAX-10 con sus siguientes dimensiones 10cm x24 cm x 12 cm; con un f*m= 60 kg/cm^2 (NOVACERAMIC, TABIMAX 10, 2013).

Se colocaran muros de concreto en los puntos donde se requieran o necesiten, donde las cargas verticales son muy altas, estos muros de concreto se construirán con un concreto clase 2 y de una resistencia de 150 kg/cm^2 (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2) este valor se tomara como f*m para calcular el P_R de los muros de concreto, esto se debe a que con materiales convencionales no se tiene la resistencia necesaria para que se soporten las cargas verticales a las que se someterán

Se analizaran las bajadas de cargas para los muros curvos de los cuales también hay que determinar cuál es su resistencia ante su propio peso dado que no están soportando cargas verticales que los afecten significativamente.

El muro cumple con su propósito si el estado del muro se encuentra por debajo del 80% de su capacidad máxima.

A continuación se presentan una serie de figuras donde se muestran la asignación de un nombre que identifica que identifica los elementos muro y los elementos trabe, también se muestran figuras donde se hace la distribución de áreas tributarias para cada elemento y cada planta.

Las Figura 6.1 muestra la asignación de nombre para cada elemento que se presenta en la primera planta. La nomenclatura que se usa para trabes es T, para muros es M y para los muros curvos es MC.

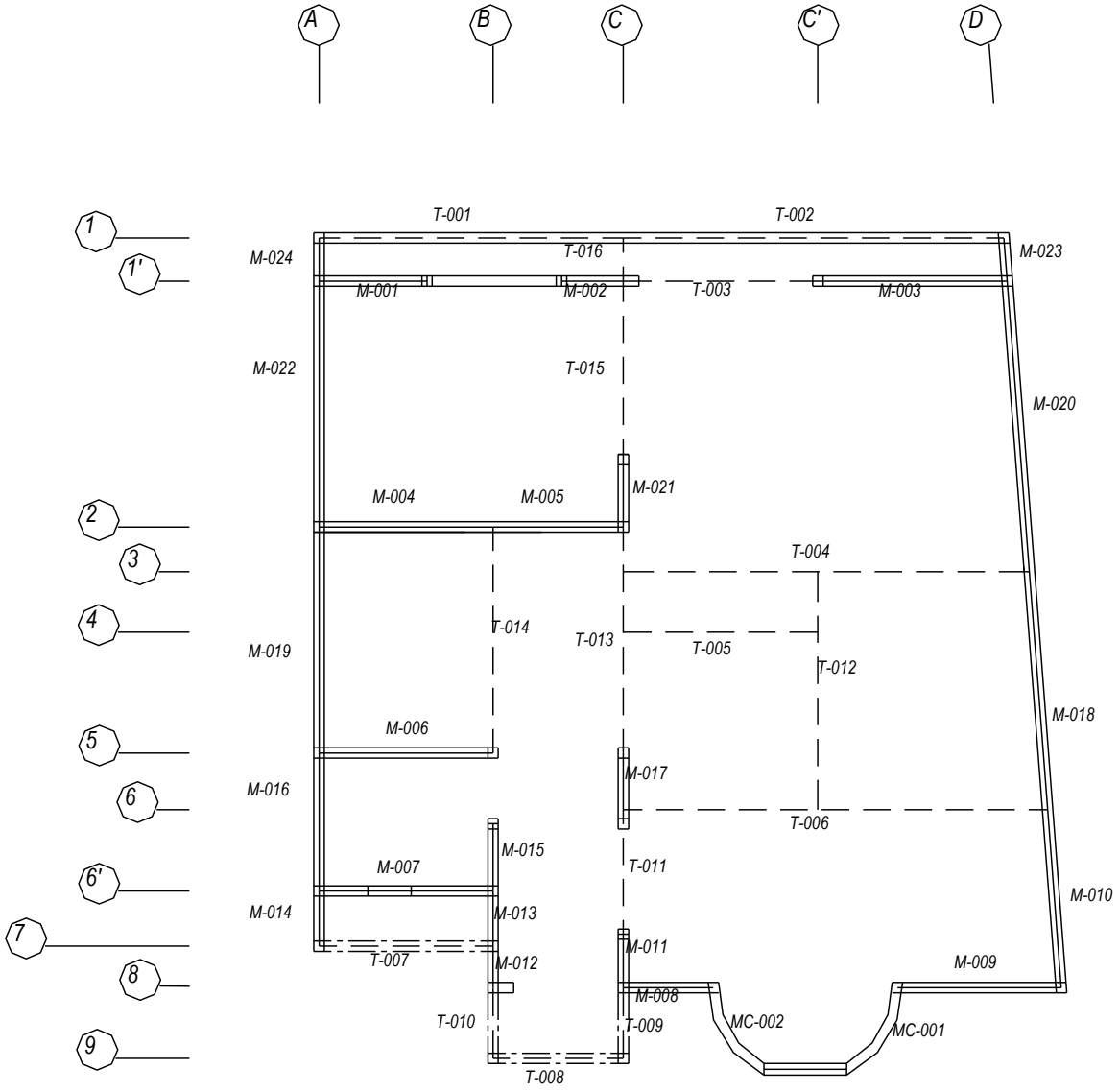


Figura 6.1 Asignación de nombres para los elementos utilizados en el primer nivel.

La Figura 6.2 muestra la distribución de las áreas tributarias en el primer nivel.

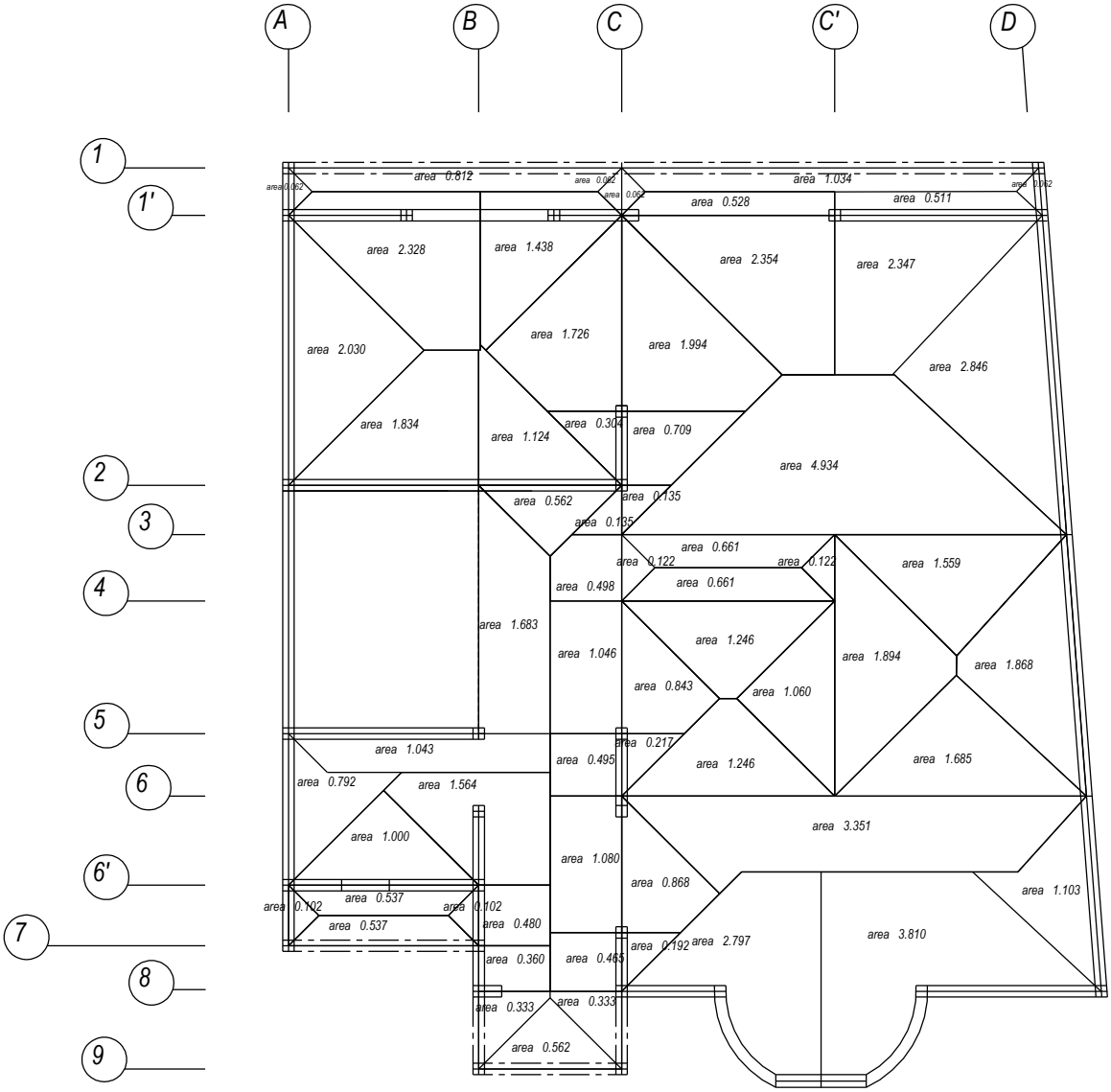


Figura 6.2 Distribución de las áreas tributarias correspondientes a los muros de carga de la primera planta

Las Figura 6.3 muestra la asignación de nombre para cada elemento que se presenta en la segunda planta. La nomenclatura que se usa para trabes es T, para muros es M, para los muros curvos es MC y para muros divisorios se usa MD.

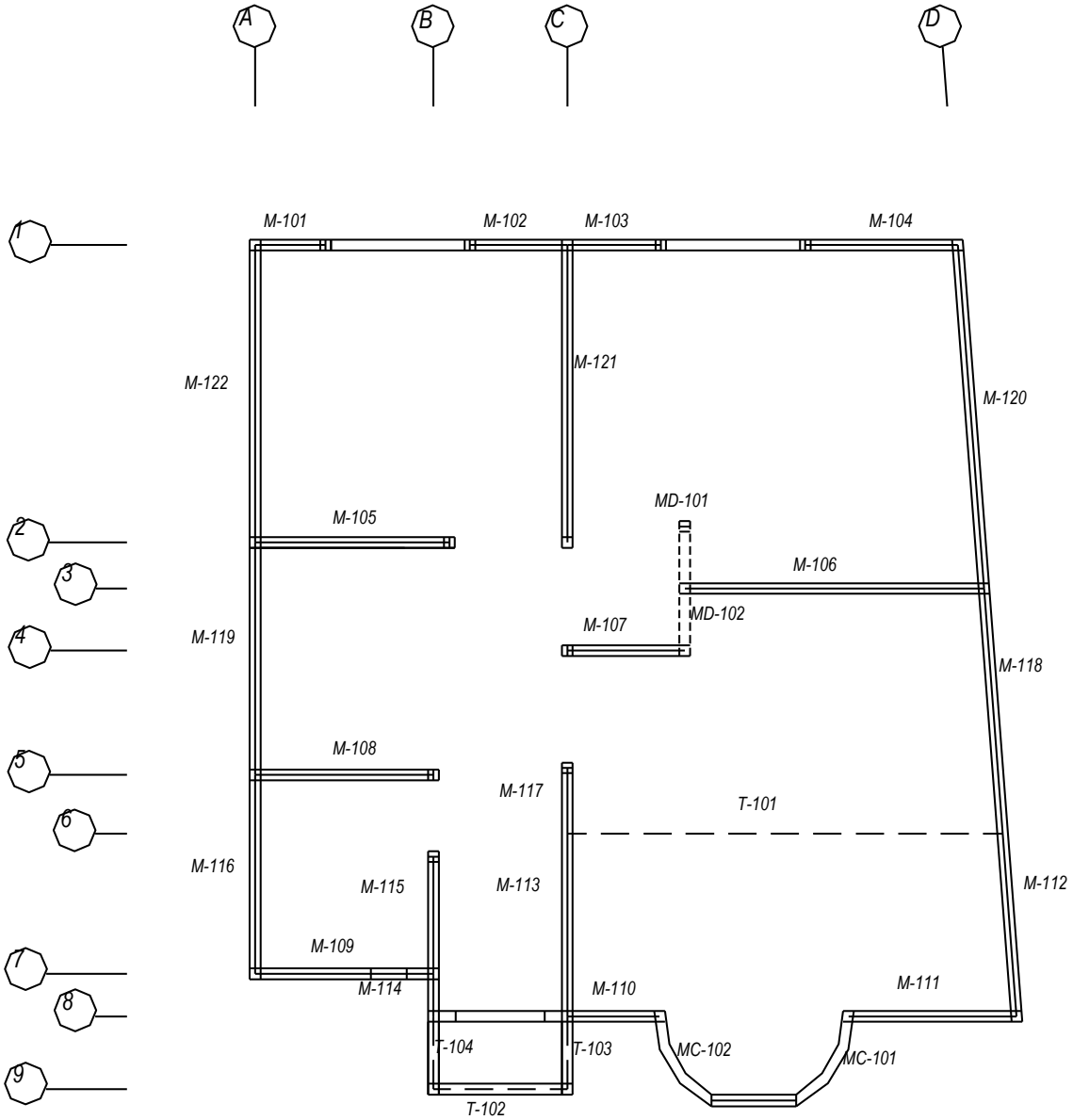


Figura 6.3 Asignación de nombres para los elementos utilizados en el segundo nivel.

La Figura 6.4 muestra la asignación de áreas tributarias en el segundo nivel.

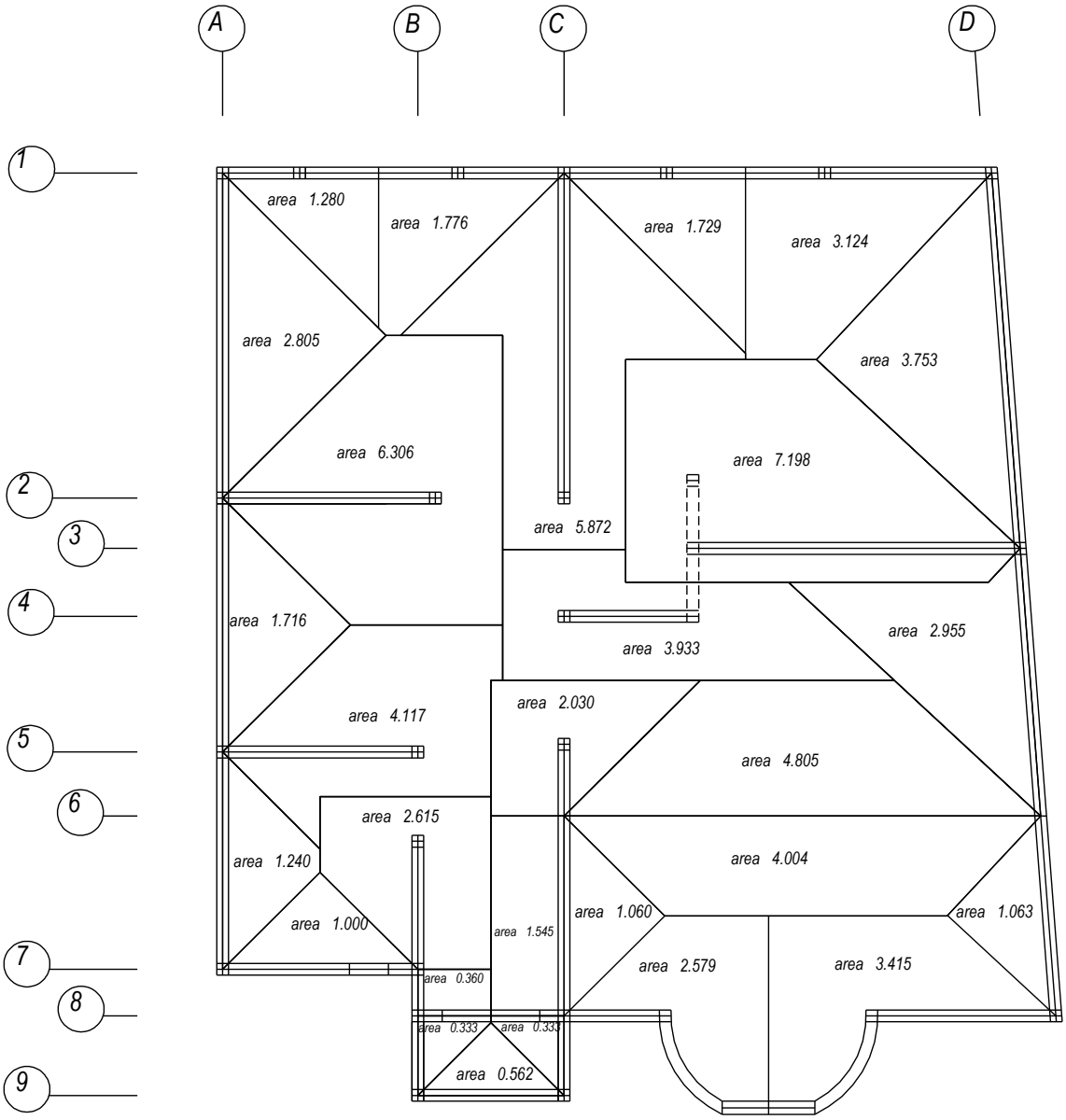


Figura 6.4 Distribución de las áreas tributarias correspondientes a los muros de carga de la segunda planta

La Tabla 6.1 muestra las propiedades de la segunda planta, entre las propiedades se encuentran el área tributaria correspondiente a cada muro, así como las cargas actuantes en cada muro de este nivel. Las propiedades se pueden obtener de las Figuras 4.13, 6.3 y 6.4, las cargas actuantes de w_m se pueden obtener de la Tabla 4.1 a la Tabla 4.8.

Tabla 6.1 Bajada de cargas de la segunda planta.

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
MURO		Longitud	Espesor (t)	Área T.	Cargas-Losa w_m	Cargas-Muro w_m	P Actu.	P_U Actu.	P_R	Estado del Muro
X	Y	(m)	(m)	(m^2)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	
M-101		0.79	0.1	1.28	0.87	0.60	1.57	2.19	5.41	40.57 %
M-102		1.09	0.1	1.78	1.21	0.83	2.17	3.04	7.46	40.70 %
M-103		1.05	0.1	1.73	1.17	0.80	2.10	2.94	7.19	40.94 %
M-104		1.71	0.1	3.12	2.12	1.31	3.63	5.09	11.71	43.43 %
M-105		2.18	0.1	6.31	6.19	1.54	7.73	10.82	27.13	39.88 %
M-106		3.35	0.1	7.20	4.89	2.37	7.26	10.16	41.74	24.35 %
M-107		1.32	0.1	3.93	2.67	0.93	3.60	5.05	16.43	30.72 %
M-108		2.00	0.1	4.12	4.04	1.58	5.62	7.86	24.89	31.60 %
M-109		2.00	0.1	1.00	0.68	1.58	2.50	3.50	13.69	25.54 %
M-110		1.04	0.1	2.58	1.75	0.79	2.67	3.73	7.09	52.67 %
M-111		1.88	0.1	3.42	2.32	1.44	3.98	5.58	12.90	43.24 %
	M-112	2.07	0.1	1.06	0.72	1.58	2.55	3.56	14.14	25.2 1%
	M-113	2.06	0.1	2.61	1.77	1.46	3.22	4.51	25.64	17.61 %
	M-114	0.48	0.1	0.36	0.24	0.37	0.67	0.94	3.29	28.48 %
	M-115	1.32	0.1	2.62	1.78	1.04	2.82	3.94	16.43	24.02 %
	M-116	2.24	0.1	1.24	0.84	1.77	2.88	4.03	15.33	26.28 %
	M-117	0.74	0.1	2.03	1.38	0.52	1.90	2.66	9.21	28.91 %
	M-118	2.77	0.1	2.96	2.01	2.11	4.45	6.23	18.94	32.89 %
	M-119	2.62	0.1	1.72	1.68	2.00	4.00	5.60	17.93	31.20 %
	M-120	3.88	0.1	3.75	2.55	2.96	5.98	8.37	26.56	31.49 %
	M-121	3.35	0.1	5.87	3.99	2.37	6.36	8.90	41.69	21.34 %
	M-122	3.35	0.1	2.81	1.91	2.56	4.86	6.81	22.93	29.69 %
MC-101		1.33	0.1	0.00	0.00	1.01	1.17	1.64	9.10	18.06 %
MC-102		1.33	0.1	0.00	0.00	1.01	1.17	1.64	9.10	18.06 %

Se puede observar en la Tabla 6.1 que la segunda planta, ninguna de las cargas actuantes ultimas es mayor que la carga ultima resistente del muro, se observa que todos los muros están por debajo del 60% de su capacidad, por lo que se deduce que el tabique de alta resistencia se comporta como se esperaba dando resultados óptimos, que si se compararan con los de la mampostería tradicional esta no hubiera resistido las cargas actuantes ultimas.

Enseguida se presenta, la distribución del peso de la escalera y de los descansos de acuerdo al principio de que la carga se dirige hacia el punto más cercano, para ello se puede guiar los cálculos en base a las Figuras 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12; así como en la Figura 6.1. Enseguida se presentan los siguientes datos:

- En el eje 2; sobre el muro del eje A al eje C (M-004 y M-005)
- En el eje A; sobre el muro del eje 2 al eje 5 (M-019)
- En el eje 5; sobre el muro del eje A al eje B (M-006)

Se tienen los siguientes resultados en la Tabla 6.2:

Tabla 6.2 Bajada de cargas de la escalera a los muros de apoyo.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Muro	Longitud-muro (m)	Área ESCALERA (m^2)	Área DESCAN. (m^2)	$W_{ESCALERA}$ (t/m^2)	$W_{DESCAN.}$ (t/m^2)	Carga-Muro (t)
M-005	1.50	0.53		0.99	3.07	0.531
M-004	2.00	0.48	0.36	0.99	3.07	1.588
M-019	2.62	0.48	0.72	0.99	3.07	2.073
M-006	2.00	0.36	0.55	0.99	3.07	2.07

En base a los resultados de la Tabla 6.2, se puede realizar una bajada de cargas completa en toda la planta baja, por lo que se presenta la Tabla 6.3, esta tabla muestra la bajada de cargas en cada muro de la planta baja. La Tabla 6.3 muestra también las propiedades de la primera planta, entre las propiedades se encuentran el área tributaria correspondiente a cada muro, así como las cargas actuantes en cada muro de este nivel. Las propiedades se pueden obtener de las Figuras 4.14, 6.1 y 6.2, las cargas actuantes de w_m se pueden obtener de la Tabla 4.1 a la Tabla 4.8.

Tabla 6.3 Bajada de cargas de la primera planta.

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
MURO		Longitud	Espesor (t)	Área T.	Cargas-Losa w_m	Cargas-Muro w_m	Cargas-Muro superior w_m	P Actu.	P_U Actu.	P_R	Estado del Muro
X	Y										
		(m)	(m)	(m^2)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	
M-001		1.24	0.1	2.33	1.35	0.95		2.30	3.22	8.49	37.88 %
M-002		0.71	0.1	1.44	0.83	0.54		1.38	1.93	4.86	39.63 %
M-003		2.18	0.1	2.86	1.80	1.66		3.46	4.85	14.91	32.52 %
M-004		2.00	0.1	1.83	3.98	1.41	7.09	12.48	17.47	24.89	70.20 %
M-005		1.50	0.1	1.69	0.98	1.06	0.64	2.68	3.75	18.67	20.07 %
M-006		2.00	0.1	1.04	0.61	1.58	5.62	7.80	10.92	24.89	43.88 %
M-007		2.00	0.1	1.54	0.89	1.58		2.47	3.46	13.69	25.26 %
M-008		1.04	0.1	2.80	1.62	1.10	2.67	5.39	7.55	17.05	44.25 %
M-009		1.88	0.1	3.81	2.21	2.00	3.98	8.20	11.48	31.04	36.98 %
	M-010	2.07	0.1	1.10	0.64	1.58	2.55	4.76	6.67	14.14	47.15 %

Tabla 6.3 Bajada de cargas de la primera planta. Continuación…

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
MURO		Longitud	Espesor (t)	Área T.	Cargas-Losa w_m	Cargas-Muro w_m	Cargas-Muro superior w_m	P Actu.	P_U Actu.	P_R	Estado del Muro
X	Y										
		(m)	(m)	(m^2)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	
	M-011	0.62	0.1	0.66	0.38	0.44	0.97	1.79	2.51	7.72	32.48 %
	M-012	0.48	0.1	0.36	0.21	0.37	0.67	1.24	1.74	3.29	52.98 %
	M-013	0.64	0.1	0.58	0.34	0.49	1.37	2.19	3.07	4.38	70.06 %
	M-014	0.64	0.1	0.10	0.06	0.49	0.82	1.37	1.92	4.38	43.78 %
	M-015	0.78	0.1	1.56	0.91	0.62	1.45	2.97	4.16	9.71	42.91 %
	M-016	1.60	0.1	0.79	0.46	1.26	2.06	3.78	5.29	10.95	48.30 %
	M-017	0.66	0.1	0.71	0.41	0.47	1.70	2.58	3.61	8.21	43.91 %
	M-018	2.77	0.1	1.87	1.08	2.11	4.45	7.65	10.70	18.94	56.51 %
	M-019	2.62	0.1	0.00	0.00	2.00	4.00	5.99	8.39	17.93	46.80 %
	M-020	3.38	0.1	2.85	1.79	2.58	5.20	9.58	13.41	23.13	57.96 %
	M-021	0.78	0.1	1.01	0.64	0.55	1.48	2.67	3.74	9.71	38.51 %
	M-022	2.85	0.1	2.03	1.18	2.17	4.14	7.49	10.48	19.51	53.75 %
	M-023	0.50	0.1	0.06	0.04	0.38	0.77	1.19	1.67	3.43	48.69 %
	M-024	0.50	0.1	0.06	0.04	0.38	0.73	1.14	1.60	3.42	46.76 %
MC-001		1.33	0.1	0.00	0.00	1.01	1.17	2.19	3.06	9.10	33.76 %
MC-002		1.33	0.1	0.00	0.00	1.01	1.17	2.19	3.06	9.10	33.76 %

En ambas Tablas 6.2 y 6.3, la carga última P_U se obtiene al multiplicar la carga P por un factor de carga que en este caso se toma de 1.4, mientras que la carga resistente de la mampostería P_R se obtiene con la ecuación 6.2.

Se puede observar en la Tabla 6.3 que en la planta baja, ninguna de las cargas actuantes ultimas es mayor que la carga ultima resistente del muro, se observa que hay dos muros que están al 70% de su capacidad cercano al 80% como se estableció para un comportamiento optimo, por otro lado los demás muros se encuentran con un estado de carga bajo menores al 60%, por lo que se deduce que el tabique de alta resistencia se comporta como se esperaba, dando resultados bajos en su capacidad de carga, que si se compara con los de la mampostería tradicional esta no hubiera resistido las cargas actuantes ultimas o estuvieran al imite de su resistencia. Al igual que los muros de tabique de alta resistencia los muros de concreto se comportan según lo esperado.

Enseguida se presenta los análisis necesarios para determinar el armado de los muros de concreto en base a las (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004). Este análisis se hará para los muros M-008 y M-009, que son los que están sometidos a cargas muy altas, que la mampostería de alta resistencia no puede soportar.

Se seguirán las indicaciones de la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.2) donde indica el f'c mínimo requerido del concreto para el muros de concreto reforzado de vivienda de interés social, también se seguirá la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.5.1.2) que habla del refuerzo mínimo de un muro de concreto reforzado:

- Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de [0.3 (f'c) (A_g)], el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7), sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no cumple alguna de la condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.2.2) y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.
- El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en la (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7).

Siguiendo las indicaciones anteriores para los muros de concreto, se puede proceder a su cálculo correspondiente.

- Para el muro M-008 se tienen los siguientes datos: la Longitud L es igual a 1.04 m, el espesor t es de 0.10 m, la altura H es de 2.5 m, el f'c es de 150 kg/cm^2, la carga P es de 5.39 t, la carga ultima P_U es de 7.55 t.

Se sigue la siguiente secuencia de pasos, atendiendo las recomendaciones anteriores:

1) La carga resultante queda dentro del tercio medio, esto se obtiene de la excentricidad que se tiene en el muro que es de 0.021 m que equivale a 2.1 cm, se tiene que el tercio medio es de 0.03 m, quedando dentro del rango aceptable.
2) Enseguida se determina el área de concreto A_g, este se obtiene de multiplicar el espesor por la longitud tal como lo muestra la ecuación 6.5.1.

$$A_g = t\,L = (0.10m)(1.04m) = 0.104m^2 = 1040cm^2 \qquad (6.5.1)$$

3) Enseguida se determinara la limitación por [0.3 (f'c) (A_g)] como lo muestra la ecuación 6.6.1.

$$\left[0.3\,(f'c)\,(A_g)\right] = \left[0.3\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)\left(1040cm^2\right)\right] = 46800kg \qquad (6.6.1)$$

Se realiza una comparación para determinar que la pura sección de concreto soportara la carga actuante a la que se someterá, por tanto se observa que el P_U = 7550 kg < 46800 kg, resultado de la ecuación 6.6.1 por tanto se deduce que el refuerzo mínimo se calculara en base a las indicaciones anteriores (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 5.7)

4) Se calculara el refuerzo mínimo con las (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 5.7), observando que las ecuaciones son iguales tanto para el refuerzo vertical como para el refuerzo horizontal, por tanto se usara solamente la ecuación 6.7.1

$$As_{Temp} = \frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}\;b = \frac{(660)(10)}{4200(10+100)}(100) = 1.42cm^2 \qquad (6.7.1)$$

$$S_{Max} \leq \left\{ \begin{array}{c} 50cm \\ 3.5x_1 = 3.5(10) = 35cm \end{array} \right\}$$

La separación se seguirá de acuerdo a la ecuación 6.8.1

$$S=\frac{(100)(a_0)}{As}=\frac{(100)(0.71)}{1.42}=50.00cm \qquad (6.8.1)$$

Donde: xl es el espesor total del muro, b es la longitud unitaria, fy es el esfuerzo de fluencia del acero, a0 es el área del acero a utilizar, As es el área de acero por unidad de ancho.

Se tiene que la separacion para este elemento es de 50 cm, pero tambien se tiene que la separacion maxima es de 35 cm; por tanto se opta por Var. # 3 @ 30 cm, este armado se hara para en el sentido vertical y para el sentido horizontal es Var. # 3 @ 35 cm.

5) Lo siguiente es determinar la carga resistente P_R, en base a los datos anteriores, por tanto se determinara con la ecuación 6.1.

$$P_R=F_R\ F_E\left(f_m^*\ A_T+\Sigma A_s\ fy\right) \qquad (6.1)$$

$$P_R=(0.6)(0.178)\left[\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)\left(1040cm^2\right)+\left(4.26cm^2\right)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)\right]=18571.67\ kg \qquad (6.1.1)$$

Observando los datos anteriores se puede concluir que P_R = 18571.67 kg > P_U = 7550 kg por tanto son correctos los resultados

- Para el muro M-009 se tienen los siguientes datos: la Longitud L es igual a 1.88 m, el espesor t es de 0.10 m, la altura H es de 2.5 m, el f'c es de 150 kg/cm^2, la carga P es de 8.20 t, la carga ultima P_U es de 11.48 t.

Tenemos los resultados siguientes, siguiendo los pasos anteriores.

Se sigue la siguiente secuencia de pasos, atendiendo las recomendaciones anteriores:

1) La carga resultante queda dentro del tercio medio, esto se obtiene de la excentricidad que se tiene en el muro que es de 0.021 m que equivale a 2.1 cm, se tiene que el tercio medio es de 0.03 m, quedando dentro del rango aceptable.
2) Enseguida se determina el área de concreto A_g, este se obtiene de multiplicar el espesor por la longitud tal como lo muestra la ecuación 6.5.2.

$$A_g = t\ L =(0.10m)(1.88m)=0.188m^2=1880cm^2 \qquad (6.5.2)$$

3) Enseguida se determinara la limitación por [0.3 (f'c) (A_g)] como lo muestra la ecuación 6.6.2.

$$\left[0.3\ (f'c)\ (A_g)\right]=\left[0.3\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)\left(1880cm^2\right)\right]=84600kg \qquad (6.6.2)$$

Se realiza una comparación para determinar que la pura sección de concreto soportara la carga actuante a la que se someterá, por tanto se observa que el P_U = 11480 kg < 84600 kg, resultado de la ecuación 6.6.2 por tanto se deduce que el refuerzo mínimo se calculara en base a las indicaciones anteriores (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 5.7)

4) Se calculara el refuerzo mínimo con las (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 5.7), observando que las ecuaciones son iguales tanto para el refuerzo vertical como para el refuerzo horizontal, por tanto se usara solamente la ecuación 6.7.1

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}\;b=\frac{(660)(10)}{4200(10+100)}(100)=1.42cm^2 \qquad (6.7.1)$$

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{c}50cm\\3.5x_1=3.5(10)=35cm\end{array}\right\}$$

La separación se seguirá de acuerdo a la ecuación 6.8.1

$$S=\frac{(100)(a_0)}{As}=\frac{(100)(0.71)}{1.42}=50.00cm \qquad (6.8.1)$$

Donde: xl es el espesor total del muro, b es la longitud unitaria, fy es el esfuerzo de fluencia del acero, a0 es el área del acero a utilizar, As es el área de acero por unidad de ancho.

Se tiene que la separacion para este elemento es de 50 cm, pero tambien se tiene que la separacion maxima es de 35 cm; por tanto se opta por Var. # 3 @ 35 cm, este armado se hara para en el sentido vertical y para el sentido horizontal es Var. # 3 @ 35 cm.

5) Lo siguiente es determinar la carga resistente P_R, en base a los datos anteriores, por tanto se determinara con la ecuación 6.1.

$$P_R=F_R\;F_E\left(f_m^*\;A_T+\Sigma A_s\;fy\right) \qquad (6.1)$$

$$P_R=(0.6)(0.178)\left[\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)(1880cm^2)+(7.1\,cm^2)\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)\right]=33302.38\;kg \qquad (6.1.2)$$

Observando los datos anteriores se puede concluir que P_R = 33302.38 kg > P_U = 11480 kg por tanto son correctos los resultados

Como se vio los muros de concreto tienen sus ventajas dado que su capacidad de carga es muy alta, comparada con la de los muros de mampostería, que es más baja, incluso si esta es de alta resistencia. Por tanto se tiene la confianza de que los muros soportaran las cargas verticales a las que se someterán.

6.3. DALAS Y CASTILLOS

6.3.1. ASPECTOS GENERALES

En este apartado se utilizaran las NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, particularmente el capitulo 5, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 2004, sección 5.1.1), que habla referentemente a dalas y castillos.

Las dalas y castillos deberán de cumplir lo siguiente:

a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5H ni que 4 m. los pretiles deberán tener castillos con una separación no mayor de 4 m.
b) Existirán una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este ultimo este ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100mm. Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los inciso e) y g). Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.
c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t.
d) El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión, f'c, no menor de 15 MPa (150 kg/cm^2).
e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntual de compresión que desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 6.9:

$$A_S = 0.2\left(\frac{f'c}{fy}\right)t^2 \qquad (6.9)$$

Donde A_S es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia fy.
g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{SC}, al menos igual a la calculada con la ecuación 6.10:

$$A_{SC} = \frac{1000\ s}{fy(h_C)} \qquad (6.10)$$

Donde: h_C es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s, no excederá de 1.5t ni de 200 mm.

Se presentan enseguida las Figuras 6.5, 6.6 y 6.7 que representan lo antes mencionado, estas figuras fueron tomadas del manual NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería:

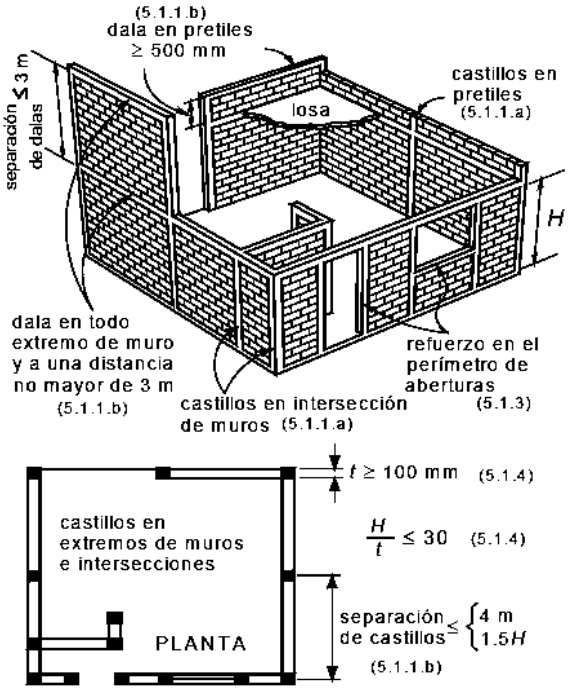


Figura 6.5 Colocacion de castillos en la estructura.

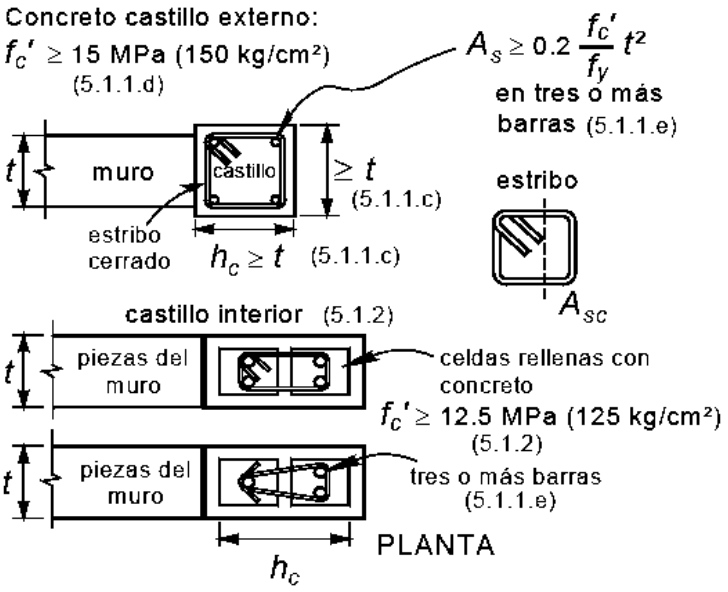


Figura 6.6 Armado de castillos.

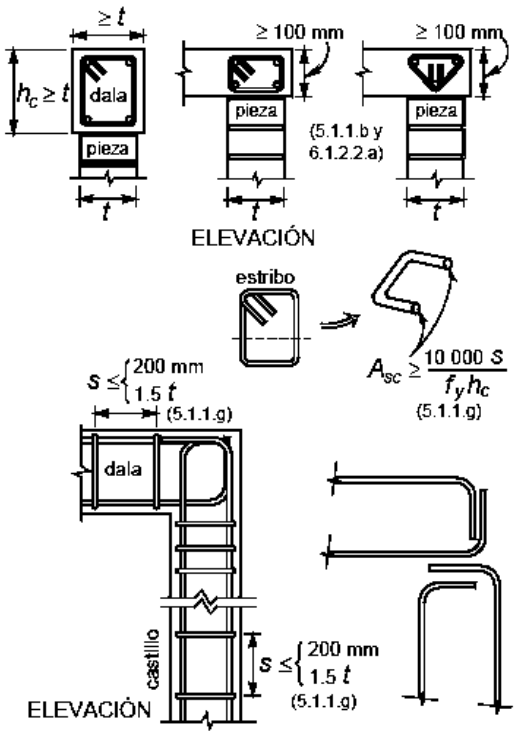


Figura 6.7 Armado de dalas.

Ahora siguiendo lo antes mencionado empezaremos con el cálculo de las dalas y castillos:

6.3.2. DALAS

Siguiendo las indicaciones del tema 6.3.1, se podrán establecer los requisitos mínimos para la construcción de las dalas, por ello se proponen las siguientes dimensiones: una base b igual a 10 cm, una altura h igual a 20 cm y un f'c igual a 150 kg/cm^2. Para determinar la cantidad de acero en las dalas se utilizara la ecuación 6.9 por tanto de tiene:

$$A_S = 0.2\left(\frac{f'c}{fy}\right)t^2 = 0.2\left(\frac{150\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}}\right)(10cm)^2 = 0.7143\ cm^2 \qquad (6.9.1)$$

Se determino que la dala requiere muy poco acero, en la NTC especifica que se deberán de colocar al menos 3 barras de acero en las dalas, sin embargo en este caso, se utilizaran 4 Var. # 3 a lo largo de la dala.

Para la determinación de los estribos se utilizara la ecuación 6.10, por tanto de tiene el siguiente dato.

Utilización de estribos del #2 con un A_{SC} = 0.32 cm^2 y de las dos ramas el A_{SC} = 0.64 cm^2 por tanto; en base a la ecuación 6.10 se despeja la variable s, para obtener la separación correspondiente, por tanto el resultado es igual a:

$$s=\left(\frac{fy\,h_c\,A_{SC}}{1000}\right)=\frac{\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)\left(0.64\ cm^2\right)\left(20\ cm\right)}{1000}=53.76\ cm \qquad (6.10.1)$$

Atendiendo las indicaciones anteriores se tienen las siguientes restricciones $S_{MIN}=1.5(t)=1.5(10\ cm)=15\ cm$ y $S_{MAX}=20\ cm$; por tanto se determina que para las dalas se utilizaran estribos del #2 @ 20 cm.

6.3.3. CASTILLOS

Los castillos que se diseñan se harán para los diferentes tipos trabe sobre las cuales descansara, enseguida se presenta, el análisis hecho a dos de ellos como ejemplo de su análisis.

- Castillos C-00: Estos castillos estarán solo como división de muros sobre ellos no descansara algún elemento principal; como por ejemplo las trabes principales, estos castillos se construirán con castillos de acero electro soldado (DEACERO, 8.0x8.0, fy = 6000 kg/cm^2), se hará también con concreto con un f'c = 150 kg/cm^2.

Para este elemento se proponen las siguientes características para su elaboración: f'c = 150 kg/cm^2, Diseño = 12-12-4, Sección del armado = 8.0 x 8.0 cm, Grado 60, área de acero = 1.13 cm^2, fy = 6000 kg/cm^2, Separación de estribos = 15.8 cm, ϕ estribos electro soldados 50= 4.11 mm.

Se propone una sección de concreto de 12 x 12 cm, y utilizando la ecuación 6.9, se tiene que el acero necesario es:

$$A_S=0.2\left(\frac{f'c}{fy}\right)t^2=0.2\left(\frac{150\frac{kg}{cm^2}}{6000\frac{kg}{cm^2}}\right)\left(12cm\right)^2=0.72cm^2 \qquad (6.9.2)$$

Como se observa la cantidad de acero es poca por lo que el acero es correcto, en los estribos se utiliza la ecuación 6.10;

$$s=\left(\frac{fy\,h_c\,A_{SC}}{1000}\right)=\frac{\left(6000\frac{kg}{cm^2}\right)\left(0.265\ cm^2\right)\left(12\ cm\right)}{1000}=19.08\ cm \qquad (6.10.2)$$

Se observa que la separación que se presenta es mayor al propuesto por lo tanto, se estará seguro que el castillo electro soldado se comporta según lo esperado.

Enseguida se calcula la resistencia a compresión de los castillos, esto se debe a que se requiere saber la resistencia del castillo debido a que los castillos representan los apoyos de las trabes, se calculara la resistencia del castillo de acuerdo a la ecuación 6.11 (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 2.5.1.3)

$$P_{RD}=F_R\left(f''c\ A_g+As\ fy\right) \tag{6.11}$$

Donde F_R es un factor de resistencia, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto igual a 0.85 f*c, A_g es el área bruta de la sección, As es el área de acero total, fy es el esfuerzo de fluencia.

Por tanto se tiene que la carga resistente P_{RD} del castillo es de:

$$P_{RD}=0.7\left[\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)0.8(0.85)12cm(12cm)+1.13cm^2\left(6000\frac{kg}{cm^2}\right)\right]=15027.6\ kg \tag{6.11.1}$$

Se obtiene que la carga resistente es igual a: P_{RD} = 15027.6 kg = 15.03 t

- Castillos C-01: Estos castillos estarán solo para los elementos principales; estos castillos se construirán con acero convencional, se construirán también con concreto que tiene un f'c = 150 kg/cm^2. Para el dimensionamiento se propone un aumento del 10 % (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 6.1.4.4). Para ello se tomaran en cuenta las dimensiones del elemento que descarga sobre él, en este caso son los elementos tipo 3 de la Tabla 4.17 y 4.17, la cuales obtenemos sus dimensiones; para este elemento se tiene 15 cm de base; a esta dimensión se le aumenta un 10% la cual dará una dimensión optima de 18 cm.

Para este elemento se proponen las siguientes características para su elaboración: f'c = 150 kg/cm^2, Diseño = 18-18-4, Sección del armado = 16.0 x 16.0 cm, fy = 4200 kg/cm^2.

Se propone una sección de concreto de 18 x 18 cm, y utilizando la ecuación 6.9, se tiene que el acero necesario es:

$$A_S=0.2\left(\frac{f'c}{fy}\right)t^2=0.2\left(\frac{150\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}}\right)(18cm)^2=2.31\ cm^2 \tag{6.9.3}$$

La cantidad de acero que se propuso es de 4 Var. # 3 = 2.84 cm^2, para armar el castillo por lo que el acero es correcto, en los estribos se utiliza la ecuación 6.10;

$$s=\left(\frac{fy\ h_C\ A_{SC}}{1000}\right)=\frac{\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)\left(0.64\ cm^2\right)(18\ cm)}{1000}=48.38\ cm \tag{6.10.3}$$

Se observa que la separación que se presenta es mayor al propuesto por lo tanto, la separación optima es menor a 20 cm o 1.5 t = 1.5 (15 cm) = 22.5 cm; por tanto se usara para este caso una separación de 20 cm. Con esta separación se estará seguro que el castillo electro soldado se comporta según lo esperado.

Enseguida se calcula la resistencia a compresión de los castillos, esto se debe a que se requiere saber la resistencia del castillo debido a que los castillos representan los apoyos de las trabes, se calculara la resistencia del castillo de acuerdo a la ecuación 6.11 (NTC Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto, 2004, sección 2.5.1.3)

Por tanto se tiene que la carga resistente P_{RD} del castillo es de:

$$P_{RD}=0.7\left[\left(150\frac{kg}{cm^2}\right)0.8(0.85)18cm(18cm)+2.84cm^2\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right)\right]=31483.2\ kg \qquad (6.11.2)$$

Se obtiene que la carga resistente es igual a: P_{RD} = 31483.2 kg = 31.483 t

Se presenta en la Tabla 6.4 los resultados siguientes, siguiendo el procedimiento anterior para los resultados correspondientes, se podrá encontrar los resultados correspondientes a los demás elementos restantes; en los planos del capítulo 8 se podrán encontrar la localización de cada castillo dentro de la estructura:

Tabla 6.4 Elementos correspondientes a cada castillo de la estructura.

Castillo	Diseño (cm)	Sección Del Armado (cm)	Acero - A_S (cm^2)	Estribos #2 - Separación (cm)	P_{RD} (t)	P_U (t)	Tipo de acero a usar
C-00	12-12-4	8.0 x 8.0	1.13 cm^2	15.8	15.03	0.1728	Castillo electro soldado
C-01	18-18-4	16.0 x 16.0	4 Var. #3 = 2.84 cm^2	20	31.48	3.233	Acero convencional
C-02	20-20-4	18.0 x 18.0	4 Var. #4 = 5.08 cm^2	20	43.50	8.442	Acero convencional
C-03	34-34-4	32.0 x 32.0	4 Var. #5 = 7.96 cm^2	20	105.94	15.19	Acero convencional
C-04	18-20-4	16.0 x 18.0	4 Var. #4 = 5.08 cm^2	20	40.64	18.473	Acero convencional
C-05	18-34-4	16.0 x 32.0	4 Var. #5 = 7.96 cm^2	20	67.10	22.23	Acero convencional

6.4. LOSA DE CIMENTACIÓN

6.4.1. ASPECTOS FUNDAMENTALES

El modelo más común que adopta este método, es el de sustituir el suelo por una cama de resortes cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás. Según este modelo la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que ésta presenta en el punto en cuestión. A la constante de proporcionalidad se le llama módulo de reacción. Se establece por tanto la relación en la siguiente ecuación 6.12, (MELI, 2010).

$$p = k_s \, y \tag{6.12}$$

Donde p es la presión-carga por unidad de área ejercida por la cimentación, y es el asentamiento en el punto considerado y k_s es el modulo de reacción que, por homogeneidad de la expresión debe tener unidades de fuerza entre longitud al cubo.

Una de las debilidades de este modelo es suponer que el hundimiento en un suelo dado es proporcional a la presión ejercida e independiente del área cargada. La mecánica de suelos indica que en arcillas, el hundimiento para una misma presión aumenta en forma directamente proporcional al tamaño del área cargada, mientras que en arenas el efecto del tamaño es mucho menos acentuado.

El modulo de reacción se suele determinar mediante una prueba de placa en que se somete a carga una placa cuadrada de un pie de aproximadamente 30.5 cm de lado, colocada sobre el estrado de suelo en estudio. Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para corregir el modulo de reacción obtenido de una prueba de placa y para determinar el que es aplicable a un área cuadrada cualquiera. La ecuación 6.13 es válida para suelos arcillosos mientras que la ecuación 6.14 es válida para suelos arenosos.

$$k_s = \frac{k_{s1}}{B} \tag{6.13}$$

$$k_s = k_{s1}\left(\frac{B + 1}{2B}\right)^2 \geq 0.25 \tag{6.14}$$

Donde k_{s1} es el modulo de reacción para la placa de un pie de lado y B es el ancho de cimiento expresado también en pies.

El mismo Terzaghi propuso valores del modulo de reacción k_{s1} para suelos comunes en distintas condiciones. Estos valores se presentan en Tabla 6.5 y deben tomarse como índices aproximados ya que, como se ha mencionado, las propiedades de los suelos son muy variables de acuerdo a una gran de factores. En particular la rigidez del suelo varia en forma importante según el tiempo en que permanecen actuando las cargas. En la Tabla 6.5 se recomienda reducir a la cuarta parte los módulos de elasticidad y de reacción cuando se trate de cargas permanentes. Sin embargo, en ciertos tipos de suelo la reducción puede ser aún mayor.

Tabla 6.5 Valores del modulo de elasticidad, E_s, y el modulo de reacción k_{sl}, para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	E_s	k_{sl}
	(kg/cm^2)	(kg/cm^3)
**Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
*Arena seca o húmeda, suelta (N_s 3 a 9)	0.16H a 0.48H	1.20 a 3.60
*Arena seca o húmeda, media (N_s 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
*Arena seca o húmeda, densa ((N_s 30 a 50)	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
*Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
*Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H	10.0 a 12.00
*Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
*Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
*Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
**Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm^2)	15 a 30	0.65 a 1.30
**Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm^2)	30 a 90	1.30 a 4.00
**Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm^2)	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm^2)	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600

Donde: N_s indica el numero de golpes en una prueba de penetración estándar, H es a profundidad de desplante de la cimentación en cm, * significa que los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una E_0 o k_{sl} igual a los de la Tabla 6.5 multiplicados por 0.60, ** significa que los valores considerados corresponden a cargas de corta duración si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicaran los valores E y k_s de la Tabla 6.5 por 0.25, q_u es la resistencia del suelo.

6.4.2. CRITERIOS PARA DESPRECIAR LOS ASENTAMINETOS DIFERENCIALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para poder ignorarse los efectos de los asentamientos diferenciales en el diseño de la cimentación y la estructura cuando se cumple cualquiera de las dos condiciones siguientes:

a) Los hundimientos del suelo son suficientemente pequeños bajo las cargas impuestas por la estructura.
b) La cimentación tiene una rigidez muy superior a la del suelo sobre el que se apoya, de manera que los asentamientos diferenciales serán pequeños.

Como guía aproximada, puede suponerse que se cumple la primera condición en edificios comunes, cuando el suelo de apoyo es uniforme y le corresponde un número de golpes de 20 o más por cada 30 cm, en una prueba de penetración estándar, desde la superficie de apoyo hasta 1.5 veces el ancho de la cimentación. Además, debe cumplirse que el esfuerzo transmitido al suelo sea aproximadamente constante en toda el área de contacto con la cimentación y su valor promedio no exceda de 10 t/m^2.

Cuando no se cumplan estas condiciones, es conveniente proporcionar a la cimentación una rigidez tal que se hunda esencialmente como un cuerpo rígido, de manera que no se introduzcan fuerzas internas elevadas en la cimentación ni en la estructura. Para ello, hay que lograr que la rigidez de la cimentación sea superior a la del suelo en que se apoya.

Cuando una cimentación continúa como lo son las zapatas corridas o la losa de cimentación tienen claros uniformes y descargas de columnas aproximadamente iguales, para que pueda analizarse ignorando los hundimientos de los apoyos en todos los claros, se debe cumplir la relación de la ecuación 6.15, (MELI, 2010).

$$l L = \left(\frac{b\, k_s\, L^4}{4\, E\, I}\right)^{\frac{1}{4}} \; ; \; l L \leq \frac{p}{2} \qquad 6.15$$

Donde: L puede tomarse como el promedio de los claros adyacentes a cada columna en la dirección considerada. E es el modulo de elasticidad de la cimentación, I es el momento de inercia de la cimentación, b es el ancho de la cimentación y k_s es el modulo de reacción del suelo que se puede determinar con las ecuaciones 6.13 y 6.14.

6.4.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Para la construcción de la casa se utilizara una losa de cimentación dado que en el lugar encuentra arcilla, que es un material muy malo para una cimentación convencional, como se observo en la Tabla 3.2.

Enseguida se presenta la secuela de cálculo utilizado para determinar las propiedades de construcción de la losa de cimentación, para ello se utilizara el método más sencillo que es considerar a la cimentación como piso invertido, como se comento en el capitulo 3.2.1.

Dado que el tipo de construcción es una casa-habitación un método más complejo sería muy ineficiente, solo se debería de utilizar un método más complejo si la construcción en cuestión es muy importante, para ello se podrán guiar con las clasificaciones de obras de la CFE (Manual de diseño de obras civiles-diseño por sismo CFE, 2008), aunque esta norma es para sismo, es una guía solamente y este debe de quedar a criterio del estructurista o de quien este calculando la cimentación.

Lo primero y más conveniente en este caso es determinar las cargas promedio por cada eje que se encuentra en la casa-habitación, tanto de manera vertical como de manera horizontal. Para ello se presenta la Tabla 6.5 que muestra las cargas en los diferentes ejes.

Tabla 6.5 Cargas que se presentan por eje en la casa-habitación.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
EJE	MUROS/TRABES	LONGITUD	CARGA-VERTICAL	CARGA-HORIZONTAL	CARGA*
		(m)	(t)	(t)	(t/m^2)
A	M-024, M-022, M-019, M-016, M-014 /T-001, T-007	8.21	23.48		2.88
B	M-015, M-013, M-013 / T-104, T-014, T-007,T-010	8.69	9.74		1.12
C	M-021, M-017, M-011 /T-101, T-103, T-016, T-003, T-015, T-013, T-011, T-006, T-009	8.69	45.24		5.20
C'	T-003	8.69	0.70		0.081
D*	M-023, M-020, M-018, M-010 / T-101, T-002, T-004, T-006	8.72	43.52		5.00
1	T-001, T-002	7.88		6.14	0.78
1'	M-001, M-002, M-003 / T-003, T-015, T-016	7.92		15.49	1.96
2	M-004, M-005 / T-014, T-013	8.13		23.63	2.90
3	T-004	8.17		9.57	1.17

Tabla 6.5 Cargas que se presentan por eje en la casa-habitación. Continuación…

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
EJE	MUROS/TRABES	LONGITUD	CARGA-VERTICAL	CARGA-HORIZONTAL	CARGA*
		(m)	(t)	(t)	(t/m^2)
5	M-006 / T-014, T-013	8.33		16.27	1.95
6	T-101, T-011, T-006	8.38		8.81	1.05
6'	M-007	8.45		2.47	0.29
7	T-007, T-011	8.50		4.70	0.55
8	M-008, M-009 / T-104, T-103, T-010, T-009	6.54		16.15	2.47

Donde: EJE D* dado que este es un eje inclinado, se puede tener en cuenta su longitud real o se puede tener en cuenta la longitud de su componente vertical, ya que este eje presnta una inclinación de 9º respecto del eje y(-), así que la componente variaría muy poco por lo que este caso se tomara su longitud real, CARGA* para determinar esta columna se deberá de dividir entre la longitud del eje y entre 1 m que es el ancho para obtener el resultado correspondiente. Se recuerda que esta carga se deberá de multiplicar por un factor de carga que es de 1.4.

Lo siguiente es hacer un análisis como sigue en donde se determinan el peso propio de la losa de cimentación y la carga viva que actuara sobre la cimentación. Se propondrán las cargas posibles a las que se someterá la estructura (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 5.1.2 y 6.1.2), durante su vida.

Tabla 6.6 Análisis unitario (cargas muertas); Para Losa de Cimentación.

La losa de cimentación estará hecha a base de concreto reforzado de un espesor de 18 cm, en su parte superior, tendrá azulejo, mientras que en la parte inferior solo tendrá una platilla de 1.5 cm de concreto simple, para poder colar adecuadamente, recordando que la platilla no tendrá ningún efecto sobre la losa, solo es para poder colar sin contaminar la losa.

UNIDAD: m^2				
No.	Material	Peso Volumétrico	Espesor	Peso unitario
		t/m^3	m	t/m^2
1	Azulejo o mosaico	2.20	0.03	0.06
2	Mortero	2.00	0.03	0.05
3	Losa de concreto reforzado (18 cm)	2.40	0.18	0.432
			Suma =	0.542 t/m^2

Tabla 6.6.1 Análisis De Carga De Servicio Por Cargas Permanentes (w_m)

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.542
Cargas Viva	0.17
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.752

Tabla 6.6.2 Análisis De Carga De Servicio Por Cargas Accidentales (w_a)

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.542
Cargas Viva	0.09
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.672

Tabla 6.6.3 Análisis De Carga De Servicio (w)

Cargas	t/m^2
Cargas Muerta	0.542
Cargas Viva	0.07
Cargas Adicional	0.04
Carga Total De Servicio =	0.652

Para determinar la carga total actuante, primero se observa en la Tabla 6.5 que la carga actuante máxima por eje es de 5.20 t/m^2. Por tanto se debe sumar la carga máxima presentada en el eje mas la carga de servicio w_m de la Tabla 6.6.1 para obtener el w_{mT} total sobre la cimentación multiplicada por un factor de carga. Se hace mediante la ecuación 6.16.

$$w_{mT} = (\text{Carga maxima} + w_m)1.4 \tag{6.16}$$

$$w_{mT} = 5.20\ \frac{t}{m^2} + 0.752\ \frac{t}{m^2} = 5.952\ \frac{t}{m^2} \tag{6.16.1}$$

$$w_{mT} = 5.952\frac{t}{m^2}\ (1.4) = 8.33\ \frac{t}{m^2} \tag{6.16.2}$$

En seguida se presenta el procedimiento para la determinación del peralte mínimo necesario, en base al tablero más desfavorable que se pueda presentar en la losa. Esto se hará en base a los lineamientos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004)

- Se tienen los siguientes datos para el Tablero 1 que es uno de los más desfavorables según muestra la Figura 6.8. Donde se tiene que: a1 es lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es el lado cargo del tablero medido desde el paño, m es la relación de a1 entre a2 y w es la carga de servicio que se obtiene de la suma anterior.

a1 = 3.88 m – 0.05 m – 0.05 m = 3.78 m
a2 = 4.53 m – 0.05 m – 0.05 m = 4.43 m

$$m = \frac{a1}{a2} = 0.85$$

$$w = 8330\frac{kg}{m^2}$$

Se tiene el siguiente perímetro (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5):

Perímetro = 3.88 + 3.88 + 4.53 + 4.53 = 16.82 m = 1682 cm

Según la fórmula para determinar el peralte mínimo y la corrección que si w > w=380 kg/cm2, se utilizara la ecuación 6.17, (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5) para determinar el peralte mínimo.

$$d_{min} = \frac{perimetro}{250}\left[0.032\sqrt[4]{f_s\ w}\right] \qquad (6.17)$$

Donde: f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.5), y w es la carga de servicio que se obtiene de la ecuación 6.16.2.

Por tanto en la ecuación 6.17.1 se tiene que:

$$f_s = (0.6)fy \qquad (6.17.1)$$

Donde: fy es el esfuerzo de fluencia del acero que equivale a $4200\frac{kg}{cm^2}$, por tanto se obtiene f_s a partir de la ecuación 6.17.1 igual a:

$$f_s = 0.6\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right) = 2520\frac{kg}{cm^2} \qquad (6.17.1)$$

Ahora con la ecuación 6.17 se calcula el d_{min}, por tanto se tiene:

$$d_{min} = \frac{1682}{250}\left[0.032\sqrt[4]{(2520)(8330)}\right] = 14.57cm \qquad (6.17)$$

Este último valor se le debe de sumar los 2 cm de recubrimiento para obtener el espesor total de la losa, por lo que tenemos que el espesor total es de 16.57 cm lo cual resulta menor al propuesto por lo que se toma como espesor total de la losa de H= 18 cm y con un d= 16 cm.

Se pretende realizar un análisis simplificado suponiendo que las descargas de los castillos y muros se reparten de manera uniforme en la superficie de contacto entre la losa de cimentación y suelo; y empleando coeficientes aproximados para la determinación de los momentos flexionantes en las secciones criticas. Para ello conviene comprobar que la rigidez de la cimentación sea suficiente para garantizar una distribución uniforme de presiones, en base al criterio de la ecuación 6.15.

a) Rigidez de la cimentación.

Con la ecuación 6.18 se calculara el momento de inercia centroidal.

$$I=\frac{b\,h^3}{12}=\frac{(869\text{ cm})(18\text{ cm})^3}{12}=422334\text{ cm}^4 \tag{6.18}$$

Para un concreto de resistencia en compresión, f'c = 250 kg/cm^2, puede suponerse un modulo de elasticidad de $4400\sqrt{f'c}$ para cargas de corta duración (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4) y la mitad de este valor para cargas permanentes como son las que intervienen en el diseño de este caso para ello se utilizara la ecuación 6.19.

$$E=\frac{14000}{2}\sqrt{f'c}=\frac{14000}{2}\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}}=110679.72\frac{kg}{cm^2} \tag{6.19}$$

Por tanto el producto EI para la cimentación vale de acuerdo a la ecuación 6.20:

$$EI=4.674\text{ x }10^{10}\frac{kg}{cm^2} \tag{6.20}$$

b) Propiedades del suelo

El modulo de reacción del suelo se tomará de los valores indicativos de la Tabla 6.5 a falta de información más específica de acuerdo al perfil estratigráfico de la Figura 3.1. Para un suelo con un número de golpes de 15, se tomara un valor cercano al límite inferior del intervalo que corresponde de arcillas de densidad media para ello se tomara el siguiente valor para el modulo de reacción:

$$k_{sI}=1.30\frac{kg}{cm^3} \tag{6.21}$$

Este valor 6.21 se deberá corregir en función del ancho de la zapata, con la ecuación 6.13 que corresponde para arcillas:

$$k_s=\frac{k_{sI}}{B} \tag{6.13}$$

Donde la longitud de B se convertirá de cm a pies, recordando que 1 pie = 0.3048 m; entonces de determina que el valor de B = 869 cm = 28.51 pies, longitud del eje C obtenido de la Tabla 6.5, por tanto sustituyendo este valor en la ecuación 6.13 se determina que el modulo de reacción k_s es igual a:

$$k_s=\frac{k_{sI}}{B}=\frac{1.30\frac{kg}{cm^3}}{28.51\text{ pies}}=0.0456\ \frac{kg}{cm^3} \tag{6.13.1}$$

Por tratarse de arcillas, se deberán de hacer reducciones al módulo de reacción por ser las cargas de carácter permanente de acuerdo a lo especificado en la Tabla 6.5, por tanto los valores obtenidos son:

$$EI\,(0.25) = 4.674 \times 10^{10}\,\frac{kg}{cm^2}(0.25) = 1.168 \times 10^{10}\,\frac{kg}{cm^2} \qquad (6.20.1)$$

$$k_s = 0.0456\,\frac{kg}{cm^3}(0.25) = 0.0114\,\frac{kg}{cm^3} \qquad (6.13.2)$$

Aplicando la ecuación 6.15 con los resultados correctos de las ecuaciones 6.20.1 y 6.13.2, se tiene el siguiente resultado:

$$\lambda L = \left(\frac{(869cm)(0.0114)(280cm)^4}{4\left(1.168 \times 10^{10}\,\frac{kg}{cm^2}\right)} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.069cm \approx \frac{\pi}{2} = 1.57cm \qquad (6.15.1)$$

Según el criterio adoptado la rigidez de la cimentación puede considerarse suficiente para considerar una distribución uniforme de presiones. Los errores que se comenten en un método como este, que ignora los hundimientos relativos de los apoyos y considera una distribución uniforme de presiones, no son exagerados cuando la cimentación es muy rígida y cuando la cimentación y las cargas de la estructura son regulares. Con los criterios de este método se decide si la cimentación es suficientemente rígida para que se puedan ignorar los hundimientos diferenciales.

Para la determinación de los momentos que se producen en la losa de cimentación para ello se puede usar el mismo método que se utilizo para el cálculo de la losa de azotea y la losa de entrepiso.

Los tableros propuestos tienen una gran similitud con los tableros de entrepiso por ello se pueden usar algunos valores ya establecidos en esta misma, solo se debe de tener cuidado de cambiar los valores que lo requieran. De hecho solo se añade un tablero a los ya establecidos en la losa de entrepiso, y este es el que se encuentra entre los ejes A-B y 2-5. Y por experiencia en la losa de entrepiso, ya puede identificar que Tablero I es el más desfavorable. La Figura 6.8 hace referencia a lo antes mencionado.

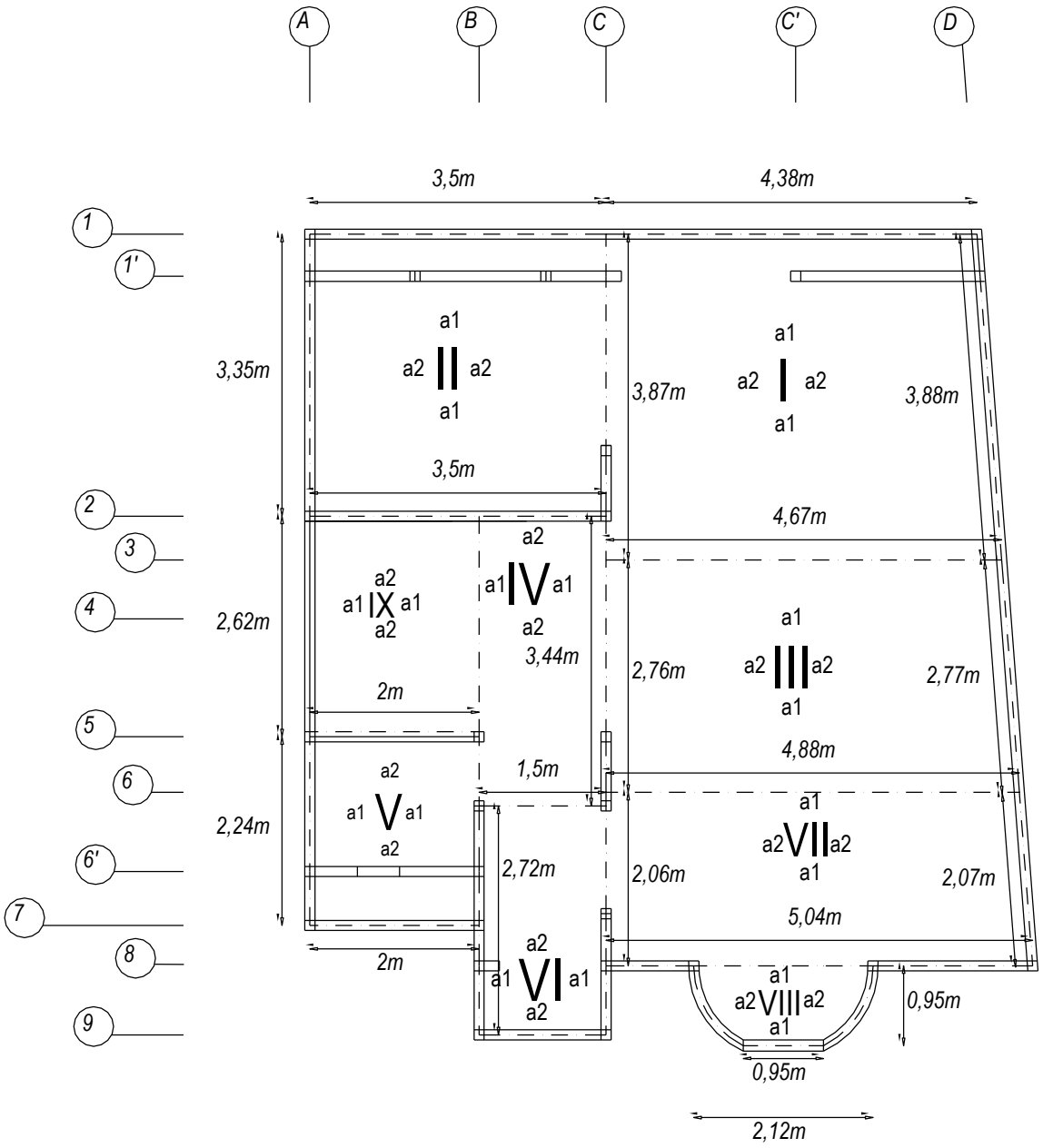


Figura 6.8 Tableros de la losa de cementación.

La Tabla 6.7 muestra las propiedades de los tableros basada en la Figura 6.8, así como los momentos que encontramos en cada uno de ellos. Se podrá notar que solamente se están representando tres tableros, de los cuales dos son los que afectan directamente a Tablero I, como se menciono anteriormente el Tablero I es el que representa mayor carga y el que más problemas tiene.

Tabla 6.7 Tableros de la losa de cimentación

Tabla 6.7.1 Tablero I

Tablero I	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.78	Neg. en bordes interiores	Corto	357	4.249	3.739
	a2	4.43		Largo	333.5	3.960	3.358
	m	0.85	Positivo	Corto	175	2.083	
	d	0.16		Largo	127.5	1.518	
	k	10.84					
	w	8.330					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	11.902					

Tablero 6.7.2 Tablero II

Tablero II	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1	3.25	Neg. en bordes interiores	Corto	306	2.692	2.175
	a2	3.4		Largo	300.8	2.647	3.358
	m	0.96	Positivo	Corto	138.8	1.221	
	d	0.16		Largo	126.4	1.112	
	k	12.60					
	w	8.330					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	8.799					

Tablero 6.7.3 Tablero III

Tablero III	Propiedades		Momento	Claro	Coeficiente (α)	Mu (t-m)	$M_{AJUSTADO}$ (t-m)
Interior (Todos los bordes continuos)	a1 =	2.67	Neg. en bordes interiores	Corto	508.2	3.018	3.739
	a2 =	4.68		Largo	396.4	2.354	2.035
	m =	0.57	Positivo	Corto	281.2	1.670	
	d =	0.16		Largo	135.5	0.805	
	k =	15.34					
	w =	8.330					
	$(10^{-4})(w)(a1^2)$	5.938					

Donde: al es la dimensión del lado corto del tablero medido desde el paño, a2 es la dimensión del lado largo del tablero medido desde el paño, m es la relación de al entre a2, d es el peralte efectivo del tablero, k es la rigidez del tablero que se calcula como $\frac{d^3}{al}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.3), w es la carga de servicio al que se someterá el tablero esta en $\frac{t}{m^2}$ y $(10^{-4})(w)(al^2)$ multiplicado por 1.4 es un factor resultante que multiplica al coeficiente α para obtener el momento Mu recordado que w debe de estar en $\frac{kg}{m^2}$ y al en metros.

Se toman los momentos más desfavorables que se presentan en la losa. En este caso se selecciona el momento $M_{AJUSTADO}$ de la Tabla 6.7.1, tomando los valores siguientes: M_U = 3739.0 kg-m, corto (-) y M_U = 2083.0 kg-m, Corto (+). Conocidos los momentos de diseño se procede a calcular el área de acero para momento negativo por flexión.

- Para momento negativo Mu =3739.0 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100cm, d=16cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero. Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_R = F_R\ b\ d^2\ f''c\ q\ \left(1 - 0.5(q)\right) \tag{6.22}$$

$$p = \frac{As}{b\ d} = \frac{As}{100(16)} = 0.000625\ As \tag{6.23}$$

$$q = \frac{p\ fy}{f''c} = \frac{(0.000625\ As)\,4200\ \frac{kg}{cm^2}}{170\ \frac{kg}{cm^2}} = 0.01544\ As \tag{6.24}$$

$$As_{Temp} = \frac{660\ x_1}{fy(x_1+100)} \tag{6.25}$$

$$s = \frac{100\ a_0}{As} \tag{6.26}$$

Donde: M_R es el momento flexionante resistente de diseño, q es el índice de refuerzo, p es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión, As es el área de refuerzo longitudinal del acero, As_{Temp} es el acero de refuerzo por cambios volumétricos (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7), x_1 es la dimensión medida perpendicularmente al refuerzo, s es la separación del acero y a_0 es al área del acero unitario a utilizar.

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación 6.22, suponiendo que Mu = M_R = 373900 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R=(0.9)(100)(16^2)(170)q(1-0.5(q)) \tag{6.22}$$

$$373900=(3916800)q(1-0.5(q)) \tag{6.22.1}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 6.22.1: $q_1=1.89$ sustituido en la ecuación 6.24.1 y $q_2=0.101$ sustituido en la ecuación 6.24.2; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 6.24, despejando As de la ecuación 6.24 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As=\frac{1.89}{0.01544}=122.41cm^2 \tag{6.24.1}$$

$$As=\frac{0.101}{0.01544}=6.541cm^2 \tag{6.24.2}$$

Enseguida se resuelve le ecuación 6.25 para el acero por temperatura, donde x_1 = 18 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 6.25, para obtener la cantidad de acero.

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}(b)=\frac{(660)(18)}{4200(18+100)}(100)=2.397\,cm^2 \tag{6.25.1}$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el As, por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max}\leq\left\{\begin{array}{c}50cm\\3.5x_1=3.5(18)=63cm\end{array}\right\}$$

Usando Varillas del Nº 5, a_0 = 1.99cm^2, sustituyendo estos valores en la ecuación 6.26, se obtiene la siguiente separación:

$$s=\frac{100\,a_0}{As}=\frac{100(1.99)}{6.54}=30.42cm \tag{6.26}$$

Por tanto la separación es de 30 cm. Por lo tanto para la losa de cimentación, Mu= 3739 kg-m, corto (-), se tendrá: Varilla del Nº 5 @ 30 cm. Y dado que la diferencia de Mu largo (-) es muy poca se colocara también Varilla del Nº 5 @ 30 cm en este sentido.

Enseguida se presenta el procedimiento para el diseño de la losa de cimentación para momento positivo por flexión.

- Para momento positivo Mu =2083 kg-m

Se tienen los siguientes datos: F_R=0.9, b=100 cm, d=16 cm, f'c=250 $\frac{kg}{cm^2}$, f''c=170 $\frac{kg}{cm^2}$ y fy=4200 $\frac{kg}{cm^2}$

Donde: F_R es el factor de resistencia por flexión (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.7), b es el ancho unitario, d es el peralte efectivo de la losa, f'c es la resistencia del concreto a compresión, f''c es la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión igual a 0.85 f*c (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 2.1), fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Las ecuaciones serán las mismas, mencionadas anteriormente.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 6.22, suponiendo que Mu = M_R = 208300 kg-cm, se tiene la siguiente ecuación a resolver.

$$M_R=(0.9)(100)(16^2)(170)q(1-0.5(q)) \tag{6.22}$$

$$208300=(3916800)q(1-0.5(q)) \tag{6.22.2}$$

Se obtienen los siguientes resultados de la ecuación 6.22.2: $q_1=1.945$ sustituido en la ecuación 6.24.3 y $q_2=0.055$ sustituido en la ecuación 6.24.4; los siguientes resultados son obtenidos de la ecuación 6.24, despejando As de la ecuación 6.24 para obtener la cantidad de acero correspondiente:

$$As=\frac{1.945}{0.01544}=125.97cm^2 \tag{6.24.3}$$

$$As=\frac{0.055}{0.01544}=3.562cm^2 \tag{6.24.4}$$

Enseguida se resuelve le ecuación 6.25.1 para el acero por temperatura, donde x_1 = 18 cm, que es el espesor total de la losa y b = 100cm que es el ancho unitario de la losa que multiplica a la ecuación 6.25, para obtener la cantidad de acero:

$$As_{Temp}=\frac{660\,x_1}{fy(x_1+100)}(b)=\frac{(660)(18)}{4200(18+100)}(100)=2.397\,cm^2 \tag{6.25.1}$$

Se hace una comparación del As respecto al As_{Temp}, se tomara como acero mínimo el As, por tanto la separación correspondiente (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 5.7) es:

$$S_{Max} \leq \left\{ \frac{50cm}{3.5x_1 = 3.5(18) = 63cm} \right\}$$

Usando Varillas del Nº 4, a_0 = 1.27 cm^2, sustituyendo estos valores en la ecuación 6.26, se obtiene la siguiente separación:

$$s = \frac{100\, a_0}{As} = \frac{100(1.27)}{3.562} = 35.65 \text{ cm} \qquad (6.26)$$

Por tanto la separación es de 30 cm. Por lo tanto para la losa de cimentación Mu= 2083 kg-m, se tendrá: Varilla del Nº 4 @ 30 cm. En ambos sentidos se de la losa.

En seguida se hace la revisión por cortante (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 6.3.3.6). Con la siguiente serie de ecuaciones donde: V es la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, Vu es la fuerza cortante de diseño, V_{CR} es la fuerza cortante que toma el concreto y f*c la resistencia nominal del concreto a compresión equivalente a 0.8 f'c.

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \qquad (6.27)$$

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementara en un 15 porciento, por tanto la resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{CR} = 0.5\, F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c} \qquad (6.28)$$

Por tanto se tiene que para el tablero más desfavorable que en este caso es el Tablero I, se tienen los siguientes datos: a1=3.78m, a2=4.43m y $w = 8330 \frac{kg}{m^2}$ obtenidos de la Tabla 6.7.1. Sustituyendo estos valores en la ecuación 6.27, se tiene el siguiente resultado:

$$V = \left(\frac{3.78}{2} - 0.16 \right) \left(0.95 - 0.5 \left(\frac{3.78}{4.43} \right) \right) (8330) = 7542.13 \text{ kg} \qquad (6.27.1)$$

Haciendo el incremento del 15 por ciento se tiene que $V = 8673.458 \text{ kg} = V_U$, enseguida se sustituyen los datos en la ecuación 6.28

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(100)(18)\left(\sqrt{200}\right) = 10182.33 \text{ kg} \qquad (6.28.1)$$

Se comparan los resultados de las ecuaciones 6.27.1 y 6.28.1: $V_u = 8673.458 \text{ kg} < V_R = 10182.34 \text{ kg}$

En base a la comparación se deduce que el cortante es más que suficiente dado que el V_{CR} es muchísimo más grande que el V_U; por tanto se deduce que la losa soportara el cortante al que se someterá.

7. REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO

7.1. REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO-CRITERIO BÁSICO

En este capítulo se revisaran las condiciones de servicio de los elementos de gran importancia, que pueden presentar algún tipo anormalidad en si como es la deflexión, ese análisis se hará en las trabes principales, para ello se usará (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 3).

Haciendo uso de las siguientes recomendaciones (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 3.2) se tiene:

1. Las dimensiones de los elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los limites prescritos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural De Las Edificaciones.
2. La deflexión total será la suma de la inmediata mas la diferida.
3. Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularan con los métodos o formulas usuales para determinar deflexiones elásticas (BEAM DESIGN FORMULAS WITH SHEAR AND MOMENT DIAGRAMS, American Forest & Paper Association, 2007).
4. Las deflexiones diferidas; a no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a lo largo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el punto 3, para la carga sostenida considerada, por el factor, tal como lo muestran las formulas siguientes:

$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_{INMED.} + \Delta_{DIF.} \tag{7.1}$$

$$\Delta_{DIF.} = \Delta_{INMED.}\left(\frac{2}{1+\left[(50)(p')\right]}\right) \tag{7.2}$$

Donde: Δ_{TOTAL} es la flecha total que se presenta en el elemento, $\Delta_{INMED.}$ es la flecha inmediata que se presenta en el elemento, $\Delta_{DIF.}$ es la flecha diferida que se calcula con la ecuación 7.2, p' es la cuantía de acero a compresión que se calculo como $\frac{As'}{b\,d}$, donde As' es el área de acero a compresión, b es la base del elemento y d es el peralte efectivo del elemento.

En elementos continuos se usara un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia. Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la ecuación 7.2 será igual a 4.

Como referencia se tomaran las notas de las (NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 4):

(NTC Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004, sección 4, inciso a): indica que un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro L entre 240 más 5 mm como la ecuación 7.3, en esta ecuación el valor de 240 se cambio por el valor de 250 para tener mayor restricción en la flecha presentada en el elemento a calcular. En miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a los elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considera como estados limite a un desplazamiento vertical, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los elementos en voladizo los límites anteriores se duplican como la ecuación 7.4.

$$\Delta_{PERM.} = \frac{L}{250} + 0.5 \qquad (7.3)$$

$$\Delta_{PERM.} = \frac{L}{500} + 1.0 \qquad (7.4)$$

7.2. REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO EN ELEMENTOS DE LA PLANTA ALTA

En este tema se calcularan las deflexiones existentes en cada una de las trabes de azotea para compararlas con las deflexiones permitidas por el reglamento se harán en base a las ecuaciones antes mencionadas.

Para ello se tomaran los datos del tema 4.2.4.1 TRABES PLANTA DE AZOTEA, específicamente para las propiedades geométricas se tomaran los datos de la Tabla 4.15.

Se calcularan los siguientes elementos para el sistema de azotea:

- T-101: Cuenta con un sistema de carga uniforme. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.3. Y la deflexión inmediata existente en las trabes de un claro, simplemente apoyado con carga uniforme para este elemento está definido por la ecuación 7.5:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{5\ W\ L^4}{384\ E\ I} \qquad (7.5)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, W es la carga aplicada en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b\ h^3}{12}$.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-101:

L = 4.88 m = 488 cm.

b = 30 cm

h= 35 cm

W = 2.071 t/m = 20.71 kg/cm

$$E= 11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}} = 173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I = \frac{(30cm)(35cm)^3}{12} = 107187.5cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.3 es de:

$$\Delta_{PERM.} = \frac{488cm}{250} + 0.5cm = 2.452cm \qquad (7.3.1)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.5, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{5\left(20.71\frac{kg}{cm}\right)(488cm)^4}{384\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(107187.5cm^4\right)} = 0.8203cm \qquad (7.5.1)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2(0.71cm^2)}{(30cm)(33cm)}=0.00143$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.} = 0.8203\left(\frac{2}{1+\left[(50)(0.00143)\right]}\right) = 1.5311\ cm \qquad (7.2.1)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL} = 0.8203\ cm + 1.5311\ cm = 2.35\ cm < \Delta_{PERM.} = 2.452\ cm \qquad (7.1.1)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

- T-102: Cuenta con un sistema de carga uniforme. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.3. Y la deflexión inmediata existente en las trabes de un claro, simplemente apoyado con carga uniforme para este elemento está definido por la ecuación 7.5:

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-102:

L = 1.50 m = 150 cm.

b = 15 cm

h= 15 cm

W = 0.600 t/m = 6.00 kg/cm

$$E= 11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}} = 173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I = \frac{(15cm)(15cm)^3}{12} = 4218.75\ cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.3 es de:

$$\Delta_{PERM.} = \frac{150cm}{250} + 0.5cm = 1.100\ cm \qquad (7.3.2)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.5, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{5\left(6.00\frac{kg}{cm}\right)(150cm)^4}{384\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(4218.75cm^4\right)} = 0.0539\ cm \qquad (7.5.2)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p' = \frac{2(0.71cm^2)}{(15cm)(13cm)} = 0.00728$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.} = 0.0539\left(\frac{2}{1+\left[(50)(0.00728)\right]}\right) = 0.079cm \qquad (7.2.2)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL} = 0.0539cm + 0.0790cm = 0.1329cm < \Delta_{PERM.} = 1.100cm \qquad (7.1.2)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

- T-103 y T-104: T-103 es equivalente a T-104 por lo que solo se tiene que calcular los elementos de uno de ellos. Por lo que se tiene que T-103=T-104. El sistema de carga es combinado uno uniforme y el otro puntual, además de contar que la trabe esta en voladizo. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.4. Y la deflexión inmediata por carga combinada está definido por la ecuación 7.6:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{W L^4}{8 E I} + \frac{P L^3}{3 E I} \qquad (7.6)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, W es la carga aplicada en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b h^3}{12}$ y P es la carga puntual que se aplica en este elemento en kg.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-103:
L = 0.82 m = 82 cm.
b = 15 cm
h= 18 cm
W = 0.645 t/m = 6.45 kg/cm
P = 450.45 kg

$$E = 11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}} = 173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I = \frac{(15cm)(18cm)^3}{12} = 7290\ cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.4 es de:

$$\Delta_{PERM.} = \frac{82cm}{500} + 1.00cm = 1.164cm \qquad (7.4.1)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.6, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{\left(6.45\frac{kg}{cm}\right)(82cm)^4}{8\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)(7290cm^4)} + \frac{(450.45\ kg)(82cm)^3}{3\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)(7290cm^4)} = 0.094\ cm \qquad (7.6.1)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2\left(0.71cm^2\right)}{\left(15cm\right)\left(16cm\right)}=0.005916$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.}=0.094\left(\frac{2}{1+\left[\left(50\right)\left(0.00592\right)\right]}\right)=0.145cm \qquad (7.2.3)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL}=0.094cm+0.145cm=0.239cm < \Delta_{PERM.}=1.164cm \qquad (7.1.3)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

7.3. REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO EN ELEMENTOS DE LA PLANTA BAJA.

Enseguida se calcularan las deflexiones existentes en cada una de las trabes de entrepiso, para compararlas con las deflexiones permitidas por el reglamento, para ello se calcularan las deflexiones solamente en las trabes que representan mayor riesgo; se tomaran las trabes tipo como son T-007, T-012 y T-004; y la trabe T-016, que por su posición en voladizo se hará un análisis semejante al de trabes anteriores como los elementos T-103 y T-104; para las trabes T-008, T-009 y T-010, ya no se realizara algún análisis dado que tienen características similares a T-102, T-103 y T-104 del sistema de trabes de azotea.

Para ello se tomaran los datos del tema 4.2.4.2 TRABES PLANTA DE ENTREPISO, específicamente para las propiedades geométricas se tomaran los datos de la Tabla 4.17.

Se calcularan los siguientes elementos para el sistema de entrepiso:

- T-007: Cuenta con un sistema de carga uniforme. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.3. Y la deflexión inmediata existente en las trabes de un claro, simplemente apoyado con carga uniforme para este elemento está definido por la ecuación 7.5:

$$\Delta_{INMED.}=\frac{5\ W\ L^4}{384\ E\ I} \qquad (7.5)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, W es la carga aplicada en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b\ h^3}{12}$.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-007:

L = 2.00 m = 200 cm.

b = 15 cm

h= 20 cm

W = 2.069 t/m = 20.69 kg/cm

$$E= 11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}} = 173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I = \frac{(15cm)(20cm)^3}{12} = 10000\ cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.3 es de:

$$\Delta_{PERM.} = \frac{200cm}{250} + 0.5cm = 1.3\ cm \qquad (7.3.3)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.5, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{5\left(20.69\frac{kg}{cm}\right)(200cm)^4}{384\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(10000cm^4\right)} = 0.248\ cm \qquad (7.5.3)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2\left(0.71cm^2\right)}{(15cm)(18cm)}=0.005259$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.} = 0.248\left(\frac{2}{1+\left[(50)(0.005259)\right]}\right) = 0.393cm \qquad (7.2.4)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL} = 0.248cm + 0.393cm = 0.641cm < \Delta_{PERM.} = 1.30cm \qquad (7.1.4)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

- T-012: Cuenta con un sistema de carga uniforme, una carga puntual y una carga uniforme concentrada. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.3. la deflexión máxima existente en las trabes de un claro, simplemente apoyado con carga uniforme, una carga puntual y una carga uniformemente concentrada para este elemento está definido por la ecuación 7.7:

$$\Delta_{INMED.}=\frac{5\,W_{P.U}\,L^4}{384\,E\,I}+\frac{P\,a_1\,b_1\left[a_1+2\,b_1\right]\sqrt{3a_1\left[a_1+2\,b_1\right]}}{27\,E\,I\,L}+\frac{W_{MURO}\,a_1^{\,2}\left(L-a_1\right)}{24\,E\,I\,L}\left(4\,a_1\,L-2\,a_1^{\,2}-a_1^{\,2}\right) \qquad (7.7)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, $W_{P.U}$ es la carga aplicada de la trabe en $\frac{kg}{cm}$, W_{MURO} es la carga aplicada del muro en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b\,h^3}{12}$, a_1 y b_1 son las longitudes donde se concentran las cargas uniformes y P es la carga puntual aplicada a la trabe.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-012:

L = 2.76 m = 276 cm.

b = 18 cm

h= 25 cm

a_1= 70 cm

b_1 = 206 cm

$W_{P.U.}$ = 0.755 t/m = 7.55 kg/cm

W_{MURO} = 0.7075 t/m = 7.075 kg/cm

P = 5.874 t = 5874 kg

$$E=11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}}=173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I=\frac{(18cm)(25cm)^3}{12}=23437.5cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.3 es de:

$$\Delta_{PERM.}=\frac{276cm}{250}+0.5cm=1.604cm \qquad (7.3.4)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.7, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.}=\frac{5\left(7.55\frac{kg}{cm^2}\right)(276cm)^4}{384\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(23437.5cm^4\right)}+\frac{(5874kg)(70cm)(206cm)\left(70cm+\left[2(206cm)\right]\right)\sqrt{3(70cm)\left(70cm+\left[2(206cm)\right]\right)}}{27\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(23437.5cm^4\right)(276cm)}+\frac{\left(7.075\frac{kg}{cm^2}\right)(70cm)^2(276cm-70cm)}{24\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(23437.5cm^4\right)(276cm)}\left(\left[4(70cm)(276cm)\right]-\left[2(70cm)^2\right]-\left[(70cm)^2\right]\right)=0.584cm \quad (7.7.1)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2(0.71cm^2)}{(18cm)(23cm)}=0.00343$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.}=0.584\left(\frac{2}{1+\left[(50)(0.00343)\right]}\right)=0.997cm \quad (7.2.5)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL}=0.586cm+0.997cm=1.583cm<\Delta_{PERM.}=1.604cm \quad (7.1.5)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

- T-004: Cuenta con un sistema de carga uniforme, una carga puntual y una carga uniforme concentrada. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.3. la deflexión máxima existente en las trabes de un claro, simplemente apoyado con carga uniforme, una carga puntual y una carga uniformemente concentrada para este elemento está definido por la ecuación 7.8:

$$\Delta_{INMED.}=\frac{5\,W_{P.U}\,L^4}{384\,E\,I}+\frac{P\,a_{II}\,b_{II}\left[a_{II}+2\,b_{II}\right]\sqrt{3\,a_{II}\left[a_{II}+2\,b_{II}\right]}}{27\,E\,I\,L}+\frac{W_{MURO}\,a_I^2\left(L-a_I\right)}{24\,E\,I\,L}\left(4\,a_I\,L-2\,a_I^2-a_I^2\right) \qquad (7.8)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, $W_{P.U}$ es la carga aplicada de la trabe en $\frac{kg}{cm}$, W_{MURO} es la carga aplicada del muro en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b\,h^3}{12}$, a_I y b_I son las longitudes donde se concentran las cargas uniformes, a_{II} y b_{II} son las longitudes donde se concentran las cargas puntuales y P es la carga puntual aplicada a la trabe.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-004:

L = 4.67 m = 467 cm.

b = 30 cm

h= 45 cm

a_I=335 cm

b_I=132 cm

a_{II}= 224 cm

b_{II} = 243 cm

$W_{P.U.}$ = 1.213 t/m = 12.13 kg/cm

W_{MURO} = 2.16 t/m = 21.6 kg/cm

P = 5.86 t = 5860 kg

$$E=11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}}=173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I=\frac{(30cm)(45cm)^3}{12}=227812.5cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.3 es de:

$$\Delta_{PERM.}=\frac{467cm}{250}+0.5cm=2.368cm \qquad (7.3.5)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.8, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.}=\frac{5\left(12.13\frac{kg}{cm^2}\right)(467cm)^4}{384\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)(227812.5cm^4)}$$
$$+\frac{(5860kg)(224cm)(243cm)\left(224cm+\left[2(243cm)\right]\right)\sqrt{3(224cm)\left(224cm+\left[2(243cm)\right]\right)}}{27\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)(227812.5cm^4)(467cm)} \quad (7.8.1)$$
$$+\frac{\left(21.6\frac{kg}{cm^2}\right)(335cm)^2(467cm-335cm)}{24\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)(227812.5cm^4)(467cm)}\left(\left[4(335cm)(467cm)\right]-\left[2(335cm)^2\right]-\left[(335cm)^2\right]\right)$$
$$=0.7109cm$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2(0.71cm^2)}{(30cm)(43cm)}=0.0011$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.}=0.7109\left(\frac{2}{1+\left[(50)(0.00110)\right]}\right)=1.3477cm \quad (7.2.6)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

$$\Delta_{TOTAL}=0.7109cm+1.3477cm=2.06cm<\Delta_{PERM.}=2.368cm \quad (7.1.6)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

.

- T-016: El sistema de carga es combinado uno uniforme y el otro puntual, además de contar que la trabe esta en voladizo. La fórmula para calcular la deflexión permisible en este elemento está dada por la ecuación 7.4. Y la deflexión inmediata por carga combinada está definido por la ecuación 7.6:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{W L^4}{8 E I} + \frac{P L^3}{3 E I} \qquad (7.6)$$

Donde: L es la longitud de la trabe en cm, W es la carga aplicada en $\frac{kg}{cm}$, E es el modulo de elasticidad del concreto que se calculara como $11000\sqrt{f'c}$ (NTC Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 2004, sección 1.5.1.4), I es el momento de inercia que se calculara como $\frac{b h^3}{12}$ y P es la carga puntual que se aplica en este elemento en kg.

Se tienen las siguientes propiedades para la trabe T-016:

L = 0.50 m = 50 cm.

b = 18 cm

h= 25 cm

W = 3.013 t/m = 30.13 kg/cm

P = 8592 kg

$$E = 11000\sqrt{250\frac{kg}{cm^2}} = 173925.27\frac{kg}{cm^2}$$

$$I = \frac{(15cm)(25cm)^3}{12} = 19531.25cm^4$$

Se tiene que la deflexión permitida de acuerdo a la ecuación 7.4 es de:

$$\Delta_{PERM.} = \frac{50cm}{500} + 1.00cm = 1.10\ cm \qquad (7.4.2)$$

Para la deflexión inmediata se calculara con la ecuación 7.6, que para este caso se tiene que es:

$$\Delta_{INMED.} = \frac{\left(30.13\frac{kg}{cm}\right)(50cm)^4}{8\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(19531.25cm^4\right)} + \frac{(8592\ kg)(50cm)^3}{3\left(173925.27\frac{kg}{cm^2}\right)\left(19531.25cm^4\right)} = 0.11232\ cm \qquad (7.6.2)$$

La deflexión diferida, es la que ocurre a largo plazo, y queda definida por la ecuación 7.2: Donde se tiene que p' es la cuantía de acero a compresión, que es igual a $p'=\frac{2\left(0.71cm^2\right)}{\left(18cm\right)\left(23cm\right)}=0.00343$. Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7.2 se tiene que:

$$\Delta_{DIF.}=0.11232\left(\frac{2}{1+\left[\left(50\right)\left(0.00343\right)\right]}\right)=0.1917cm \qquad (7.2.7)$$

Por tanto la deflexión total de acuerdo a la ecuación 7.1 es de:

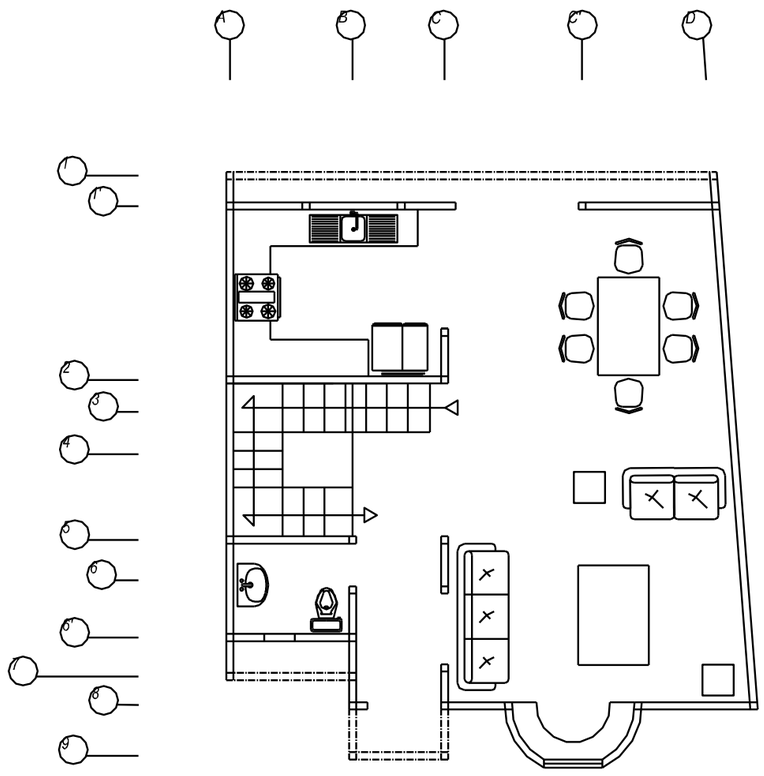
$$\Delta_{TOTAL}=0.11232cm+0.1917cm=0.30402cm < \Delta_{PERM.}=1.10cm \qquad (7.1.7)$$

Se hará la comparación de la deflexión total con la deflexión permitida y esto dará un juicio sobre si el elemento es aceptable o no. Por tanto se observa que la deflexión total es menor al permitido por tanto se deduce que es correcto.

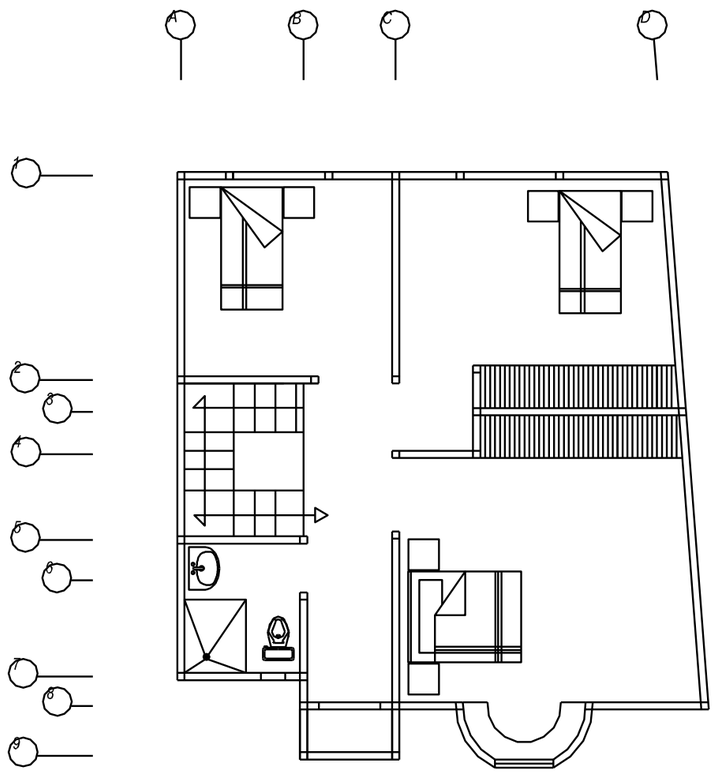
8. PLANOS ESTRUCTURALES Y PROCESO CONSTRUCTIVO

Hasta este punto se tienen todos los elementos necesarios para poder elaborar los planos estructurales, los cuales se presentan a continuación en el siguiente orden:

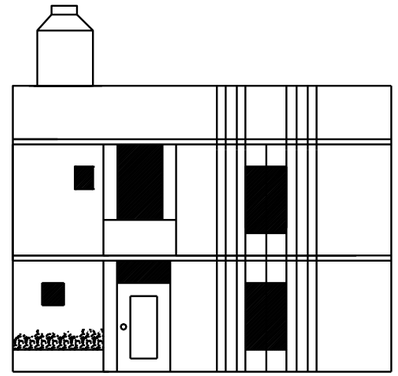
- Plano A-01: Es el plano arquitectónico del proyecto que contiene las dimensiones especificadas así como la fachada principal con sus dimensiones.
- Plano TPA-02: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para las trabes de la planta alta del proyecto.
- Plano TPB-01: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para las trabes de la planta baja del proyecto.
- Plano LA-02: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para la losa de azotea del proyecto.
- Plano LE-01: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para la losa de entrepiso del proyecto.
- Plano ES-01: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para la escalera del proyecto.
- Plano M-01: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para muros de concreto de la planta baja del proyecto.
- Plano LC-01: Comprende el detallado de armado y especificaciones geométricas para losa de cimentación del proyecto.



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



FACHADA PRINCIPAL

PROYECTO:
Giovani García Hernández

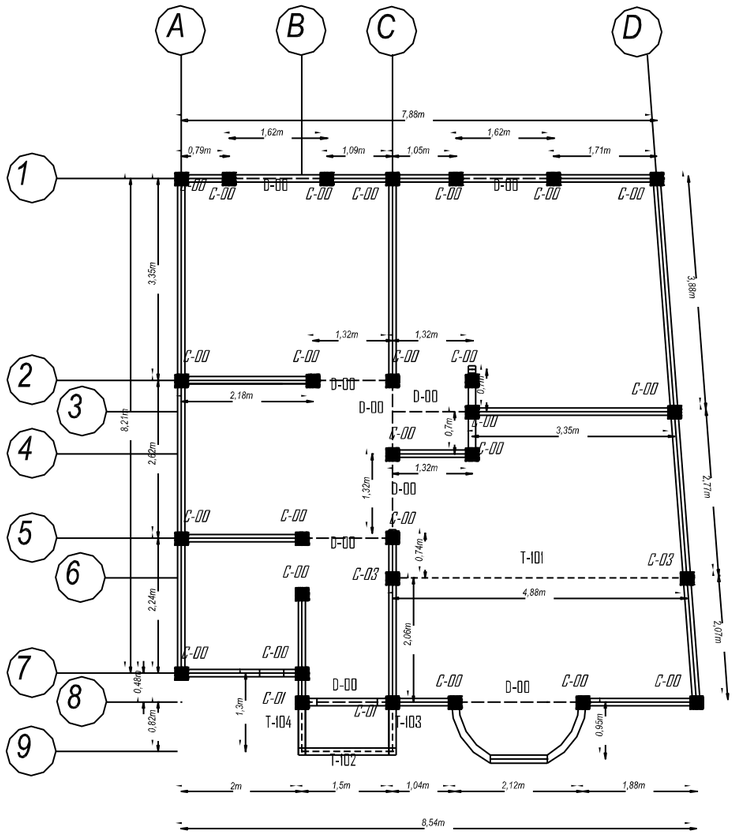
PLANO:
LOSA DE AZOTEA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

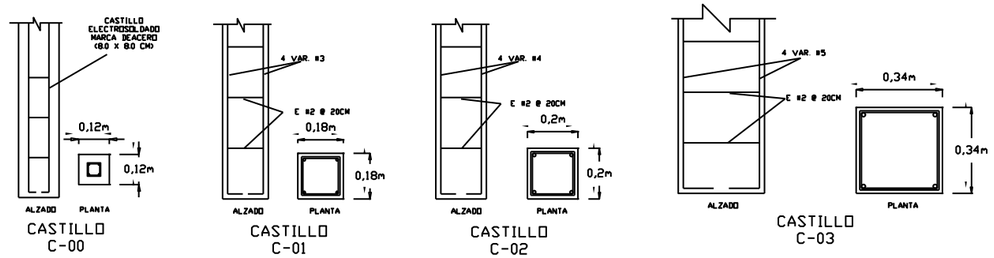
LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

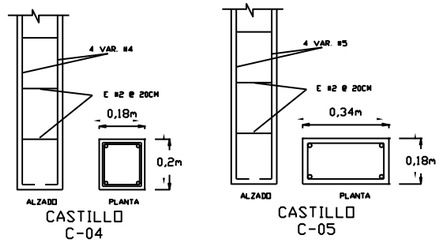
PLANO:
A-01



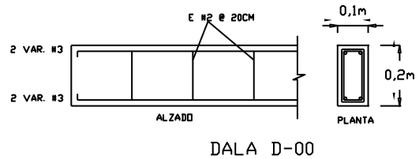
SEGUNDO NIVEL

CASTILLOS:

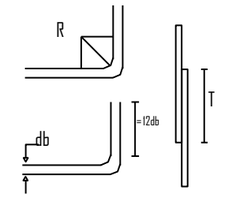




DALA:



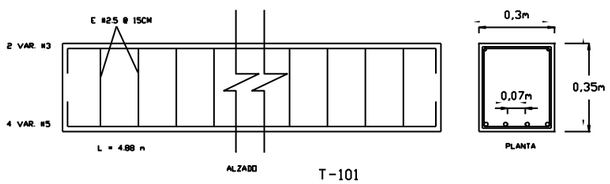
DALA D-00



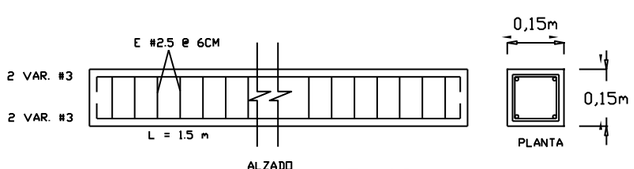
Simbologia:

- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES
- VENTANA

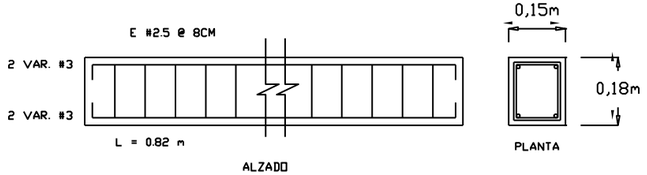
TRABES:



T-101



T-102



T-103 y T-104

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	Tt (cm)	Tc(cm)	12 db(cm)
2	1/4"	3	40	30	8
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27

NOTAS:

- La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.
- Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

- Las acotaciones están en metros.
- Las cotas rigen al dibujo.

materiales:

- Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.
- Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.
- El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± 2cm.
- El tamaño maximo del agregado será de 3/4"
- Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.
- Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTO:
Giovani García Hernández

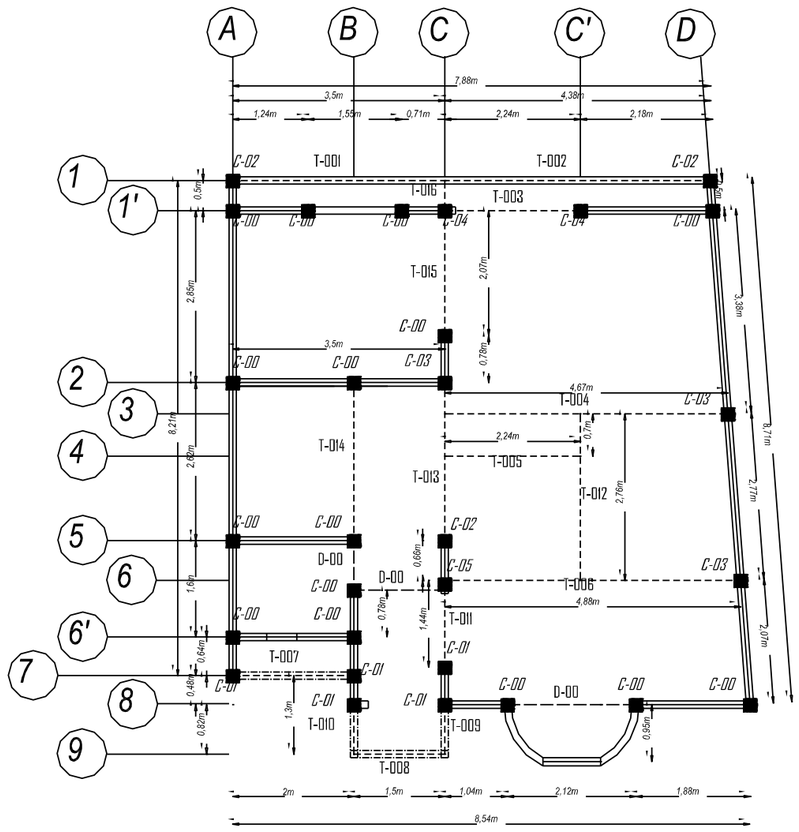
PLANO:
TRABES PLANTA ALTA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

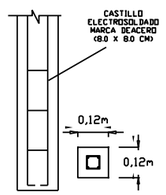
LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
TPA-02

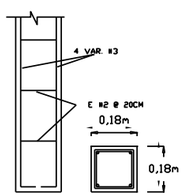


PRIMER NIVEL

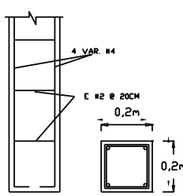
CASTILLOS:



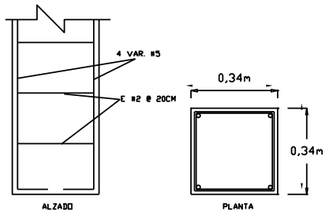
CASTILLO C-00



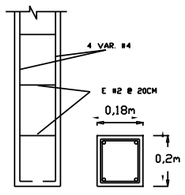
CASTILLO C-01



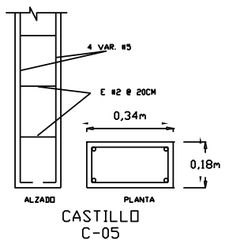
CASTILLO C-02



CASTILLO C-03

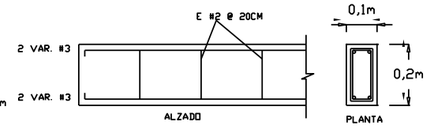


CASTILLO C-04



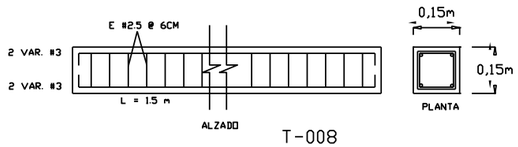
CASTILLO C-05

DALA:

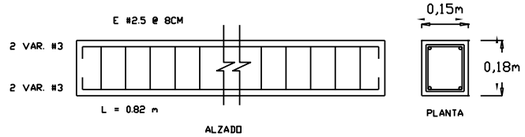


DALA D-00

TRABES:

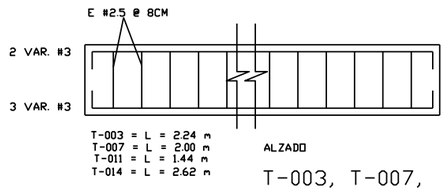


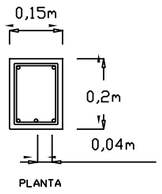
T-008



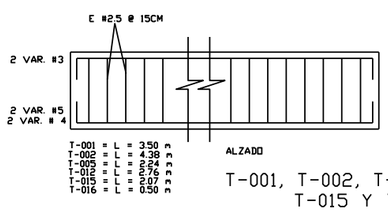
T-009 y T-010

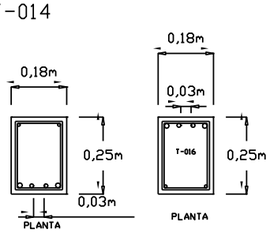
TRABES:



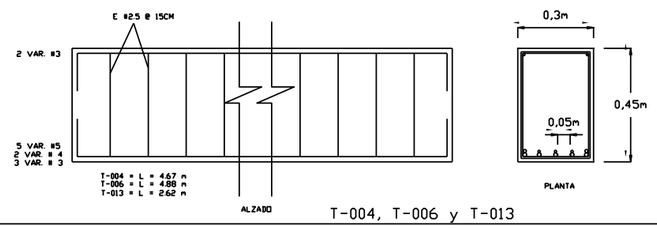


T-003, T-007, T-011 y T-014





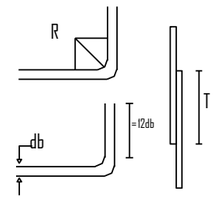
T-001, T-002, T-005, T-012, T-015 Y T-016



T-004, T-006 y T-013

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	Tt (cm)	Tc(cm)	12 db(cm)
2	1/4"	3	40	30	8
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27



Simbol ogia:

- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES
- VENTANA

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.

-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones están en metros.

-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.

-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.

-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± . 2cm.

-El tamaño maximo del agregado será de $\frac{3}{4}$"

-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.

-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTO:
Giovani García Hernández

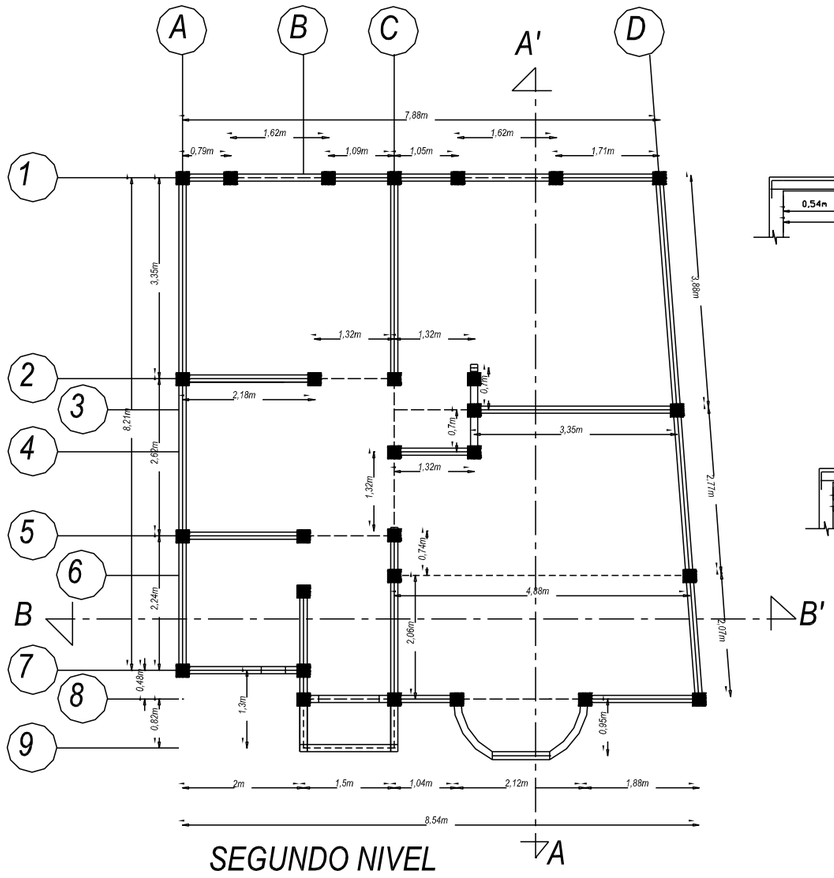
PLANO:
TRABES PLANTA BAJA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

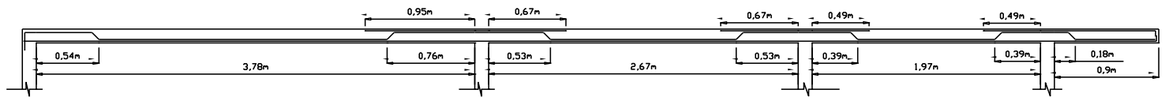
LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
TPB-01



SEGUNDO NIVEL

CORTE A'-A:



CORTE B'-B:

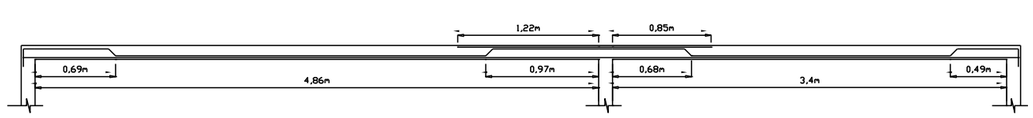
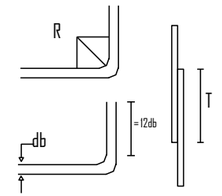


TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	Tt (cm)	Tc(cm)	12 db(cm)
2	1/4"	3	40	30	6
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27



Simbol ogia:

- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES
- VENTANA

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.

-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones están en metros.

-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.

-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.

-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± 2cm.

-El tamaño maximo del agregado será de $\frac{3}{4}$"

-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.

-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTÓ:
Giovani García Hernández

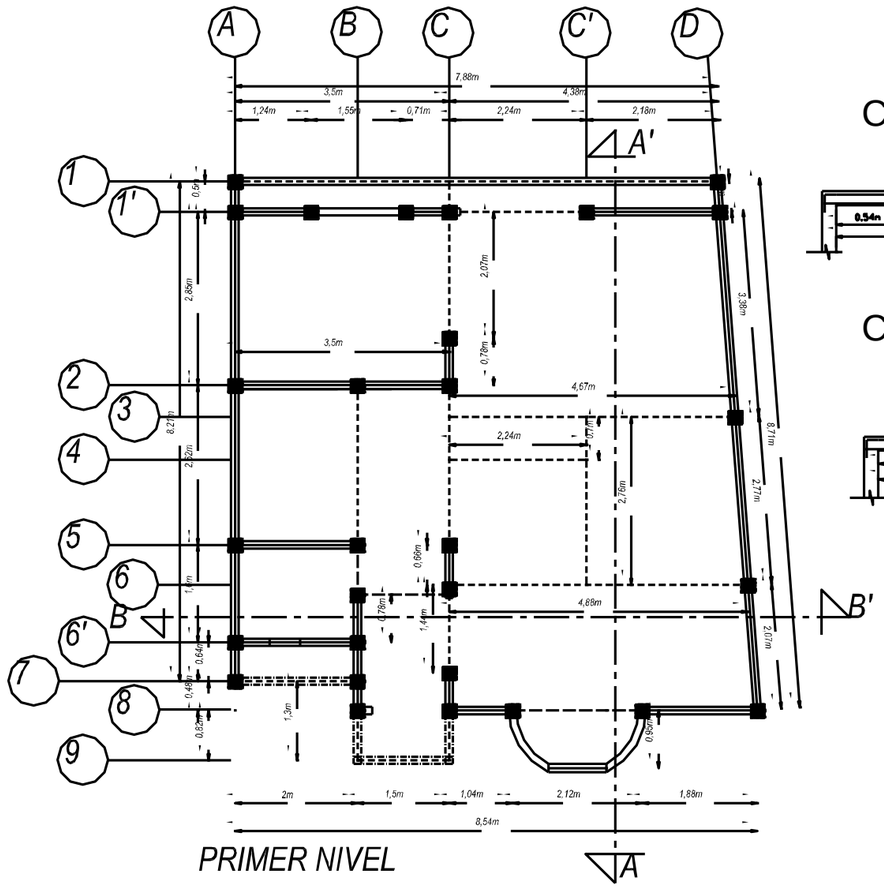
PLANO:
LOSA DE AZOTEA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

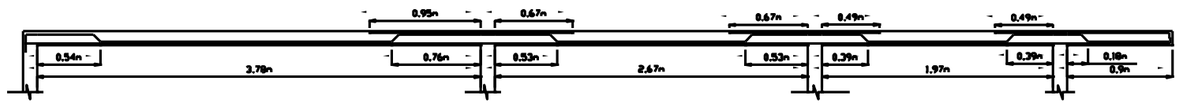
ACOTACIONES:
Metros

LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
LA-02



CORTE A'-A:



CORTE B'-B:

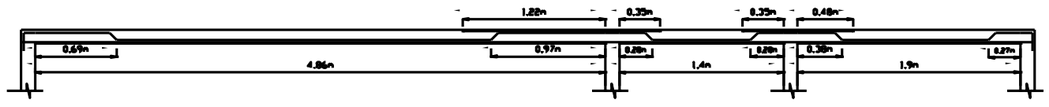
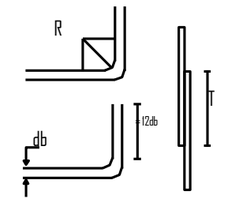


TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	t (cm)	c(cm)	12 db(cm)
2	1/4"	3	40	30	8
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27



Simbol ogia:

- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES
- VENTANA

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.
-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones están en metros.
-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.
-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.
-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± . 2cm.
-El tamaño maximo del agregado será de $\frac{3}{4}$"
-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.
-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTO:
Giovani García Hernández

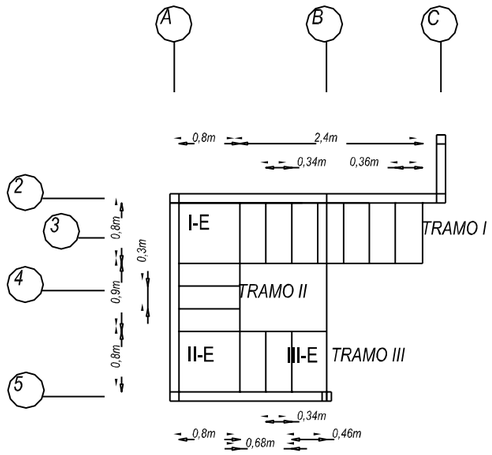
PLANO:
LOSA DE ENTREPISO

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

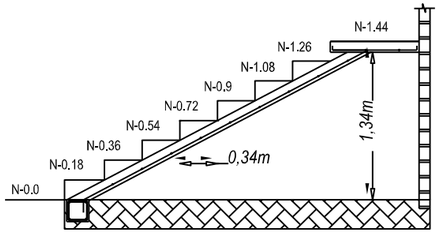
ACOTACIONES:
Metros

LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

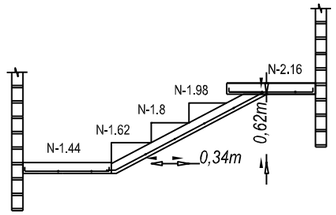
PLANO:
LE-01



PLANTA DE ESCALERA



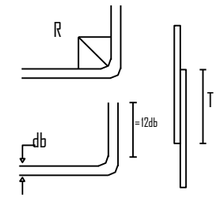
PERFIL DE ESCALERA
TRAMO I



PERFIL DE ESCALERA
TRAMO II

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	Tt (cm)	Tc(cm)	12 d_b(cm)
2	1/4"	3	40	30	8
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27

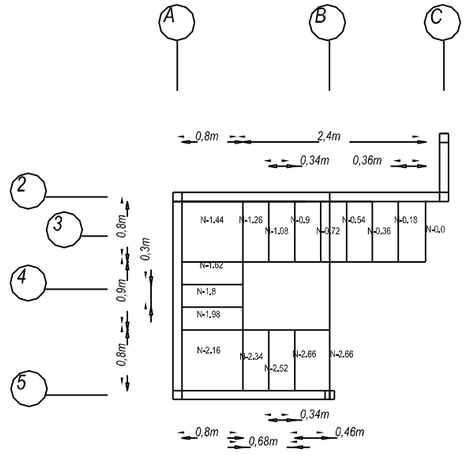


Simbol ogia:

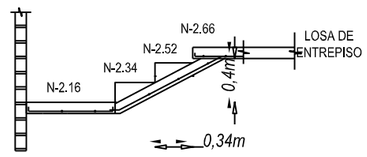
- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES
- VENTANA

NOTAS:

-Habra varillas del # 3 @ 30 cm en ambos sentidos del armado.
-El espesor de la rampa de concreto es de 10 cm.
-El espesor del descanso de la escalera es de 10 cm.



PLANTA DE ESCALERA



PERFIL DE ESCALERA
TRAMO III

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.
-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones están en metros.
-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.
-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.
-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± . 2cm.
-El tamaño maximo del agregado será de $^{3}/_{4}$"
-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.
-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTO:
Giovani García Hernández

PLANO:
LOSA DE AZOTEA

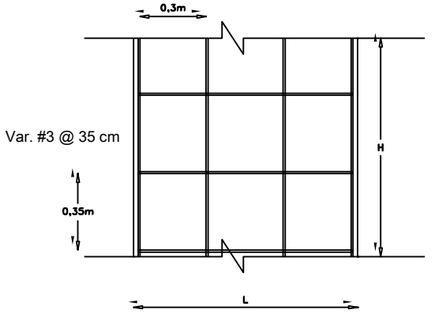
PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
ES-01

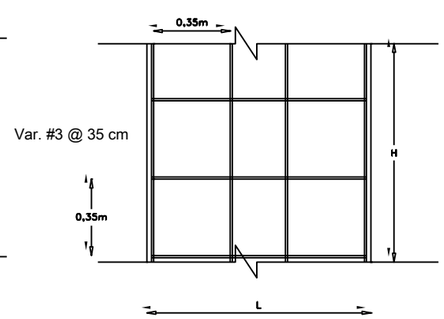
Var. #3 @ 30 cm



M-008

L = 1.04 m
H = 2.5 m
Espesor = 10 cm
f'c = 150 kg/cm²

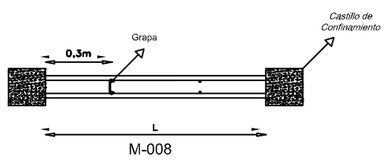
Var. #3 @ 35 cm



M-009

L = 1.88 m
H = 2.5 m
Espesor = 10 cm
f'c = 150 kg/cm²

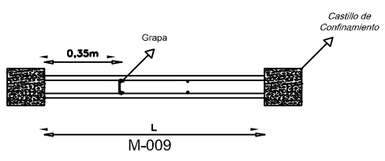
ALZADO



M-008

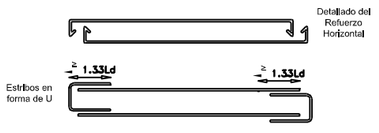
PLANTA

ALZADO



M-009

PLANTA



DETALLADO DE ARMADO

NOTAS:

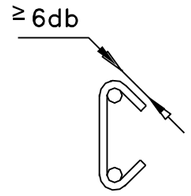
-Para el M-008 habra varillas del # 3 @ 30 cm para el armado vertical y para el armado horizontal habra varillas de #3 @ 35 cm.
-Para el M-009 habra varillas del # 3 @ 35 cm para el armado vertical y para el armado horizontal habra varillas de #3 @ 35 cm.
-El espesor del muro de concreto sera de 10 cm.
-El recubrimiento sera de 2 cm.
-Los estribos deben de rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 6 db de largo, ni menos de 8 cm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra logitudinal.
-Las especificaciones de los estribos indicados en este plano pueden utilizarze en el armado de las vigas y dalas.

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES para grapas, estribos y armado de muros

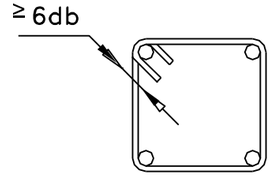
NUMERO	DIAMETRO	Ld (cm)	1.33 Ld (cm)	6 db(cm)
2	1/4"	30	40	4
2.5	5/16"	30	40	5
3	3/8"	30	40	6
4	1/2"	45	60	8
5	5/8"	70	93	10
6	3/4"	102	136	12
7	7/8"	137	182.21	14

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

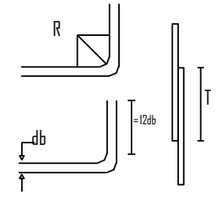
NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	ft (cm)	Tc(cm)	12db(cm)
2	1/4"	3	40	30	8
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27



Grapa



Estribo



Simbol ogia:

CASTILLO
D-00 DALAS
MUROS DIVISORIOS
MUROS DE CARGA
TRABES
VENTANA

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.
-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones están en metros.
-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm² como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm² para algunos castillos y f'c =250 kg/cm² para los castillos de dimencion alta.
-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm² como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.
-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± 2cm.
-El tamaño maximo del agregado será de $\frac{3}{4}$"
-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.
-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

PROYECTO:
Giovani García Hernández

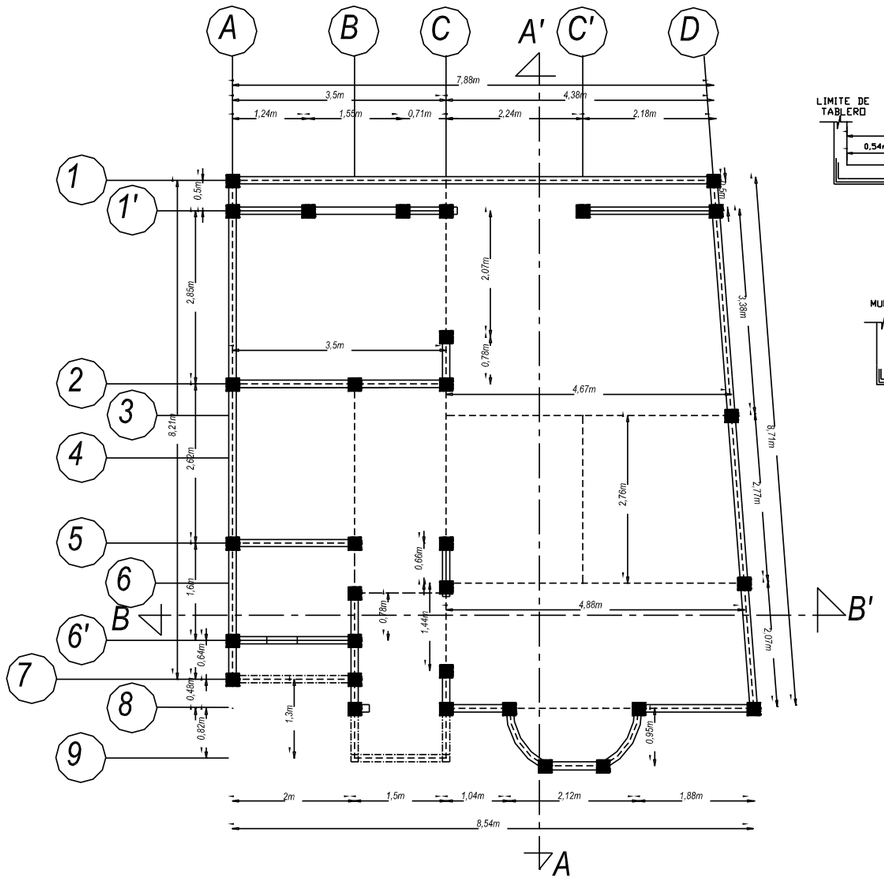
PLANO:
LOSA DE AZOTEA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

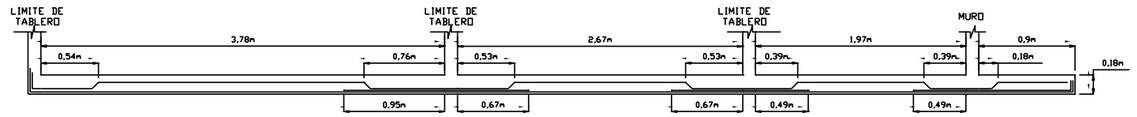
LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
M-01

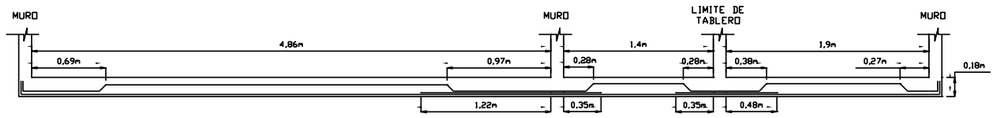


LOSA DE CIMENTACIÓN

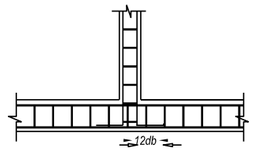
CORTE A'-A



CORTE B'-B



ANCLAJE



NOTAS:

-La referencia de limite de tablero se refiere a que en este extremo se colocara una dala o trabe de cerramiento.

-El anclaje del castillo a la losa de cimentacion se hara como se indico en el dibujo y para el castillo electrosoldado el enclaje y el traslape sera de 30 cm en lugar de 12db como en el dibujo, esta es una recomendacion del fabricante.

- Para el tablero semicircular se pueden optar por dos opciones:

1) Es tomar el tablero tal y como es semicircular

2) Es tomar el tablero totalmente como rectangular;

en ambos casos de deben de raspetar las pocisiones de los castillos de confinamiento; asi como su anclaje.

NOTAS:

-La ubicaion de los muros, puertas y ventanas las pueden encontrar en el plano arquitectonico.

-Se debera de colocar una dala en todo extremo horizontal del muro y en huecos del muro.

ACOTACIONES:

-Las acotaciones la podemos encontrar en metros.

-Las cotas rigen al dibujo.

mat er ial es:

-Se usara concreto con resistencia f'c = 150 kg/cm2 como minimo para dalas y f'c =150 kg/cm2 para algunos castillos y f'c =250 kg/cm2 para los castillos de dimencion alta.

-Se usara concreto con resistencia f'c = 250 kg/cm2 como minimo para la losas de entrepiso, azotea y trabes.

-El concreto se fabricara con un revenimiento de 12cm ± . 2cm.

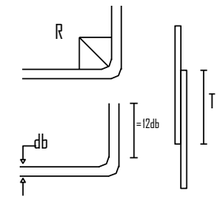
-El tamaño maximo del agregado será de $^{3}/_{4}$"

-Todas las barras llevaran dobleces y traslapes donde se requiera, de acuerdo a las indicaciones de la tabla de detalles.

-Se usara varilla con resistencia fy = 4200 kg/cm²

TABLA DE DOBLECES Y TRASLAPES

NUMERO	DIAMETRO	r (cm)	Tt (cm)	Tc(cm)	12 db(cm)
2	1/4"	3	40	30	9
2.5	5/16"	3	40	30	10
3	3/8"	4	40	30	12
4	1/2"	6	60	45	15
5	5/8"	7	94	70	20
6	3/4"	8	136	102	23
7	7/8"	10	182	137	27



Simbol ogia:

- CASTILLO
- D-00 DALAS
- MUROS DIVISORIOS
- MUROS DE CARGA
- TRABES DE CERRAMIENTO
- VENTANA

PROYECTO:
Giovani García Hernández

PLANO:
LOSA DE AZOTEA

PROPIETARIO:
Sra. Maria del Rosario Hernández Salas

ACOTACIONES:
Metros

LOCALIZACION:
Canario # 337
Col. Etnias de Mexico
Cd. Morelia

PLANO:
LC-01

9. CONCLUSIONES.

Se puede concluir que el análisis estructural de una casa, es necesario, dado que la exigencia en el diseño aumenta día a día, y por ello el analista debe de estar actualizado proporcionando soluciones óptimas, económicas y rápidas. Ya que el propietario es cada vez más exigente, por ello el estructurista debe de estar al pendiente de las necesidades tanto del cliente como del constructor, así mismo también de la estructura, tratando de dar el mejor rendimiento posible.

Como se vio en los planos el diseño de la casa es uno que fácilmente se podría encontrar en la calle, tal vez no con las mismas dimensiones, pero si con algunas características semejantes, tal como muros inclinados, muros curvos, además de cargas que ya no recaen sobre muros si no sobre trabes, además de un conjunto de trabes enlazadas entre sí, estas características son las que uno fácilmente podría ver en las calles, por ello el estructurista debe de adaptarse, olvidando que las casas son totalmente cuadradas, dado que esto es difícil de ver en las calles.

También se pudo ver en este trabajo, que el análisis de la casa habitación, se analizo también desde el punto de vista sísmico ya que también es necesario, y más en zonas propensas a sismos como es Morelia, por ello se tiene que revisar que los elementos que se proponen son los óptimos para resistir un sismo y que la gente que este habitando este inmueble pueda salir ilesa y estar a salvo. Ya que esto también es una obligación del que este diseñando, ya que no solo construimos por algo si no por alguien y es responsabilidad de quien este diseñando y construyendo el bienestar de sus habitantes.

En este trabajo se utilizo en gran parte del diseño, las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC-DF), ya que estas normas también sirven para tener no solo un marco de referencia desde el punto de vista constructivo si no también desde el punto de vista legal, dado que si por alguna razón la estructura llegara a fallar el diseñador es responsable de ello y por tanto tendrá que justificar sus diseños, para ellos se utilizan las NTC-DF.

Como se pudo observar en este trabajo y como se comento en el principio de este trabajo no se utilizaron programas de cómputo para el análisis de esta casa, tratando de darle a conocer al lector, que estos programas de computo no son totalmente necesarios, sino que también puede utilizar las formulas más básicas para encontrar las soluciones más optimas en el diseño. Con ello se quiere dar a conocer al lector que estos programas no son un fin sino un medio por el cual un analista de estructuras podría hacer su trabajo más rápido, además también de que estos programas son inútiles si el diseñador no conoce los conceptos más esenciales y si también no sabe interpretar los resultados.

10. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

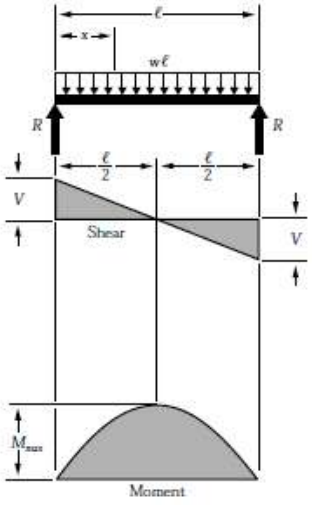
- Farías, A. R. (1984). Muros de carga sismo. Universidad autónoma de México. México 1984.
- Gómez, T. R. (1989). Manual complementario del reglamento de construcciones para el municipio de Guadalajara. Colegio de ingenieros civiles del estado de Jalisco, A.C. Guadalajara 1989.
- Tamez, G. E. (2001). Ingeniería de cimentaciones: conceptos básicos de la práctica. TGC Geotecnia S.A DE C.V. México 2001.
- Meli, P. R. (2010). Diseño estructural, segunda edición. Limusa. México 2010.
- González, C. O., Robles, F.V. F. (2006), Aspectos fundamentales del concreto reforzado, cuarta edición, Limusa, México 2006.
- González, S. E. (2013). Apuntes del curso diseño estructural de una casa habitación. Universidad Michoacana de San Nicolás De Hidalgo, facultad de ingeniería civil, México 2013.
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, Distrito Federal, México 2004.
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, Distrito Federal, México 2004.
- Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, Distrito Federal, México 2004.
- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Distrito Federal, México 2004.
- Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo, CFE, México 2008.
- Software PRODISIS v2, Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo, CFE, México 2008.

ANEXOS

ANEXO I

DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA CALCULO DE VIGAS SIMPLES.

Estas figuras mostradas a continuación fueron tomadas de (BEAM DESIGN FORMULAS WITH SHEAR AND MOMENT DIAGRAMS, American Forest & Paper Association, 2007).



$$R = V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{w\ell}{2}$$

$$V_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = w\left(\frac{\ell}{2} - x\right)$$

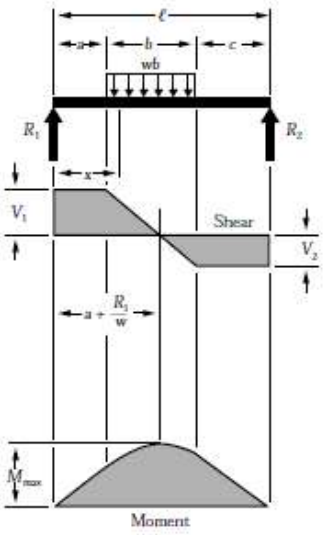
$$M_{max}\ \text{(at center)} \quad \ldots\ldots = \frac{w\ell^2}{8}$$

$$M_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{wx}{2}(\ell - x)$$

$$\Delta_{max}\ \text{(at center)} \quad \ldots\ldots = \frac{5w\ell^4}{384\,EI}$$

$$\Delta_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{wx}{24\,EI}(\ell^3 - 2\ell x^2 + x^3)$$

Figura A1 Viga simple; carga uniformemente distribuida.



$$R_1 = V_1\ (\text{max when } a < c) \quad \ldots = \frac{wb}{2\ell}(2c + b)$$

$$R_2 = V_2\ (\text{max when } a > c) \quad \ldots = \frac{wb}{2\ell}(2a + b)$$

$$V_x\ \left(\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)\right) \ldots = R_1 - w(x - a)$$

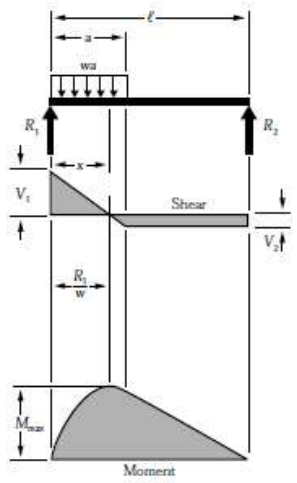
$$M_{max}\ \left(\text{at } x = a + \frac{R_1}{w}\right) \quad \ldots\ldots = R_1\left(a + \frac{R_1}{2w}\right)$$

$$M_x\ (\text{when } x < a) \quad \ldots\ldots\ldots = R_1 x$$

$$M_x\ \left(\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)\right) \ldots = R_1 x - \frac{w}{2}(x - a)^2$$

$$M_x\ \left(\text{when } x > (a + b)\right) \quad \ldots\ldots = R_2(\ell - x)$$

Figura A2 Viga simple; carga concentrada uniformemente distribuida.



$$R_1 = V_1 \quad \ldots\ldots\ldots = \frac{wa}{2\ell}(2\ell - a)$$

$$R_2 = V_2 \quad \ldots\ldots\ldots = \frac{wa^2}{2\ell}$$

$$V_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = R_1 - wx$$

$$M_{max}\left(\text{at } x = \frac{R_1}{w}\right) \quad \ldots\ldots = \frac{R_1^{\,2}}{2w}$$

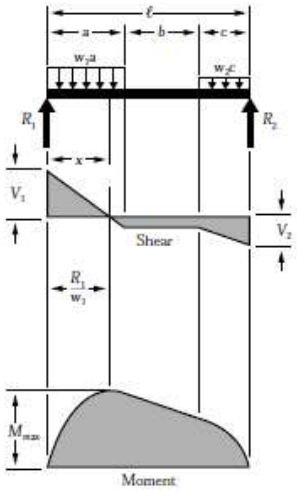
$$M_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = R_1 x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_x \text{ (when } x > a) \quad \ldots\ldots = R_2(\ell - x)$$

$$\Delta_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = \frac{wx}{24\,EI\ell}\left(a^2(2\ell - a)^2 - 2ax^2(2\ell - a) + \ell x^3\right)$$

$$\Delta_x \text{ (when } x > a) \quad \ldots\ldots = \frac{wa^2(\ell - x)}{24\,EI\ell}(4x\ell - 2x^2 - a^2)$$

Figura A3 Viga simple; carga concentrada en el extremo uniformemente distribuida.



$$R_1 = V_1 \quad \ldots\ldots\ldots = \frac{w_1a\,(2\ell - a) + w_2c^2}{2\ell}$$

$$R_2 = V_2 \quad \ldots\ldots\ldots = \frac{w_2c\,(2\ell - c) + w_1a^2}{2\ell}$$

$$V_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = R_1 - w_1x$$

$$V_x \left(\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)\right) \quad \ldots = R_1 - w_1a$$

$$V_x \left(\text{when } x > (a + b)\right) \quad \ldots\ldots = R_2 - w_2(\ell - x)$$

$$M_{max}\left(\text{at } x = \frac{R_1}{w_1} \text{ when } R_1 < w_1a\right) \quad \ldots = \frac{R_1^{\,2}}{2w_1}$$

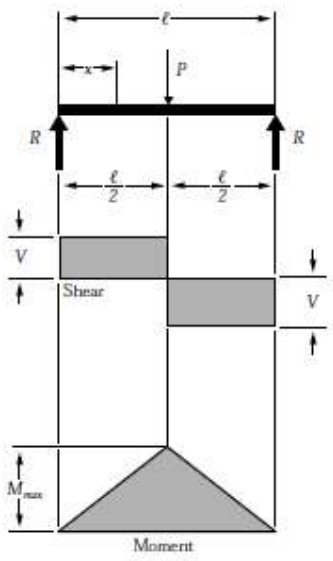
$$M_{max}\left(\text{at } x = \ell - \frac{R_2}{w_2} \text{ when } R_2 < w_2c\right) = \frac{R_2^{\,2}}{2w_2}$$

$$M_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = R_1x - \frac{w_1x^2}{2}$$

$$M_x \left(\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)\right) \quad \ldots = R_1x - \frac{w_1a}{2}(2x - a)$$

$$M_x \left(\text{when } x > (a + b)\right) \quad \ldots\ldots = R_2(\ell - x) - \frac{w_2(\ell - x)^2}{2}$$

Figura A4 Viga simple; carga concentrada en ambos extremos uniformemente distribuida.



$$R = V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{P}{2}$$

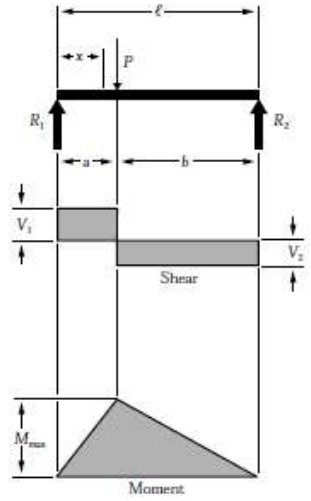
$$M_{max} \text{ (at point of load)} \quad \ldots\ldots = \frac{P\ell}{4}$$

$$M_x \left(\text{when } x < \frac{\ell}{2}\right) \quad \ldots\ldots = \frac{Px}{2}$$

$$\Delta_{max} \text{ (at point of load)} \ldots\ldots = \frac{P\ell^3}{48EI}$$

$$\Delta_x \left(\text{when } x < \frac{\ell}{2}\right) \quad \ldots\ldots = \frac{Px}{48EI}(3\ell^2 - 4x^2)$$

Figura A5 Viga simple; carga concentrada en el centro.



$$R_1 = V_1 \text{ (max when } a < b) \quad \ldots\ldots = \frac{Pb}{\ell}$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max when } a > b) \quad \ldots\ldots = \frac{Pa}{\ell}$$

$$M_{max} \text{ (at point of load)} \quad \ldots\ldots = \frac{Pab}{\ell}$$

$$M_x \text{ (when } x < b) \quad \ldots\ldots = \frac{Pbx}{\ell}$$

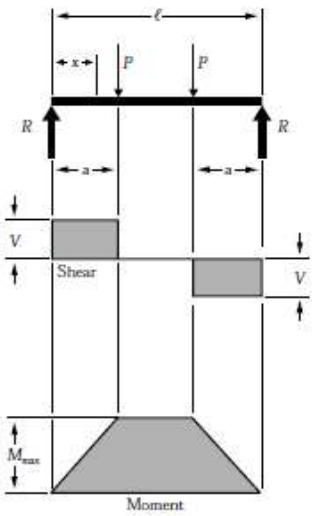
$$\Delta_{max} \left(\text{at } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ when } a > b\right) \ldots = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI\ell}$$

$$\Delta_a \text{ (at point of load)} \quad \ldots\ldots = \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$$

$$\Delta_x \text{ (when } x < a) \quad \ldots\ldots = \frac{Pbx}{6EI\ell}(\ell^2 - b^2 - x^2)$$

$$\Delta_x \text{ (when } x > a) \quad \ldots\ldots = \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell}(2\ell x - x^2 - a^2)$$

Figura A6 Viga simple; carga concentrada en un punto cualquiera.



$R = V \quad = P$

M_{max} (between loads) $= Pa$

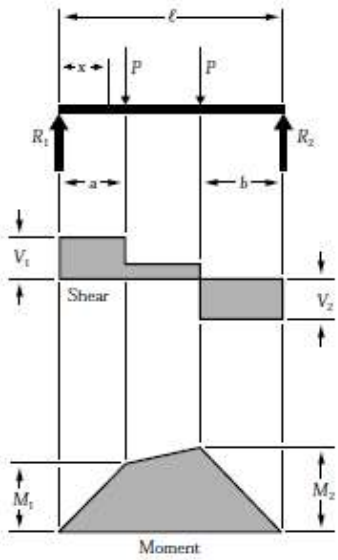
M_x (when $x < a$) $= Px$

Δ_{max} (at center) $= \frac{Pa}{24EI}(3\ell^2 - 4a^2)$

Δ_x (when $x < a$) $= \frac{Px}{6EI}(3\ell a - 3a^2 - x^2)$

Δ_x (when $x > a$ and $< (\ell - a)$) $= \frac{Pa}{6EI}(3\ell x - 3x^2 - a^2)$

Figura A7 Viga simple; dos cargas concentradas de igual magnitud a un distancia igual.



$R_1 = V_1$ (max when $a < b$) $= \frac{P}{\ell}(\ell - a + b)$

$R_2 = V_2$ (max when $a > b$) $= \frac{P}{\ell}(\ell - b + a)$

V_x (when $x > a$ and $< (\ell - b)$) $= \frac{P}{\ell}(b - a)$

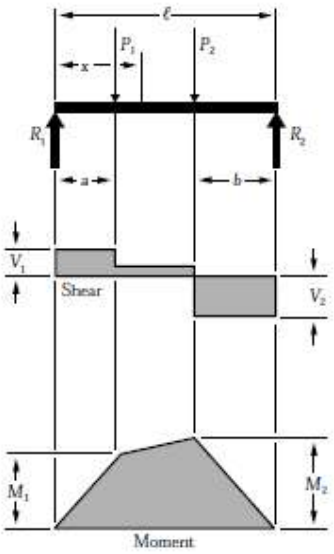
M_1 (max when $a > b$) $= R_1 a$

M_2 (max when $a < b$) $= R_2 b$

M_x (when $x < a$) $= R_1 x$

M_x (when $x > a$ and $< (\ell - b)$) $= R_1 x - P(x - a)$

Figura A8 Viga simple; dos cargas concentradas de igual magnitud a un distancia diferente.



$$R_1 = V_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{P_1(\ell - a) + P_2 b}{\ell}$$

$$R_2 = V_2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{P_1 a + P_2(\ell - b)}{\ell}$$

$$V_x \left(\text{when } x > a \text{ and } < (\ell - b)\right) \ldots = R_1 - P_1$$

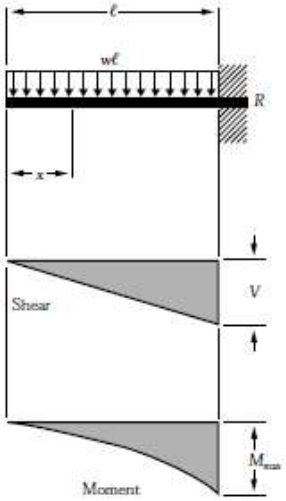
$$M_1 \text{ (max when } R_1 < P_1) \ldots\ldots = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (max when } R_2 < P_2) \ldots\ldots = R_2 b$$

$$M_x \text{ (when } x < a) \ldots\ldots = R_1 x$$

$$M_x \left(\text{when } x > a \text{ and } < (\ell - b)\right) \ldots = R_1 x - P_1(x - a)$$

Figura A9 Viga simple; dos cargas concentradas de diferente magnitud a un distancia diferente.



$$R = V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = w\ell$$

$$V_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = wx$$

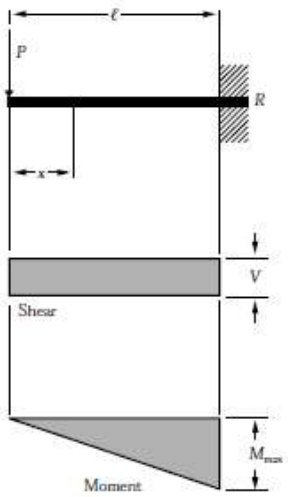
$$M_{max} \text{ (at fixed end)} \ldots\ldots = \frac{w\ell^2}{2}$$

$$M_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{wx^2}{2}$$

$$\Delta_{max} \text{ (at free end)} \ldots\ldots = \frac{w\ell^4}{8EI}$$

$$\Delta_x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{w}{24EI}(x^4 - 4\ell^3 x + 3\ell^4)$$

Figura A10 Viga en voladizo; carga uniformemente distribuida.



$$R = V \quad = P$$

$$M_{max} \text{ (at fixed end)} \quad = P\ell$$

$$M_x \quad = Px$$

$$\Delta_{max} \text{ (at free end)} \quad = \frac{P\ell^3}{3EI}$$

$$\Delta_x \quad = \frac{P}{6EI}(2\ell^3 - 3\ell^2 x + x^3)$$

Figura A11 Viga en voladizo; carga puntual en el extremo de la viga.

ANEXO II

CORTES, DOBLECES Y TRASLAPES

a) Longitud de desarrollo: Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ecuación 11.1 , por el factor o los factores indicados en la (NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 2004,sección 5.1.2, Tabla 5.1).

$$L_{db} = \frac{(a_s) fy}{3(c+K_{tr})\sqrt{f'c}} \geq 0.11 \frac{d_b (fy)}{\sqrt{f'c}} \qquad (11.1)$$

Donde:

a_s = área transversal de la barra;

d_b = diámetro nominal de la barra;

c = separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

1.- distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;

2.- la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} = por sencillez en el diseño, se permite suponer K_{tr} = 0, aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d, de cada barra que se forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d.

b) Barras con dobleces a tensión

Se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 o 180 grados, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados. La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica por la ecuación 11.2.

$$\frac{0.076(d_b) fy}{\sqrt{f'c}} \qquad (11.2)$$

Por el factor o los factores de la (NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 2004, sección 5.1.2.2, Tabla 5.2); que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8d_b$.

c) Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se consideran efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

d) Anclaje del refuerzo transversal

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo, ni menos de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la (NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 2004, sección 5.5).

e) Dobleces del refuerzo

El radio interior (R) de un doblez no será menor que $\frac{fy}{(60)\sqrt{f'c}}$ veces el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella.

f) Traslape a tensión

La longitud de un traslape, T_T, no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d, ni menor que (0.01 fy – 6) veces el diámetro de la barra.

g) Traslape a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada, T_C, no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, ni que (0.01 fy -10) veces el diámetro de la barra.

Enseguida se presenta una tabla donde se muestra las propiedades correspondientes a cada caso para la varilla.

Tabla 11 Tabla de de dobleces y traslapes.

No. Var	Diámetro Varilla	a_s	(a) L_{db}- Rectas a tensión	L_d	(b) L_{db}- Dobleces a tensión	(c) L_{db}-Barras a compresión	12 d_b	6 d_b	(e) R	(f) T_T	(g) T_C
Pulg.	cm	cm^2	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
¼ "	0.64	0.32	15	30	15	20	8	8	3	40	30
5/16 "	0.79	0.49	18	30	16	20	10	8	3	40	30
3/8"	0.95	0.71	22	30	20	20	12	8	4	40	30
½ "	1.27	1.27	45	45	26	27	15	8	6	60	45
5/8 "	1.59	1.99	70	70	32	42	20	10	7	94	70
¾ "	1.91	2.87	102	102	39	61	23	12	8	136	102
7/8 "	2.22	3.87	137	137	45	82	27	14	10	182	137

ANEXO III

DIAGRAMA DE FLUJO PARA SELECCIÓN DE ANÁLISIS SÍSMICO.

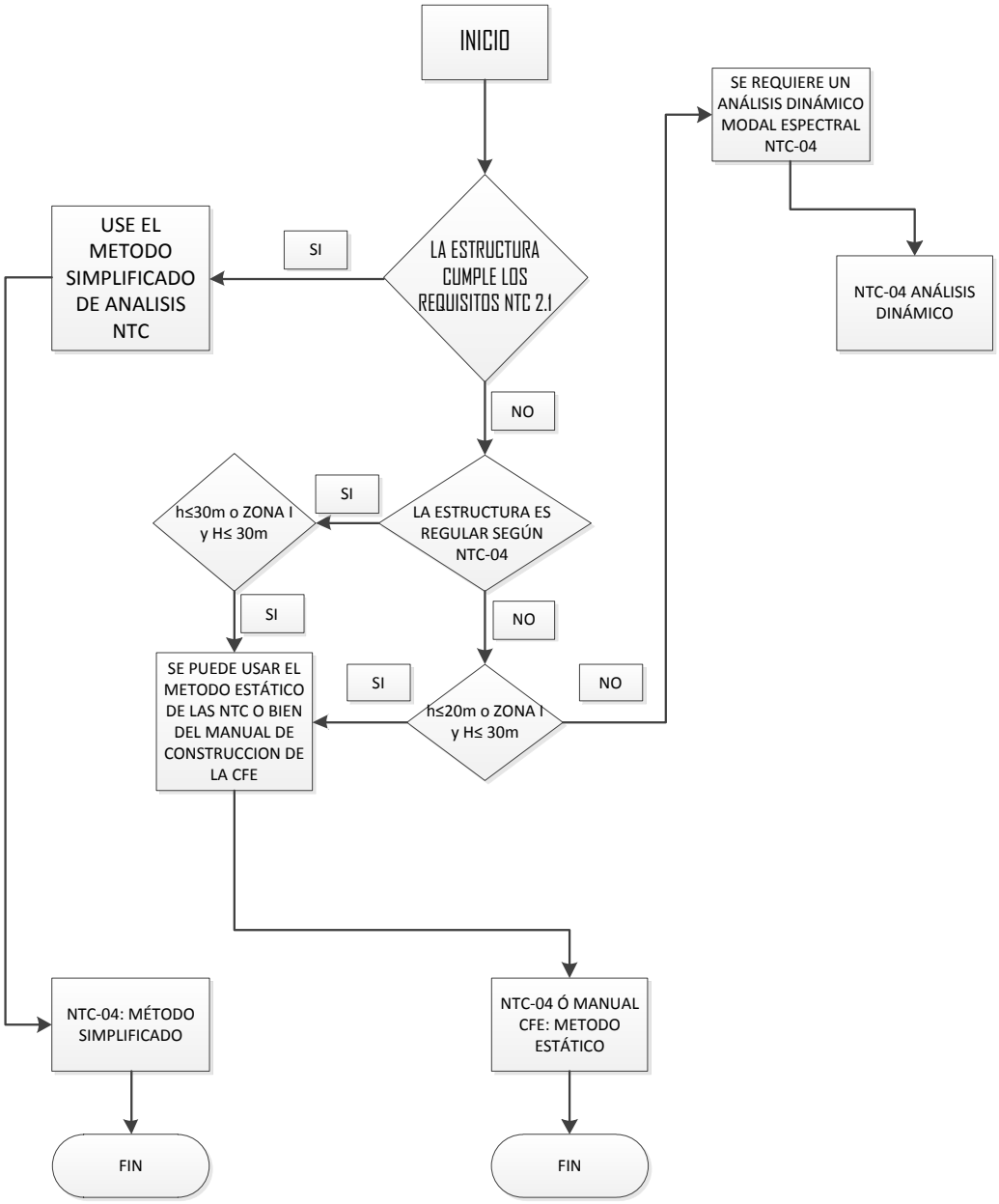


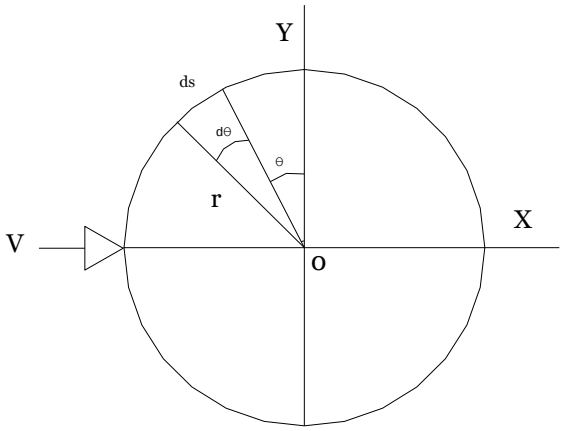
Figura 12 Diagrama de flujo para seleccionar el método de análisis sísmico.

ANEXO IV

ESTUDIO DEL SISMO EN ESTRUCTURAS DE MURO DE CARGA CIRCULARES O CURVOS.

Ya que tan solo las longitudes de muro, paralelas a la acción de la fuerza sísmica, son resistentes a dicha fuerza, tendremos, que considerando una estructura de planta circular de muros de carga, con radio r, observamos:

$$ds = r * dq$$



La longitud resistente total de los muros será igual a:

$$L_r = 4\int_{\frac{p}{2}}^{0} ds \sin q = 4\int_{\frac{p}{2}}^{0} \sin q (r\,dq)$$

$$L_r = 4r\int_{\frac{p}{2}}^{0} \sin q\, dq$$

Integrando:

$$L_r = 4r\left(\cos q\right)_{\frac{p}{2}}^{0} = 4r\left(\cos 0^{\circ} - \cos 90^{\circ}\right)$$

$$L_r = 4r(1.00 - 0) = 4r(1.00) = 4r$$

Luego, la longitud resistente a la fuerza sísmica V, será igual a cuatro veces el radio, o sea igual a la proyección, de los cuatro arcos de 90º que forman la circunferencia, sobre el diámetro paralelo a la acción de la fuerza V.

Como en la práctica constructiva, no es posible tener muros curvos resistentes a la acción sísmica, serán las proyecciones de los arcos macizos de los muros, sobre la línea de dirección de la fuerza sísmica.

Consideremos una estructura de planta circular, de muros de carga con espesor de t=20cm, con altura igual a 4.00 metros y con la dimensiones y distribución de vanos que se indican en la figura de la página siguiente.

Datos:

Altura H = 4.00 m = 400 cm

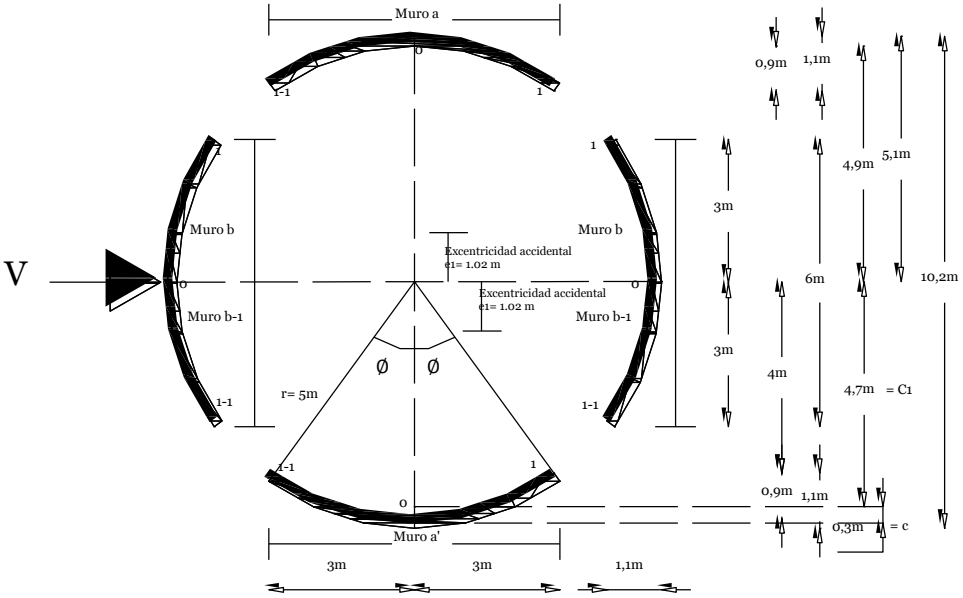
Espesor t = 0.20 m = 20 cm

Longitudes resistentes de los muros en el sentido x: L_a=6.00m=600cm , $L_{a'}$=6.00m=600cm , $L_{b_{1-0}}$=1.10m=110cm ,

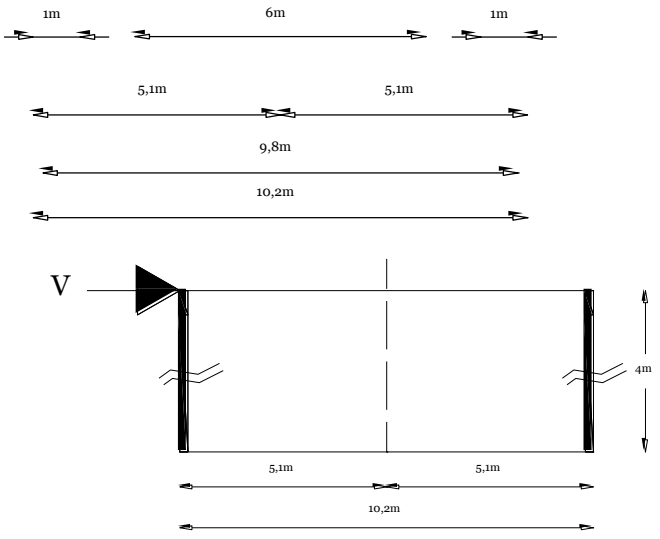
$L_{b_{1-0}}$=1.10m=110cm , $L_{b'_{1-0}}$=1.10m=110cm , $L_{b_{1-0}}$=1.10m=110cm , $\text{Æ} = \arccos\frac{4m}{5m} = \arccos 0.8 = 36°87$.

Suponiendo una fuerza sísmica de

V= 40 ton = 40,000 kg



PLANTA



CORTE

DATOS:

f = 36°87 = 0.6435 radianes

r=5.0 metros

t=0.20 metros (espesor de los muros)

h=4.00 metros (altura de los muros)

1) Acción de la fuerza sísmica V, en sentido x

   a. Áreas resistentes efectivas de los muros a la fuerza V:

      Cortante directo:

$$\text{Muro a} = 6.00\,m\,(0.20m) = 1.20\,m^2$$

$$\text{Muro a}' = 6.00\,m\,(0.20m) = 1.20\,m^2$$

El muro B, se divide en dos partes iguales: El tramo $b_{0\text{-}1}$ y el tramo $b_{0\text{-}1_1}$ El muro B', se divide también en dos partes iguales: $b'_{0\text{-}1}$ y $b'_{0\text{-}1_1}$

Las áreas resistentes efectivas de los muros B y B' a la fuerza V (sentido x), cortante directo, son:

$$\text{Muro B} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tramo } b_{0\text{-}1} = 1.00m\,(0.20m) = 0.20m^2 \\ \text{Tramo } b_{0\text{-}1_1} = 1.00m\,(0.20m) = 0.20m^2 \end{array} \right\} \quad \text{Total} = 0.40m^2$$

$$\text{Muro B}' \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tramo } b'_{0\text{-}1} = 1.00m\,(0.20m) = 0.20m^2 \\ \text{Tramo } b'_{0\text{-}1_1} = 1.00m\,(0.20m) = 0.20m^2 \end{array} \right\} \quad \text{Total} = 0.40m^2$$

   b. Áreas resistentes de los muros a fuerzas cortantes tangenciales producidas por momentos torsionales, estas fuerzas se presentan siempre perpendiculares a un radio r.

$$\text{Muro a} = \text{Muro a}' = \text{Muro B} = \text{Muro B}' = 2Ært = 2\,(0.6435\,\text{radianes})(5.00m)(0.20m)$$

$$\text{Muro a} = \text{Muro a}' = \text{Muro b} = \text{Muro B}' = 2Ært = 6.435m\,(0.20m) = 1.287m^2$$

c. Posición de los ejes centroidales de los muros:

Muros a y a':

$r=5.00m$

$\text{Æ}=0.6335$ radianes

$$c=r\left(1-\frac{\sin \text{Æ}}{\text{Æ}}\right)$$

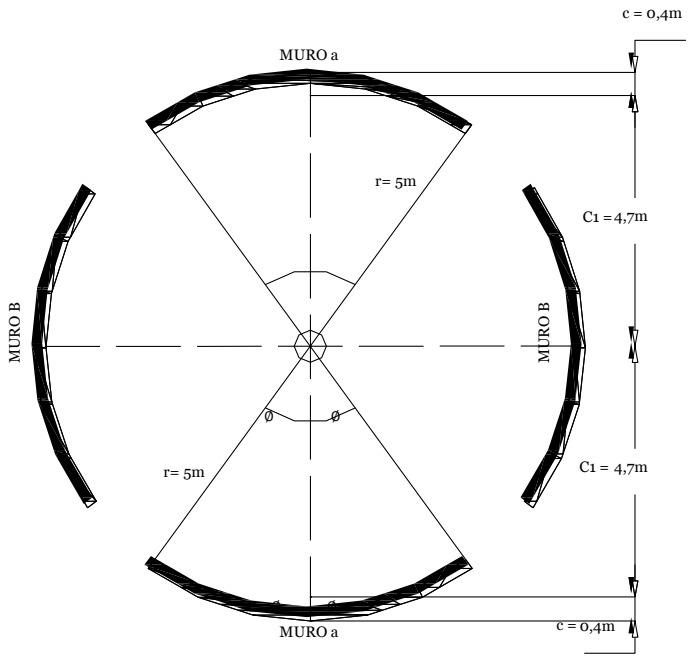
$$c=5.00m\left(1-\frac{\sin 36^{o}87'}{0.6435}\right)$$

$$c=5.00m\left(1-\frac{0.6000}{0.6435}\right)=5.00m(1-0.9324)$$

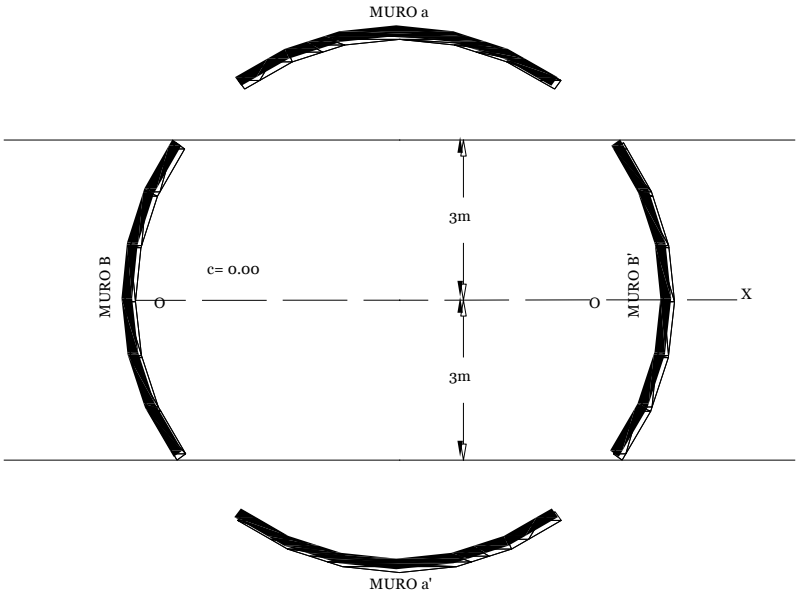
$$c=5.00m(0.0676)$$

$$c=0.338m$$

$$c_1=5.00m-0.338m=4.662m$$



Muros B y B'; secciones $\left(b_{0\text{-}1}, b_{0\text{-}1_i}\right)$, $\left(b'_{0\text{-}1}\ y b'_{0\text{-}1_i}\right)$. Centroíde de los muros B y B' con respecto al eje 0X; c=0.00m



d. Rigidez de los muros:

$$R=\frac{Et}{\frac{10}{3}\left(\frac{h}{t}\right)^3+4\left(\frac{h}{t}\right)^3}$$

Rigideces de los muros en el sentido x (a cortante directo V). Muros a y a': tomando $E=7600\frac{kg}{cm^2}$.

$$R_a=R_{a'}=\frac{7600\frac{kg}{cm^2}[20\,cm]}{\frac{10}{3}\left(\frac{400\,cm}{600\,cm}\right)^3+4\left(\frac{400\,cm}{600\,cm}\right)^3}=\frac{152000\frac{kg}{cm}}{2.2222+1.1852}$$

$$R_a=R_{a'}=\frac{152000}{3.4074}=44608.792\frac{kg}{cm}$$

$$R_a=R_{a'}=4460.88\frac{ton}{m}$$

Muros B y B': secciones $\left(b_{0\text{-}1}, b_{0\text{-}1_i}\right),\left(b'_{0\text{-}1}\ y b'_{0\text{-}1_i}\right)=(1.00+1.00m)=2.00m=200cm$.

$$R_B=R_{B'}=\frac{7600\frac{kg}{cm^2}[20\,cm]}{\frac{10}{3}\left(\frac{400\,cm}{200\,cm}\right)^3+4\left(\frac{400\,cm}{200\,cm}\right)^3}=\frac{152000\frac{kg}{cm}}{6.667+32.00}$$

$$R_B=R_{B'}=\frac{152000\frac{kg}{cm}}{38.6667}=3931.03\frac{kg}{cm}=393.10\frac{ton}{m}$$

Rigideces de los muros ante fuer cortantes tangenciales producidas por momentos torsionantes, estas fuerzas se presentan siempre perpendiculares a un radio r.

Muros a, a', B Y B':

Longitud arcos $a, a', B y B'=2\text{Æ}r=2(0.6435\,radianes)(5.00m)=6.435m$.

$$R_a=R_{a'}=R_B=R_{B'}=\frac{7600\frac{kg}{cm^2}[20\,cm]}{\frac{10}{3}\left(\frac{400\,cm}{643.5\,cm}\right)^3+4\left(\frac{400\,cm}{643.5\,cm}\right)^3}=\frac{152000\frac{kg}{cm}}{2.0720+0.9607}$$

$$R_a = R_{a'} = R_B = R_{B'} = \frac{152000 \frac{kg}{cm}}{3.0327} = 50120.354 \frac{kg}{cm} = 5012.04 \frac{ton}{m}$$

2) Calculo de los cortantes sísmicos directos, por torsión y totales.

Empleamos las formulas de la pagina 75 (Farías, 1984). En nuestro caso, por simetría estructural, los efectos de V_x son iguales a los de V_y. Tenemos, para cortante, muros en sentido X (acción de V_x)= cortante, muros en sentido Y (acción de V_y):

$$V_{Tot_x} = V_{Tot_y} = \frac{R_{ix}}{S R_{ix}} V_x + \frac{R_{ix} y_{it}}{S R_{ix} y_{it}^2 + S R_{iy} x_{it}^2} M_{T_x}$$

Y para efectos de torsión con V, en cualquier dirección:

$$V_x = V_y = \frac{R_{ix} y_{it}}{2S R_{ix} y_{it}^2} M_{T_y} + \frac{R_{ix} y_{it}}{2S R_{iy} x_{it}^2} M_{T_x}$$

3) Calculo de las excentricidades.

Por simetría estructural, las excentricidades e_s, son iguales a cero, pero aplicando lo estipulado en el reglamento de construcciones vigente, para el D.F. (artículo 240, inciso VI, Capitulo XXXVII), tendremos para excentricidad accidental:

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b = 1.5(0) + 0.1(10.20m) = 0 + 1.02m = 1.02m$$

$$e_2 = e_s - 0.1b = 0 + 0.1(10.20m) = 0 - 1.02m = 1.02m$$

4) Calculo del momento de torsión.
Hemos supuesto una fuerza sísmica V=40,000 kg; página 127 (Farías, 1984).

$$M_{T_1} = V_{e1} = 40\,ton(1.02m) = 40.8\,ton\text{-}m$$

$$M_{T_2} = V_{e2} = 40\,ton(-1.02m) = -40.8\,ton\text{-}m$$

Por simetría estructural podemos utilizar cualquiera de los dos momentos torsionantes. Tomamos M_{TI}= 40.8 ton-m.

5) Para controlar mejor las operaciones y los cálculos, formamos la tabla de las páginas 134, 135 y 136 (Farías, 1984).

Descripción de la tabla:

Columna 1) Contiene la simbología de los muros.
Columna 2) Contiene las longitudes resistentes efectivas de los muros, para cortante directo, en sentido x igual para sentido y, por simetría.
Columna 3) Contiene las longitudes resistentes de los muros, para efectos de torsión.
Columna 4) Contiene el espesor de los muros.
Columna 5) Contiene las áreas resistentes efectivas de los muros, para cortante directo, en sentido x. Se

obtiene multiplicando la columna 2 por la 4. (Por simetría, resulta igual para sentido y).

Columna 6) Contiene las areas resistentes de los muros para efectos de torsion. Se obtiene multiplicando la columna 3 por la 4.

Columna 7) Contiene las rigideces de los muros en el sentido x, por cortante directo.(por simetria, resulta igual para el sentido y).

Columna 8) Contiene las rigideces de los muros para efectos de torsion.

Columna 9) Contiene las distancias de los centroides de los muros, al eje de referencia escogido, en nuestro caso, al eje centroidal del muro a', paralelo a la direccion OX.

Así tenemos:

$$\text{muro a}=4.662\text{m}(2)=9.324\text{m}$$

$$\text{muro a}'=0.00\text{m.(eje de refencia)}$$

$$\text{muro B}=4.662\text{m}+0.00\text{m}=4.662\text{m}$$

$$\text{muro B}'=4.662\text{m}-0.00\text{m}=4.662\text{m}$$

Columna 10) Contiene los productos de las rigideces de los muros en sentido x, en cortante directo, por las distancias encontradas en la columna 9. Se obtiene pues, multiplicando la columna 7 por la 9.

Columna 11) Contiene los productos de las rigideces de los muros para efectos de torsion, por las distancias encontradas en la columna 9. Se obtiene pues, multiplicando la columna 8 por la 9.

Columna 12) Contiene las distancias de los centroides de los muros al eje de rigidez a cortante directo, dicho eje se obtiene como el cociente de dividir la suma de la columna 10, entre la suma de la columna 7, esto es:

$$\frac{45262.45}{9707.96}=4.662\text{m}$$

Que es la posicion del eje de rigidez respectoal eje centroidal del muro a'. como puede verse, el eje de rigidez, OX.

Columna 13) Contiene las distancias de los centroides de los muros al eje de rigidez a torsion, dicho eje se obtiene como el cociente de dividir la suma de la columna 11 entre la suma de la columna 8, esto es:

$$\frac{93464.52}{20048.16}=\ 4.662m$$

Que es la posicion del eje de rigidez respecto al eje centroidal del muro a'. como puede verse, el eje de rigidez en torsion coincide con el eje de rigidez en cortante. Ambos coinciden con el diametro OX. En la columna 13, se indican las distancias de los centroides de los muros a, a', B y B', a dicho eje de rigidez, OX.

Columna 14) Contiene los productos $R_{ix}y_{it}$, para efectos de cortante directo. Se obtienen multiplicando la columna 7 por la 12.

Columna 15) Contiene los productos $R_{ix}y_{it}$, para efectos de torsion. Se obtiene multiplicando la columna 8 por la 13.

Columna 16) Contiene las cantidades $R_{ix}y^2_{it}$ para efectos de cortante directo. Se obtienen multiplicando la columna 14 por la 12.

Columna 17) Contiene las cantidades $R_{ix}y^2_{it}$, para efectos de torsion. Se obtienen multiplicando la columna 15 por la 13.

Columna 18) Contiene las fuerzas cortantes.

Columna 18a) Contiene las fuerzas cortantes por cortante directo. Se obtiene dividiendo las rigideces de los muros en cortante directo (columna 7), entre la suma de todas las rigideces de los muros en cortante directo (columna 7) y multiplicando el resultado por la fuerza cortante total V_x. En nuestro caso V_x = 40 ton-m.

Columna 18c) Contiene las fuerzas cortantes totales, sumándose los cortantes directos y los de torsión. Se obtienen sumando algrebráicamente las columnas 18ª y 18b.

Columna19) Contiene los esfuerzos cortantes unitarios totales en los muros, por efectos de V_x.

Columna 19a) Contiene los esfuerzos cortantes unitarios en los muros, por efectos de V_x, dados en ton/m^2. Se obtienen dividiendo la columna 18c entre la columna 5. (areas efectivas de los muros, para cortante directo)

Columna 19b) Contiene los esfuerzos totales unitarios en los muros, por efectos de V_x, expresados en kg/cm^2. Se obtienen dividiendo entre diez la columna 19a.

Columna 20) Contiene las fuerzas cortantes por torsion en los muros de sentidos x por efectos de V_y. Se obtienen dividiendo las cantidades individuales de la columna 15. Entre el doble de la suma de la columna 17 y multiplicando el resultado por el momento torsionante M_{Ty}. En nuestro caso $M_{Ty} = M_{Tx}$ = 40.8 ton-m.

Columna 21) Contiene los esfuerzos unitarios en los muros de sentido x, por efecto de V_y.

Columna 21a) Contiene los esfuerzos unitarios en los muros de sentido x, por efecto de V_y, expresados en ton/m^2. Se obtienen dividiendo la columna 20 entre la 6. (Areas efectivas de los muros para efectos de torsión).

Columna 21b) Contiene los esfuerzos unitarios en los muros de sentido x, por efectos de V_y, expresados en kg/cm^2. Se obtienen dividiendo la columna 21a, entre 10.

Sismo en sentido x. tenemos que:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Muro	Longitud efectiva cortante directo (m)	Longitud para torsión (m)	Espesor (m)	Área efectiva para cortante directo (m^2)	Área para cortante por torsión (m^2)	Rigidez por cortante directo (ton/m)	Rigidez por torsión (ton/m)	$y_{a'}$ distancia al eje centroidal de muro a' (m)	$R_{ix}y_{a'}$ por cortante directo (ton)
a	6.00	6.435	0.20	1.20	1.287	4460.88	5012.04	9.324	41593.25
a'	6.00	6.435	0.20	1.20	1.287	4460.88	5012.04	0.000	0.000
B	2.00	6.435	0.20	0.40	1.287	393.10	5012.04	4.662	1834.60
B'	2.00	6.435	0.20	0.40	1.287	393.10	5012.04	4.662	1834.60
Suma =				3.20	5.148	9707.96	20048.16		45262.45
2Σ =									

NOTA: Para sismo en sentido y, por simetría estructural, los datos correspondientes a los muros a y a', quedan para los muros B y B', respectivamente. Los datos para los muros B y B' quedan para los muros a y a', respectivamente.

11	12	13	14	15	16	17	18			19	
$R_{ix}y_{a'}$ torsión (ton)	y_{it} posición del eje de rigidez por cor. dir. (m)	y_{it} posición del eje de rigidez por torsión (m)	$R_{ix}y_{it}$ por cortante directo (ton)	$R_{ix}y_{it}$ por torsión (ton)	$R_{ix}y^2_{it}$ por cortante directo (ton-m)	$R_{ix}y^2_{it}$ por torsión (ton-m)	Efectos V_x			Esfuerzos totales de V_x	
							(a) directo (ton)	(b) torsión (ton)	(c) total (ton)	(a) (ton/m^2)	(b) (kg/cm^2)
46732.26	4.662	4.662	20796.6	23336.1	96953.84	108932.8	18.38	2.19	20.57	17.14	1.71
0.000	-4.662	-4.662	-20796.6	-23366.1	96953.84	108932.8	18.38	-2.19	16.19	13.49	1.35
23366.13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.62	0.000	1.62	4.05	0.41
23366.13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.62	0.000	1.62	4.05	0.41
93464.5					193907.6	217865.7	40.000	0.000	40.000		
					387815.3	435731.5					

20	21	
Efectos de V_y torsión (ton)	Esfuerzos de efectos de V_v	
	(a) (ton/m^2)	(b) (kg/cm^2)
2.19	1.70	0.17
2.19	1.70	0.17

El cortante sísmico máximo se presentara en el muro a, con un valor de 1.71 kg/cm^2 (columna 19b del cuadro) cuando actúe el cortante V_x = 40 ton, en el sentido x, con una excentricidad e_1 = +1.02m. (Figura a).

El cortante sísmico máximo se presentara en el muro a', con un valor de -1.71 kg/cm^2, cuando actúe el cortante $-V_x$ = -40 ton, en el sentido –x, con una excentricidad e_2 = -1.02m. (Figura b).

El cortante sísmico se presentara en el muro B, con el valor de -1.71kg/cm^2, cuando actúe el cortante $-V_y = -V_x$ = -40 ton, en el sentido –y con una excentricidad e_2 = -1.02 (figura c).

El cortante sísmico se presentara en el muro B', con un valor de 1.71 kg/cm^2, cuando actúe el cortante $V_y = V_x$ = 40 ton, en sentido y, con una excentricidad e_1 = +1.02 (figura d).

Vimos en la página 95 (Farías, 1984) que:

$$V_R = F_R\left(0.5V^* A_T + 0.3P\right)$$

$$F_R = 0.6$$

$$V^* = 3.49\frac{kg}{cm^2}$$

Y tenemos que en nuestro caso: $A_T = 600cm\left(20cm\right) = 12000cm^2$

P, carga vertical que actúa sobre el muro. Sin multiplicar por el factor de carga. Suponiendo P=55000 kg, incluyendo el peso propio del muro, tenemos aplicando valores:

$$V_R = 0.6\left(0.5\left(3.49\right)\left(12000\right)+0.3\left(55000\right)\right)$$

$$V_R = 0.6\left(20940+16500\right)$$

$$V_R = 0.6\left(37440\right)=22464kg=22.46ton$$

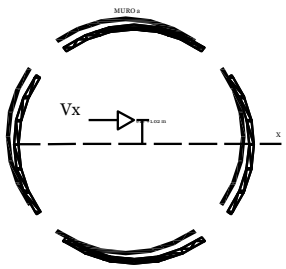


Figura a.

En el cuadro de las páginas 134 a 136 vemos que para el muro a: (columna 18c); 20.57 ton < 22.46 ton, luego el muro a resistente holgadamente. Para la revisión de los muros por momento de volteo, resistencia a carga vertical y desplazamiento horizontales, se siguen los pasos similares a los utilizados en el ejemplo de aplicación de las páginas 96 a 108 (Farías, 1984).

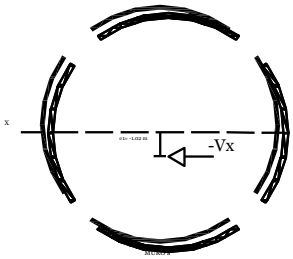


Figura b.

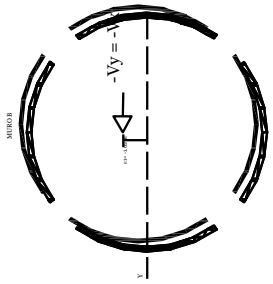


Figura c.

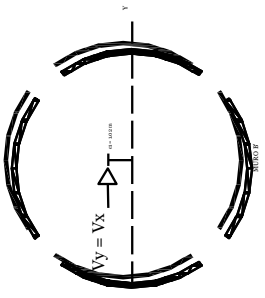


Figura d.