

UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.
Incorporación No. 8727 – 15 A la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL HOTEL VICTORIA
UBICADO EN LA CIUDAD DE TEPIC, NAYARIT.**

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

**VIANEY CRISTINA CASTELLANOS DE LA CRUZ
RAFAEL PAZ SÁNCHEZ**

ASESOR:

M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

URUAPAN, MICHOACÁN, 2008



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

Antecedente	1
Planteamiento del Problema	2
Objetivos	2
Pregunta de Investigación	3
Justificación	3
Delimitación	4
Marco de Referencia	5

CAPITULO 1

CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1. Objetivos del Diseño Estructural	7
1.2. Procesos del Diseño estructural	8
1.2.1. Estructuración	8
1.2.2. Análisis	9
1.2.3. Dimensionamiento	11
1.3. Herramientas del Diseño Estructural	14
1.4. Seguridad Estructural	16
1.4.1. Estado Límite de Falla	17
1.4.2. Estado Límite de Servicio	17
1.5. Criterios de Reglamentarios de Diseño Estructural	17
1.6. Reglamentos de Diseño	18

CAPITULO 2

ACCIONES DE LAS ESTRUCTURAS

2.1. Acciones Permanentes	21
2.1.1. Cargas Muertas	21
2.1.2. Peso Muerto de Losas de Concreto	22
2.1.3. Empujes Estáticos de Tierras y Líquidos	23
2.1.4. Desplazamientos Impuestos a la Estructura	23

2.2. Acciones Variables	24
2.2.1. Cargas Vivas	24
2.2.2. Cargas Vivas Transitorias	25
2.2.3. Cambios de Uso	26
2.3. Acciones Accidentales	26
2.3.1. Sismo	27
2.3.1.1. Origen de los Sismos	28
2.3.1.2. Sismicidad y Peligro Sísmico	33
2.3.1.3. Efectos del Sismo en las Estructuras	37
2.3.2. Viento	41
2.4. Combinación de Acciones	42
2.5. Cargas Últimas	43
2.6. Canalización de Cargas en los Elementos Estructurales	44

CAPITULO 3

MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN

3.1. Mampostería	46
3.1.1. El Ladrillo	46
3.1.2. La piedra Braza	48
3.1.3. Tabicón y Bloque de Concreto	49
3.1.4. Conglomerantes	50
3.2. Concreto	53
3.3. Acero de refuerzo	55

CAPITULO 4

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

4.1. Importancia de la Estructuración	59
4.2. Sistemas Estructurales	63
4.3. Tipos de Estructuras	64
4.3.1. Muros Estructurales	64
4.3.2. Sistema de Postes y Vigas	64

4.3.3.	Marcos Rígidos	65
4.3.4.	Sistemas para cubrir Claros Planos	66
4.3.5.	Sistema de Armaduras	66
4.3.6.	Sistema de Arco, Bóveda y Cúpula	67
4.3.7.	Estructuras a tensión	68
4.3.8.	Estructuras de Superficies	68
4.3.9.	Sistemas Especiales	69
4.4.	Criterios de Estructuración	69

CAPITULO 5

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1.	Método de Rigidez.	71
5.1.1.	Determinación de la Matriz de Rigideces	71
5.1.2.	Vector de Cargas	76
5.1.3.	Rotación de ejes Locales a Globales	77
5.1.4.	Vigas Continuas	77
5.1.5.	Marcos Planos	78

CAPITULO 6

MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

6.1.	Análisis Estático	79
6.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral	82
6.2.1.	Desplazamientos Permisibles	83
6.2.2.	Repartición de Fuerzas Cortantes para cada Marco	84
6.2.3.	Centro de Masa	84
6.2.4.	Análisis modal espectral	85

CAPITULO 7

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

7.1.	Trabes de Concreto Reforzado	86
7.1.1.	Flexión Simple	88

7.1.2.	Resistencia a Fuerza Cortante	92
7.1.2.1.	Refuerzo por Tensión Diagonal	93
7.1.3.	Deflexiones	94
7.1.3.1.	Deflexión Inmediata	95
7.1.3.2.	Deflexión Diferida	96
7.1.3.3.	Deflexión Permisible	97
7.1.3.4.	Deflexiones Máximas	98
7.2.	Columnas de Concreto Reforzado	98
7.2.1.	Tipos de Columnas	99
7.2.2.	Diseño Estructural de Columnas	103
7.2.2.1.	Flexocompresión Uniaxial	103
7.2.2.2.	Flexocompresión Biaxial	104
7.2.2.3.	Fuerza Cortante	107
7.3.	Losas.	110
7.3.1.	Tipos de Losas	111
7.3.2.	Diseño de Losas de Concreto Reforzado Macizas	112
7.3.2.1.	Losas Unidimensionales	112
7.3.2.2.	Losas Bidireccionales	115
7.3.3.	Diseño de Losas de Concreto Reforzado R.	127
7.4.	Cimentaciones	129
7.4.1.	Cimentación sobre resortes elásticos	131
7.4.2.	Zapatas Aisladas	132
7.4.3.	Zapatas Corridas	133
7.4.4.	Losas de Cimentación	134

CAPITULO 8

METODOLOGÍA

8.1	Método empleado.	136
8.2	Enfoque de la Investigación	136
8.3	Diseño de la Investigación	137
8.4	Descripción del procedimiento de investigación	138

CAPITULO 9

MEMORIA DE CÁLCULO Y ESPECIFICACIONES

9.1. Memoria Edificio 1 139

9.2. Memoria Edificio 2 202

CONCLUSIONES 255

BIBLIOGRAFÍA 256

ANEXOS

PLANOS ESTRUCTURALES 257

RESUMEN

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.

Para el diseño de toda estructura es necesario considerar todas las acciones que se supone van a actuar sobre ella, durante su vida útil para cierta probabilidad de falla. Aparentemente, una etapa sencilla, sin embargo ofrece el inconveniente de la incertidumbre que tiene su determinación.

Para obtener mayor eficacia en la construcción es necesario elegir los materiales adecuados, tomando en cuenta la resistencia, disponibilidad, costos, el impacto ambiental, accesibilidad en el lugar de la obra y calidad de los mismos para saber cual, dentro de la gran variedad, es conveniente utilizar estructuralmente.

Los materiales más frecuentemente utilizados en la construcción son la mampostería, el concreto y el acero, los cuales se pueden utilizar independientemente o en conjunto, como el concreto reforzado.

El objetivo de lo estructuración debe ser el de adoptar la solución optima entre el conjunto de posibles opciones de estructuración. Otro objetivo es el limitar el espacio, la unión de los puntos o la comunicación de los espacio, como es el caso de los distintos edificios, la comunicación de dos puntos, etc., además las estructuras al

cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas, van a estar sometidas a distintas sollicitaciones, las cuales deben soportar con determinado grado de seguridad.

En la etapa del análisis estructural se realiza la determinación de la respuesta estructural, ósea la de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura.

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento de construcción. El primer paso del diseño sísmico es el análisis sísmico que permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y que elementos mecánicos producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio.

El diseño es de las etapas más importante pues, la optimización del resultado final del diseño depende de gran medida del acierto que se haya obtenido en adoptar la estructura más adecuada para una edificación determinada.

INTRODUCCIÓN

Las formas en el espacio han sido objeto de estudio por parte de destacados creadores. La Ingeniería Civil es geometría, interrelación de formas que del plano emergen en volumen y juegan entre sí atendiendo al idioma de las proporciones. Sin embargo, esa interrelación de formas se ven afectadas por los sismos, que representan uno de los más graves peligros naturales para la vida en este planeta; a través del tiempo han causado la destrucción de incontables ciudades y poblaciones en casi cada uno de los continentes. Es posible afirmar que, de entre todos los peligros naturales, éstos son los menos entendidos, y en la antigüedad se les consideraba como "algo sobrenatural". Posiblemente por esta razón el interés que han despertado está fuera de la proporción de su peligro real. Ciertamente las pérdidas promedio por año, debidas a los efectos de viento e inundaciones, exceden a las originadas por sismos en muchas partes del mundo, y todas ellas representan menores perdidas de vida que las registradas diariamente en nuestras calles y carreteras. Sin embargo la casi total devastación instantánea que origina un sismo importante, tiene un impacto psicológico único, que demanda gran consideración por parte de la sociedad moderna.

ANTECEDENTES

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está

destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen. Junto con éste, deben cuidarse otros aspectos, como los relativos al funcionamiento y a la habitabilidad.

Conocer estas fuerzas que actúan naturalmente sobre las formas nos ayuda a elegir de manera racional, tanto la forma misma, como el material adecuado para su materialización, de acuerdo con el propósito que el proyecto arquitectónico persiga.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Después de haber revisado detalladamente la literatura correspondiente (antecedentes teóricos y empíricos) e interiorizado los principales conceptos y proposiciones teóricas que le permiten al diseñador formular con toda claridad y dominio el problema, se buscara definir durante el proceso creativo del diseño estructural las características de un sistema óptimo que cumpla con los requisitos mínimos de seguridad establecidos en los reglamentos de diseño

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es proponer y diseñar un sistema estructural para un edificio de 5 niveles que resista las fuerzas a que se someterá durante su vida útil sin llegar al colapso o mal comportamiento del mismo. Este objetivo se deberá cumplir sin que esto signifique un costo excesivo o un mayor tiempo de ejecución.

PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

Con el presente trabajo de investigación se pretende responder, en un primer momento, a las siguientes preguntas:

¿Qué es un diseño estructural?

¿Cómo se realiza un diseño estructural?

Una vez respondidas, interesa atender a una pregunta más específica, la cual guía el presente trabajo:

¿Qué se requiere para que el diseño estructural de un edificio de 5 niveles sea resistente y no se exceda en costos y tiempo?

JUSTIFICACIÓN

El buen comportamiento de una estructura depende en gran medida de la realización de un buen diseño de la misma; además en el diseño estructural, el estudio profundo de la geometría abre un inmenso abanico de posibilidades, que pueden enriquecer la labor del autor sin que esto implique altos costos, si se aprovechan correctamente las características del contexto socioeconómico y las culturales del sitio donde se planea construir la obra.

La realización del presente trabajo traerá beneficios a las personas directamente involucradas en la construcción, pero también va a beneficiar a la sociedad, pues generara fuentes de empleos e impulsara la actividad turística de la región.

Cuando se va a llevar a cabo la construcción de una obra civil que prestara un servicio a la comunidad, como en este caso, un hotel, es de suma importancia que la estructura mantenga un buen comportamiento en las distintas etapas de su vida útil, sobre todo ante la ocurrencia de fenómenos naturales tales como los sismos; de lo contrario las consecuencias en pérdidas materiales tendrían costos elevados, además de pérdidas de vidas humanas incuantificables.

DELIMITACIÓN

El presente trabajo se encuentra enfocado al diseño estructural del Hotel Victoria de la ciudad de Tepic, en el estado de Nayarit, el cual consiste en un edificio de 5 niveles dividido en dos cuerpos independientes.

Para una mejor comprensión del tema a tratar, el trabajo se estructuró de la siguiente manera:

En primer lugar se encuentra el capítulo conceptos básicos del diseño estructural, en el que, como su nombre lo indica, se realiza una descripción de los conceptos que son considerados el soporte de un diseño estructural.

Como segundo capítulo se expone las Acciones de las estructuras que se dividen según su origen, su forma de actuar o su tiempo de duración.

En el capítulo 3 se encuentra una descripción de los materiales que frecuentemente se emplean en la construcción, como los son la mampostería, el concreto y el acero de refuerzo.

El capítulo 4 describe la forma en que debe estructurarse un proyecto arquitectónico. En los capítulos 5 y 6 se revisan los métodos de análisis estructural y de análisis sísmico que son básicos para un buen diseño, y sobre todo, si se diseña en una zona sísmica.

En el último capítulo teórico, se describe el diseño estructural de los elementos resistentes.

El capítulo 8 se encuentra destinado al marco metodológico que guió el presente trabajo, y en el 9 y último, se encuentra tanto la Memoria de cálculo y especificaciones, como los planos estructurales aquí propuestos.

Finalmente se encuentra la bibliografía seleccionada y consultada para los fines del presente.

MARCO DE REFERENCIA

El edificio de cinco niveles al que se refiere este proyecto, Hotel Victoria, está ubicado en la ciudad de Tepic, Nayarit.

El Estado de Nayarit está localizado en el noroeste de la República Mexicana; colinda al Norte con los Estados de Sinaloa y Durango, al Sur con Jalisco, al Este con Zacatecas y Jalisco y al Oeste con el Océano Pacífico. El territorio de Nayarit estuvo habitado por diversas tribus nómadas y sedentarias, entre las que destacan los coras y los huicholes. Entre 1200 y 1520 floreció Aztlán, isla que se localiza en el municipio de Santiago Ixcuintla, de donde partieron los antiguos pobladores que formaron la inmensa cultura azteca y que junto con Jalisco, Colima y Tomatlán, integraron la Confederación Chimalhuacán. En la constitución de 1917, el territorio de Tepic pasó a la categoría de estado libre y soberano, después de ser Territorio Federal desde 1884. Cuenta con una superficie de 28,874 km².

En la actualidad, Tepic es considerado por muchos como una de las ciudades más pequeñas de México, con poco más de 419,000 habitantes y una extensión no mayor de 2000 Kms².

En cuanto a la industrialización, Tepic sólo cuenta con una fábrica ubicada en las cercanías de la zona centro. A pesar de ser una ciudad pequeña y no tan

industrializada, Tepic mantiene un nivel de vida relativamente adecuado, aunque existe mucha marginación en algunas zonas de la ciudad.

CAPITULO 1

CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

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 sollicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

1.1. Objetivos del Diseño Estructural

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema constituido por un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. Un edificio, por ejemplo está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para cerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Así, no puede confiarse que lograr la solución óptima para cada uno de ellos por separado, conduzca a la solución óptima para el edificio en su totalidad. En la práctica, el diseño de un edificio suele realizarse por la superposición sucesiva de los proyectos de los diversos subsistemas que lo integran, todo esto según Meli, (2002).

El objetivo del diseño estructural en un sistema es hacer que mediante el análisis y los cálculos necesarios la estructura pueda resistir las fuerzas a las que va a estar sometido sin llegar al colapso o que esta tenga un mal comportamiento.

1.2. Procesos del Diseño estructural

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características físicas y mecánicas de un sistema de manera que cumple en forma óptima con sus objetivos. Se debe resaltar que para tener un sistema óptimo hay que tener un proceso creativo del cual dependerá esencialmente la bondad del proyecto y del sistema estructural que resulte para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto, este proceso es el resultado de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño y en la observación del comportamiento de las estructuras (Navarro y Col, 2004).

Para facilitar este proceso será útil dividirlo en tres etapas fundamentales: **la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.**

1.2.1. 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. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados, todo esto según Meli, (2002).

1.2.2. Análisis

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

a) *Modelar la estructura*: idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes. En esta idealización se cometen con frecuencia errores graves, tales como ignorar elementos que contribuyen a la respuesta de la estructura o emplear un modelo demasiado simplista que no representa adecuadamente la respuesta estructural. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades pueden tener que modificarse e irse retinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

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 y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. Es frecuente, sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen la acción de diseño. Se hace aquí notar que en esta etapa se suelen tener grandes incertidumbres y se llegan a cometer errores graves que acaban con la precisión que se pretende guardar en las etapas subsecuentes.

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. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico -lineal. Los métodos de análisis han evolucionado en las últimas décadas mucho más que otros aspectos del diseño; el desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos. Aunque no se pretende menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural que represente en forma realista y detallada una estructura, cabe llamar la atención sobre la tendencia que se aprecia cada vez más notoria en muchos ingenieros, de buscar en esta etapa un grado de precisión incongruente con la poca atención que prestan a la determinación del modelo de la estructura y del sistema de cargas, todo esto según Meli, (2002).

1.2.3. 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. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y la estructuración de los procedimientos de diseño, todo esto según Meli, (2002).

El haber distinguido en el proceso de diseño tres partes que indican una secuencia lógica, nos debe llevar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

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 debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto. Es necesario tener datos al menos preliminares sobre rendiciones ambientales y requisitos de proyecto. En esta fase es particularmente necesaria la interacción entre el estructurista y los especialistas de los

demás subsistemas de la obra para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos y para analizar las soluciones generales que se vayan proponiendo. De una evaluación esencialmente cualitativa surge un número limitado de soluciones que tienen perspectivas de resulten convenientes. Esta evaluación se basa con frecuencia en comparaciones con casos semejantes y en algunos cálculos muy simplistas. Es en esta fase donde juega un papel preponderante el criterio del proyectista estructural.

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 "prediseño", 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. La elección de la opción más conveniente no se basará solamente en una comparación de los costos de la estructura en cada caso; hay que considerar también la eficacia con la que ésta se adapta a los otros aspectos del proyecto, la facilidad de obtención de los materiales necesarios, la rapidez y grado de dificultad de las técnicas de construcción involucradas, los problemas relacionados con el mantenimiento, el aspecto estético de la solución y, en obras de gran importancia también diversos factores de tipo socioeconómicos como la disponibilidad de recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.

c) *Diseño detallado.* Una vez seleccionada la opción más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle realizando de manera refinada todas las etapas del proceso; aún aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que algunas de las características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que se repita total o parcialmente el análisis.

d) *Transferencia de los resultados del diseño.* No basta haber realizado un diseño satisfactorio; es necesario que sus resultados sean transmitidos a sus usuarios, los constructores, en forma clara y completa. La elaboración de planos que incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino 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 por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son partes esenciales del proyecto.

e) *Supervisión:* Puede parecer injustificado considerar la supervisión de la obra como una fase del proceso del diseño. Su inclusión aquí tiene como objetivo destacar la importancia de que las personas responsables del proyecto estructural comprueben que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que éstos no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes con los criterios de cálculo adoptados.

La importancia que 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.

1.3. Herramientas del Diseño Estructural

Los procedimientos para el diseño estructural han mostrado una tendencia muy acelerada hacia el refinamiento de las técnicas numéricas empleadas. Vale la pena reflexionar sobre esta tendencia, para ejercer un juicio crítico acerca de los procedimientos que conviene emplear para un problema dado, todo esto según Castillo (1980).

Haciendo un poco de historia, la aplicación de métodos cuantitativos al diseño es relativamente reciente. En efecto, sólo desde hace poco más de un siglo, se han diseñado estructuras revisando en forma más o menos completa los esfuerzos en sus miembros. Las primeras aplicaciones fueron a puentes de grandes claros. Los conceptos de teoría de la elasticidad y de resistencia de materiales estaban ya muy desarrollados para esas fechas. Sin embargo, su aplicación al proyecto de estructuras civiles era prácticamente desconocida; en el mejor de los casos se limitaba a la revisión de algún problema muy particular dentro del funcionamiento global de la estructura.

Los primeros intentos de sistematización del proceso de diseño fueron el establecimiento de reglas geométricas que debían observarse para materiales y elementos constructivos dados, con el objeto de asegurar su estabilidad.

Actualmente el proyectista cuenta con tres tipos de ayuda: los métodos analíticos, las normas y manuales, y la experimentación. Los métodos analíticos han tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas. Se cuenta con procedimientos de cálculos y solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, las cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico. De la experiencia tomada a través de la solución analítica de gran número de problemas, de la observación del comportamiento de las estructuras reales y de la experimentación e investigación realizadas en el campo, se realizaron una gran variedad de códigos, recomendaciones, especificaciones y manuales que constituyen un apoyo irremplazable para el calculista. Debe, sin embargo, advertirse contra el empleo indiscriminado de esas herramientas; el calculista debe profesar su juicio para determinar si su caso particular cumple con las hipótesis y limitaciones con que se elaboraron las tablas, gráficas o especificaciones generales.

Dentro del diseño estructural hay una tendencia hacia la automatización impulsada por el empleo de las computadoras. Es muy común el uso de programas en el análisis estructural y su uso se está divulgando también en la etapa de dimensionamiento, hasta llegar a la elaboración de planos estructurales y de las especificaciones. Sin embargo, es preocupante observar lo que sucede con la

implantación de sistemas automatizados de análisis y dimensionamiento, se pueden cometer grandes errores cuando el responsable del proyecto pierde control sobre el significado de los números que se generan a lo largo del proceso.

1.4. Seguridad Estructural

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas disponibles den lugar a una estructura que presente un buen comportamiento en condiciones normales de servicio y tenga una seguridad.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas. Para que la construcción cumpla con las funciones para las cuales está siendo proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de límites que no afecten su funcionamiento, ni su estabilidad. Debe definirse por tanto cuales son en cada caso los límites admisibles de la respuesta estructural. Estos dependen del tipo de construcción y de su destino, y están definidos para las estructuras más comunes en las normas y reglamentos de diseño, todo esto según Meli, (2002).

Se puede definir estado límite de una estructura como cualquier etapa de de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable. Se dice que una estructura alcanza un estado límite de comportamiento cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio de la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable.

De acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), tales estados límites se clasifican en dos grupos: Estado Límite de Falla y Estado Límite de Servicio.

1.4.1. Estado Límite de Falla

“Son los relacionados con la seguridad, y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de esos efectos, que llamaremos fuerzas internas, constituye un estado límite de falla, así con la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, el pandeo de una de sus miembros, el pandeo local de una sección y la falla por fatiga

1.4.2. Estado Límite de Servicio

Este otro tipo de estados límite se relaciona con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción. Comprenden las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales de la construcción.

1.5. Criterios Reglamentarios de Diseño Estructural

Es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad y que efectos se cubren. El planteamiento de estados límite permite comparar la resistencia para cada estado límite contra las acciones correspondientes. La forma más lógica de operar es a

través de un solo factor de seguridad que relacioné la resistencia, representada por la media o valor esperado de ésta, m_R , con las acciones, m_S .

$$FS = m_S / m_R$$

En los reglamentos de diseño se toman en cuenta las incertidumbres en las variables, por medio de factores de seguridad parciales. Esta forma de proceder da lugar a la acumulación de factores parciales que no conduce con precisión al factor de seguridad global. El reglamento deberá prever gran número de alternativas y permitir al proyectista determinar el factor de seguridad con base en estimaciones subjetivas de la importancia de algunos factores y de las magnitudes de las incertidumbres” (RCDF y NTC, 2004).

1.6. Reglamentos de Diseño

Los reglamentos de diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. El grado de protección que puede lograrse no es absoluto, sino que debe ser óptimo en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibles fallas y con el costo de incrementar la seguridad.

Hay mucha controversia acerca de si un reglamento debe limitarse a fijar requisitos generales de seguridad y de funcionamiento dejando amplia libertad al proyectista respecto a la manera de cumplir con dichos requisitos, o si, por el contrario debe prescribir en forma detallada los procedimientos que deben seguirse para lograr el nivel de seguridad deseado. Las normas o reglamentos que tienen el

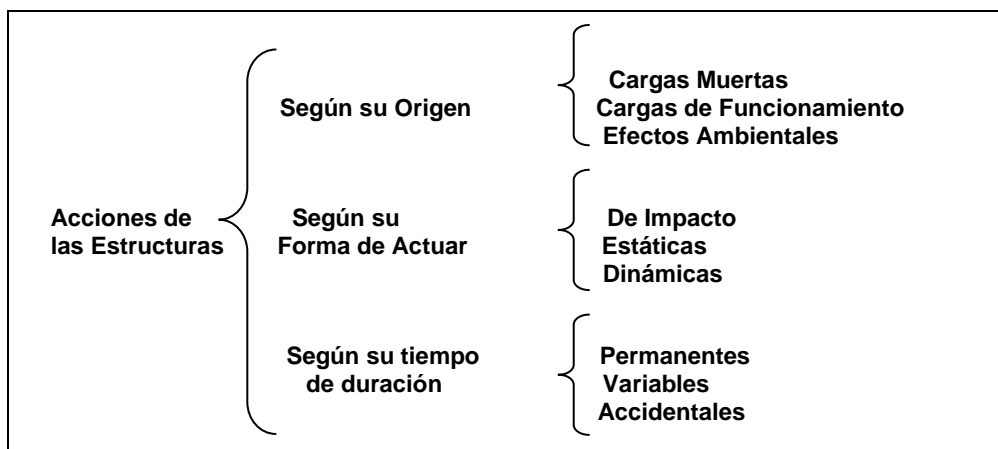
primer enfoque se llaman reglamentos funcionales, o requisitos de comportamiento, y los que siguen la segunda línea se llaman reglamentos prescriptivos. Los reglamentos funcionales parecen más racionales y, permitiendo más libertad a los proyectistas, fomentan la innovación. Su principal defecto reside en la dificultad de comprobar que un diseño realmente cumple con los requisitos de comportamiento establecidos. Los reglamentos prescriptivos son más rígidos y obligan a fijar una larga lista de requisitos para poder cumplir el mayor número de casos que pueden presentarse, pero tiene la ventaja de que el proyectista cuenta con un camino claro y ya aprobado para demostrar que su diseño cumple con los requisitos establecidos, todo esto según Meli, (2002).

CAPITULO 2

ACCIONES DE LAS ESTRUCTURAS

Para el diseño de toda estructura es necesario considerar todas las acciones que se supone van a actuar sobre ella, durante su vida útil para cierta probabilidad de falla. Aparentemente, una etapa sencilla, sin embargo ofrece el inconveniente de la incertidumbre que tiene su determinación.

Una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura en cuestión, ocasionando en ella efectos significativos. Pueden hacerse clasificaciones de las acciones de acuerdo con un sinnúmero de criterios diferentes: según origen de las acciones, según la forma en que actúan las acciones y según el tiempo de duración. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la más conveniente es la clasificación con base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima (Ambrose, 2005).



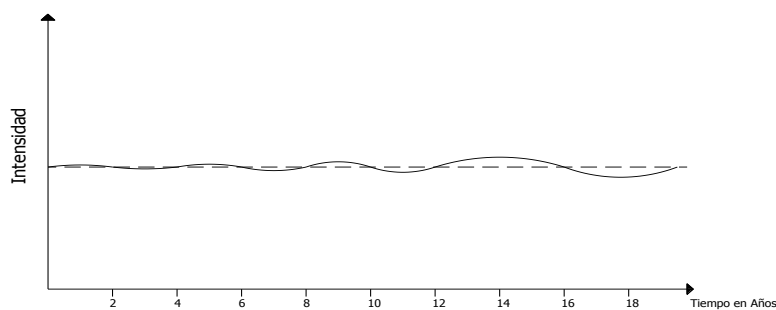
2.1 Acciones Permanentes

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.

Entre las acciones permanentes se puede considerar:

2.1.1. Cargas Muertas

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente. (Figura 2.2)



Accion Permanente (carga muerta).

(Figura 2.2)

En este concepto se pueden tener variaciones muy importantes con respecto a las cargas de diseño, debido fundamentalmente a variaciones en las

dimensiones y por lo tanto en los volúmenes de materiales, o bien debido a modificaciones del proyecto que se traducen en la aplicación de cargas no consideradas originalmente. En estos casos la cimentación puede ser el elemento estructural más afectado de una construcción.

En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación y lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables, todo esto según Beaufait (1981).

2.1.2. Peso Muerto de Losas de Concreto

De acuerdo al reglamento el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará 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 modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicaran cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

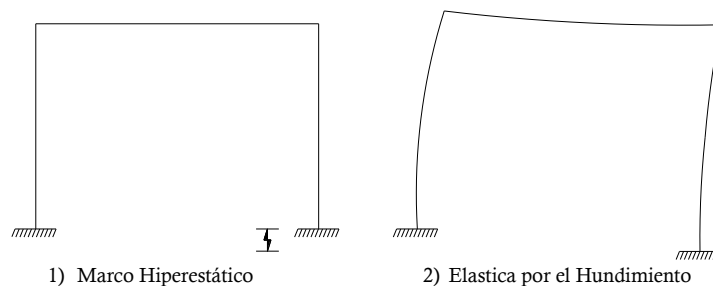
2.1.3. Empujes Estáticos de Tierras y Líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico, todo esto según Laible (1988).

2.1.4. Desplazamientos impuestos a la estructura

Se refiere a los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por sí mismos ya constituyen una acción de tipo permanente. Tal es el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura por hundimientos de distinta magnitud en el suelo , todo esto según Meli, (2002).



2.2 Acciones Variables

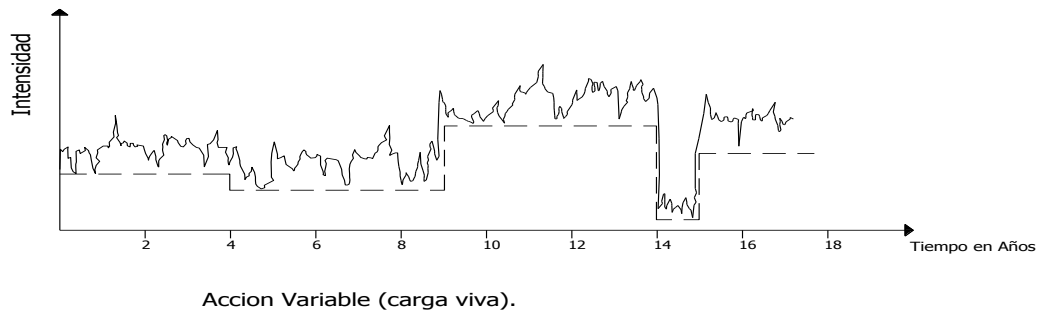
Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes.

Se incluyen en esta categoría:

2.2.1. Cargas Vivas

“Las cargas vivas, son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen carácter de permanente. Estas cargas son esencialmente variables como pueden ser, el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, el equipo, maquinas, mercancías, etc.” (McCormac, 1983).

Se puede decir que la carga viva depende del destino que vaya a tener la construcción y en el caso de edificios también dependerá de la magnitud del área tributaria.



(Fig. 2.4)

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 diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

c) La carga media (W) se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y succión por

viento, su intensidad se considerara nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.

2.2.2. Cargas Vivas Transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. “Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable”, (McCormac, 1983).

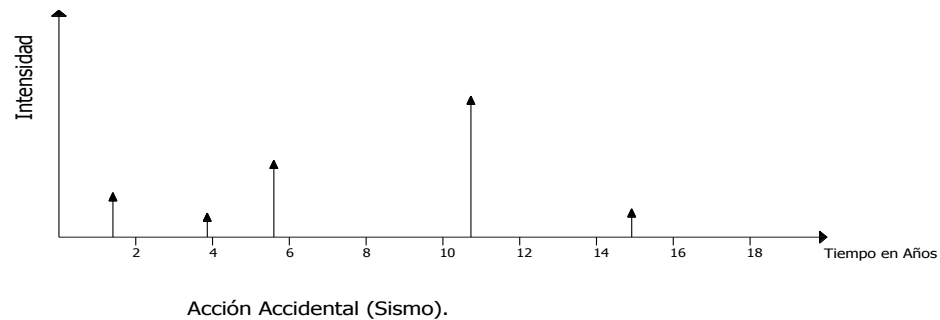
2.2.3. Cambios de Uso

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

2.3 Acciones Accidentales

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Las cargas accidentales se presentan de manera ocasional o accidental y se deben principalmente a la acción del viento y efectos sísmicos en las estructuras , todo esto según McCormac, (1983).

El efecto de los sismos en una construcción, a diferencia de las cargas vivas y las cargas muertas, no puede ser estudiado como una acción permanente o semi-permanente. (Figura 2.5)



(Fig. 2.5)

Efectos del sismo en las estructuras

2.3.1. Sismo

Los terremotos constituyen una de las catástrofes naturales más devastadoras y más aterradoras que existen. La Tierra, fuente y símbolo de lo constante, firme e imperecedero, es súbitamente sacudida, atemorizando al hombre que encara el fenómeno con su condición de mortal y su impotencia ante las fuerzas enormes de la naturaleza, todo esto según Meli, (2002).

En unos cuantos momentos, miles de personas pueden perder bienes, salud, seres queridos y, tal vez, la vida. Algunos terremotos han llegado a causar cientos de miles de muertes y graves daños en áreas de miles de kilómetros cuadrados, y se recuerdan como fechas dolorosas de la historia de la humanidad.

Desde tiempos históricos se guarda la memoria de un gran número de terremotos destructivos; sin embargo, la ciencia que se dedica al estudio sistemático de éstos es bastante reciente.

No siempre son los terremotos más grandes (los de mayor magnitud) los que causan mayor número de desgracias. Otros factores que influyen considerablemente en la cantidad de daños que produce un terremoto son el tipo de construcción en la zona afectada y las condiciones locales del suelo.

En muchas regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras y es necesario tomar precauciones muy especiales a este respecto en el proyecto de todas las estructuras. En otras regiones la ocurrencia de sismos es mucho más eventual, pero el riesgo de sismos intensos es suficientemente grande para que sus efectos deban tomarse en cuenta en el diseño de las estructuras comunes. Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que, aun donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren un diseño sismorresistente.

México es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. Su geología refleja que gran parte de su territorio esté sometido a enormes esfuerzos que causan, entre otros efectos, grandes terremotos. Es raro el habitante de la costa occidental, o del sur o centro de México que no haya sentido alguna vez un terremoto. Ya que se menciona que es una zona altamente sísmica y dadas las experiencias ante temblores pasados es importante hacer énfasis en la importancia de realizar un análisis detallado en lo que a fuerzas sísmicas se refiera, para así realizar un diseño sismorresistente que garantice un comportamiento adecuado de la construcción, todo esto según Meli, (2002).

La acción de un sismo en una estructura cubre aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de la acción, cuanto en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

2.3.1.1. Origen De Los Sismos

La sismología es la ciencia que estudia los aspectos relacionados con la ocurrencia de temblores de tierra, terremotos o sismos se denomina sismología. Esta es una ciencia reciente, puesto que gran parte de sus métodos e instrumentos de observación fueron desarrollados a lo largo del siglo XX. A pesar de esto, la sismología ha logrado avances notables. Quizá una de sus más valiosas contribuciones al entendimiento de nuestro planeta lo constituya su aportación a la llamada Tectónica de Placas.

El cascarón exterior llamado litosfera no es continuo sobre la superficie de la Tierra, sino que está formado por diferentes "placas", que hacen contacto unas con otras. Las placas sufren movimientos relativos, debidos a fuerzas de origen aún no completamente conocido, aplicadas a lo largo de las mismas. Como la superficie del planeta está cubierta por las placas, el movimiento relativo entre ellas solo se logra si en algunos de los márgenes de las mismas se está creando nueva litosfera mientras que en otros márgenes algunas de ellas se enciman sobre otras; un proceso al que se conoce actualmente como subducción.

En la frontera entre las placas es donde se originan los sismos por el efecto de la presión que se genera entre ellas, la cual se va acumulando con el tiempo hasta alcanzar valores mayores a la resistencia de la roca produciéndose así la fractura y presentándose el temblor. Estas fracturas o fallas son las que se conocen como fuentes sísmicas, existiendo las siguientes:

- Fallas de crecimiento o divergentes: En este tipo de fallas las placas se separan una de la otra permitiéndose así la salida del material del interior de la Tierra. En esta frontera se forman cadenas montañosas como en el caso de la falla del Atlántico entre América y Europa.

- Fallas de Subducción o convergente: Estas fallas se originan cuando dos placas chocan y tiende a meterse la más chica debajo de la más grande. Generalmente las placas oceánicas se introducen debajo de las placas continentales. Aproximadamente el 90% de los sismos son generados por este tipo de falla.

- Falla de Transformación: este tipo de falla se origina por el movimiento relativo transversal de 2 placas tectónicas. Su periodicidad es mayor que la de los de subducción pero la profundidad es menor, por lo que los sismos debidos a este tipo de falla son de gran peligrosidad.

- Falla Normal: Ocurren cuando debido al peso propio de una placa subducida en otra se fractura produciendo un evento sísmico.

- Falla Local: Se presentan debido a que hay zonas en la placa continental de menor espesor por lo cual debido a la presión se fractura. Aunque los sismos generados en este tipo de falla son de menor intensidad, ocurren a una profundidad pequeña lo que los hace de gran peligrosidad para las poblaciones cercanas al epicentro.

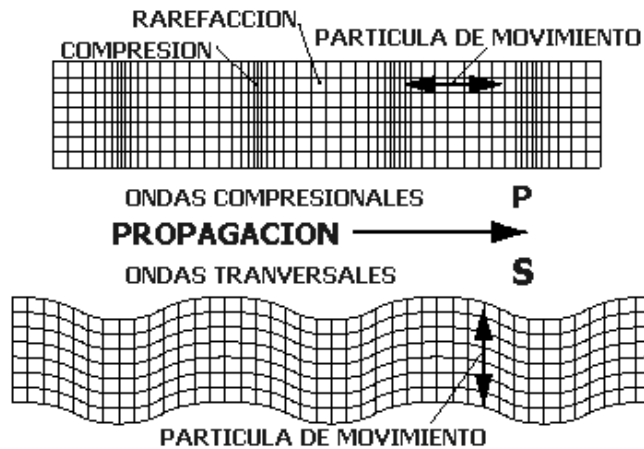
No se sabe con certeza qué causa los esfuerzos que producen los movimientos de las placas, pero se cree que éstos son producidos por transferencia convectiva de calor, término que significa que el calor es llevado de un lugar a otro por el movimiento mismo del medio.

Al ocurrir un sismo se producen 2 tipos de ondas que viajan a través de la corteza terrestre.

- El primer tipo es conocido como onda de compresión, porque consiste en la transmisión de compresiones y expansiones como en el caso de la transmisión del sonido, en este caso las partículas del medio se mueven en el mismo sentido en que se propaga la onda.

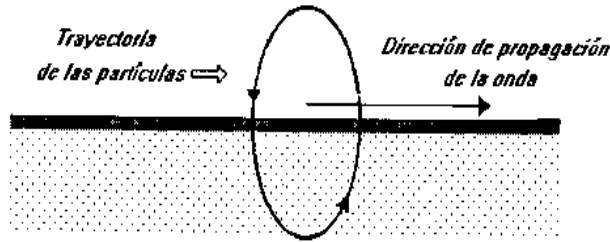
- El segundo tipo es conocido como ondas transversales o de cizallamiento; las partículas se mueven ahora en dirección perpendicular a la dirección de propagación de la onda. La figura 4 muestra esquemáticamente la propagación de estas ondas en un bloque sólido.

Las ondas compresionales y transversales han sido llamadas P y S respectivamente. Son también conocidas como ondas internas o de cuerpo porque se propagan en el interior de un sólido elástico.



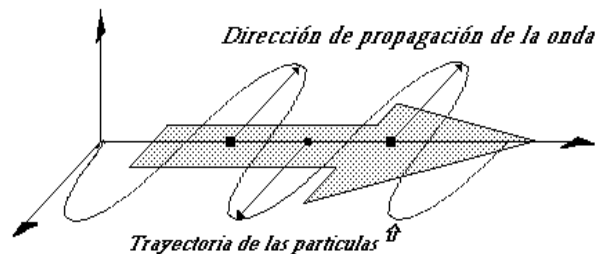
Ondas Sísmicas (Fig. 2.6)

Además de estas dos clases de ondas, existen otros dos tipos de gran importancia llamadas ondas superficiales; cuando un sólido posee una superficie libre, como la superficie de la tierra, pueden generarse ondas que viajan a lo largo de la superficie. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece exponencialmente con la profundidad. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda (figura 2.7). Una analogía de estas ondas lo constituyen las ondas que se producen en la superficie de un cuerpo de agua.



Trayectoria de partículas (Fig. 2.7)

Otro tipo de ondas superficiales son ondas de Love. Estas se generan solo cuando el medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en nuestro planeta pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas. Las ondas de Love se propagan con un movimiento de las partículas, perpendicular a la dirección de propagación, como las ondas S, sólo que polarizadas en el plano de la superficie de la Tierra, es decir solo poseen la componente horizontal a superficie. Las ondas de Love pueden considerarse como ondas S "atrapadas" en el medio superior (figura 2.8). Como para las ondas Love, la amplitud de las mismas decrece rápidamente con la profundidad. Las ondas de Love son observadas sistemáticamente sobre la superficie de la tierra pues nuestro planeta posee un estrato superficial de baja velocidad, la corteza, sobre un medio más profundo, el manto.



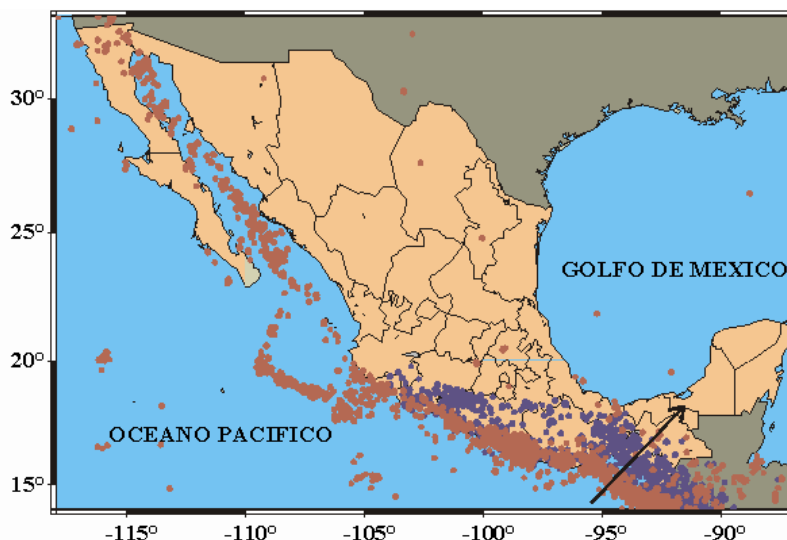
Ondas "S" (Figura 2.8)

Como podemos ver el término superficial se debe a que las ondas se generan por la presencia de superficies de discontinuidad ya que en un medio elástico infinito no podrían generarse. En general su existencia se puede explicar considerando que la vibración del medio en lugares en los que existen menores tracciones, y esto sucede por la presencia del vacío o un medio de menor rigidez, tiende a compensar la energía generando este tipo especial de vibraciones.

2.3.1.2. Sismicidad Y Peligro Sísmico

El territorio mexicano se encuentra dividido entre cinco placas tectónicas. El movimiento relativo entre estas placas ocasiona uno de los peligros sísmicos y volcánicos más altos del mundo.

En la Figura 2.9 se muestran los sismos con magnitudes mayores o iguales a 4.5° localizados en la República Mexicana entre 1964 y 1995. Los puntos rojos representan sismos superficiales (profundidades menores a 50 Km), mientras que los azules representan sismos con profundidades mayores a 50 Km.



La mayoría de los sismos localizados se concentran a lo largo de las fronteras entre las placas tectónicas, sin embargo, pueden notarse unos pocos sismos al interior del continente, en regiones alejadas de estas fronteras tectónicas, principalmente a lo largo de la faja volcánica, donde se concentra la mayor población de México.

El mayor peligro lo presentan los sismos que ocurren a lo largo de las costas del Pacífico, entre las ciudades de Puerto Vallarta y Tapachula. No solo se producen sismos con mayor frecuencia, sino también los mayores sismos registrados en México tienen su ocurrencia entre estas dos poblaciones. Estos sismos, que por su cercanía a las costas representan un grave peligro a las poblaciones costeras, también afectan al Valle de México, como se ha constatado durante los grandes sismos de 1911, 1957, 1979 y 1985. Esta influencia de los sismos costeros sobre la ciudad de México, que se encuentra a más de 200 Km. de la costa, se debe a las condiciones del suelo sobre el que se desarrolló la ciudad, todo esto según Meli, (2002).

El peligro sísmico de un sitio se relaciona con la intensidad de los movimientos sísmicos que se esperan en el lugar y con la frecuencia con que se exceden movimientos de distintas intensidades. El peligro sísmico de un lugar dependerá de la sismicidad de las regiones que se encuentran a distancias tales que los sismos en ellas generados pueden producir efectos apreciables en el sitio.

La acción sísmica de diseño para una estructura dada dependerá, por tanto, del peligro sísmico del lugar donde ésta se va a construir.

La mayor y más peligrosa actividad sísmica del país ocurre en la zona de subducción (costas del Pacífico de los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y Jalisco), así como en la parte norte de Baja California que es afectada por otro mecanismo de generación de temblores. Existe consenso general en la comunidad científica de que la zona de más alto potencial sísmico en la actualidad es la Brecha de Guerrero. Con base en el tiempo de quietud y la extensión de esta brecha, se ha llegado a la conclusión de que la energía acumulada en ella es capaz de generar un macro sismo de mayor magnitud que la del terremoto de 1985 ocurrido en la brecha de Michoacán.

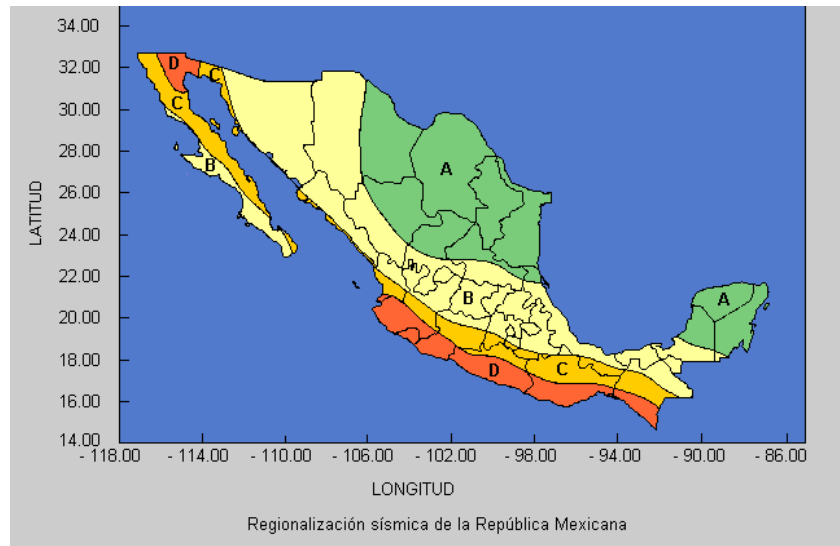
Los estudios del peligro sísmico de lugares específicos se basan esencialmente en análisis estadístico de la información disponible sobre los sismos ocurridos. La cantidad y calidad de los datos disponibles es muy variable de uno a otro lugar. En general, se tiene información bastante confiable acerca de las magnitudes y epicentros de los sismos de mediana o gran magnitud ocurridos desde principios de siglo en cualquier parte del mundo. Antes de eso, sólo hay información histórica muy vaga acerca de la ocurrencia de sismos de gran magnitud. El lapso en que se cuenta con mediciones confiables es, por tanto, muy pequeño comparado con los periodos de recurrencia del orden de un siglo o más para los que se necesita determinar el sismo de diseño, todo esto según McCormac, (1983).

Para valorar el peligro sísmico de un sitio particular se suelen apoyar los estudios estadísticos con otras dos fuentes de información. De estos datos el especialista puede hacer deducciones sobre la máxima magnitud del sismo que se puede generar en esa falla. Estudios de peligro sísmico para el sitio específico se justifican sólo para obras de excepcional importancia, como presas y centrales termo y nucleoelectricas. Aplicando las leyes de atenuación, se determina la aceleración y velocidad máxima del terreno que dicho sismo puede ocasionar en el sitio. Por otra parte, se puede recurrir a la información acerca de intensidades sísmicas ocurridas en el sitio de interés, generalmente a nivel de grados en la escala de Mercalli estimados a partir de la descripción de los daños y, excepcionalmente, consistente en registros de aceleraciones. La información adicional así obtenida, procesada mediante técnicas estadísticas adecuadas, permite corregir las relaciones frecuencia-intensidad que resultaron de los estudios de sismicidad.

Es en este proceso donde se determina el peligro sísmico de un número de sitios suficiente para distinguir zonas de peligro sísmico semejante y poder asociar a ellas un valor de aceleración y velocidad máxima de terreno, u otra medida de la intensidad, que corresponden a un periodo de recurrencia dado.

En la figura 2.10 tomada del Manual de obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC CFE) se puede apreciar que el país se divide en cuatro zonas designadas con las letras de A a D en orden creciente de peligro sísmico. El peligro sísmico depende esencialmente de la distancia a la zona de mayor generación de sismos de gran magnitud que es la que se encuentra en la

costa del Pacífico frente a los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.



División de zonas de peligro sísmico. MOC CFE (Fig. 2.10)

2.3.1.3. Efectos del Sismo en las Estructuras

Se puede interpretar el efecto de un sismo en las estructuras, como un movimiento brusco de sus cimientos. Los parámetros que permiten estudiar las características de dicho movimiento y su efecto en las estructuras, son: el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, la energía liberada, etc., todos en función del tiempo (pues es un efecto dinámico). Estos datos se obtienen del procesamiento de la información registrada por instrumental adecuado (sismógrafos, acelerógrafos, etc.)

“Cuando ocurre un sismo, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del terreno, mientras que, por inercia la masa del edificio se opone a ser deslizada.

Y por esta razón se producen fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura”, (McCormac, 1983).

Esta fuerza de inercia produce efectos mecánicos en la estructura tales como fuerzas cortantes, torsiones o flexiones, que pueden hacer fallar a la estructura. Este fenómeno es muy complejo, ya que intervienen también, en la respuesta de la estructura ante el sismo, sus características dinámicas, como rigidez, amortiguamiento, periodo de oscilación y ductilidad.

“La rigidez es la relación que existe entre una fuerza o momento y el desplazamiento o giro que produce. Dependiendo del tipo de estructura diseñada se pueden tener diferentes valores de rigidez; en estructuras muy rígidas el principal efecto es de fuerza cortante, siendo el de flexión de menor importancia, aunque también se pueden producir torsiones muy altas. Pero para estructuras menos rígidas, el comportamiento dinámico llega a originar resonancia, que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande”, (Laible, 1988).

La fuerza de amortiguamiento es la que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza puede considerarse proporcional a la velocidad de la masa con relación al suelo.

El amortiguamiento representa la disipación de energía que la estructura realiza principalmente debido a fricción interna de los materiales y a rozamiento entre los componentes de la construcción, este amortiguamiento reduce las oscilaciones. El amortiguamiento de las estructuras está ligado al tipo

de los materiales utilizados en la construcción, en las conexiones y de los materiales no estructurales. El valor de amortiguamiento utilizado para construcciones de concreto es el 5%, puesto que muchas consideraciones de diseño están establecidas en este valor.

La ductilidad es la capacidad de la estructura para soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallas ni reducir su capacidad de carga. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas, pues conduce a diseños más económicos por tener presente la capacidad de disipación de energía que tiene las estructuras dúctiles.

Un espectro de respuesta es la relación entre la respuesta máxima de un sistema (desplazamiento, velocidad o aceleración) y el periodo de un sistema de un grado de libertad.

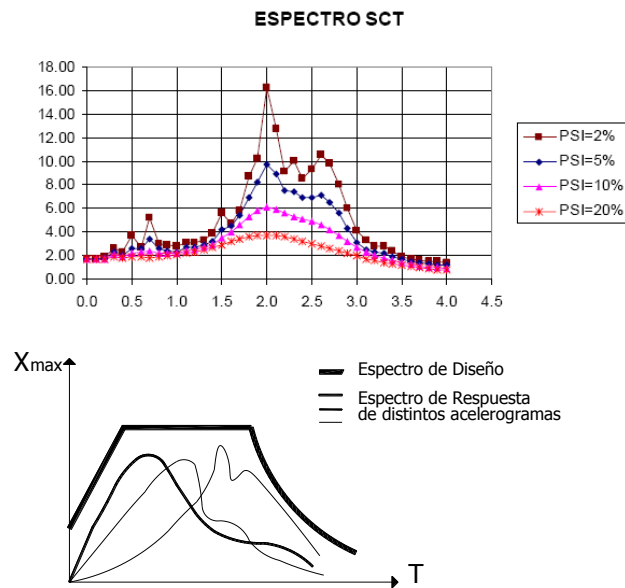
Si se conoce el espectro de respuesta para cierta carga, podemos conocer la respuesta máxima de cualquier sistema al que se le aplique dicha carga, únicamente con conocer su periodo.

Si se cuenta con un registro de aceleración de un sismo y se obtiene su espectro de respuesta, se podrá conocer el efecto que el sismo causa a las diferentes estructuras, todo esto según Meli, (2002).

Los espectros de diseño son envolventes de los espectros de respuesta. Un espectro de diseño busca cubrir los valores máximos de los espectros de

respuesta correspondientes a los diferentes temblores que pueden afectar a las estructuras de algún sitio en particular.

Todos los edificios y estructuras modernas se diseñan para resistir terremotos a partir de fuerzas obtenidas de un espectro de diseño de algún reglamento vigente. Desafortunadamente, en este país sólo se cuenta con reglamentos de diseño sísmico en el Distrito Federal y en el estado de Guerrero. Para otras entidades, el diseñador recurre a manuales internacionales o al de la CFE. Pero estos manuales, e inclusive los reglamentos, son muy generales y es común que resulten insuficientes o muy conservadores cuando se comparan con estudios precisos.



Espectro de Diseño SCT (Fig. 2.11)

Los espectros de diseño de los reglamentos no toman en cuenta particularidades y están elaborados para una ocurrencia media de sismos en

distintas regiones y para tipos estructurales y condiciones de sitio promedio. Además, estos espectros no pueden revisarse ni actualizarse rápidamente a la luz de investigaciones y observaciones recientes, por lo que es muy difícil que mantengan la vanguardia y garanticen un diseño óptimo.

Por otro lado, las estructuras modernas son cada vez más complejas y costosas. Por ello, utilizar un espectro de diseño de sitio para conocer las fuerzas sísmicas que en ese preciso lugar afectarán a la estructura en estudio es por lo general menos conservador, ya que se eliminan las incertidumbres relacionadas a las fuentes sísmicas, a la distancia epicentral, al tipo estructural y a los efectos de sitio.

2.3.2. Viento

Los vientos son movimientos horizontales de masa de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por esta razón, en el diseño estructural, el viento es considerado como una acción accidental (Beaufait, 1981).

El efecto que el viento produce en distintos elementos se puede representar por una fuerza horizontal en la dirección y sentido del mismo, cuya magnitud depende de su velocidad y de la superficie expuesta.

Para establecer recomendaciones para el diseño de estructuras es necesario contar con datos sobre las máximas velocidades anticipadas y la frecuencia con que pueden presentarse. Esta información se obtiene haciendo estudios de los registros de velocidades proporcionadas por anemógrafos. Para estandarizar la información las velocidades suelen referirse a una altura de 10 mts. Como los anemógrafos pueden estar instalados a distintas alturas es necesario hacer ajustes de acuerdo con las leyes de variación del viento con la altura.

2.4 Combinación de Acciones

La clasificación que el reglamento establece de acciones anteriormente definidas se hace considerándolas en forma independiente. Sin embargo debe tomarse en cuenta que estas acciones, en algún instante, pueden presentarse al mismo tiempo. Por esta razón los reglamentos especifican que debe revisarse la seguridad de una estructura para el efecto combinado de todas las acciones que tenga una posibilidad no despreciable de ocurrir paralelamente.

Según el Reglamento de Construcción del D. F. la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales las más desfavorables se tomara con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o

bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo (RCDF y NTC, 2004).

Para la combinación de carga muerta mas carga viva, se empleará la intensidad máxima de carga viva de las cargas variables, considerándola uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada de las cargas variables.

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el RCDF.

2.5 Cargas Últimas

Según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) se establece el empleo de factores de carga (F_c), los cuales deben multiplicarse por las combinaciones de las acciones calculas convirtiéndolas en cargas o acciones últimas, las que se deberán emplear en el diseño estructural.

Para la determinación de este factor según el RCDF se aplican las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones combinadas “carga viva + carga muerta” se aplicara un factor de carga 1.4.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomara igual a 1.5.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas como “carga viva + carga muerta +cargas accidentales” se tomara un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura el factor de carga se tomara igual a 0.9; además, se tomara como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la intensidad de acciones.

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomara en todos los casos un factor de carga unitario.

2.6 Canalización de Cargas en los Elementos Estructurales

La distribución de cargas es la forma en que las cargas se transmiten a través de los elementos estructurales.

Por lo general las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Una carga puntual puede representar la acción de otro componente estructural que entra en contacto con un

miembro, o el soporte de una pieza pesada de equipo en el suelo. Las cargas lineales son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud, como el peso de una pared divisoria que actúa sobre una trabe de apoyo, o el peso distribuido de un sistema de piso que actúa sobre una viga de apoyo. Las cargas superficialmente distribuidas se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras. “La carga lineal mencionada se debe a una carga distribuida que puede consistir en el peso por unidad de área del sistema de piso y del peso asociado con el supuesto uso del área, por ejemplo un salón de clases, un vestíbulo, una biblioteca o una bodega”. (Castillo, 1980).

CAPITULO 3

MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN

Para obtener mayor eficacia en la construcción es necesario elegir los materiales adecuados, tomando en cuenta la resistencia, disponibilidad, costos, el impacto ambiental, accesibilidad en el lugar de la obra y calidad de los mismos para saber cual, dentro de la gran variedad, es conveniente utilizar estructuralmente.

Los materiales más frecuentemente utilizados en la construcción son la mampostería, el concreto y el acero, los cuales se pueden utilizar independientemente o en conjunto, como el concreto reforzado (González, 2002).

3.1. Mampostería

La mampostería es el material más utilizado en la construcción, de cualquier tipo de obra, ya sean pequeñas o grandes edificaciones, además de ser utilizada en cimentaciones y decoración.

Los tipos de mampostería más utilizados son la piedra braza, el ladrillo de barro recocido y el tabicón de concreto. Para unir las piezas de mampostería se utilizan conglomerantes, todo esto según González, (2002).

3.1.1. El Ladrillo

Los ladrillos son elementos de forma paralelepípedo ortogonal, sólidos o huecos, fabricados mediante el moldeo, extrusión o compresión, secado y cocción

de arcilla. Las piezas huecas tienen el propósito de mejorar las condiciones de aislamiento térmico y acústico, así como de alojar los elementos de refuerzo y tuberías, además de reducir la masa de los muros.

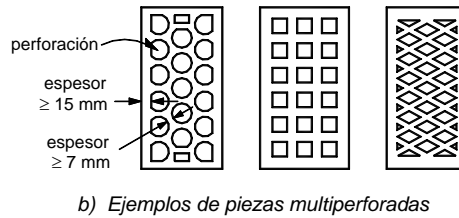
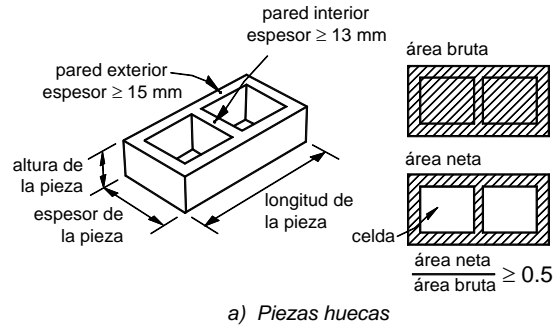
La resistencia depende principalmente de la firmeza de las piezas y en menor grado de la del mortero, es por tanto, importante, utilizar piezas sanas, por la falta de métodos de ensayo. La resistencia a la compresión de las piedras varía desde 100 Kg/cm². Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la Norma Mexicana (González, 2002).

Peso volumétrico neto mínimo de piezas en estado seco	
Tipo de pieza	Valores en kN/m ³ (kg/m ³)
Tabique de barro recocido	13 (1300)
Tabique de barro con huecos verticales	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)

Se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

Se considerarán como piezas huecas las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm. Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas

perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm.



Ladrillos (González, 2002) (Fig. 3.1)

3.1.2. La piedra Braza

Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. En México suelen distinguirse los siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural:

a) Mampostería de primera. La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.

b) Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.

c) Mampostería de tercera. La piedra se utiliza con la forma irregular con que llega de la cantera, aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En la tabla 3.1 se dan características aproximadas de algunas piedras comúnmente usadas en la construcción.

Tabla de las Propiedades mecánicas de piedras naturales:

Piedra	Peso volumétrico seco (t/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)*10 ³
Areniscas	1.75 – 2.65	150 – 3200	60 – 120	40 – 200
Basaltos (Piedra braza)	2.30 – 3.00	800 – 5800	200 – 300	100 – 300
Granito Natural	2.40 – 3.20	800 – 3000	100 – 200	400 – 500
Mármol	2.40 – 2.85	300 – 3000	35 – 200	900

3.1.3. Tabicón y Bloque de Concreto

Bloque: es fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Y el Tabicón es fabricado de concreto y las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm

de ancho y 24 cm de largo, esto incluye la junta de albañilería. El bloque es una alternativa económica, resistente a la intemperie, duradero y permite el paso de las instalaciones por el interior de los muros, todo esto según González, (2002).

3.1.4. Conglomerantes

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales.

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero.

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante.

Los morteros a base de cal, son de baja resistencia a compresión, del orden de 1 a 10 kg/cm², por lo cual en las NTC se descarta el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural. Según dichas normas, todo mortero deberá tener cemento hidráulico. Las mezclas que se obtienen son muy trabajables, de fraguado lento y con buena retención de agua. El fraguado lento es favorable ya que permite preparar una mezcla para toda una

jornada de trabajo, sin embargo una desventaja importante se refiere a que la resistencia de la mampostería se desarrolla lentamente.

Los morteros de cemento tienen resistencias a la compresión mucho más altas que los de cal, entre 40 y 200 kg/cm². El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm² y el peso volumétrico es de aproximadamente 2 t/m³.

Estos morteros son de fraguado rápido; una mezcla puede usarse como máximo 40 a 60 minutos después de fabricada. Son menos trabajables que los de cal y su retención de agua es menor que en los morteros de cal. Los morteros de yeso tienen resistencias muy bajas, fraguado muy rápido y sólo se usan en modalidades constructivas especiales.

Los morteros que contienen más de un material cementante se conocen como mixtos. En la práctica prevalecen los morteros elaborados con cemento y cal ya que reúnen ventajas de los dos materiales, dando lugar a mezclas de buena resistencia y trabajabilidad. También se usan ampliamente los cementantes premezclados, como los llamados cementos de albañilería que contienen cemento, cal y aditivos plastificadores, todo esto según González, (2002).

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe estar entre 2.25 y 3 ya que se obtienen así mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción. La variabilidad en la resistencia que se obtiene para un proporcionamiento dado es considerable, debido a que la dosificación se hace por volumen y sin controlar la cantidad de agua. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

Se ha demostrado que la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica. Cuando el mortero se pone en contacto con la pieza de mampostería, ésta succiona lechada que penetra por los poros capilares de la pieza, que al cristalizar forma la trabazón mecánica, que es la base de la adhesión entre ambos elementos. Este fenómeno será incrementado tanto por el aumento de la rugosidad superficial en la cara de asiento de la unidad, como por la presencia de cavidades o alvéolos en la misma cara (Cerver).

Para minimizar este efecto e incrementar la adherencia se puede optar por uno o más de los siguientes procedimientos:

Proveer juntas de mortero gruesas, de manera que la succión de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba. La consecuencia de este procedimiento es la reducción de la resistencia a la compresión de la mampostería.

Reducir la succión en el momento del asentado de la pieza cuando esta succión es elevada. Esto implica humedecer la unidad, incorporando un factor más de variabilidad difícilmente controlable.

Aumentar la consistencia del mortero (aumentando la cantidad de agua en el mismo) o aumentando su retentividad (Calidad del mortero que mide su consistencia o fluidez durante su colocación, cuando entra en contacto con superficies absorbentes.), por ejemplo, añadiendo cal en la dosificación del mortero. Sin embargo, estas posibilidades tienen limitaciones.

3.2. Concreto

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. Al juntar estas forman una pasta, constituyendo un material heterogéneo. En algunas veces se le añaden aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

Cuando el concreto fragua, su volumen bruto permanece casi inalterado, pero el concreto endurecido contiene poros llenos de agua y aire, mismos que no tienen resistencia alguna. La resistencia está en la parte sólida de la pasta, en su mayoría en el hidrato de silicato de calcio y en las fases cristalinas, todo esto según (González, (2002).

Entre menos porosa sea la pasta de cemento, mucho más resistente es el concreto. Por lo tanto, cuando se mezcle el concreto no se debe usar una cantidad mayor de agua que la absolutamente necesaria para fabricar un concreto plástico y trabajable. A un entonces, el agua empleada es usualmente mayor que la que se requiere para la completa hidratación del cemento. La relación mínima Agua – Cemento (en peso) para la hidratación total es aproximadamente de 0.22 a 0.25.

Los agregados finos y gruesos ocupan comúnmente de 60% a 75% del volumen del concreto (70% a 85% en peso), e influyen notablemente en las

propiedades del concreto recién mezclados y endurecidos, en las proporciones de la mezcla, y en la economía. Los agregados finos comúnmente consisten en arena natural o piedra triturada siendo la mayoría de sus partículas menores que 5 mm. Los agregados gruesos consisten en una grava o una combinación de grava o agregado triturado cuyas partículas sean predominantemente mayores que 5 mm. y generalmente entre 9.5 mm. y 38 mm.

El peso volumétrico del concreto es elevado en comparación con el de otros materiales de construcción y como los elementos estructurales son generalmente voluminosos, el peso es una característica que debe tomarse en cuenta su peso promedio es de 1.9 y 2.45 ton/m³ dependiendo principalmente de los agregados pétreos, otra característica del concreto es su peso volumétrico, donde en el RCDF define el concreto clase I con un peso volumétrico en estado fresco mayor a 2.2 ton/m³ y de clase 2 está comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³.

El concreto simple es resistente a la compresión, pero es débil en tensión, lo que delimita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones se emplea acero de refuerzo colocado en zonas donde se prevé que se desarrollaran tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

La función del acero de refuerzo en el concreto reforzado, el acero de refuerzo no solo ayuda al concreto para el trabajo a tensión, sino también se emplea en zonas a compresión para aumentar la resistencia del elemento

reforzado, para reducir las deformaciones debidas a carga de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión, todo esto según González, (2002).

El concreto reforzado es la combinación de concreto simple con refuerzo de acero, el concreto presforzado es una modalidad del concreto reforzado, en la que se crea un estado de refuerzos de compresión en el concreto antes de las aplicaciones de las acciones. De este modo los esfuerzos de tensión producidos por la secciones que quedan contrarrestados o reducidos. La manera más común de presforzar consiste en tensar el acero de refuerzo y anclarlo en los extremos del elemento.

Es importante saber que los concretos de resistencias distintas tienen diferentes grados de rigidez y que bajo esfuerzos iguales sus deformaciones serán diferentes, es decir, tendrán módulos de elasticidad diferentes. Todos los materiales de construcción se deforman sin incremento de carga cuando los esfuerzos internos sobrepasan el límite elástico. En elementos de concreto sometidos a carga, existe también una tendencia a cambiar su forma o su tamaño con el transcurso del tiempo; esta deformación se llama flujo plástico.

3.3. Acero de Refuerzo

La función del acero de refuerzo en el concreto reforzado, es que no solo ayuda al concreto para el trabajo a tensión, sino también se emplea en zonas a compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a carga de larga duración y para proporcionar

confinamiento lateral al concreto lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

El concreto reforzado es la combinación de concreto simple con refuerzo de acero, el concreto presforzado es una modalidad del concreto reforzado, en la que se crea un estado de refuerzos de compresión en el concreto antes de las aplicaciones de las acciones. De este modo los esfuerzos de tensión producidos por la secciones que quedan contrarrestados o reducidos. La manera más común de presforzar consiste en tensar el acero de refuerzo y anclarlo en los extremos del elemento, todo esto según González, (2002).

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío. Los diámetros más usuales de las barras producidas en México varían de ¼" a 1 ½". Todas las barras, con excepción del alambre de ¼", que generalmente es liso, tienen corrugaciones en la superficie, para mejorar su adherencia con el concreto. Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia.

En México se cuenta con variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200 kg/cm². El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4000 a 6000 kg/cm².

Una propiedad importante que debe tenerse en cuenta en refuerzos con detalles soldados es la soldabilidad. La soldadura de aceros trabajados en frío

debe hacerse con cuidado. Otra propiedad importante es la facilidad de doblado, que es una medida indirecta de ductilidad y un índice de su trabajabilidad.

El acero que se utiliza en estructuras presforzadas es de resistencia superior. El modulo de elasticidad de los distintos tipos de acero cambia muy poco. Para el diseño se supone que la curva esfuerzo-deformación del acero en compresión es idéntica a la curva esfuerzo-deformación en tensión. La curva en compresión es difícil de determinar en el caso de barras, debido a efectos de esbeltez, todo esto según González, (2002).

El dimensionamiento es la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo. El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en esfuerzos de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero.

El factor de seguridad de los elementos de una estructura dimensionados por el método de esfuerzos de trabajo no es uniforme, ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles. En otras palabras la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos del trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y su sollicitación de servicio.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado método plástico, de resistencia o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada. Se trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideran aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural debe de ser útil cuando alcanza un estado, llamado estado límite, en que deja de realizar la función para la cual fue diseñado.

CAPITULO 4

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Sin lugar a duda a lo largo del siglo XX se dieron importantes transformaciones tanto en la tecnología como en los hábitos y costumbres de vida de las personas, lo cual ha influido directamente en la tipología de la edificación que conocemos hoy día. De tal manera que encontramos a lo largo del siglo pasado innumerables ejemplos de soluciones funcionales y plásticas que dieron pauta a las soluciones arquitectónicas con las que convivimos hoy en día.

Al responder estas propuestas a las necesidades de la gente y a la rentabilidad de los inversionistas no existía duda la verticalidad y la agrupación de espacios con distribuciones inteligentes y en superficies más reducidas que en el pasado, pero con las ventajas de insertarse en el tejido urbano dieron las condiciones para que en todas las capitales del mundo empezaran a surgir ejemplos arquitectónicos con esa misma tendencia. Y México no fue la excepción, Mario Pani logra desarrollar una importante cantidad de edificaciones con los esquemas europeos tanto en funcionamiento como en su propuesta plástica lo cual generó una manera de vivir distinta dentro de las ciudades , todo esto según McCormac, (2002).

4.1. Importancia de la Estructuración

El objetivo de la estructuración debe ser el de adoptar la solución óptima entre el conjunto de posibles opciones de estructuración. Otro objetivo es el limitar

el espacio, la unión de los puntos o la comunicación de los espacio, como es el caso de los distintos edificios, la comunicación de dos puntos, etc., además las estructuras al cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas, van a estar sometidas a distintas solicitaciones, las cuales deben soportar con determinado grado de seguridad.

En la etapa de la estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, el sistema estructural principal y el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes. Entre los factores que intervienen en la determinación de la estructura más adecuada es necesario considerar los siguientes puntos:

En el proyecto arquitectónico se deben fijar las dimensiones generales mínimas, alturas o desniveles, distribuciones de los elementos, etc. como correspondientes a un funcionamiento óptimo de la construcción, por lo que el diseño estructural tendrá que adaptarse para tomar en cuenta estas condiciones. En este también se deberá considerar la posible solución estructural, con objeto de que se realice dentro de ciertas condiciones óptimas. En los casos en que la supuesta estética, adopte partidos o soluciones no adecuadas desde el punto de vista estructural, se requerirá de un estudio cuidadoso que puede llegar a la modificación de la solución arquitectónica, todo esto según McCormac, (2002).

Las solicitaciones dependen fundamentalmente del destino de la construcción, de la zona geográfica en la que está localizada la estructura, etc. El tipo, magnitud y distribución de las solicitaciones definirán, en muchos casos, los

materiales, la distribución de elementos y la forma estructural. en el diseño de la estructura se buscara el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las solicitaciones establecidas. Esto quiere decir que tanto las fuerza internas, como las deformaciones se conservaran dentro de ciertos valores. También será importante comprobar la estabilidad del conjunto. Una estructura además de resistir las fuerzas a que se encuentra sometida, tendrá que estar en condiciones estables por lo que habrá que evitar desplazamientos, volteos, por efecto del conjunto de fuerzas actuantes.

La solución estructural constructiva por adoptar, tendrá que ser fácilmente realizable dentro de las limitaciones propias que existan para la obtención de materiales, disponibilidad de maquinaria y mano de obra, velocidad de ejecución, etc. muchos son los proyectos que a pesar de cumplir con las condiciones de los puntos anteriores, no han podido realizarse o simplemente lo han encarecido por no haber tomado en cuenta el proceso constructivo.

El diseño de una estructura, se facilitara, si el proyectista, llega a sentir en que se transmiten las fuerzas entre los distintos elementos que lo forman. Para esto ayudar el conocimiento de las deformaciones que va a sufrir la estructura, ya que todos los miembros sufren deformaciones más o menos grandes. A partir del estado de deformación supuesto, es posible deducir las fuerzas internas que van a actuar sobre la estructura.

El diseño estructural debe estar dirigido a la definición de una estructura, que a manera de esqueleto, constituye el elemento más importante de una

construcción. Es cierto que es muy importante, pero también lo son los distintos muros, elementos de relleno y albañilería, que forman parte del conjunto, todo esto según McCormac, (2002).

Es difícil dar recomendaciones de validez general para la selección del sistema estructural. En cada caso intervienen aspectos particulares que deben ser evaluados por el proyectista con base en sus conocimientos sobre la eficiencia de diferentes materiales, elementos estructurales y arreglos de estos, ante diversas condiciones de carga, y sobre las consecuencias que produce la elección de cada posible sistema estructural en los otros aspectos del proyecto de construcción. Las pocas recomendaciones que se pueden hacer en el campo de la estructuración del proyecto es: 1) Regularidad en la planta, que esta consiste en que la el proyecto sea regular en la geometría, masa y en la rigidez y resistencia; 2) Regularidad en la elevación, esta reside tanto en la geometría como en la rigidez, se tratara de evitar que se tengan diferencias muy grandes entre cada nivel; 3) Evitar pesos innecesarios, esto se refiere a que los elementos estructurales no sean más grandes de lo necesario, ya que esto implica un peso extra a la estructura; 4) Evitar que el periodo de la estructura sea semejante al del suelo, es importante a la hora de realizar el análisis sísmico verificar que en los periodos no coincidan; 5) Evitar influencia de elementos “no estructurales”; 6) Evitar que las conexiones sean excéntricas; 7) Evitar fallas por penetración, estas suelen presentarse con más frecuencia en la cimentación; 8) Se debe procurar que la falla se presente en las vigas y no en las columnas; 9) Hiperestaticidad, esto quiere decir que entre más hiperestática sea la estructura es menos fácil que falle

e inversamente, es decir, en estructuras con menor hiperasticidad es más fácil que se presente la falla, todo esto según Meli, (2002).

4.2. Sistemas Estructurales

Al desarrollar el proceso de estructuración es importante conocer las principales características de los elementos estructurales y la manera en que participan, en la formación de una estructura más compleja. Las estructuras están formadas por una serie de elementos más simples, que ya en conjunto comunican propiedades de resistencia, rigidez, ductilidad, etc. a la estructura.

Un sistema estructural deriva su carácter único de cierto número de consideraciones: funciones estructurales específicas, resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, para cubrir claros horizontales, verticalmente, en voladizo u horizontal, la forma geométrica u orientación, el o los materiales de los elementos, la forma y unión de los elementos, la forma de apoyo de la estructura, las condiciones específicas de carga, las consideraciones de usos impuestas, las propiedades de los materiales, entre otros.

ESTRUCTURAS MACIZAS: Son aquellas en las que la resistencia y la estabilidad se logran mediante la masa, aun cuando la estructura no es completamente sólida.

ESTRUCTURAS RETICULARES: Consiste en una red de elementos ensamblados.

ESTRUCTURAS SUPERFICIALES: Pueden tener alto rendimiento debido a su función doble como estructura y envolvente, pueden ser muy estables y fuertes.

4.3. Tipos de estructuras

4.3.1. Muros Estructurales

Cuando este sistema se utiliza tiene dos elementos distintivos en la estructura general del edificio:

Muros: Utilizados para dar estabilidad lateral, así como apoyo a los elementos que cubren el claro. Generalmente son elementos a compresión. Pueden ser monolíticos o entramados ensamblados de muchas piezas. Aunque no se utilizan para transmisión de carga vertical se utilizan, a menudo, para dar estabilidad lateral.

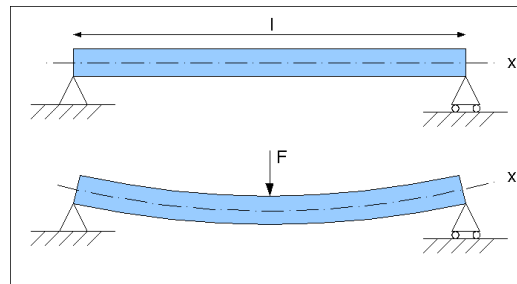
Elementos para cubrir claros: Funcionan como pisos y techos. Dentro de estos se encuentran una gran variedad de ensambles, desde simples tableros de madera y viguetas hasta unidades de concreto precolado o armaduras de acero.

4.3.2. Sistema de postes y vigas

El uso de troncos y árboles en las culturas primitivas como elementos de construcción fue el origen de este sistema básico, la cual es técnica constructiva importantes del repertorio estructural. Los dos elementos básicos son:

Poste: es un elemento que trabaja a compresión lineal y está sujeto a aplastamiento o pandeo, dependiendo de su esbeltez relativa.

Viga: básicamente es un elemento lineal sujeto a una carga transversal; debe generar resistencia interna a los esfuerzos cortantes y de flexión y resistir deflexión excesiva. La estructura de vigas y postes requiere el uso de un sistema estructural secundario de relleno par producir las superficies de los muros, pisos y techos.



Viga sometida a una carga puntual F (Fig. 4.1)

Algunas variaciones de este sistema son:

Extensión de los extremos de las vigas, sujeción rígida de vigas y postes, sujeción rígida con extensión de los extremos de las vigas, ensanchamiento de los extremos del poste, viga continua, entre otros.

4.3.3. Marcos Rígidos

Cuando los elementos de un marco lineal están sujetos rigidamente, es decir, cuando las juntas son capaces de transferir flexión entre los miembros, es sistema asume un carácter particular. “Si todas las juntas son rígidas, es imposible cargar algunos de los miembros transversalmente sin provocar la flexión de los demás”, (Ambrose, 2005).

4.3.4. Sistemas Para Cubrir Claros Planos

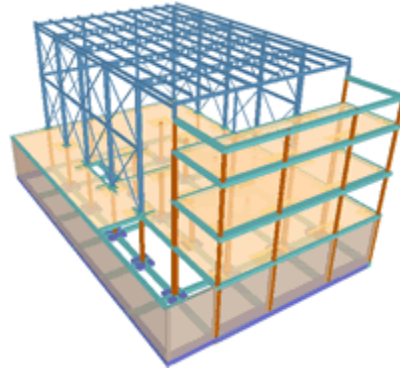
Consiste en producir el sistema en dos sentidos del claro, en vez de uno solo. El máximo beneficio se deriva de una claro en dos direcciones si los claros son iguales. Otro factor importante para incrementar el rendimiento es mejorar la característica de la flexión de los elementos que cubren el claro.

4.3.5. Sistema De Armaduras

Una estructura de elementos lineales conectados mediante juntas o nudos se puede estabilizar de manera independiente por medio de tirantes o paneles con relleno rígido. Para ser estables internamente o por si misma debe cumplir con las siguientes condiciones:

- ② Uso de juntas rígidas
- ② Estabilizar una estructura lineal: Por medio de arreglos de los miembros en patrones rectangulares coplanares o tetraedros espaciales, a este se le llama celosía.

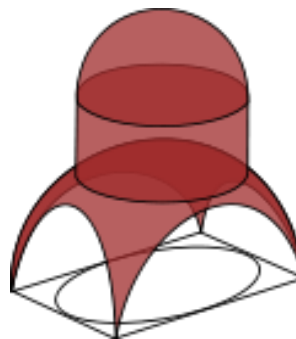
Cuando el elemento estructural producido es una unidad para claro plano o voladizo en un plano, se llama armadura. Un elemento completo tiene otra clasificación: arco o torre de celosía.



Sistema de armadura (Fig. 4.2)

4.3.6. Sistema De Arco, Bóveda Y Cúpula

El concepto básico del arco es tener una estructura para cubrir claros, mediante el uso de compresión interna solamente. El perfil del arco puede ser derivado geoméricamente de las condiciones de carga y soporte. Para un arco de un solo claro que no está fijo en la forma de resistencia a momento, con apoyos en el mismo nivel y con una carga uniformemente distribuida sobre todo el claro, la forma resultante es la de una curva de segundo grado o parábola. La forma básica es la curva convexa hacia abajo, si la carga es gravitacional.



Cúpula Tridimensional (Fig. 4.3)

4.3.7. Estructuras A Tensión

La estructura de suspensión a tensión fue utilizada ampliamente por algunas sociedades primitivas, mediante el uso de líneas cuerdas tejidas de fibras o bambú deshebrado. Desde el punto de vista estructural, el cable suspendido es el inverso del arco, tanto en forma como en fuerza interna. La parábola del arco a compresión se jala para producir el cable a tensión. El acero es el principal material para este sistema y el cable es la forma lógica.

4.3.8. Estructuras de Superficies

Son aquellas que consisten en superficies extensas, delgadas y que funcionan para resolver solo fuerzas internas dentro de ellas. El muro que resiste la compresión, que estabiliza el edificio al resistir el cortante dentro de un plano y al cubrir claros como una viga, actúa como una estructura de superficie. La bóveda y la cúpula son ejemplos de este tipo.



Bóvedas (Fig. 4.4)

Las estructuras de superficie más puras son las que están sometidas a tensión. Las superficies a compresión deben de ser más rígidas que las que soportan tensión, debido a la posibilidad de pandeo.

4.3.9. Sistemas Especiales

ESTRUCTURAS INFLADAS: Se utiliza inyección o presión de aire como recurso estructural en una variedad de formas.

ESTRUCTURAS LAMINARES: es un sistema para moldear superficies de arco o bóveda, utilizando una red de nervaduras perpendiculares que aparecen como diagonales en planta.

CÚPULAS GEODÉSICAS: ideada para formar superficies hemisféricas, se basa en triangulación esférica.

ESTRUCTURAS DE MÁSTIL: existen estructuras similares a los árboles, que tienen piernas únicas para apoyo vertical y que soportan una serie de ramas.

4.3.10. Criterios de Estructuración

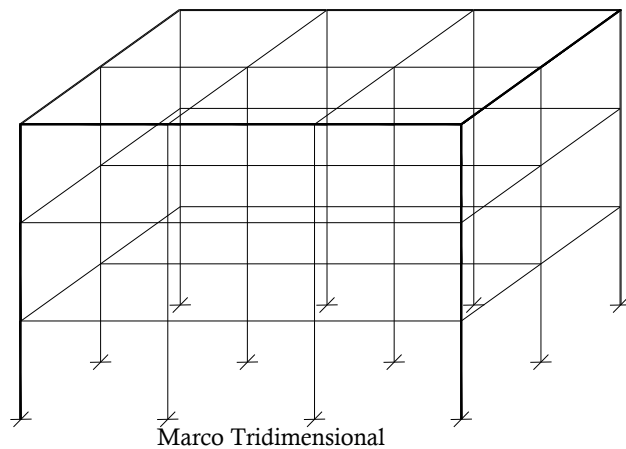
En términos generales, se pueden establecer cuatro requisitos básicos para sistemas estructurales de edificios en zonas sísmicas:

El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección.

La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan hasta el terreno.

Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que puedan producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Por lo tanto se recomienda que la estructura sea lo más: *sencilla, regular, simétrica y continua*.

“Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permita disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales”, (Ambrose, 2005).



Marco Tridimensional (Fig. 4.5)

CAPITULO 5

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

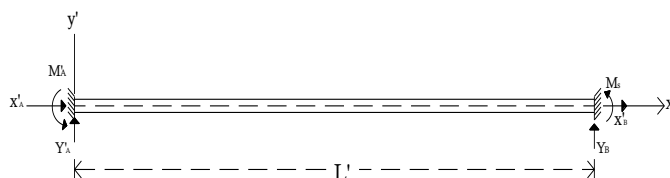
“En la etapa del análisis estructural se realiza la determinación de la respuesta estructural, ósea la de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura” (Meli, 2002, 329).

5.1. Método de Rigidez

Este método permite analizar estructura modeladas con elementos barra, por ejemplo vigas, armaduras, marco retículas y estructuras en el espacio. El método también se conoce como método de los desplazamientos debido a que en su formulación las incógnitas son precisamente los desplazamientos. Básicamente es definir la relación fuerza-desplazamiento de cada elemento usando las propiedades de los materiales que los componen y relacionándolos entre sí mediante los conceptos de equilibrio y compatibilidad.

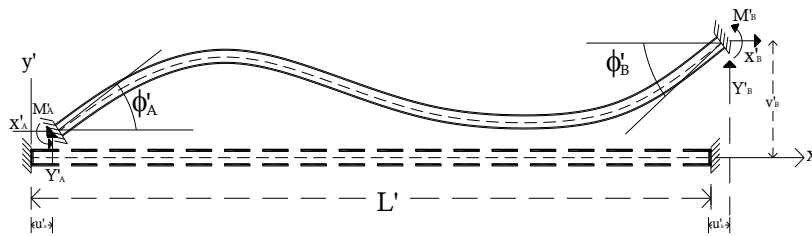
5.1.1. Determinación de la Matriz de Rigideces

Al aislar un elemento de un sistema estructural plano, el estado de esfuerzos que se presenta en cada uno de sus extremos está definido por las tres acciones siguientes: una fuerza axial a lo largo de x , una fuerza cortante a lo largo de y y un momento flexionante alrededor de z , como se muestra en la figura 5.1.1.



Cargas en los Extremos.

Figura 5.1.1.



Cargas y Deformaciones.

Figura 5.1.2.

Para establecer la relación entre fuerza y desplazamiento es necesario usar las propiedades geométricas de los materiales de los elementos del sistema estructural, así como también los conceptos de equilibrio y compatibilidad. La relación entre las acciones de los extremos que mantienen al elemento en una configuración deformada y los desplazamientos correspondientes (Fig. 5.1.2), se puede escribir como,

$$\{F\} = [K]\{D\}, \quad \text{Ec. 5.1.}$$

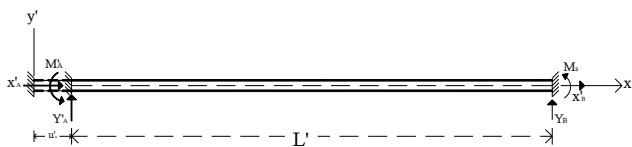
en donde $[K]$ es la matriz de rigideces del elemento, $\{D\}$ es el vector de desplazamientos y $\{F\}$ es el vector de fuerzas o acciones en los nodos del sistema estructural. De esta forma, los vectores $\{F\}$ y $\{D\}$ quedan definidos por:

$$\{F\} = \begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix}, \quad \{D\} = \begin{bmatrix} u'_A \\ v'_A \\ \phi'_A \\ u'_B \\ v'_B \\ \phi'_B \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad [K]_{6 \times 6} \quad \text{Ec. 5.2.}$$

Para producir la matriz de rigideces de un sistema plano se aplica a la barra un desplazamiento unitario en cada una de las posibles direcciones. La primera

columna de la matriz de rigideces la forman las fuerzas que se generan por aplicar un desplazamiento unitario en la dirección horizontal de la barra, fuerza axial, la segunda columna corresponde a las fuerzas que se generan por aplicar un desplazamiento unitario en la dirección vertical, fuerza cortante, y la tercera columna la forman las fuerzas producto de un giro unitario, momento flexionante, estos resultados corresponden al nudo 1 de la barra; de igual forma se determinan las otras tres columnas aplicando ahora desplazamientos independientes al nodo 2 de la barra, todo esto según Ambrose, (2005).

Rigidez Axial. Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje x' , en el punto nodal A. En la figura 5.1.3 se muestra la configuración deformada y los elementos mecánicos correspondientes, producidos por el desplazamiento en dirección al eje x' en el punto nodal A.



Desplazamientos en dirección x' aplicado en el nodo A.

Figura 5.1.3.

$$\begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} \\ 0 \\ 0 \\ -\frac{EA}{L} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} u'_A$$

Ec. 5.3

Rigidez al Corte. Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje y' , en el punto nodal A. La configuración asociada a este desplazamiento se indica en la figura 5.1.3.4.

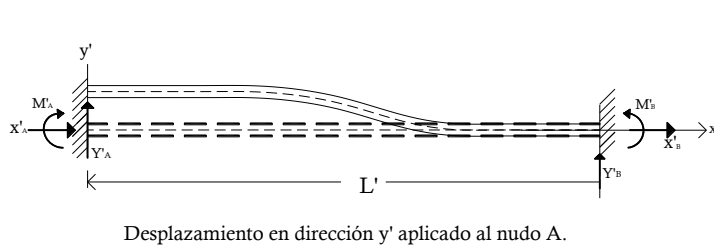


Figura 5.1.4.

$$\begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} \\ 0 \\ -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} \end{bmatrix} v'_A$$

Ec. 5.4

Rigidez Angular. Barra sometida únicamente al desplazamiento angular respecto al eje z' , en el punto nodal A. La configuración asociada a este desplazamiento se indica en la figura 5.1.3.5.

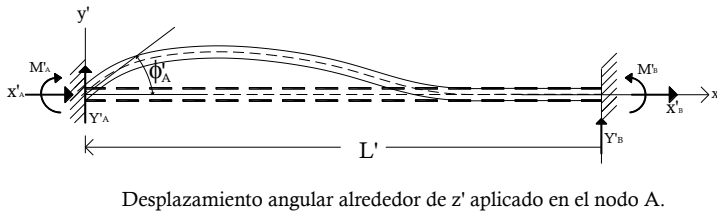


Figura 5.1.5.

$$\begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{4EI}{L} \\ 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \phi'_A$$

Ec. 5.5

En forma similar aplicamos desplazamientos unitarios al nudo B y se obtienen las acciones restringidas para todo el elemento. Al aplicar un desplazamiento en dirección al eje x' en el nudo B, se obtiene lo siguiente:

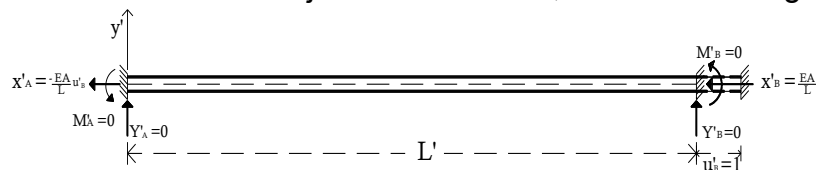


Figura 5.1.6.

Al aplicar un desplazamiento en dirección al eje y' en el nodo B, se obtiene lo siguiente:

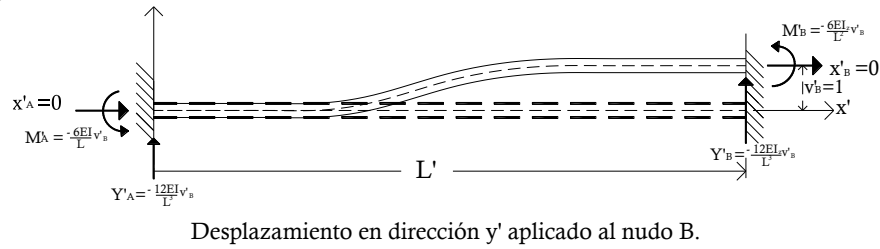


Figura 5.1.7.

Al aplicar un desplazamiento angular respecto al eje z' en el nodo B, se obtiene lo siguiente:

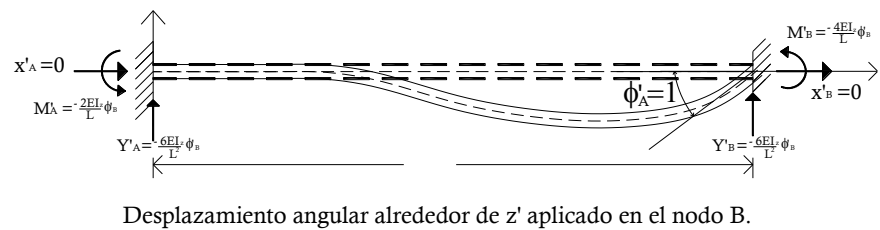


Figura 5.1.8.

Por tratarse de un sistema lineal, la fuerza total sobre los extremos de la barra es la suma de los casos individuales (superposición). Representando las acciones matricialmente obtenemos lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{13EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{13EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u'_A \\ v'_A \\ \phi'_A \\ u'_B \\ v'_B \\ \phi'_B \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 5.6}$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad o modulo de Young.

A =Área de la sección transversal.

I_z =Momento de inercia con respecto al eje z .

ϕ =Desplazamiento angular.

M_z =Momento flexionante alrededor del eje z .

V_y =Fuerza cortante en la dirección y .

v =Deflexión de una viga.

u =Desplazamiento axial.

5.1.2. Vector de Cargas

Generalmente las estructuras están sometidas a cargas distribuidas o concentradas a lo largo de sus elementos y a cargas aplicadas en sus nodos (cargas nodales). Para el análisis de estas estructuras es necesario tomar en cuenta ambos tipos de cargas, en el método de las rigideces se consideran de acuerdo con la ecuación 5.7.

$$\{F \cdot N\} = [K]\{D\} + \{F.E.P.\}$$

Ec. 5.7

Los elementos de vector de fuerzas $\{F\}$ de la ecuación (5.1) resultan de sumar las componentes de las cargas aplicadas directamente en los nodos $\{F.N\}$ y las acciones que las cargas aplicadas a lo largo del elemento producen en los nodos, a tales acciones se les conoce como fuerzas de empotramiento perfecto $\{F.E.P.\}$, de manera que,

$$\{F\} = \{F.N\} - \{F.E.P.\}$$

Ec. 5.8

5.1.3. Rotación de Ejes Locales a Ejes Globales

Hasta aquí, las acciones y desplazamientos de los extremos de un elemento, incluso los coeficientes de rigidez están definidos respecto a los ejes locales del elemento. Si observamos la estructura de la figura 5.1.9, concluimos que a cada barra le corresponde un sistema de referencia local que en general difiere de la referencia global.

La matriz de rigideces en el sistema global de una barra es:

$$[K] = \begin{bmatrix} \left[\frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & \left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\left[\frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & -\left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta \\ \left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & \frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & -\left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & -\left[\frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 \right] & \frac{6EI_z}{L^2} c_\theta \\ -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{2EI_z}{L} \\ -\left[\frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & -\left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \left[\frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & \left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta \\ -\left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & -\left[\frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 \right] & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \left[\frac{EA}{L} - \frac{12EI_z}{L^3} \right] s_\theta c_\theta & -\left[\frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 \right] & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta \\ -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

Ec. 5.9

5.1.4. Vigas Continuas

Las vigas continuas están fundamentalmente sometidas a flexión y a fuerzas cortantes. Las deformaciones axiales que se presentan con pequeñas y tienen poco influencia sobre la respuesta de la estructura por lo que pueden despreciarse.

$$\begin{bmatrix} Y_A \\ M_A \\ Y_B \\ M_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_A \\ \phi_A \\ v_B \\ \phi_B \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 5.10}$$

Una viga continua queda representada por cuatro grados de libertad, si solo se considera flexión la rigidez del elemento viga queda de la siguiente manera:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{4EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{2EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 5.11}$$

En las vigas continuas el sistema de referencia local coincide con el sistema global, por lo que es necesario transformar coordenadas (Ambrose, 2005).

5.1.5. Marcos Planos

Estas son estructuras formadas por vigas y columnas. En el análisis de estas estructuras se considera que están presente tres elementos mecánicos: fuerza norma, fuerza cortante y momento flexionante en cada extremo de la barra.

La matriz de rigideces estos elementos en el sistema de coordenadas globales es la que se determino anteriormente ecuación 5.9.

CAPITULO 6

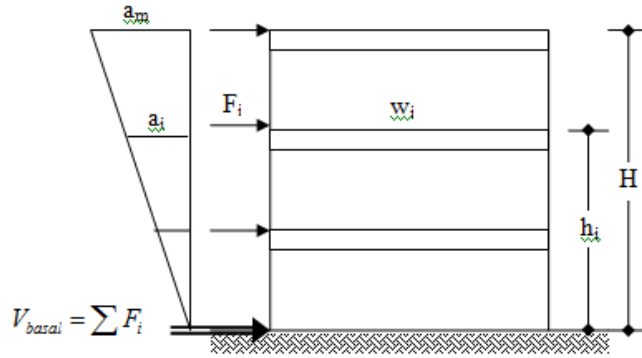
MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

“El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento de construcción. El primer paso del diseño sísmico es el análisis sísmico que permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y que elementos mecánicos producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio” (Navarro, 2004).

Las estructuras tienen comportamiento elástico lineal, por lo tanto se podrá utilizar el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar, que aunque obvia la necesidad de calcular los modos de vibración, también se puede utilizar el método estático de análisis sísmico.

6.1. Análisis Sísmico Estático

Este método consiste en sustituir el efecto del sismo por fuerzas laterales estáticas aplicadas en los centros de masas de cada nivel. La base del método es suponer una distribución de aceleraciones lineales, por esta razón no puede aplicarse en edificios donde los modos superiores tengan una influencia significativa, ni en estructuras donde se presenten torsiones importantes.



Fuerzas aplicadas a Estructura (Fig. 6.1)

El reglamento limita la aplicación del método para estructuras regulares de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m se dichas estructuras están ubicadas sobre terrenos tipo II y III. Para edificios ubicados en terrenos tipo I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m.

En la aplicación del análisis estático se requieren los siguientes pasos:

- Se presenta la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- Estas fuerzas se distribuyen entro los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que los correspondan.

De acuerdo con la segunda ley de Newton $F = ma$, y además $m = \frac{w}{g}$; por

lo tanto la fuerza en cada nivel (F_i) resulta ser:

$$F_i = C_s W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

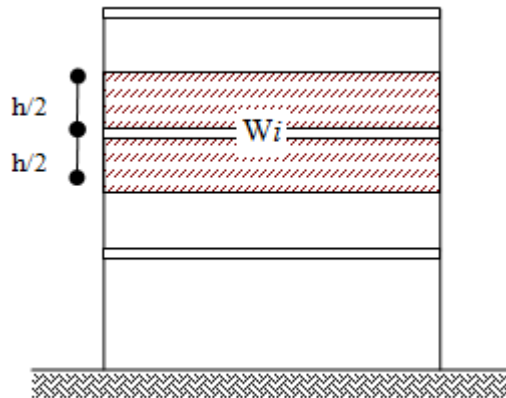
Donde:

W_{total} es el peso total de la estructura y

C_s es el coeficiente sísmico que se obtiene de reglamento y el cual puede o no ser reducido por el factor de comportamiento sísmico (Q), resultando:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

Para determinar la fuerza lateral debe emplearse el peso total del edificio en cada nivel y no separarlo en áreas tributarias para cada marco o muro de la estructura. Dicho peso debe incluir la carga muerta y la carga viva accidental de la losa en cada nivel y la mitad del peso de los muros, columnas y acabados localizados arriba y abajo del nivel considerado (McCormac, 2002).



Peso total de la Estructura (Fig. 6.2)

La fuerza sísmica encontrada se aplica en el Centro de Masa del entrepiso considerado. Adicionalmente se calcula el Centro de Rigideces o Centro de Torsión. Cuando el centro de masas y el centro de torsión no coinciden se produce

un momento torsionante, el cual provoca un cortante adicional en los marcos y en los muros del edificio.

6.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

El análisis (dinámico o de cualquier otro tipo) debería ser utilizado como indicador del funcionamiento futuro: si es bueno para aceptar el diseño y si es malo para modificarlo.

Cuando no se cumplen los requisitos para aplicar el método estático, o bien la estructura es de mucha importancia, se aplica el método de análisis modal. Este método implica el uso simultáneo de modos de vibración y espectro de diseño. Cuando se aplica este método se debe considerar que la estructura se comporta elásticamente. Una de las ventajas de utilizar este método es que solo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos de los primeros modos, porque en general la parte de la respuesta total de edificios que se debe a modos superiores es muy pequeña.

Cuando se aplica el análisis dinámico ya se ha dimensionado toda la construcción. Quedarán por definir armaduras y detalles de armado en los componentes de concreto armado y los detalles constructivos en las construcciones de acero. Por lo tanto el análisis debería servir para confirmar o rectificar un diseño en cuyo proceso ya se tomaron la mayoría de las decisiones que definen el comportamiento de la construcción, todo esto según McCormac, (2002).

La mayoría de los programas actuales para análisis de estructuras incluyen la posibilidad de realizar análisis dinámicos. Muchos incluyen algún acelerograma

(es típico el de El Centro, cuyo único mérito es haber sido el primero pero que está lejos de representar un terremoto verdaderamente peligroso) o espectros estándar. Pocos tienen una descripción precisa de las hipótesis y limitaciones que presuponen los métodos empleados y son aún menos los que proporcionan una introducción que permita aprender a utilizarlos adecuadamente. Todo queda bajo la responsabilidad del usuario, quien debería conocer y comprender todos esos aspectos para usar responsablemente el programa.

En este método los desplazamientos modales se calculan con la siguiente expresión:

$$U_{ij} = A_j (CP)_j \frac{a_{ij}}{w_j^2}$$

U_{ij} = Desplazamiento del modo *j* en el nivel *i*.
(CP)_j = Coeficiente participación del modo *j*.
A_j = Seudoaceleración del modo *j*.
a_{ij} = Forma modal del modo *j* en el nivel *i*.
w_j = Frecuencia angular del modo *j*.

Conocidos los desplazamientos modales máximos, se combinan con la regla propuesta por Rousenblueth para a obtener el desplazamiento máximo en cada nivel. Con los desplazamientos modales se calculan también los desplazamientos relativos, y con éstos se obtienen las fuerzas cortantes de cada entrepiso.

6.1.1. Desplazamientos Permisibles

El reglamento considera como desplazamientos relativos permisibles los dos siguientes casos:

1. $\Delta p = 0.006 \Delta h$, *cuando existen elementos no estructurales que pueden sufrir daño por la deformación lateral del edificio.*

2. $\Delta p = 0.012 \Delta h$, *cuando no existen elementos no estructurales, que puedan dañarse con la deformación lateral del marco o bien cuando estos se encuentran perfectamente desligados de la estructura.*

6.1.2. Repartición De Fuerzas Cortantes Para Cada Marco

Para repartir las fuerzas cortantes en cada marco se debe considerar las fuerzas cortantes directas (obtenidas en los ejemplos anteriores), y las fuerzas provocadas por la torsión que se presenta en cada uno de los niveles. Estas últimas dependen de la posición del centro de cortante, centro de masa y centro de torsión de cada nivel, todo esto según McCormac, (2002).

6.1.3. Centro De Masa

El centro de masas de un sistema es el punto geométrico donde la resultante de las fuerzas gravitatorias ejercidas por todos los cuerpos del sistema se anula. De manera semejante, en un sistema continuo es el punto donde la resultante de las fuerzas ejercidas por cada diferencial de masa se cancela. Normalmente se abrevia como CM. Es el punto por donde pasa la resultante de

todas las fuerzas verticales de cada entrepiso. Si las cargas están uniformemente distribuidas este punto coincide con el geométrico del entrepiso.

6.1.4. Análisis modal espectral

Cuando no se cumplen los requisitos para aplicar el método estático, o bien la estructura es de mucha importancia, se aplica el método de análisis modal. Con este método los desplazamientos modales se calculan con la siguiente expresión:

$$U_{ij} = A_j (CP)_j \frac{a_{ij}}{\omega_j^2}$$

U_{ij} = Desplazamiento del modo *j* en el nivel *i*.

(CP)_j = Coeficiente participación del modo *j*.

A_j = Seudoaceleración del modo *j*.

a_{ij} = Forma modal del modo *j* en el nivel *i*.

ω_j = Frecuencia angular del modo *j*.

La expresión es la seudoaceleración de un modo de vibrar que dividido entre la frecuencia al cuadrado, proporciona el desplazamiento máximo.

Conocidos los desplazamientos modales máximos, se combinan con la regla propuesta por Rousenblueth para a obtener el desplazamiento máximo en cada nivel (Ambrose, 2005).

Obtenidos los desplazamientos modales se calculan los desplazamientos relativos, y con éstos se obtienen las fuerzas cortantes de cada entrepiso.

CAPITULO 7

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

Es de las etapas más importante pues, la optimización del resultado final del diseño depende de gran medida del acierto que se haya obtenido en adoptar la estructura más adecuada para una edificación determinada.

7.1. Trabes de Concreto Reforzado

Las trabes o vigas de concreto reforzado no son completamente homogéneas debido a que están hechas de dos materiales diferentes, pero aun así cuentan con los mismos principios que las vigas constituidas por un solo material como pueden ser madera, acero u otro tipo de material. Algunos de estos principios son que, en cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección; y las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro); su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes, todo esto según González, (2002).

Se han hecho gran cantidad de ensayos en flexión utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico, en las que existe una zona sujeta sólo a momento flexionante. Al empezar a cargar, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico, y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada

de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en abertura. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. Desde el momento en que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable, sin que apenas aumente la carga. Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión.

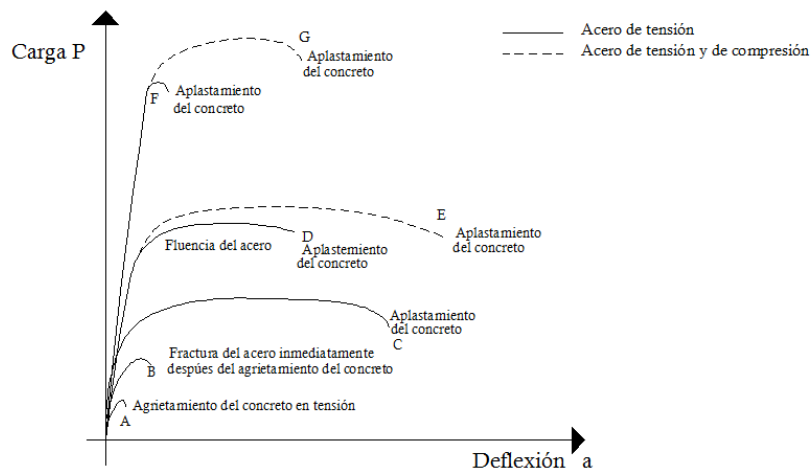


Fig. 7.1 Gráfica Carga-Deflexión de elementos con porcentajes variables de acero sujetos a flexión simple

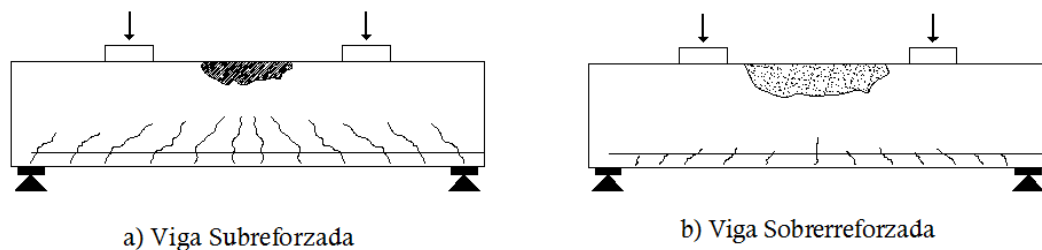
(González 2002)

Según la cantidad de acero longitudinal con que esta reforzada la pieza, este puede fluir o no antes de que alcance la carga máxima. La falla se puede presentar de diferentes maneras, presentándose tres casos:

a) **Vigas Subreforzadas:** La cantidad de acero longitudinal es pequeña y por lo tanto cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión.

b) Vigas Sobrerreforzadas: La cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, esté no fluye y por lo tanto, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto. En estas vigas se presentan las fallas frágiles.

c) Sección Balanceada: en estas vigas el acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que se presenta una falla dúctil.



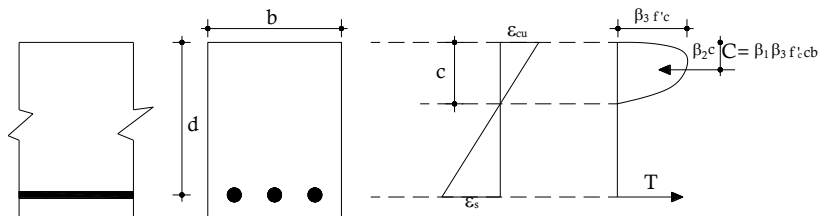
Fallas en vigas, subreforzada y sobrerreforzada (Fig. 7.2)

Es importante mencionar que la presencia de acero longitudinal en la zona de compresión, debidamente restringido por refuerzo transversal (estribos), aumenta la ductilidad y resistencia del elemento considerablemente.

7.1.1. Flexión Simple

La resistencia de elementos sujetos a flexión simple puede determinarse a partir de una serie de hipótesis simplificadoras ligadas al comportamiento básico y al mecanismo acción respuesta, algunas de las hipótesis en las que se basa el diseño son las siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Se conoce la distribución de los esfuerzos de compresión del elemento.
- c) No existen corrimientos relativos en el acero y el concreto que lo rodea, es decir, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero.
- d) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- e) Se considera que el concreto trabaja a una deformación útil ϵ_{cu} que varía entre 0.003 y 0.004.

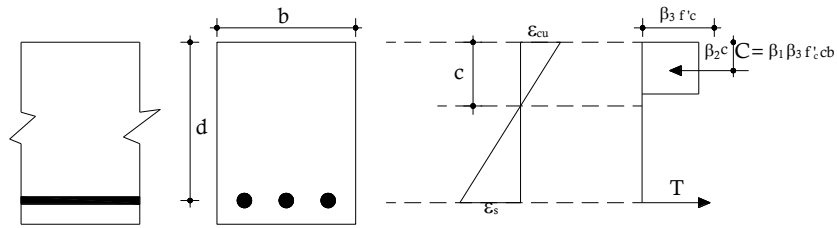


Distribución de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión

Estados de deformación y esfuerzos de una sección transversal (Fig. 7.3)

En la figura 7.3 se muestran los estados de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de una viga sujeta a flexión. Se puede apreciar que mientras las deformaciones tienen una distribución lineal, la distribución de los esfuerzos es similar a la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión.

El área del diagrama de esfuerzo y la posición de la resultante se pueden definir mediante expresiones matemáticas complejas. Sin embargo, con el fin de desarrollar métodos de cálculo más sencillos, se ha simplificado considerando una distribución rectangular de esfuerzos, todo esto según González, (2002).



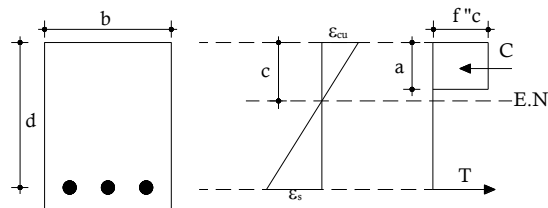
Distribución de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión

Distribución de deformación y esfuerzos de una sección transversal (Fig. 7.4)

Donde:

- b1**= Relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión.
- b2**= Posición de la resultante de compresión.
- b3**= Relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control.

📍 Propuesta de las Normas Técnicas Complementaria (NTC) del RCDF.



Distribución de deformación y esfuerzos según NTC (Fig. 7.5)

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$E.N. = \text{Eje. Neutro}$$

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$a = \beta_1 c$$

$$C = f''c \cdot a \cdot b$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

$$\epsilon_s = \text{deformacion.del.acero}$$

$$c = \text{profundidad.del.eje.neutro}$$

$$f''c = 0.8f^*c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$T = A_s \cdot f_s = \rho \cdot d \cdot b \cdot f_y$$

📍 Secciones Rectangulares Simplemente Armandas

Haciendo $q = \frac{\rho \cdot f_y}{f''c}$ (q es la relación entre el esfuerzo del acero y el del concreto).

$$M_n = f''c \cdot b d^2 q [1 - 0.5q]$$

Con base en la propuesta anterior, el M_R se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q) \quad (\text{NTC-2004 sec. 1.7})$$

Para Flexión, las NTC indican un valor de $F_R=0.9$

📍 Secciones Rectangulares Doblemente Armadas

Si la sección transversal de una viga se limita a causa de consideraciones arquitectónicas u otras restricciones, puede ocurrir que el concreto no sea capaz de desarrollar la fuerza necesaria de compresión para resistir el momento actuante. En este caso, se adiciona refuerzo en la zona de compresión, dando como resultado una viga doblemente reforzada, es decir, una viga con refuerzo a compresión al igual que el de tensión. Se ha encontrado que el incluir acero de refuerzo en el área de compresión reduce las deflexiones a largo plazo del elemento.

El momento resistente para secciones doblemente armadas se calcula con la siguiente expresión:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f''c \cdot b}$$

Donde:

a = profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

A_s = área del acero a tensión;

A_s' = área del acero a compresión; y

d' = distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Esta ecuación es válida solo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f''_c}{f_y} \quad \text{donde:} \quad \rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

7.1.2. Resistencia a Fuerza Cortante

Si bien, las vigas están sujetas a fuerzas internas de flexión, además, existen otras, como es la fuerza cortante. Por lo tanto, las vigas deben tener un margen de seguridad adecuado contra este tipo de falla, que puede llegar a ser más peligrosas que la falla a flexión.

La falla a cortante es difícil de predecir en forma exacta, por lo general se coloca refuerzo a cortante en las vigas de concreto reforzado para garantizar una falla a flexión antes de que ocurra la falla a cortante en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso, todo esto según González, (2002).

El efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados son respecto al eje longitudinal del miembro, los

cuales pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión.

7.1.2.1. Refuerzo por Tensión Diagonal

Las NTC del RCDF proponen que:

1. En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor a 5, la fuerza cortante que tomara el concreto, V_{CR} , se calculara con el siguiente criterio:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Estas ecuaciones son aplicables siempre y cuando el peralte total de la viga no sea mayor a 70 cm, en caso contrario el V_{CR} obtenido deberá afectarse por un factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700)$$

Este factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8; además la dimensión h deberá estar en mm.

2. Se deberá comparar el V_U con el V_{CR} :

$$\text{Si } V_U \leq V_{CR} \text{ se colocara el refuerzo mínimo} \quad A_{v \min} = 0.25 \sqrt{f^* c} \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Si $V_U \geq V_{CR}$ se colocara el refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)$$

A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;

θ = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza;

V_{sR} = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal: $V_{sR} = V_U - V_{CR}$

📍 Limitaciones:

$s \geq 6 \text{ cm.}$

Si $1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} > V_U > V_{CR}$ $S_{\max} = 0.5d$

Si $1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} < V_U$ $S_{\max} = 0.25d$

7.1.3. Deflexiones

El cálculo de deflexiones tiene dos aspectos. Por un lado, es necesario calcular las deflexiones de miembros estructurales bajo cargas y condiciones ambientales conocidas; por otro, deben establecerse criterios sobre límites aceptables de deflexiones. “Las deflexiones excesivas no son toleradas por los usuarios de la estructura, ya sea porque producen una sensación de inseguridad o por razones estéticas o funcionales”, (González, 2002).

7.1.3.1. Deflexiones inmediatas

Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga de calcularan con los métodos simplificados, las deflexiones se calculan como si se tratase de un elemento de un material homogéneo y elástico.

Los cálculos de las deflexiones inmediatas se realizan con la siguiente fórmula:

Para vigas simplemente apoyadas:
$$a = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} \quad I_{ag} = \frac{b(c)^3}{3} + nA_s(d-c)^2 \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_t = nA_s \quad \frac{b(c)^2}{2} = nA_s(d-c)$$

Donde:

E_c = Modulo de Elasticidad del concreto de peso normal (kg/cm²),

I_{ag} = Momento de Inercia de la sección transformada agrietada (cm²),

n = relación modular,

c = Profundidad del eje neutro.

Para vigas continuas:

$$E_c = 2500 \sqrt{f'c} \quad a = \frac{5L^2}{48EI} \left[M_c - \frac{1}{10}(M_i + M_d) \right]$$

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag} \quad M_{ag} = \frac{f_f I_g}{h_2}$$

Donde:

a = Deflexión Instantánea,

M_c = Momento al centro del claro,

M_i = Momento en el apoyo izquierdo,

M_d = Momento en el apoyo derecho,

I_e = Momento de Inercia efectivo,

I_g = Momento de Inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro,

I_{ag} = Momento de Inercia de la sección transformada agrietada,

M_{ag} = Momento de agrietamiento,

M_{max} = Momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión,
 h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra mas esforzada a tensión.

Como simplificación de la estimación anterior, se puede utilizar el momento de inercia de la sección agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo. Como son claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4}$$

onde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central.

7.1.3.2. Deflexiones Diferidas

La deflexión de las vigas de concreto reforzado aumenta con el tiempo. Las deflexiones adicionales se deben al flujo plástico y contracción del concreto. La velocidad de deflexión adicional decrece conforme transcurre el tiempo. Con el tiempo se pueden alcanzar deflexiones adicionales dos o tres veces mayores que la deflexión inmediata.

La deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor:

$$\frac{2}{1 + 50\rho'} \quad \rho' = \frac{A_s}{bd}$$

Donde:

ρ' =Cuantía de acero a compresión

Para elementos de Concreto reforzado clase 2, el numerador será 4.

7.1.3.3. Deflexiones Permisibles

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los siguientes límites establecidos en las NTC del RCDF:

- Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos de largo plazo, el valor aceptable será igual al claro entre 240 más 5 mm, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerara como estado limite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicaran.

7.1.3.4. Deflexiones Máximas

<i>Tipo de Miembro</i>	<i>Deflexión por Considerar</i>	<i>Deflexión</i>
------------------------	---------------------------------	------------------

		Límite
<i>Techos planos que no carguen o estén unidos a elementos no estructurales que puedan dañarse por grandes deflexiones.</i>	<i>Deflexión inmediata debida a la carga viva L.</i>	$\frac{l}{180}$
<i>Pisos que no carguen o estén ligados a elementos no estructurales que puedan dañarse por grandes deflexiones.</i>	<i>Deflexión inmediata debida a la carga viva L.</i>	$\frac{l}{360}$
<i>Techos o pisos cargando o ligados a elementos no estructurales que puedan resultar dañados por grandes deflexiones.</i>	<i>Parte de la deflexión total que ocurre después de la conexión de los elementos no estructurales (suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las caras sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).</i>	$\frac{l}{480}$
<i>Techos o pisos cargando o ligados a elementos no estructurales que no pueden ser dañados por grandes deflexiones.</i>		$\frac{l}{240}$

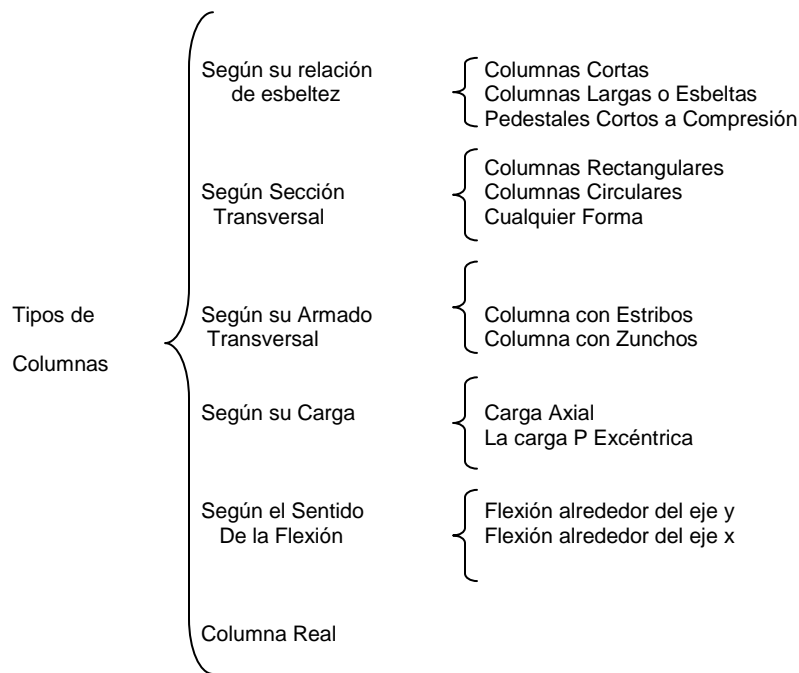
7.2. Columnas de Concreto Reforzado

“Las columnas son elementos estructurales sobre los que actúan fuerzas longitudinales apreciables. Las columnas de concreto se utilizan más a menudo como elementos de apoyo vertical en una estructura, por lo general construida de concreto colado en obra” (González, 2002).

La elección de una forma de columna es una decisión tanto arquitectónica como estructural. Sin embargo, los métodos y costos de fabricación, el arreglo e instalación del refuerzo y las relaciones de la forma y dimensiones de la columna con otras partes del sistema estructural también deben tomarse en cuenta.

7.2.1. Tipos de Columnas

Las columnas de concreto pueden clasificarse de varias formas:

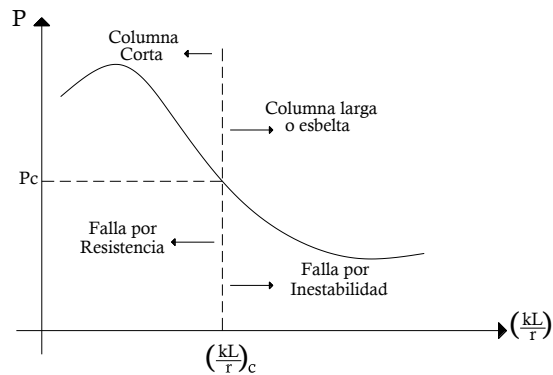


📍 Columnas según su relación de esbeltez

- *Pedestales cortos a compresión*: si la altura de un miembro a compresión es menor que 3 veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal.

- *Columnas cortas de concreto reforzado*: si una columna de concreto reforzado falla debido a la grieta inicial del material, se clasifica como una columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está hecha. Una columna corta es un miembro robusto con poca flexibilidad. Su carga última resistente no se reduce por la deformación a flexión, debido a que las excentricidades adicionales (Δ) son despreciables.

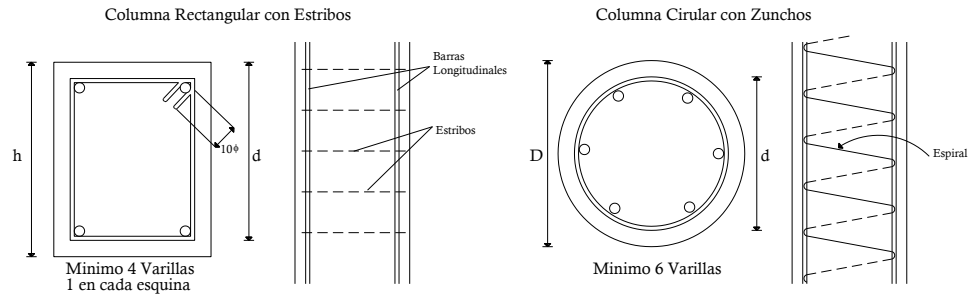
- *Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado*: conforme crecen las relaciones de esbeltez, las deformaciones por flexión también crecerán, así como los resultantes momentos secundarios. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen apreciablemente la capacidad a carga axial de la columna, esta se denomina larga o esbelta.



Relación de esbeltez en columnas (Fig. 7.6)

📍 Columnas según su sección Transversal

Las columnas cuadradas o rectangulares son las más comúnmente usadas debido a la simplicidad de su cimbra. Sin embargo, cuando se usan en espacios abiertos, las columnas circulares son muy atractivas. “Se debe tomar en cuenta que la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no exceda de 4; y la dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm” (González, 2002).



Tipos de columnas (Fig. 7.6)

📍 Columnas según su armado Transversal

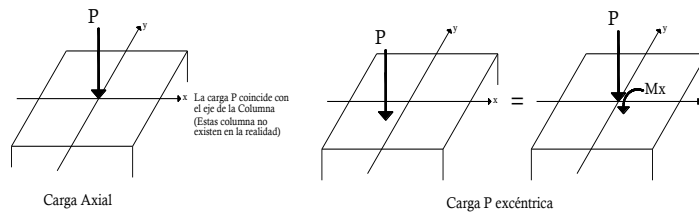
Una columna de concreto simple no puede soportar mucha carga, pero su capacidad aumenta si se le agregan barras longitudinales. Pueden lograrse considerables incrementos en la resistencia de la columna proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales.

Si la columna tiene una serie de estribos cerrados, se denomina columna con estribos. Los estribos son muy efectivos para incrementar la resistencia de la columna. Ellos impiden que las barras longitudinales se desplacen durante la construcción y resisten su tendencia a pandearse al estar sometidas a cargas de compresión; es pandeo de las barras causa que el recubrimiento exterior de concreto se quiebre. Las columnas con estribos son comúnmente cuadradas o rectangulares, pero pueden construirse también secciones octogonales, redondas, en L, y muchas otras más.

Si una espiral continua hecha con barras o alambrión grueso se enrolla alrededor de las barras longitudinales, la columna se denomina columna zunchada o con espiral. Las espirales son más efectivas que los estribos para incrementar la resistencia de una columna, todo esto según González, (2002).

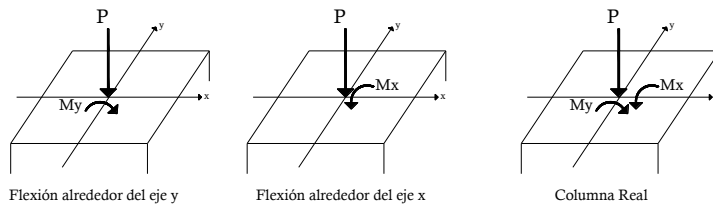
📍 Columnas según su Carga

Todas las columnas se ven sometidas a cierta flexión y fuerza axial y es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitaciones. Las columnas se flexionaran bajo la acción de los momentos y estos tienden a producir compresión en un lado de las columnas y tensión en el otro.



Carga axial en columnas (Fig. 7.7)

📍 Columnas según el sentido de la Flexión



Carga y flexión en columnas (Fig. 7.8)

📍 Columna Real. Flexocompresión.

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima, P_0 , de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento M_0 , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su

resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacción, todo esto según González, (2002).

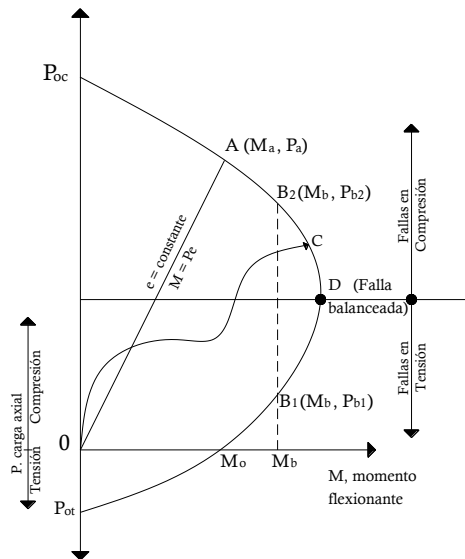


Diagrama de interacción (Fig. 7.9)

7.2.2. Diseño Estructural de Columnas

7.2.2.1. Flexocompresión Uniaxial

Las columnas sometidas a carga axial se encuentran en la práctica con poca frecuencia, por ello el reglamento especifica que en todo miembro sujeto a carga de compresión, la excentricidad mínima sea de $0.05 h \geq 2$, siendo h la dimensión de la sección en que se considera la flexión.

📌 Secuencia de Calculo

1. Una vez calculada la excentricidad, se calcula el M_{ac} .

$$M_{ac} = P_U \cdot e_a$$

Si $M_u < M_{ac}$ ∴ Se utiliza M_u ; Si $M_u > M_{ac}$ ∴ Se utiliza M_{ac}

2. Se calcula d/h para entrar a los nomogramas.

3. Se calcula el factor de longitud efectiva K :
$$K = \frac{P_U}{F_R b h f'' c}$$

4. Calcular:
$$R = \frac{M_U}{F_R b h^2 f'' c}$$

5. Calcular:
$$e = \frac{M_U}{P_U}; \quad e/h$$

6. Si el resultado de d/h no aparece en el nomograma, se busca los más cercanos y los resultados se interpolan para obtener q .

7. Una vez que se obtiene q , se calcula ρ :
$$\rho = \frac{q \cdot f'' c}{f_y}$$

8. Calcular el área de acero:
$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

9. Se proponen el tipo y número de varillas a utilizar.

7.2.2.2. Flexocompresión Biaxial

La flexocompresión biaxial es el caso más frecuente en la realidad, para resolverlo, se pueden utilizar los diagramas de interacción para flexocompresión uniaxial, aplicando algún método aproximado para tomar en cuenta las dos direcciones, o bien, utilizar los diagramas de interacción para flexión biaxial.

Cuando se utilizan los diagramas de interacción uniaxiales, las NTC-2004 permiten utilizar la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

Donde:

P_R = Carga resistente de diseño aplicada con las excentricidades e_x y e_y ,
 P_{R0} = Carga axial resistente suponiendo $e_x = e_y = 0$,
 P_{Rx} = Carga resistente considerando la flexión en X únicamente,
 P_{Ry} = Carga resistente considerando la flexión en Y únicamente,

La formula de Bresler solo será aplicable si se cumple $\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.10$; en caso de que esto no se cumpla, la revisión se hará como

$$\frac{M_{Ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

M_{Ux} y M_{Uy} = Momentos de diseño según los ejes X y Y,
 M_{Rx} y M_{Ry} = Momentos resistentes de diseño.

🌀 Secuencia de Calculo

1. Calcular:

$$P_u = FC \cdot P_{serv} \quad M_{ux} = FC \cdot M_{cx} \quad M_{uy} = FC \cdot M_{cy}$$

Donde:

M_{cx} = Momento Amplificado = $Fa(M_x)$,
 M_{cy} = Momento Amplificado = $Fa(M_y)$,
** $Fa = 1.0$ para columnas cortas.

**Efectos de Esbeltez: La esbeltez de las columnas se basa en su geometría y en su riostramiento lateral. Las columnas de concreto reforzado generalmente tienen pequeñas relaciones de esbeltez, y, por lo tanto se diseñan como columnas cortas sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez.

2. Suponer un porcentaje de acero (ρ) de la columna:

$$\rho_{\text{supuesto}} = \frac{A_s}{bh} \quad A_s = \rho_{\text{sup}} \cdot b \cdot h \quad q = \rho_{\text{sup}} \frac{f_y}{f''c} \quad f''c = 0.68f'c$$

$$0.01 < \rho_{\text{practico}} \leq 0.035 \quad \text{según el reglamento} \quad \frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

3. Calcular:

$$P_{RO} = F_R [f''c \cdot b \cdot h (1 - \rho) + f_y \cdot b \cdot h \cdot \rho]$$

Donde:

FR=0.8 si hay estribos o zunchos que confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por tensión,

FR=0.7 Estribos o zunchos que no confinen bien el núcleo y/o la falla es por compresión.

4. Calcular:

$$P_{Rx} = F_R \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

Donde K_x se obtiene de los diagramas de interacción para diseño (Art. 428 del II UNAM)

Se deberá entrar en las graficas de flexocompresión uniaxial con los datos siguientes:

$$\frac{d_x}{h_x} \quad \frac{e_x}{h_x} \quad *f_y \quad *q \quad \text{*Distribución de refuerzo.}$$

5. Calcular:

$$P_{Ry} = F_R \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

Donde K_y se obtiene de los diagramas de interacción para diseño.

6. Conocido P_{RO} , P_{Rx} y P_{Ry} se sustituyen en la formula de Bresler:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Si $P_R > P_U$; suponer un ρ más pequeño;

Si $P_R < P_U$; suponer un ρ mas grande.

7. Suponer que dado ρ_{sup} $P_R = P_U$

8. Verificar que $\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.10$ de lo contrario se deberá usar la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{Ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde: $M_{Rx} = P_{Rx}(e_x)$ $M_{Ry} = P_{Ry}(e_y)$

$$e_x = \frac{\text{momento} \cdot x}{P_u} \quad e_y = \frac{\text{momento} \cdot y}{P_u}$$

Las excentricidades tienen que cumplir con:

e no será mayor que: $0.05h \geq 2cm$

h= dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

7.2.2.3. Fuerza Cortante (Refuerzo Transversal)

Aunque las fuerzas cortantes en las columnas son usualmente pequeñas en las columnas interiores, pueden ser bastante grandes en las columnas exteriores, particularmente aquellas flexionadas con curvatura doble. El refuerzo transversal se requiere para prevenir el desprendimiento del recubrimiento de concreto o el pandeo de las varillas longitudinales y lograr un buen confinamiento.

En miembros sujetos a flexocompresión en los que:

$$P_U \leq 0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s$$

La fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} será:

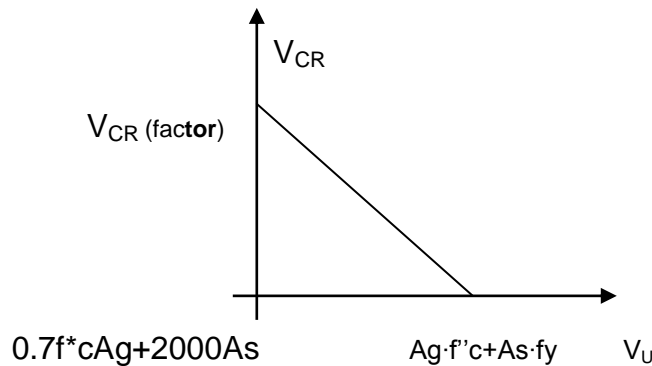
$$\begin{aligned} \rho < 0.01; \quad V_{CR} &= F_{CR} b \cdot d [0.20 + 30\rho] \sqrt{f'c} \cdot (\text{factor}) \\ \rho > 0.01; \quad V_{CR} &= 0.5 F_R b \cdot d \sqrt{f'c} \cdot (\text{factor}) \end{aligned} \quad \boxed{\text{Factor} = 1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g}}$$

Si $P_U > 0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s$

Donde: $\rho = \frac{A_s}{bh}$

Se deberá hacer variar linealmente V_{CR} en función de P_U hasta cero para:

$$P_U = F_R (A_g f'c + a_s \cdot f_y)$$



Todas las barras o paquetes longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos.

Calculo de Estribos:

Cuando $V_U > V_{CR}$:

Se colocara el refuerzo mínimo: **E # 2.5 @ $\frac{d}{2}$**

**En Secciones circulares sustituir d por D.*

Cuando: $V_U > V_{CR}$

La separación de los estribos será: $S_{nec} = \frac{F_R A_v f_Y d}{V_U - V_{CR}} (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)$

Cumpliendo con $S \leq \frac{F_R A_v f_Y}{3.5b}$ $A_v = 2a_o$

Donde:

θ = Angulo del refuerzo con el eje de la pieza,

A_v = Área transversal del refuerzo,

a_o = Área de la varilla.

La separación de los estribos o zunchos no deberá ser mayor que:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} db \\ 48\phi_{estribo} \\ \frac{b}{2} \end{array} \right\} \leq Sep_{m\acute{a}x}$$

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada arriba y debajo de cada unión de la columna con trabes y losas en una longitud no menor que:

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Dimensión transversal máxima de la columna} \\ - \text{Un sexto de la altura libre} \\ - 60 \text{ cm.} \end{array} \right\} \leq \frac{S_{\text{max.}}}{2}$$

En zonas de confinamiento la separación será:

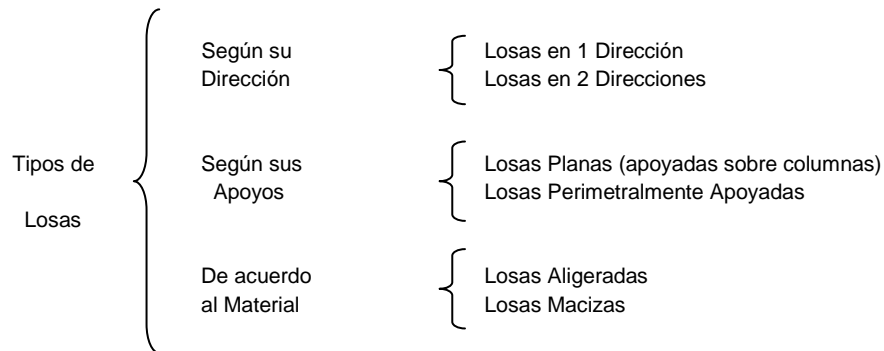
$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Dimensión mayor de la columna} \\ - \text{Altura libre entre 6: } \frac{h}{6} \\ - 60 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

7.3. Losas

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer superficies útiles horizontales como los pisos de edificios o las cubiertas de puentes. En ocasiones además de las cargas normales actúan cargas contenidas en su plano, como en el caso de losas inclinadas, en que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa, o cuando la losa actúa como diafragma horizontal que une marcos verticales de distinta rigidez o sujetos a fuerzas horizontales diferentes, todo esto según González, (2002).

Las losas de concreto reforzado son grandes placas planas soportadas por vigas, muros o columnas de concreto reforzado, por muros de mampostería, por vigas o columnas de acero estructural o por el suelo.

7.3.1. Tipos de Losas



Las losas se pueden clasificar de diversas formas, pero en general las clasificamos como losas en una dirección o en dos direcciones:

- Si están soportadas solo en dos lados opuestos, se denominan, losas en una dirección, porque la flexión es únicamente en una dirección, esto es perpendicular a los bordes de soporte.

- Si la losa está soportada por vigas en sus cuatro bordes, se denomina losa en dos direcciones, porque la flexión se da en ambas direcciones.

En realidad, si una losa rectangular está soportada en los cuatro bordes, pero el lado largo es dos o más veces tan largo como el lado corto, la losa se comportará como una losa en una dirección, con la flexión desarrollándose principalmente en la dirección corta, todo esto según Park, (1997). Otra de las clasificaciones de las losas es según sus apoyos, que pueden ser losas planas, que son estructuras extremadamente simples en concepto y construcción, y consisten en una losa de espesor uniforme apoyada directamente sobre columnas. El uso de este tipo de losas depende en gran medida de la magnitud de las cargas de diseño y de los claros. Una forma de reforzar este tipo de losas es agregándoles un capitel y un

panel deprimido, ya que estos proporcionan la resistencia necesaria al cortante para cargas y claros mayores

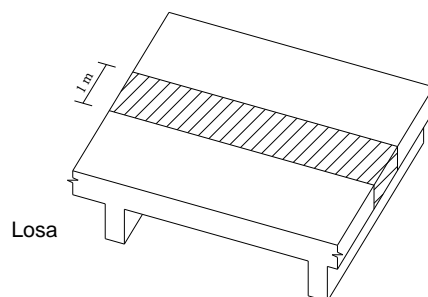
Las losas perimetralmente apoyadas son las que se apoyan en vigas o muros en sus cuatro lados y se conocen generalmente como losas reforzadas en dos dimensiones.

Según el tipo de material del que se componen las losas pueden ser losas macizas, que son las losas en las que el concreto ocupa todo el espesor de la losa, estas pueden ser losas unidimensionales o bidimensionales; y las losas aligeradas, en las que parte del volumen de la losa está ocupado por materiales más ligeros o espacios vacíos y son losas bidimensionales, todo esto según Park, (1997).

7.3.2. Diseño de Losas de Concreto Reforzado Macizas

7.3.2.1. Losas Unidimensionales

Estas son las losas más sencillas de diseñar ya que están apoyadas sobre vigas o muros paralelos en dos de sus lados, quedando libres en los otros dos. Estas losas solo trabajan en la dirección perpendicular a los apoyos, y se comportan como vigas, así que se calculan y diseñan como vigas de ancho unitario.



Unidimensional (Fig. 7.10)

Es recomendable comenzar el diseño fijando un valor del peralte que garantice que no ocurran deflexiones excesivas, y para ello se aconseja utilizar la tabla siguiente tomada del Reglamento ACI 318-89, la cual proporciona espesores de losa con los que no exceden las deflexiones permisibles. Es importante recalcar que estos valores se aplican en concreto de peso normal y acero con límite de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. Para otros de f_y se deben multiplicar los valores de la tabla por el factor $0.4+0.00014 f_y$.

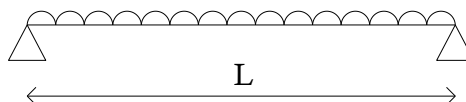
Elemento	Peralte Mínimo, h			
	Libremente Apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y Losas nervuradas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Una vez determinado el espesor total de la losa, debe calcular el peralte efectivo restando el recubrimiento del espesor.

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

El cálculo de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes se hacen considerando que la losa es una viga continua de un metro de ancho con carga uniforme y con apoyos simples.

Una vez determinados el peralte y el peralte efectivo y los momentos flexionantes, se calcula el refuerzo necesario con las ecuaciones de flexión en vigas simplemente armadas:



$$M_R = F_R f''c \cdot bd^2 q(1-0.5q)$$

$$q = \frac{p \cdot f_y}{f''c} \quad p = \frac{A_s}{bd}$$

Donde:

b ancho de la sección;

d peralte efectivo;

f''c esfuerzo uniforme de compresión;

A_s área de refuerzo de tensión.

Se deberá verificar, con la siguiente formula, que el refuerzo obtenido sea mayor que el mínimo y este se coloca en la dirección paralela a la franja:

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

Donde:

b y *d* son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Y en la dirección perpendicular a la franja se coloca el acero mínimo por temperatura, que se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Donde:

A_{s1}, es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a *x₁*;

x₁, es la dimensión mínima del miembro medida perpendicular al refuerzo, cm.

Por simplicidad, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con valor igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno. La separación por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5x_1$.

En el dimensionamiento de losas es frecuente calcular primero el área de acero por metro de ancho de losa, después elegir el diámetro de la varilla, y, por último, calcular la separación entre las barras. Para calcular la separación entre las varillas se aplica la siguiente fórmula:

$$s = \frac{100A_b}{A_s}$$

Donde:

S es la separación entre barras;

Ab es área de cada varilla;

As es el área por metro de ancho de losa.

7.3.2.2. Losas Bidireccionales

La diferencia entre las losas unidireccionales y las bidireccionales puede verse en las deflexiones que sufren bajo las cargas normales a su plano, las unidireccionales se deforman en curvatura simple mientras que las bidireccionales lo hacen en curvatura doble. Una característica estructural importante de los apoyos se estas losas es que la rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa. Cuando la losa se apoya en muros no hay duda al respecto, ya que su rigidez a flexión puede considerarse infinita. Sin embargo, en algunas ocasiones las

losas se apoyan sobre vigas de poco peralte que tienen una rigidez flexionante relativamente pequeña, todo esto según Park, (1997).

Para el diseño de losas bidireccionales existen varios métodos de análisis, los más comunes son: coeficientes, igualación de flechas y líneas de fluencia.

a) Método de Coeficientes

Es el método que se recomienda para el diseño losas bidireccionales en las Normas Técnicas Complementaria (NTC), siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tablero adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para las losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

En caso de cumplir con algunos de estos requisitos, es necesario aplicar otros procedimientos como la utilización de soluciones elásticas, como el método de igualación de flechas o líneas de fluencia.

Secuencia de Calculo

1. Revisión del peralte mínimo: Las NTC recomiendan obtener el peralte mínimo con las siguientes expresiones:

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \quad \text{Concreto clase 1} \qquad d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{170} \quad \text{Concreto clase 2}$$

Siempre y cuando se cumpla con lo siguiente:

$$f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/m}^2; \quad f_s = 0.06 f_y$$

Para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por $0.032^4 \sqrt{f_s \cdot w}$.

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementara 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando no lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_1 = 2a_2$

2. Obtención de los coeficientes: Para obtener los coeficientes se requiere conocer:

- Relaciones entre los lados del tablero $m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado} \cdot \text{corto}}{\text{lado} \cdot \text{largo}}$.
- La forma del apoyo del tablero (monolítico ó no monolítico).
- Condiciones de continuidad de los bordes.

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 de las NTC. En caso de que el valor de m no se encuentre de manera directa en la tabla se deberá realizar una interpolación.

3. Cálculo de los momentos últimos: Una vez obtenidos los coeficientes se calcula el valor de los momentos por unidad de ancho en la franja central del tablero multiplicando por $10^{-4} w \cdot a_1^2$.

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán $2/3$ el momento de desequilibrio entre los dos tableros si estos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son.

Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es $k = \frac{d^3}{a_1}$ y el factor

de distribución se obtiene como: $f_a = \frac{k_i}{\sum k_i}$.

4. Diseño por flexión: Con el momento último obtenido en este método se calcula el área de acero y la separación de las varillas que la cubrirán.

Respecto al acero mínimo, se utiliza la misma ecuación que para losas en una dirección:

$$A_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar $s = \frac{100a_0}{A_s}$.

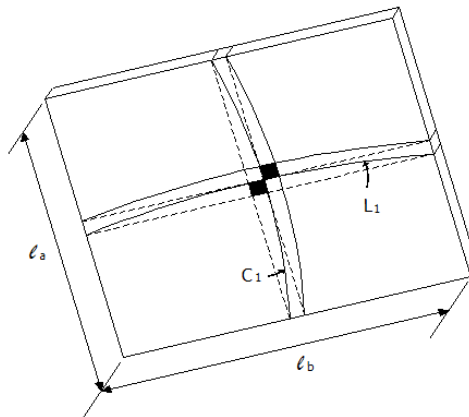
La separación entre las barras no debe exceder de 50cm ni de $3.5h$, excepto en la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada en donde la separación máxima será de $2.5d$.

5. Fuerza Cortante: Es necesario revisar la seguridad contra esta fuerza, para estos fines debe verificarse que V_{CR} sea mayor o igual al cortante ultimo V_U :

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f^* c} \geq V_U = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right] F_C w$$

b) Método de Rigideces Relativas

También es conocido como método de Marcus, y permite visualizar el comportamiento de losas apoyadas perimetralmente



Franjas en losa (Fig. 7.11)

Supóngase una losa rectangular libremente apoyada en todo su perímetro en la que se han señalado las dos franjas centrales C_1 y L_1 que corresponden al claro corto y al claro largo respectivamente. Supóngase también que la losa tiene una carga uniformemente distribuida w . el punto central de la losa forma parte de las franjas C_1 y L_1 simultáneamente, por lo que se pueden igualar las deflexiones en el

punto medio de cada franja, como si fuesen vigas simplemente apoyadas, de la siguiente manera:

$$\frac{5w_a l_a^4}{384EI} = \frac{5w_b l_b^4}{384EI}$$

Donde:

w_a y w_b = Fracciones de la carga w que corresponde a las franjas C_1 y L_1 , respectivamente.

Simplificando esta ecuación se obtiene:

$$\frac{w_a}{w_b} = \frac{l_b^4}{l_a^4} \Rightarrow w_a + w_b = w$$

Y si se resuelve el sistema de ecuaciones obtendremos lo siguiente:

$$w_a = \frac{l_b^4}{l_a^4 + l_b^4} w \quad w_b = \frac{l_a^4}{l_a^4 + l_b^4} w$$

Las ecuaciones anteriores permiten obtener las cargas con las que se diseñan las franjas C y L como si fuesen vigas aisladas. Ese método permite obtener coeficientes, para distintas relaciones de l_a y l_b y permite también analizar losas con distintas condiciones de apoyo. Estas ecuaciones indican también que la carga se reparte en forma inversamente proporcional a la cuarta potencia de los claros, por lo tanto, la losa trabaja más en dirección del claro corto, que en dirección del claro largo (Park, 1997).

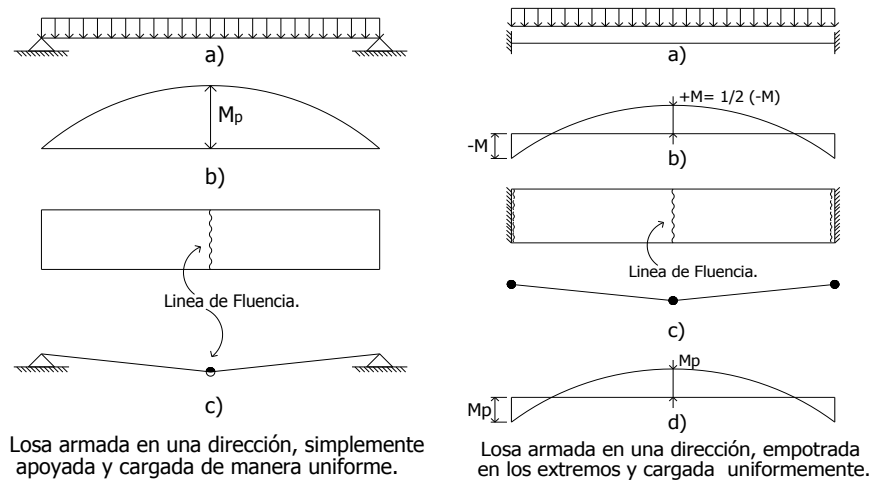
Este método es aproximado porque no toma en cuenta que las franjas de losa paralelas no pueden deformarse en forma independiente entre sí.

El análisis de la losa se hace como si se tratara de una viga continua, cuyos apoyos son los muros y su carga es la fracción de la carga w que trabaja en esa dirección. Los apoyos extremos se consideran empotrados si la losa es monolítica con los apoyos y articulados si no lo es. Con los momentos máximos positivos y negativos, obtenidos en el análisis, se calcula el acero necesario por flexión y con el cortante máximo se revisa la resistencia a cortante.

c) Método de Líneas de Fluencia

Una buena razón para utilizar el método de líneas de fluencia es que los métodos anteriores tienen varias restricciones importantes, y en la práctica muchas losas no cumplen estas; como son las losas circulares o triangulares, losas con aberturas grandes, etc. El análisis de líneas de fluencia nos da una herramienta poderosa y versátil para tratar estos problemas.

Una línea de fluencia es cuando se forma un mecanismo en una losa, al aplicar una sobrecarga y se presentan rotaciones inelásticas considerables para momentos resistentes esencialmente constantes. Para la losa sobrecargada, el momento resistente por unidad de longitud a lo largo de la línea de fluencia es constante a medida que ocurre la rotación inelástica; la línea de fluencia sirve de eje de rotación para el segmento de losa.



Losas de concreto reforzado, 1° simplemente apoyada y 2° empotrada (Fig. 7.12)

La figura 7.12 ilustra una losa de concreto reforzado simplemente apoyada y carga uniforme. Se supone que esta subreforzada; a medida que se aumenta la carga, cuando el momento aplicado resulta igual a la capacidad última a flexión de la sección transversal de la losa, el acero a tensión empieza a fluir a lo largo de línea transversal de máximo momento, todo esto según González, (2002).

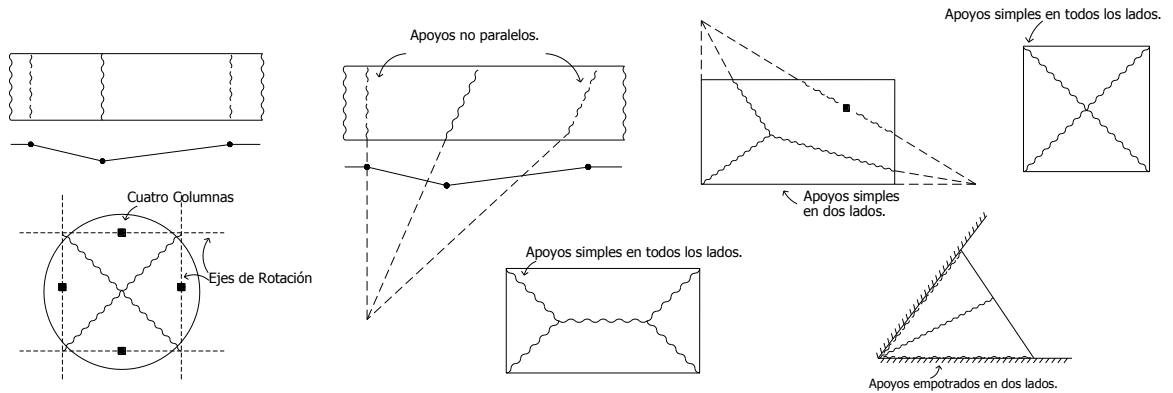
Al fluir la curva de la losa en la sección de fluencia aumenta repentinamente y las deflexiones se incrementan en forma desproporcionada. Las curvaturas elásticas a lo largo de la luz de la losa son pequeñas en comparación con la que generan las deformaciones plásticas en la línea de fluencia, y es aceptable considerar que los segmentos de losa entre la línea de fluencia y los apoyos permanecen rígidos mientras toda la curvatura ocurre en la línea de fluencia como se ve en la figura. Esta sola línea de fluencia produce el colapso, se forma un mecanismo, es decir, los segmentos de la losa entre la rotula y los apoyos pueden desplazarse sin que aumente la carga.

Sin embargo las estructuras indeterminadas pueden resistir por lo general sus cargas sin presentar cópalos aun después de la formación de una o más líneas de fluencia. Cuando la losa doblemente empotrada de la figura 7.12, supuesta en este caso con igual refuerzo para los momentos negativos y positivos, está cargada de manera uniforme, presentara una distribución elástica de momentos como se indica en la figura. A medida que la carga se incrementa en forma gradual, las secciones sometidas a mayor esfuerzo en los apoyos comenzaran a fluir; se producen entonces rotaciones en las rotulas lineales de apoyos, pero continua actuando momentos de restricción con valor constante m_p , de este modo la carga puede incrementarse aun mas hasta el momento en el centro de la luz de sea igual a la capacidad de momento en ese punto y se forma así una tercera línea de fluencia. Lo losa es ahora un mecanismo donde ocurren grandes deflexiones y se presenta el colapso.

Los métodos de análisis plástico, provienen de la teoría general de plasticidad estructural; esta establece que la carga última de colapso de una estructura se encuentra entre dos límites de la carga de colapso. Una solución completa mediante la teoría plástica trataría de hacer que los límites superior e inferior coincidieran a una solución correcta, todo esto según González, (2002).

En el método de las líneas de fluencia para el análisis de losas es un procedimiento de límite superior; si para un pequeño incremento en el desplazamiento, el trabajo interno que hace la losa es igual al trabajo externo hecho por la carga superior de la capacidad de carga real; y en consecuencia, la carga de falla calculada para una losa con resistencias conocidas a flexión puede ser mayor que el valor real. Sin embargo, en el análisis de líneas de fluencia se pueden

incorporar procedimientos para ayudar a asegurar que la capacidad calculada sea la correcta.



Líneas de fluencia en diferentes tipos de losas (Fig. 7.13)

Reglas para las Líneas de Fluencia.

Cuando una losa está al borde del colapso porque hay una cantidad suficiente de rótulas reales o plásticas para deformar un mecanismo, los ejes de rotación se ubicaran a lo largo de las líneas de apoyo o sobre puntos de apoyo como son las columnas. Puede considerarse que los segmentos de la losa rotan como cuerpos rígidos en el espacio, alrededor de estos ejes. La línea de fluencia entre cualquiera de los segmentos de losa adyacentes es recta, puesto que se trata de la intersección de dos superficies planas. Debido a que la línea de fluencia contiene todos los puntos comunes a estos dos planos, el punto de intersección de los ejes de rotación debe estar sobre la línea de fluencia ya que este punto también es común para los dos planos. Es decir, la línea de fluencia debe pasar por el punto de intersección de los ejes de rotación de los dos segmentos adyacentes de losa.

Los términos *línea de fluencia positiva* y *línea de fluencia negativa* se utilizan para diferenciar entre aquellas asociadas con tensión en parte inferior y tensión en la parte superior de la losa, respectivamente.

Los patrones para establecer los ejes de rotación y las líneas de fluencia se sintetizan en seguida:

1. Las líneas de fluencia son rectas puesto que representan la intersección de dos planos.
2. Las líneas de fluencia representan ejes de rotación.
3. Los bordes apoyados de la losa también establecen ejes de rotación. Si el borde está empotrado, se puede formar una línea de fluencia negativa que suministra resistencia constante a la rotación. Si el borde está simplemente apoyado, el eje de rotación proporciona restricción nula.
4. Un eje de rotación pasará sobre cualquier columna de apoyo. Su orientación dependerá de otras consideraciones.
5. Debajo de las cargas concentradas se forman líneas de fluencia que salen radialmente desde el punto de aplicación de la carga.
6. Una línea de fluencia entre dos segmentos de la losa debe pasar por el punto de intersección de los ejes de rotación de los segmentos adyacentes de losa.

Una vez que se establece el patrón general de fluencia y rotación mediante la aplicación de las pautas estipuladas anteriormente, puede determinarse la ubicación y orientación específica de los ejes de rotación y la carga de falla de la losa con cualquiera de los dos métodos: *método de equilibrio de segmentos*, éste considera el equilibrio de los segmentos individuales de losa que forman el mecanismo de colapso, además, genera un conjunto de ecuaciones simultáneas que permiten encontrar los parámetros geométricos desconocidos y la relación entre capacidad de

carga y momentos resistentes; y “*método del trabajo virtual*, este se basa en igualar el trabajo interno realizado en rotulas plásticas con el trabajo externo que efectúan las cargas al someter el mecanismo predefinido de falla a un desplazamiento virtual pequeño” (González, 2002).

Se debe hacer énfasis en cualquier método de análisis de líneas de fluencia es un método de límite superior. Sentido de que la carga real de colapso nunca será mayor pero si puede ser menor que la carga estimada. En cualquier método la solución tiene dos partes esenciales: (a) establecer el patrón de falla correcto y (b) encontrar los parámetros geométricos que definen la ubicación y orientación exactas de las líneas de fluencia y obtener la relación entre la carga aplicada y los momentos resistentes. Cualquiera de los dos métodos puede desarrollarse de manera que se llegue a la solución correcta para el mecanismo seleccionado para estudio, pero la carga real de falla se encontrara solo si se escoge el mecanismo correcto.

📍 Condiciones Especiales en los Bordos y en las Esquinas

Ensayos realizados confirman, que los esfuerzos principales son en la dirección paralela y en la perpendicular al borde, y en consecuencia, las líneas de fluencia deben penetrar en un borde en la dirección perpendicular a éste; pero las líneas de fluencia cambian de dirección generalmente solo cuando están muy cerca del borde.

Aunque los patrones de líneas de fluencia con palancas de esquina, líneas de fluencia bifurcadas antes de alcanzar la esquina, generalmente son más críticos con los que no las tienen, estas se ignoran a menudo en el análisis de líneas de fluencia.

El análisis resulta considerablemente más complicado si se tiene en cuenta la posibilidad de las palancas de esquina, y el margen de error cometido al no tenerlas en cuenta por lo general es pequeño.

Ⓢ Limitaciones de la Teoría de Líneas de Fluencia

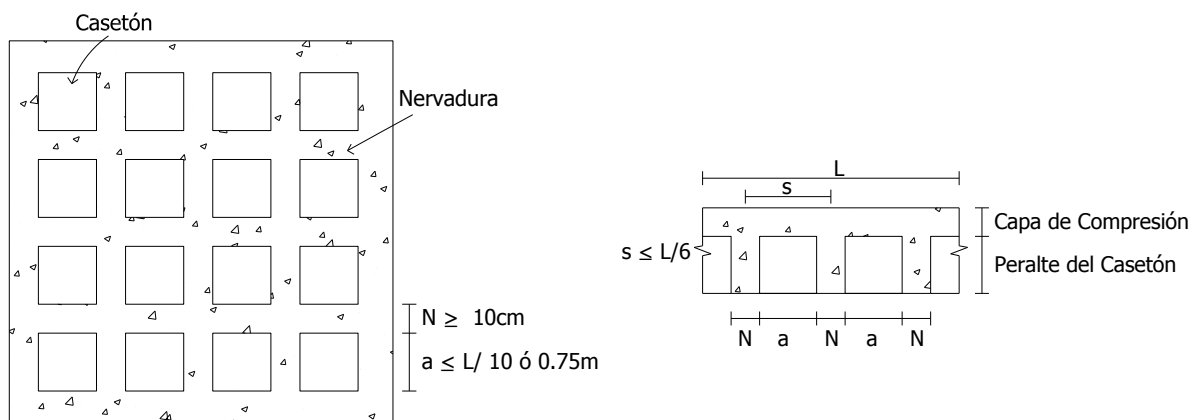
Mediante el análisis de líneas de fluencia se puede tener una determinación racional de la resistencia a flexión de losas de cualquier forma, apoyadas de varias formas, con cargas concentradas al igual que distribuidas y cargas parcialmente distribuidas; los efectos de huecos de cualquier tamaño también pueden incluirse. También es evidente que la teoría de líneas de fluencia ofrece un método para calcular la capacidad de diseños preliminares, a los cuales se llega mediante cualquier otro medio, más que para determinar la cantidad y el espaciamiento del refuerzo. *No es un método de diseño.* La teoría de líneas de fluencia no induce al diseñador a colocar acero de manera diferente a un espaciamiento lateral uniforme a lo largo de una línea de fluencia.

Debe tenerse en cuenta que el análisis mediante líneas de fluencia se enfoca totalmente hacia la capacidad a flexión de la losa. Se presume que no ocurrirá una falla temprana por cortante o por torsión, y que no se presentaran agrietamientos y deflexiones excesivas para las cargas de servicio.

7.3.3. Diseño de Losas de Concreto Reforzado Reticulares

La construcción reticular se compone de nervaduras o viguetas en dos direcciones que se forman del mismo modo que las viguetas en una dirección,

utilizando moldes o cimbras de metal, plástico o cartón para producir los huecos entre las nervaduras. El tipo de construcción reticular o encasetonada que más se utiliza es la losa plana reticular. Este prototipo de estructura no es recomendable para edificios de más de 5 niveles. Los materiales que se pueden utilizar son, el casetón o bloque de concreto ligero, el bloque de espuma de poliestireno, bloque de vidrio y el bloque de barro todo esto según Meli, (2002)..



Losa encasetonada (Fig. 7.14)

🌀 Especificaciones para las losas nervadas

- La distancia entre nervaduras no será mayor de 75 cm;
- El ancho de las nervaduras no será mayor de 10 cm;
- El patín de compresión no deberá tener un espesor menor de 5 cm;
- El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.

🌀 Análisis y diseño de las losas aligeradas

Para el análisis de las losas aligeradas se usa el mismo procedimiento que para las losas macizas, siempre y cuando se cumpla que la distancia centro a centro

entre nervaduras no sea mayor que $1/6$ del claro de la losa paralela a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras.

☉ Cálculo del peso de la losa encasetonada por m^3

Es necesario conocer el peso propio de la losa para el diseño, a continuación se presenta la secuencia del cálculo:

$$V_t = 1 \times 1 \times H = H$$

$$V_h = [(0.4)(0.4) + 2(0.4)(0.6 - 2N) + (0.6 - 2N)(0.6 - 2N)]D$$

$$V_h = [0.16 + 0.48 - 1.6N + 0.36 - 2.4N + 4N^2]D$$

$$V_h = [1 - 4N + 4N^2]D$$

$$V_h = D - 4ND + 4N^2D$$

$$V_c = V_t - V_h$$

$$V_c = H - [D - 4ND + 4N^2D]$$

pero: $H = D + c \quad \therefore$

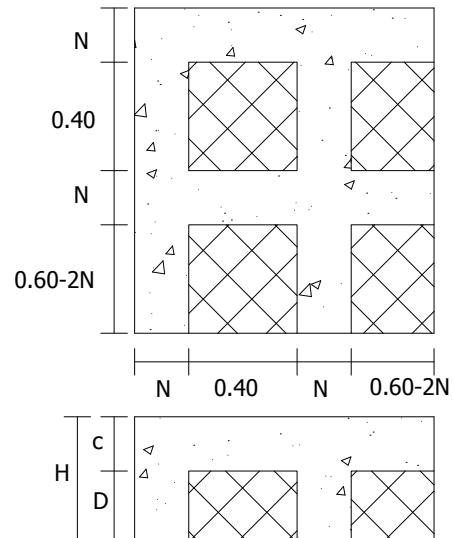
$$V_c = D + c - D + 4ND - 4N^2D$$

$$V_c = c + 4ND - 4N^2D$$

Por otro lado, $V_c = d_{eq}A$, ó $d_{eq} = \frac{V_c}{A}$

Si $A = 1.0m \times 1.0m = 1m^2$, entonces $d_{eq} = \frac{c + 4ND - 4N^2D}{A}$

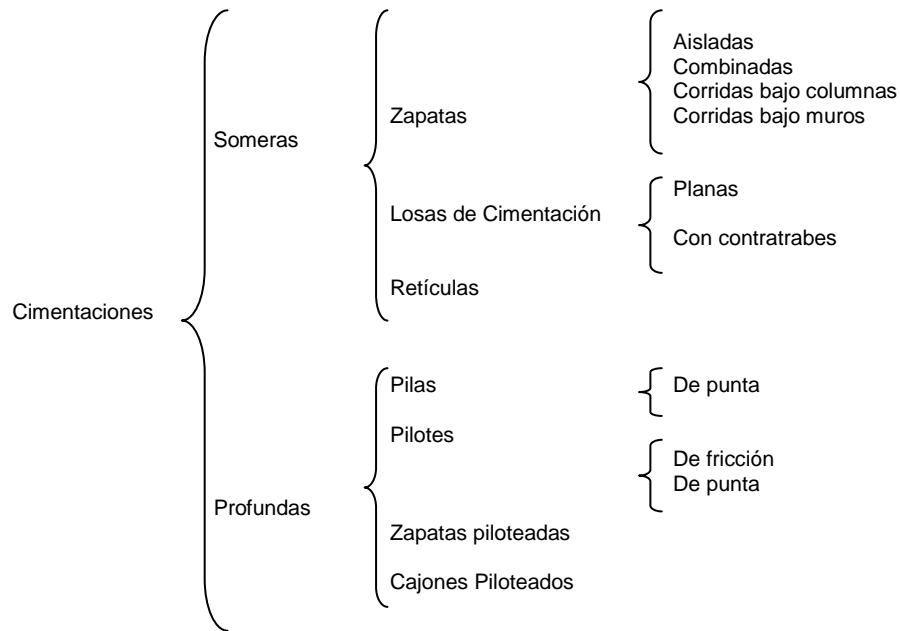
$$d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$$



7.4. Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten peso de la estructura al suelo. La forma más común clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se trasmite la

mayor parte de las cargas que provienen de la construcción. En estos términos se subdividen en someras y profundas.

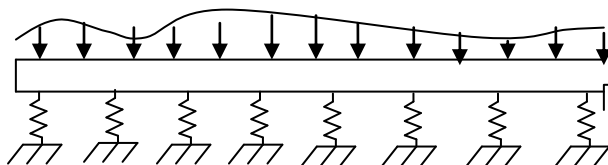


Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. Las cimentaciones profundas estas constituidas fundamentalmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse bajo zapatas o bajo losas de cimentación y pueden combinarse con estas de manera que la carga se resista en una parte por apoyo somero y en otra parte por apoyo profundo, todo esto según Meli, (2002).



7.4.1. Cimentaciones sobre resortes elásticos

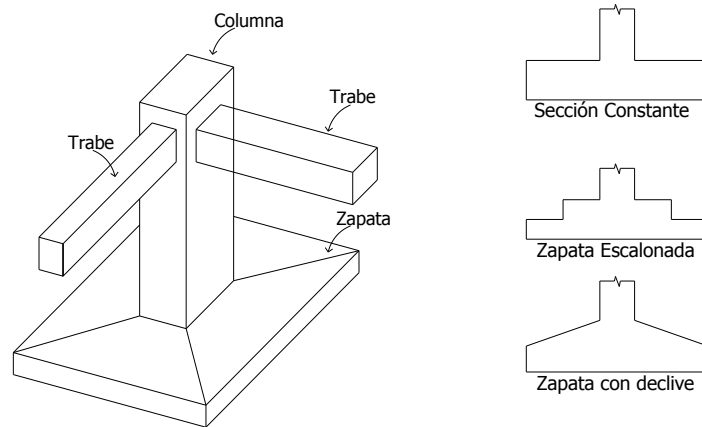
Algunos procedimientos se basan en la suposición de una relación lineal esfuerzo-deformación del suelo, “el modelo más común que adoptan estos métodos es el sustituir el suelo por cama de resortes cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás” (Meli, 2002, 525). Según este modelo la presión con que responde el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es correspondiente al hundimiento que ésta presenta en el punto en cuestión. La constante de proporcionalidad se llama *módulo de reacción*, todo esto según Meli, (2002).



Modelo de cimentación y suelo (Fig. 7.15)

7.4.2. Zapatas Aisladas

Este tipo de zapata se usara para soportar la carga de una sola columna. Estas son las zapatas más comúnmente utilizadas, particularmente cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí.



Zapatas aisladas (Fig. 7.16)

Las zapatas aisladas generalmente proporcionan la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente cuadradas en la planta pero también pueden ser rectangulares, circulares u octagonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares.

“Las zapatas consisten en losas de espesor constante, pero si los espesores calculados resultan mayores de 10 cm., puede ser más económico usar zapatas ahusadas” (Meli, 2002).

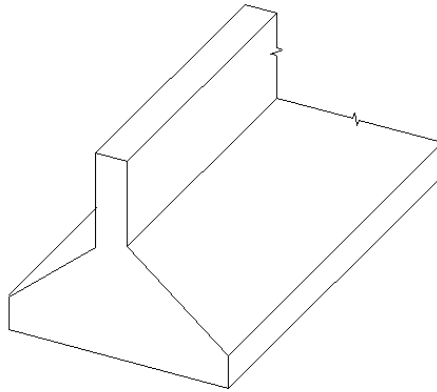
📍 Criterios para el diseño de Zapatas

- a) Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles;
- b) Cuando las combinaciones de la carga incluyan el efecto de solicitaciones accidentales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse e un 33%;
- c) El recubrimiento mínimo para el acero cuando la zapata este en contacto con el terreno es de 7.5 cm y 5 cm cuando se tenga plantilla de cimentación;
- d) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independiente, tomando la sección critica a una distancia d desde la cara de las columnas, los dados o elementos verticales;
- e) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de penetración, tomando como sección critica a aquella que se ubica a una distancia $d/2$ alrededor del elemento vertical de carga (columna, dado, muro, etc.);
- f) La sección critica de flexión en una distancia se ubicara en las caras de los elementos verticales de carga;
- g) En cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica de diseño a la flexión se considerara ubicada en la mitad, entre el eje medio y el borde del muro.

En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas rectangulares reforzadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

7.4.3. Zapatas Corridas

Una zapata corrida es simplemente una ampliación de la parte inferior de un muro, cuya finalidad es distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo de la cimentación. Las zapatas corridas se usan normalmente en el perímetro de un edificio y a veces bajo muros interiores.



Zapata corrida (Fig. 7.17)

Las zapatas corridas pueden ser bajo columnas o bajo muros, se utilizan cuando:

- a) Se trata de cimentar un elemento continuo;
- b) Se busca homogeneizar los asentamientos de alineación de columnas;
- c) Se requiere reducir los esfuerzos en el terreno;
- d) Para puntear defectos y heterogeneidades del terreno;
- e) Por la proximidad de zapatas aisladas, resulta más sencillo utilizar zapatas corridas.

7.4.4. Losas de Cimentación

Es una losa continua de concreto reforzado sobre una gran área que se usa para soportar muchas columnas y muros. Este tipo de cimentación se usa cuando la resistencia del suelo es baja o las cargas de las columnas son grandes, pero no se usan pilotes. Este tipo de cimentación es muy útil para reducir los asentamientos diferenciales entre columnas; esta reducción puede ser del 50% o mayor. En este tipo de cimentación las excavaciones suelen ser bastante profundas. La meta es

retirar una cantidad de tierra cuyo peso sea aproximadamente igual al peso del edificio. Si se hace así, la presión neta del suelo después de ser construido el edificio será teóricamente igual a la que existía antes de efectuar la excavación. El edificio entonces flotara sobre la losa.

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

Losa plana, en que las columnas apoyan sobre la losa de cimentación, directamente o por intermedio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de la columna.

La losa con contratrabes, esta se utiliza cuando los claros y las cargas son elevadas y se convierte en una estructura en cajón con losa en la parte inferior y superior de la contratrabe, todo esto según Meli, (2002).

CAPITULO 8

METODOLOGÍA

Como parte final de este trabajo, se presenta el capítulo en el cual se narra, grosso modo, la guía que se siguió para que éste fuese realizado, es decir, el marco metodológico. Aquí, se describe el método general empleado, el enfoque y diseño que tuvo la investigación, así como las técnicas e instrumentos que facilitaron la realización del proyecto.

1.1. Método empleado

Todo trabajo de investigación requiere de un proceso, guía o línea conductora que lo oriente, y esa orientación o guía se obtiene al emplear un método de investigación. De forma particular, el método es concebido como la estrategia general que guía el proceso de investigación, cuyo objetivo es lograr ciertos resultados, específicamente los definidos en los objetivos de estudio, por lo tanto para determinar qué se requiere para que el diseño estructural de un edificio de 5 niveles sea resistente y no se exceda en costos y tiempo, se empleó el Método Deductivo pues es con el cual se parte de situaciones generales explicadas por un marco teórico general y se aplica a una realidad concreta: el diseño de estructuras.

1.2. Enfoque de la Investigación

Determinar el enfoque que tomó esta investigación resultó tarea compleja, porque se trata de un proyecto en el que se propone, a partir de la revisión teórica, un modelo de construcción efectiva y eficaz; al revisar y realizar la metodología se

encontró que, de los enfoques propuestos por los métodos de investigación, el cuantitativo y el cualitativo, el presente proyecto no se circunscribe de forma global en ninguno de ellos, sin embargo, se puede apuntar que, de las características que ofrecen ambos enfoques, el presente proyecto tomó lo siguiente:

Método cuantitativo: Planteamiento del problema de estudio delimitado y concreto, con preguntas de investigación sobre cuestiones específicas; una vez planteado el problema y se revisa lo que se ha investigado anteriormente, es decir, se hace una revisión de la literatura o “estado del arte”.

Método cualitativo: No se plantea necesariamente una hipótesis ni tampoco se prueban.

1.3. Diseño de la Investigación

El Diseño de Investigación fue de tipo *no experimental*, “estudio que se realiza sin la manipulación deliberada de variables y en los que sólo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos” (Hernández, 2006; 205), cuyo propósito es responder a preguntas de investigación.

El diseño no experimental empleado, según la extensión del estudio fue de tipo *transeccional* o transversal. Estos diseños recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

En cuanto al nivel de medición y análisis de la información, se empleó el *descriptivo*, cuyo objetivo es describir los fenómenos (Bisquerra, 1989:123) y

justamente, lo que se pretendió en este trabajo fue precisamente describir un proceso de diseño de estructuras.

Finalmente, para fundamentar el tema de investigación, se utilizó la investigación documental, basada en el método de Síntesis Bibliográfica, es decir, se hizo una revisión bibliográfica para seleccionar las teorías y conceptos que sustentaron el problema de investigación.

La principal técnica empleada en el estudio fue la Sistematización Bibliográfica a través del uso de fichas de trabajo bibliográfico que permitieron la recolección y vaciado de la información requerida.

1.4. Descripción del procedimiento de investigación

El procedimiento que se siguió para la elaboración del presente proyecto fue el siguiente:

Como primer paso fue la recopilación de datos, que en este caso fue la obtención de los planos arquitectónicos del proyecto, el estudio de mecánica de suelos del terreno donde se desplantara el edificio, y los reglamentos de construcción vigentes.

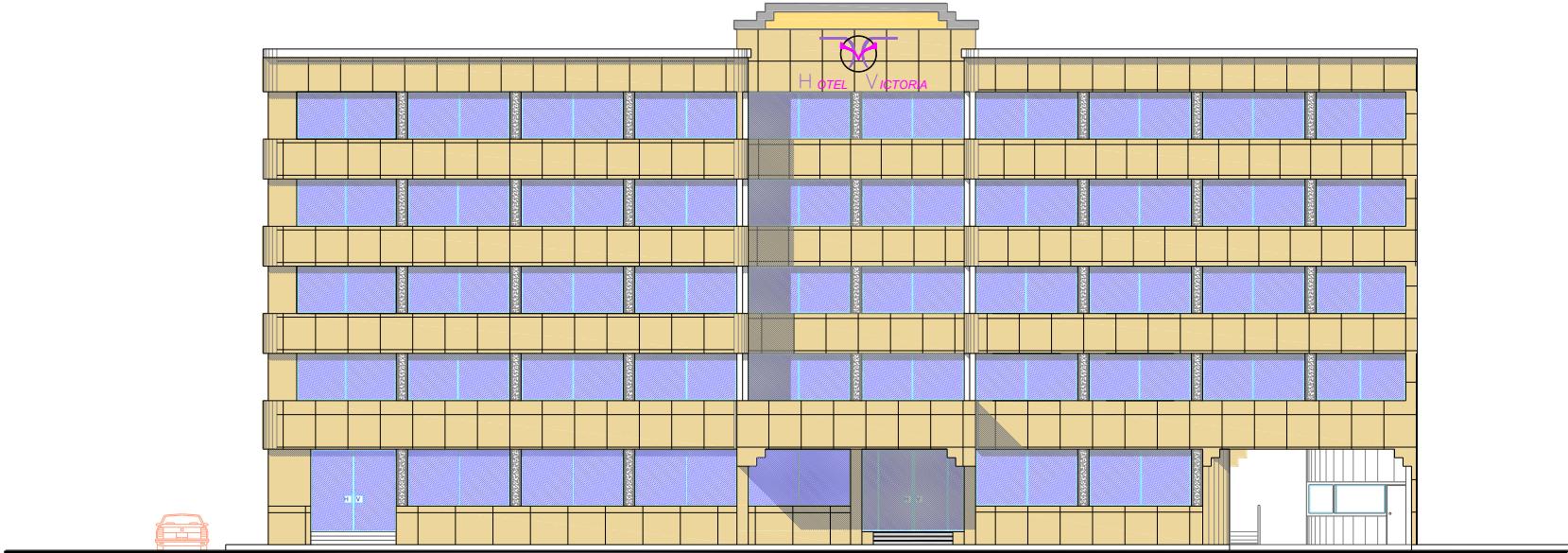
En seguida se hizo un estudio minucioso de los datos recopilados con la finalidad de plantearlas distintas alternativas de solución, tales como construcción es acero, concreto reforzado, mampostería, o la combinación de varias. Después de analizar las posibles soluciones se eligió una estructuración a base de marcos de concreto reforzado, por ser la opción más viable.

Una vez definidas las características de la estructura se procedió al análisis y diseño de la misma empleando los reglamentos de construcción y un software de análisis estructural (SAP 2000).

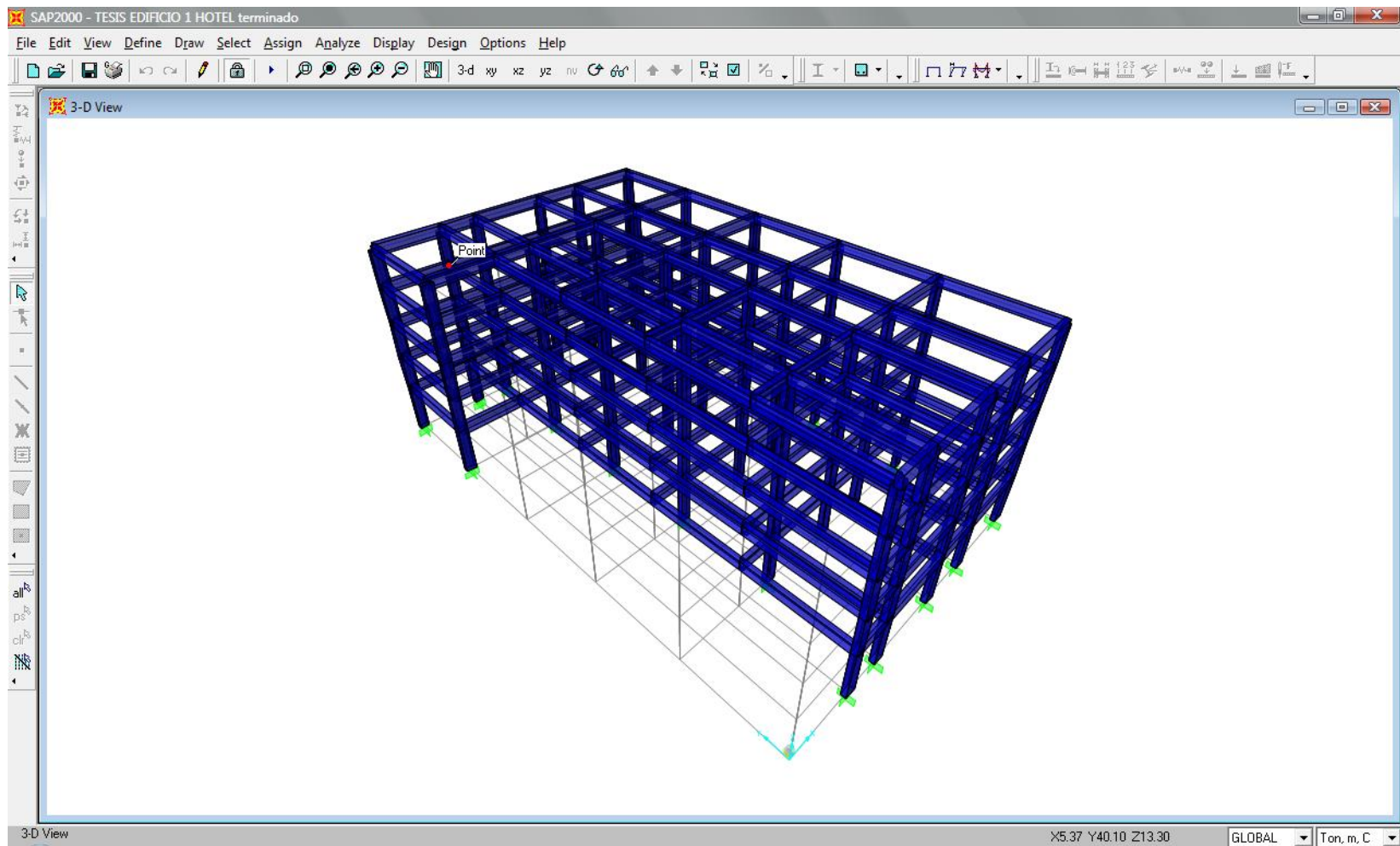
Finalmente los resultados del trabajo anterior se plasmaron en los planos estructurales, los cuales sirven de base para la construcción del proyecto.

CAPITULO 9
MEMORIA DE CÁLCULO

9.1. MEMORIA EDIFICIO 1



FACHADA PRINCIPAL EDIFICIO 1



MODELO EN SAP 2000 DE EDIFICIO 1

DISEÑO DE LOSA AZOTEA EDIFICIO 1

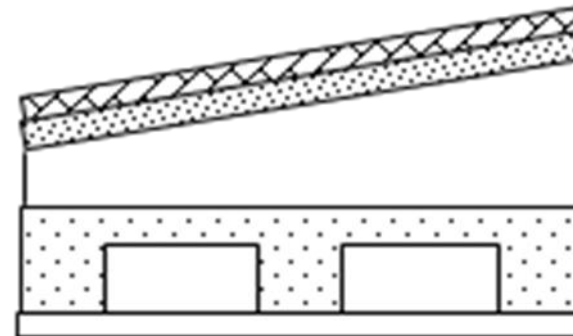
ANÁLISIS DE CARGAS

Se propone losa aligerada con casetones de poliestireno de 50 x 50 y nervaduras de 10 cm.

Altura del casetón	D =	25 cm
Capa de compresión	c =	5 cm
Espesor total	H =	30 cm
Ancho de nervadura	N =	10 cm

Peralte equivalente= $d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (ton/m ³)	P. TOT (ton-m ²)
Enladrillado	-	-	0.040
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.15	1.6	0.24
Losa aligerada	0.14	2.4	0.336
Plafón e instalaciones	-	-	0.04
	0.32	CM =	0.719



CARGAS DE SERVICIO PERMANENTES

CM	0.719	
CV	0.100	
Cad	0.040	
W	0.859	t/m²

PERMANENTES MAS ACCIDENTALES

CM	0.719	
CV	0.070	
Cad	0.040	
W	0.829	t/m²

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

5.4

7.75

5.4

perímetro l = 30.94 m

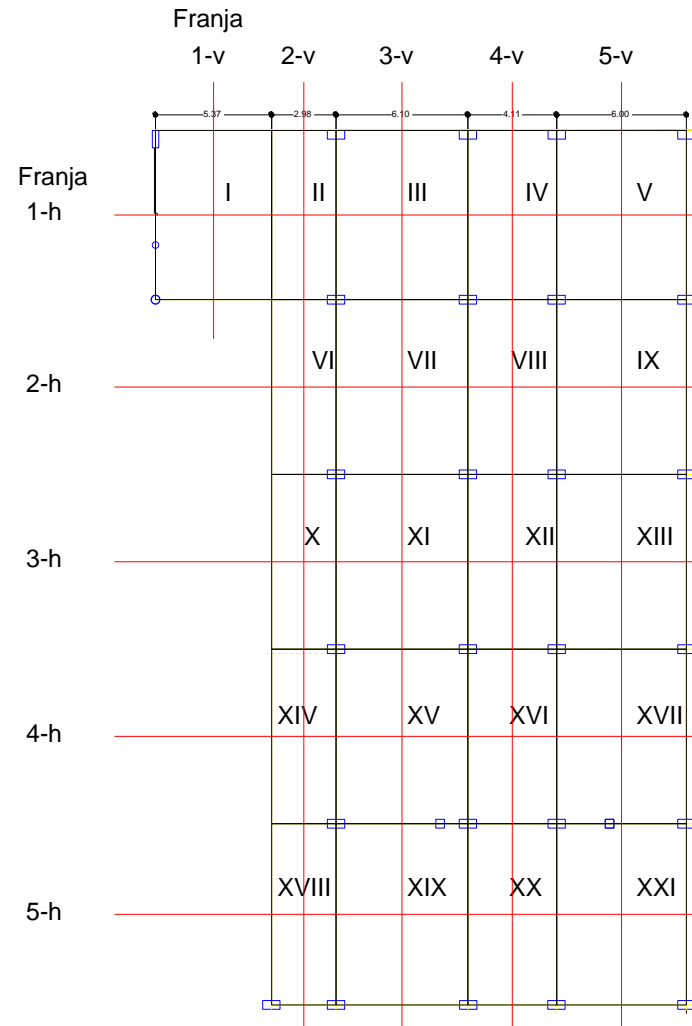
$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{170} \cdot 0.032 \sqrt{f_s \cdot w}$$


d min = 22.34 cm

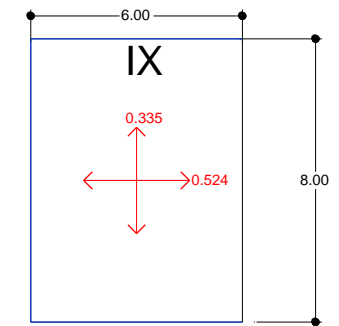
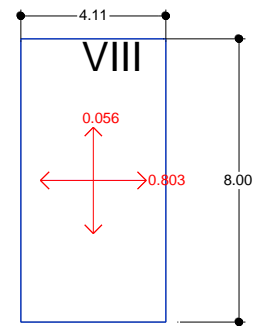
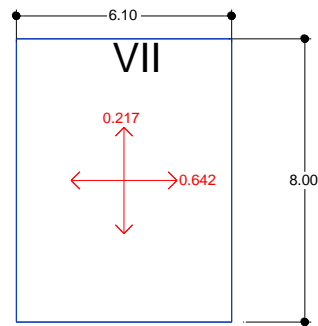
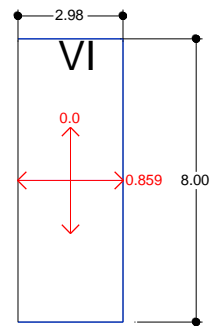
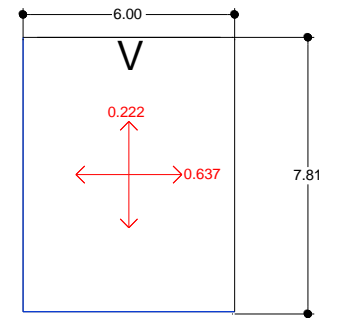
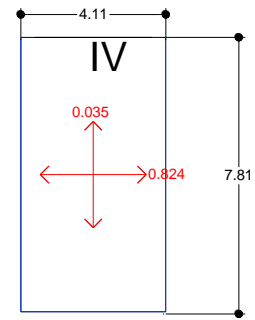
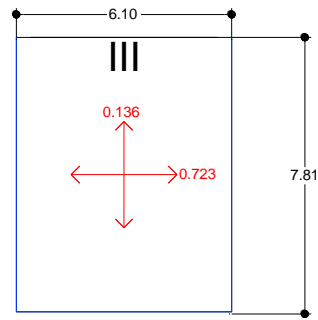
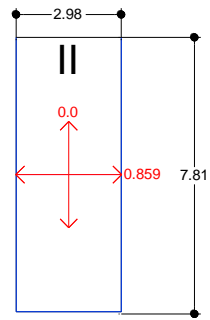
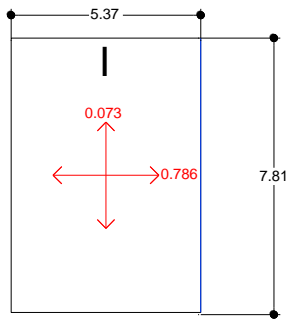
Por lo tanto, si cumple con el d_{min}

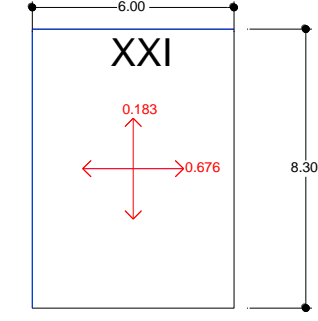
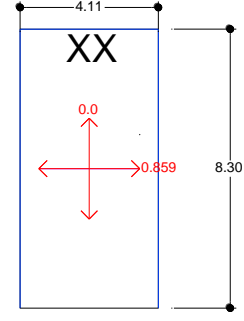
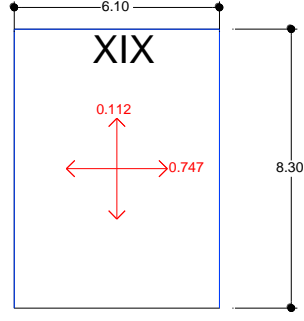
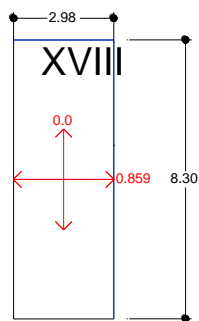
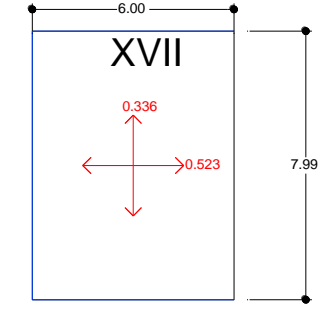
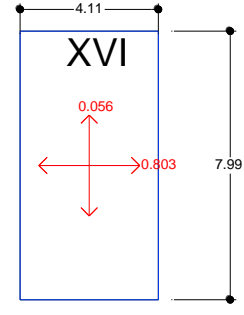
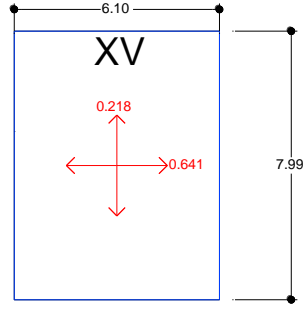
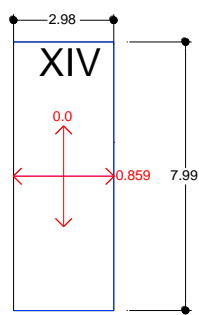
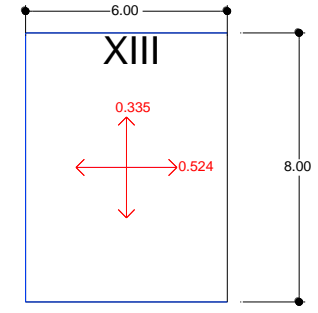
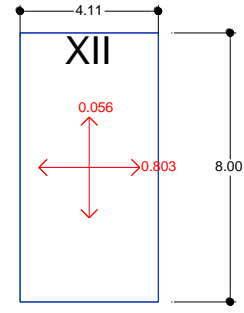
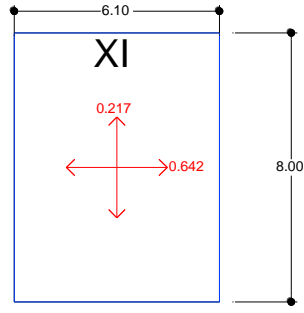
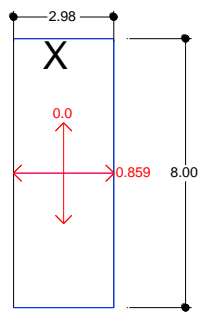

CALCULO DE MOMENTOS DE DISEÑO

DISTRIBUCIÓN DE FRANJAS



EDIFICIO 1

COEFICIENTES DE DISTRIBUCIÓN
 EDIFICIO 1





$M_{max (+)} = 1.52$ Ton-m
 $M_{max (-)} = 2.27$ Ton-m

EDIFICIO 1 Azotea

Vmax = 2.32 Ton

FRANJA 1_h

CARGAS DISTRIBUIDAS

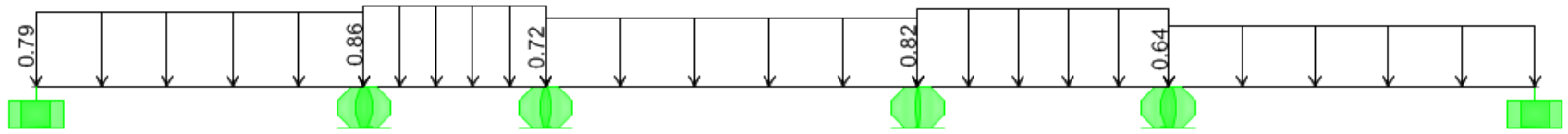


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

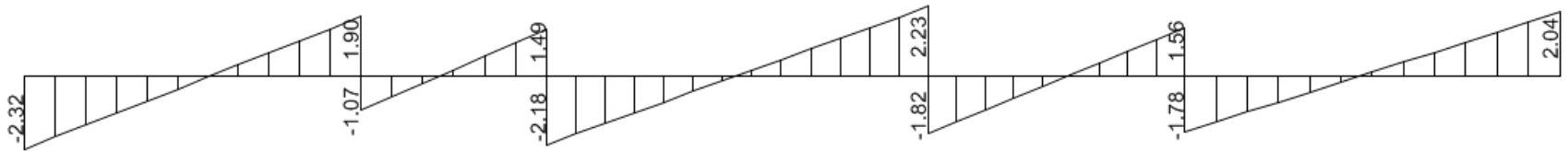
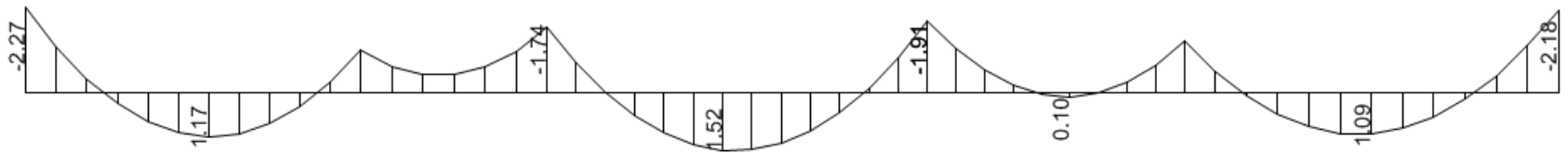
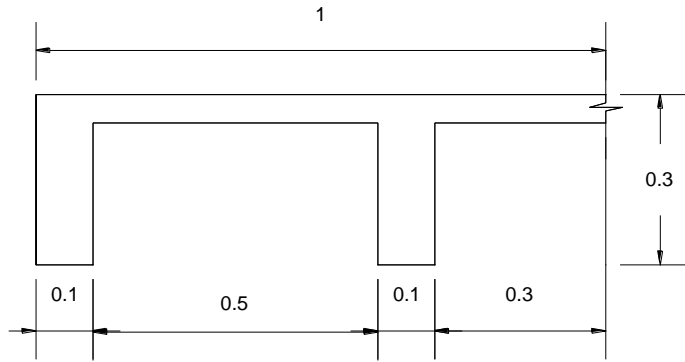


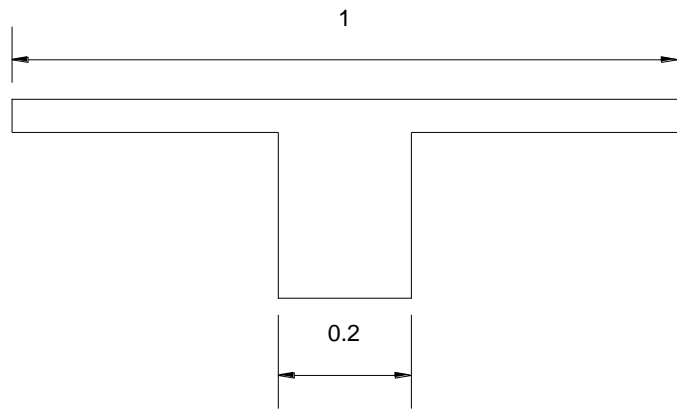
DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



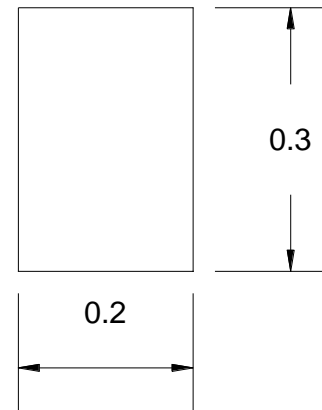
Diseño de Franja 1_h



SECCIÓN TEÓRICA



SECCIÓN PRÁCTICA



DATOS

b =	20	cm
h =	30	cm
recubrimiento =	3	cm
d =	27	cm
L =	24.56	m
V max=	2323.28	kg
M max(+)=	152184.94	kg - cm
M max(-)=	226814.40	kg - cm

CONSTANTES DE DISEÑO

$f'c =$	250	kr/cm ²
$f_y =$	4200	kr/cm ²
FR =	0.9	
$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f''c =$	170	kr/cm ²
$\rho_b =$	0.0190	
$\rho_{max} =$	0.0143	
$\rho_{min} =$	0.0026	

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 213058.92 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$\rho_{calc} = 0.004071$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$\rho_{diseño} = 0.004071$

As = 2.20cm²

$$A_s = \rho b d$$

As para cada Nervadura 1.10 cm²

Usando 1 Varilla del # 4

As = 1.27 > a_o = 1.27 As req

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-)= 317540.16 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f''c}} \right]$$

- calc = 0.006243
ρmin<ρ<ρmax, OK
- diseño = 0.006243 As= 3.37 cm2

$$A_s = \rho bd$$

As para cada Nervadura = 1.69 Cm2
 Usando 1 varillas del # 5 a_o = 1.27
 As = 1.69 > As req

DISEÑO POR CORTANTE

Vu = 3252.592 kg ρ = 0.00471

$$V_{CR} = 0.8bd(0.2 + (20\rho)\sqrt{f^*c})$$

Vcr = 1797.42 < Vu

$$A_{v_{min}} = 0.25\sqrt{f^*c} \frac{b \cdot s}{fy}$$

s = 20cm

Av min= 0.337 cm²

Usar estribos # 2.5 @ 20 cm

FRANJA 2_h

Mmax (+)= 1.25 Ton-m
Mmax (-)= 1.74 Ton-m
Vmax = 1.96 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

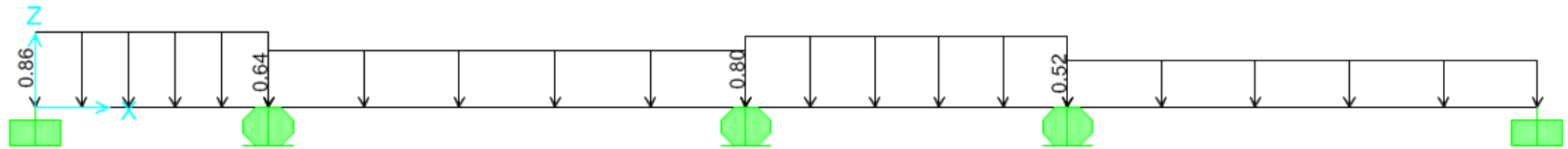


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

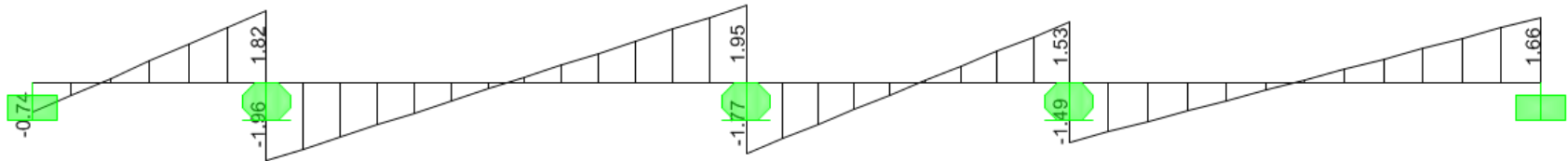
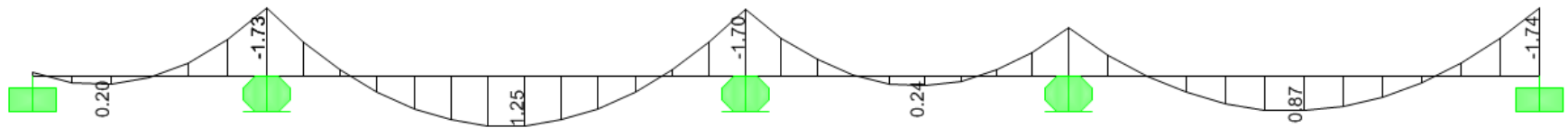


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 3_h

Mmax (+)= 1.25 Ton-m
Mmax (-)= 1.74 Ton-m
Vmax = 1.96 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

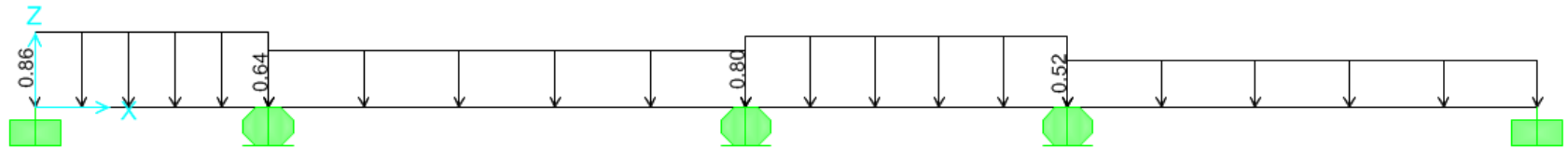


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

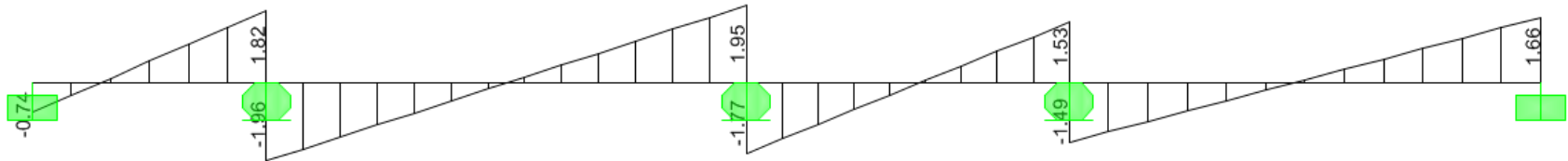
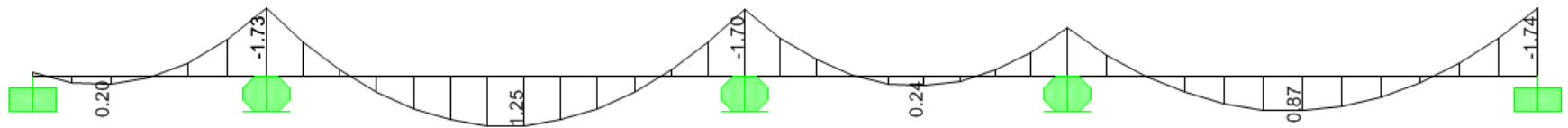


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 4_h

Mmax (+)= 1.25 Ton-m
Mmax (-)= 1.74 Ton-m
Vmax = 1.96 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

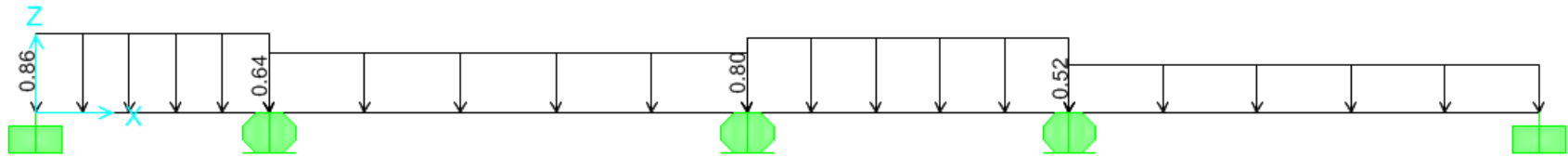


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

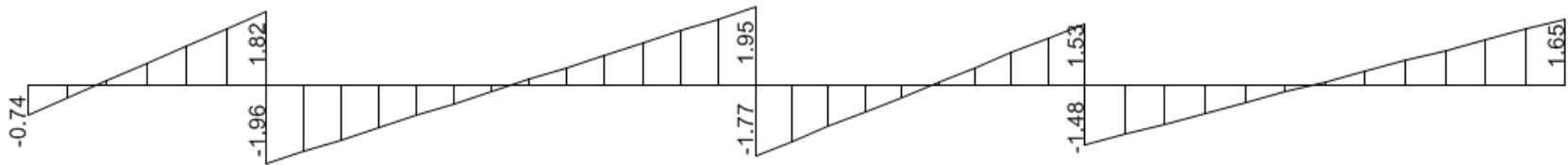
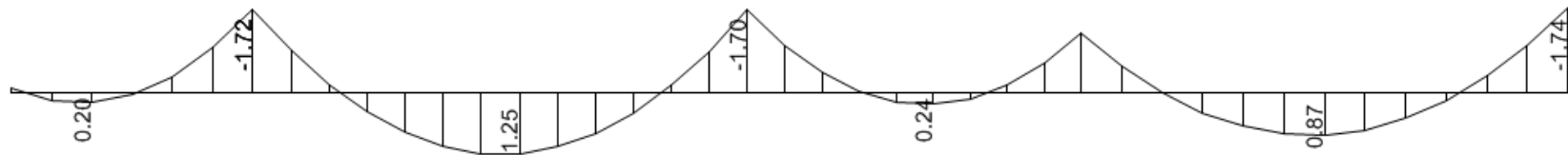


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 5_h

Mmax (+)= 1.50 Ton-m
Mmax (-)= 2.30 Ton-m
Vmax = 2.26 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

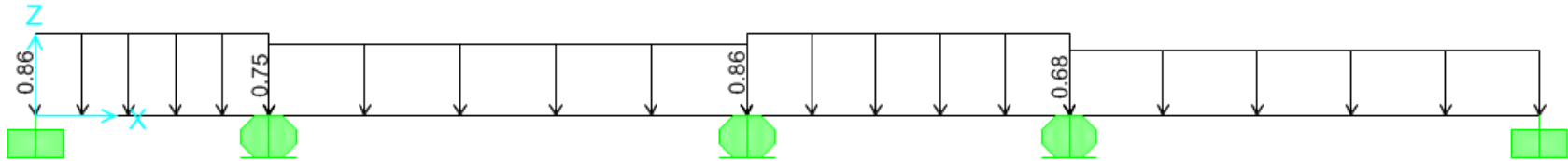


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

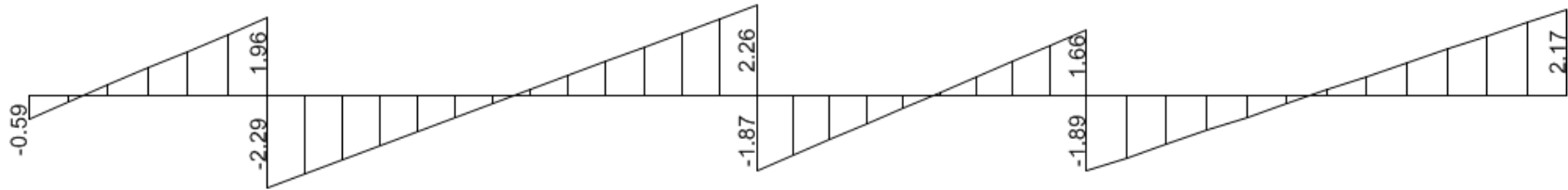
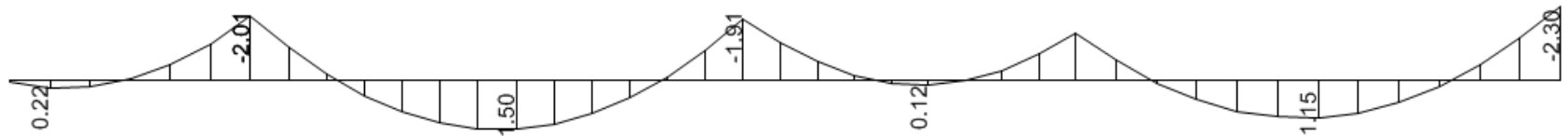


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 1_v

Mmax (+)= 0.18 Ton-m
Mmax (-)= 0.37 Ton-m
Vmax = 0.28 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

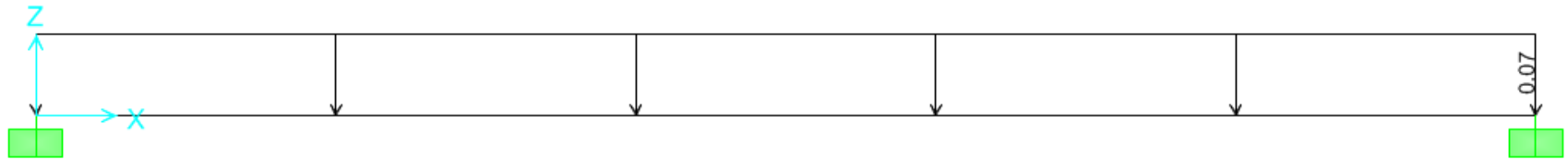
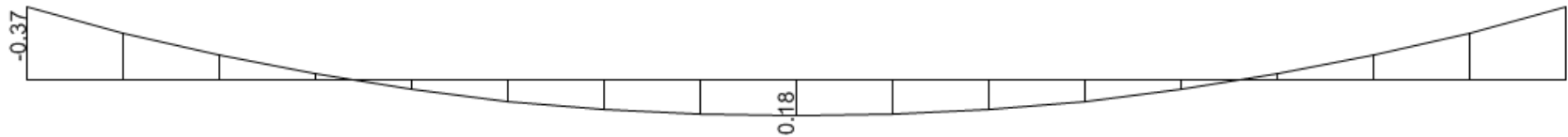


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 2_v

Mmax (+)=	0.00	Ton-m
Mmax (-)=	0.00	Ton-m
Vmax =	0.00	Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS



FRANJA 3_v

Mmax (+)= 0.68 Ton-m
Mmax (-)= 1.21 Ton-m
Vmax = 0.91 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

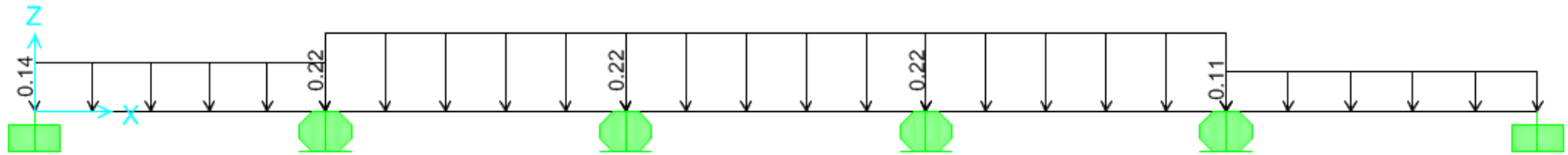


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

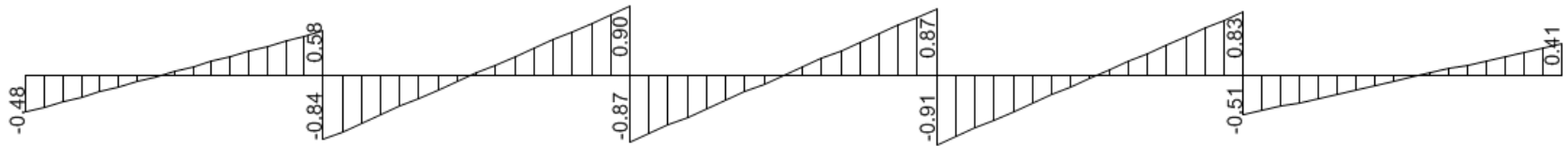
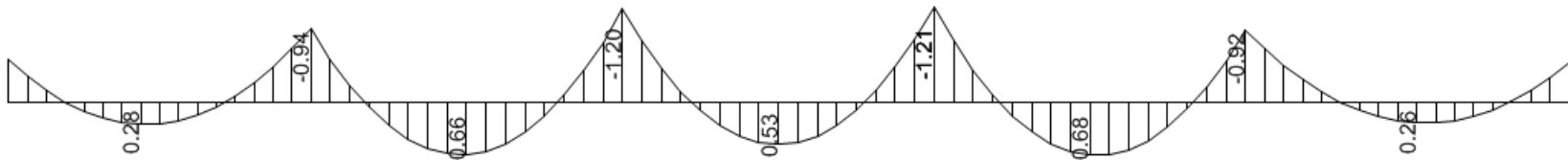


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 4_v

Mmax (+)= 0.21 Ton-m
Mmax (-)= 0.33 Ton-m
Vmax = 0.25 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

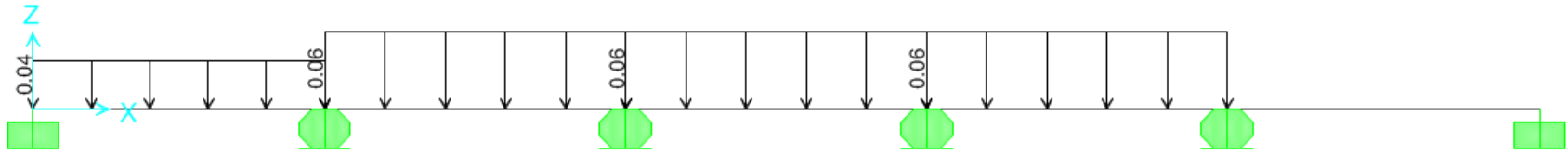


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

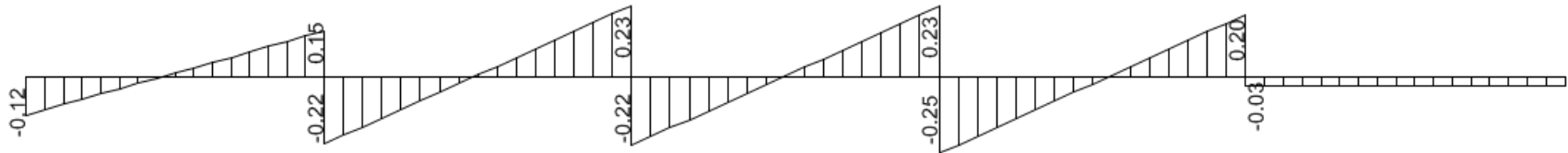
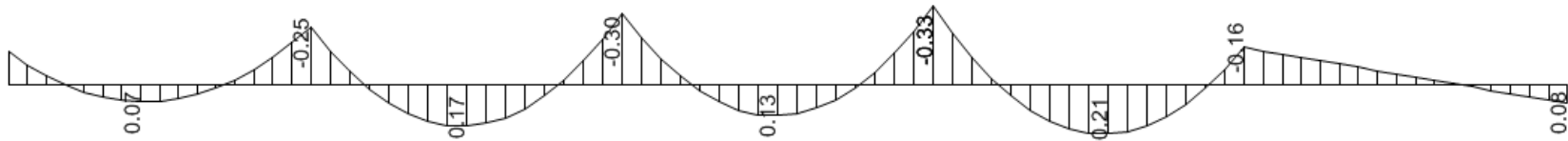


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 5_v

Mmax (+)= 1.03 Ton-m
Mmax (-)= 1.86 Ton-m
Vmax = 1.39 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

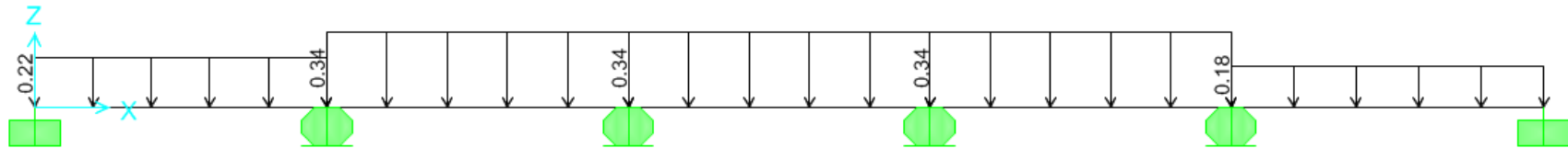


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

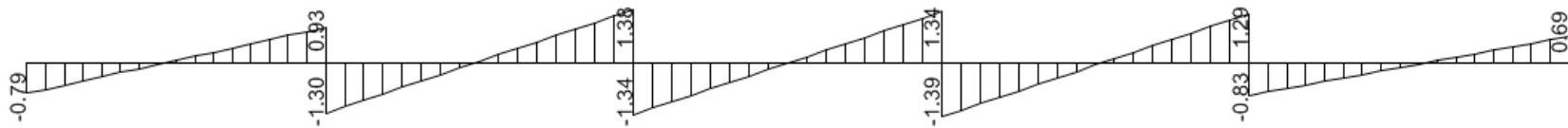
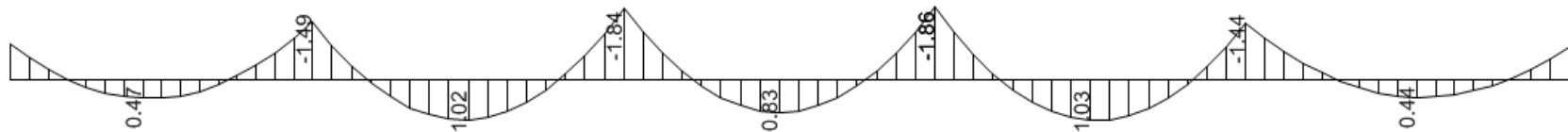


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE AZOTEA

FRANJA	1_h	2_h	3_h	4_h	5_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v
M(+) kg-cm	152184.94	125452.68	125452.68	125210.24	149961.06	18269.01	0	67566.71	20591.24	102983.42
Mu(+) kg-cm	213058.92	175633.75	175633.75	175294.34	209945.48	25576.61	0.00	94593.39	28827.74	144176.79
r	0.00407	0.00332	0.00332	0.00332	0.00401	0.00047	0.00000	0.00175	0.00053	0.00271
As req (cm2)	1.10	0.90	0.90	0.90	1.08	0.71	0.71	0.71	1.42	0.73
Varilla #	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.28	1.28	1.27	1.27	1.27	0.71	0.71	0.71	0.71	0.72
M(-) kg-cm	226814.4	174394	174394	174002.7	230434.8	36538.02	0	120832.6	33193.93	185822
Mu(-) kg-cm	317540.16	244151.60	244151.60	243603.78	322608.72	51153.23	0.00	169165.64	46471.50	260150.80
ρ	0.00624	0.00470	0.00470	0.00469	0.00635	0.00094	0.00000	0.00320	0.00085	0.00503
As req (cm2)	1.69	1.27	1.27	1.27	1.72	0.71	0.71	0.86	0.71	1.36
Varilla #	5	4	4	4	3	3	3	4	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	2	1	1	1	1	2
As	1.99	1.27	1.27	1.27	1.44	0.71	0.71	1.27	0.71	1.44
V kg	2323.28	1961.82	1961.32	1958.6	2262.51	282.88	0	907.04	245.51	1394.08
Vu kg	3252.592	2746.548	2745.848	2742.04	3167.514	396.032	0	1269.856	343.714	1951.712
P	0.0024	0.0024	0.0023	0.0023	0.0023	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013
VCR kg	1510.78	1510.78	1508.52	1508.52	1508.52	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1385.38
s	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Av	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34

DISEÑO DE LOSA ENTREPISO EDIFICIO 1

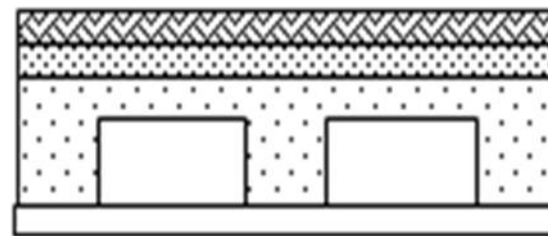
ANÁLISIS DE CARGAS

Se propone losa aligerada con casetones de poliestireno de 50 x 50 y nervaduras de 10 cm.

Altura del casetón	D =	25 cm
Capa de compresión	c =	5 cm
Espesor total	H =	30 cm
Ancho de nervadura	N =	10 cm

Peralte equivalente= $d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (ton/m ³)	P. TOT (ton-m ²)
Piso	-	-	0.040
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa aligerada	0.14	2.4	0.336
instalaciones			0.04
Yeso	0.03	1.5	0.045
CM =			0.524



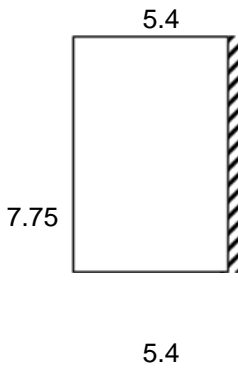
CARGAS DE SERVICIO PERMANENTES

CM	0.524	
CV	0.250	
Cad	0.040	
W	0.814	t/m²

PERMANENTES MAS ACCIDENTALES

CM	0.524	
CV	0.175	
Cad	0.040	
W	0.739	t/m²

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO



perímetro l = 30.94 m

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{170} \cdot 0.032^4 \sqrt{f_s \cdot w}$$

d min = 22.04 cm

Por lo tanto, si cumple con el d_{min}

EDIFICIO 1 Entrepiso (Franja más desfavorable)

Mmax (+)= 2.10 Ton-m
 Mmax (-)= 3.00 Ton-m
 Vmax = 3.15 Ton

FRANJA 5_h

CARGAS DISTRIBUIDAS

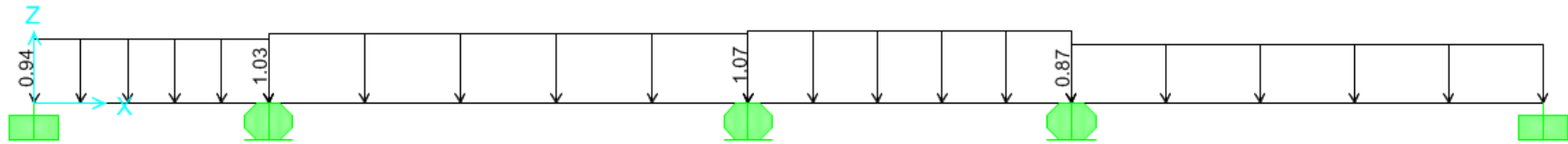


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

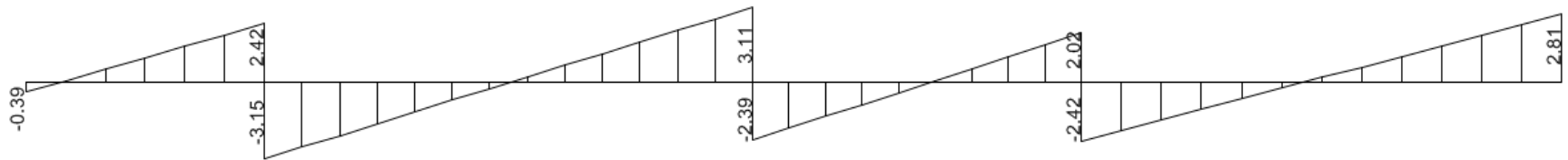
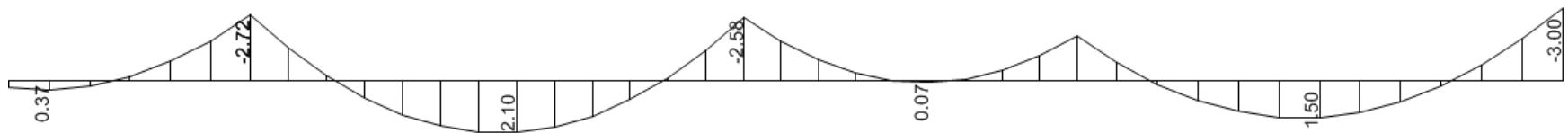


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)

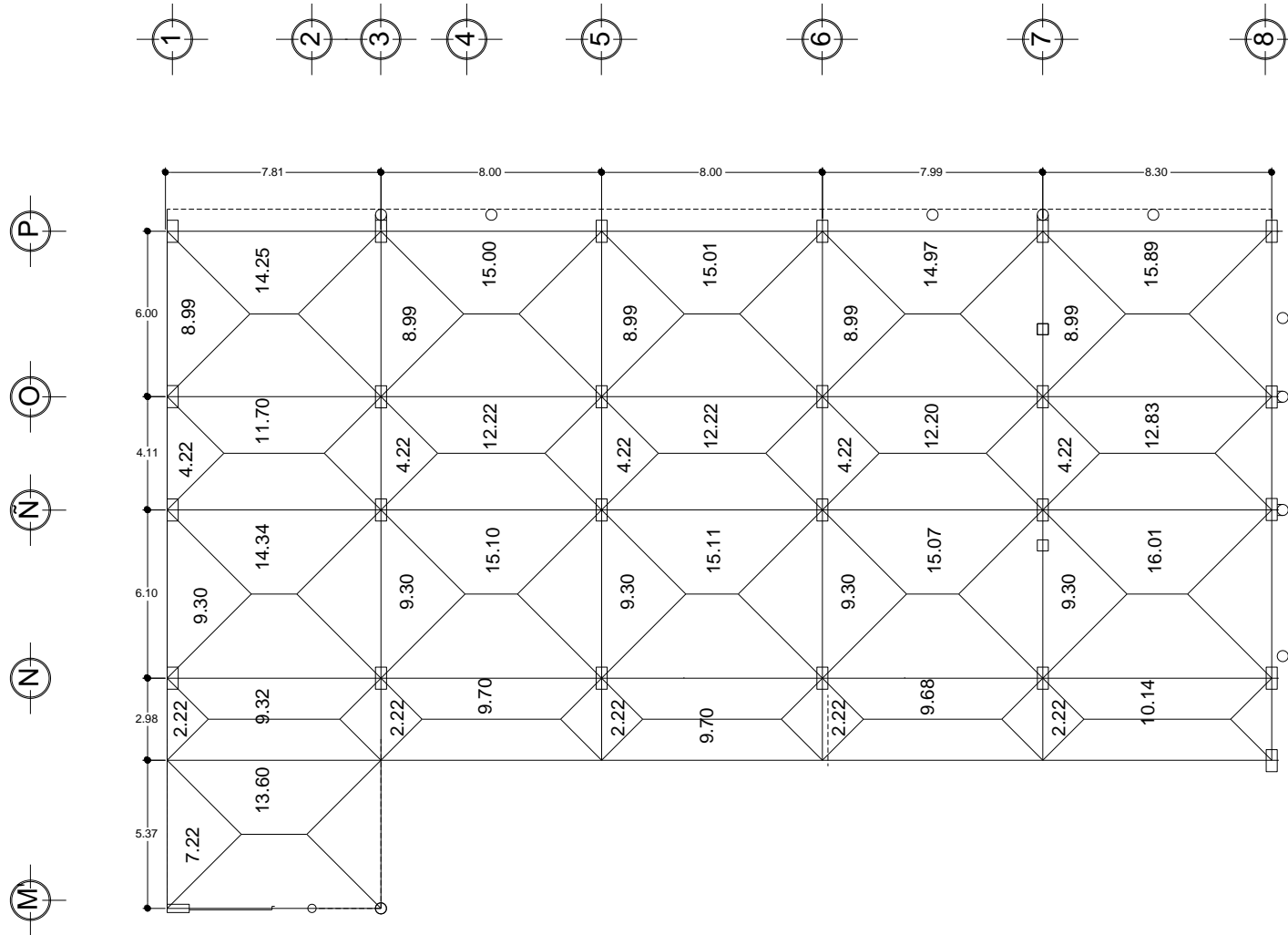


RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE ENTREPISO

FRANJA	1_h	2_h	3_h	4_h	5_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v
M(+) kg-cm	181652.02	145406.19	138597.1	145162.75	209793.64	19270.05	0	138597.1	32940.08	170098.03
Mu(+) kg-cm	254312.83	203568.67	194035.94	203227.85	293711.10	26978.07	0.00	194035.94	46116.11	238137.24
r	0.00491	0.00388	0.00369	0.00387	0.00574	0.00049	0.00000	0.00369	0.00085	0.00458
As req (cm2)	1.33	1.05	1.00	1.05	1.55	0.71	0.71	1.00	1.42	1.24
Varilla #	5	4	4	4	5	3	3	4	3	4
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.98	1.27	1.27	1.27	1.98	0.71	0.71	0.71	0.71	1.28
M(-) kg-cm	265047.1	224198.4	205694.7	224019.2	299980.8	38540.1	0	205694.7	46270.26	257085.1
Mu(-) kg-cm	371065.94	313877.76	287972.58	313626.88	419973.12	53956.14	0.00	287972.58	64778.36	359919.14
r	0.00741	0.00616	0.00561	0.00616	0.00852	0.00099	0.00000	0.00561	0.00119	0.00716
As req (cm2)	2.00	1.66	1.52	1.66	2.30	0.71	0.71	1.52	0.71	1.93
Varilla #	4	5	5	5	4	3	3	5	3	5
# de Varillas	2	1	1	1	2	1	1	1	1	1
As	2.54	1.98	1.98	1.98	2.54	0.71	0.71	1.98	0.71	1.98
V kg	2647.86	2641.72	2233.44	2641.57	3153.09	298.38	0	2233.44	369.5	2085.96
Vu kg	3707.004	3698.408	3126.816	3698.198	4414.326	417.732	0	3126.816	517.3	2920.344
r	0.0026	0.0023	0.0023	0.0023	0.0037	0.0013	0.0013	0.0023	0.0013	0.0024
VCR kg	1544.35	1508.52	1508.52	1508.52	1669.75	1383.11	1383.11	1508.52	1383.11	1510.78
s	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Av	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 1

Para obtener la descarga de la losa sobre las trabes se determinaron las áreas tributarias.

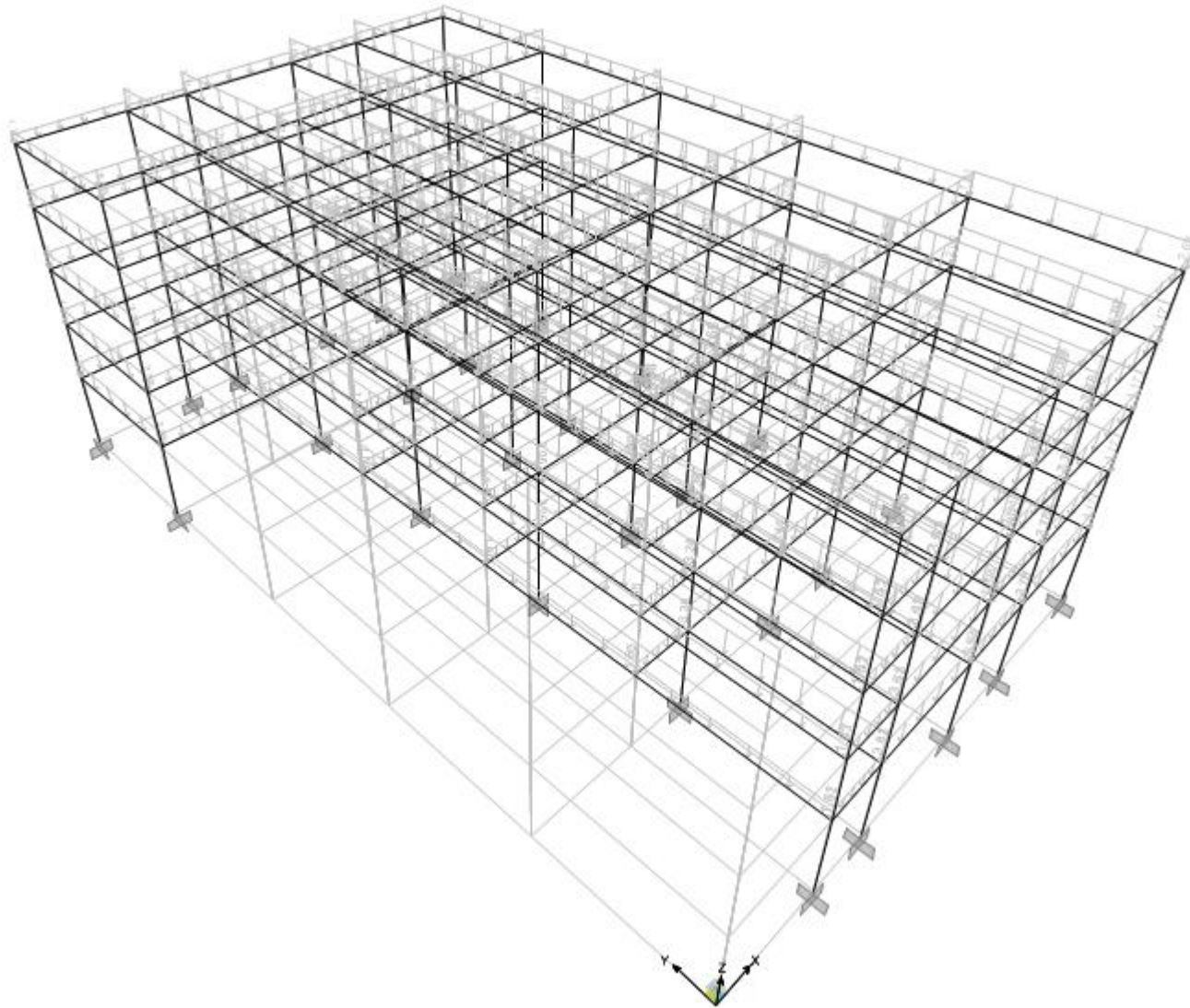


Descargas sobre las traves

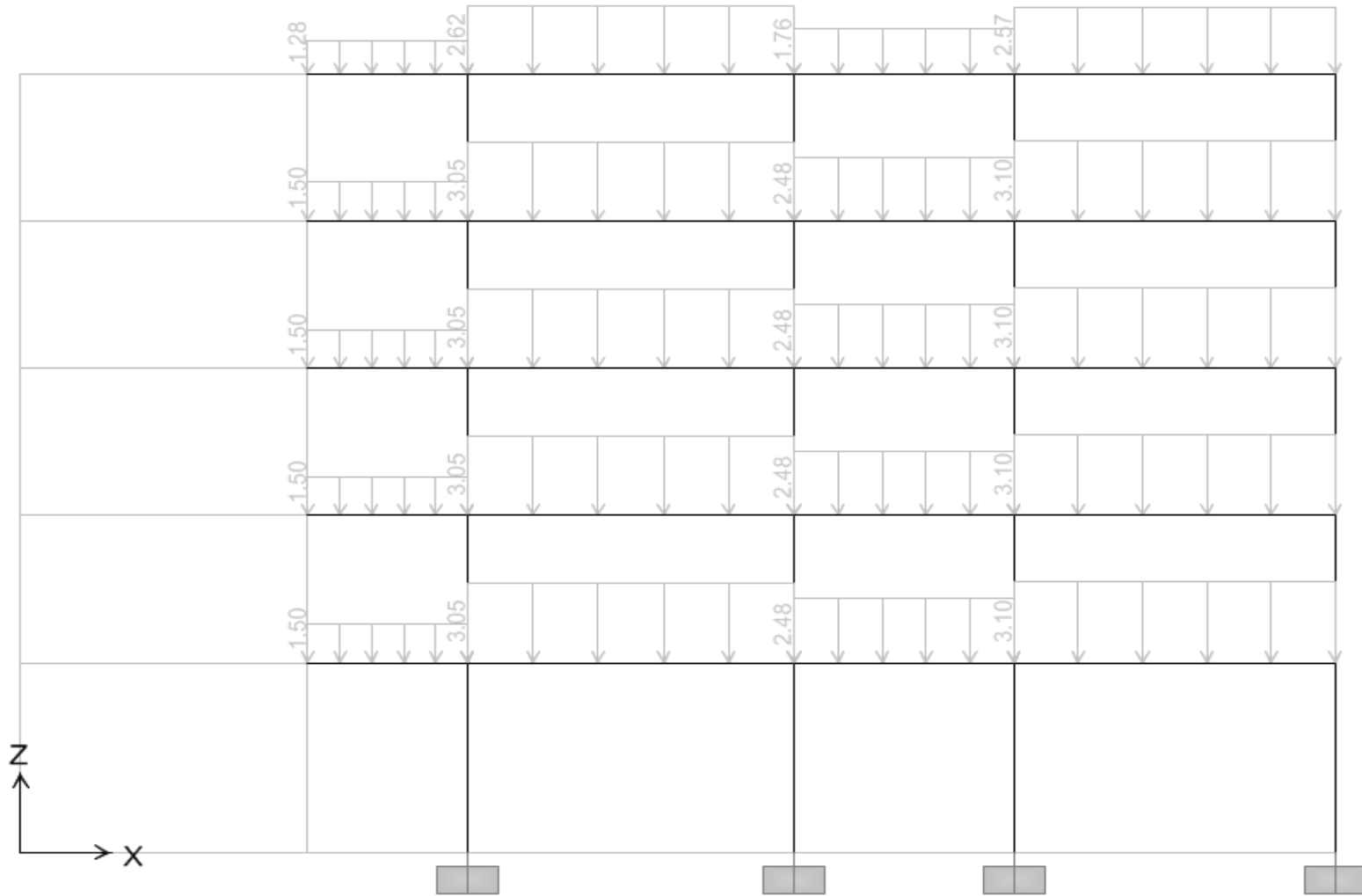
EJE	TRAMO	LONG.	ÁREA TRIB 1	ÁREA TRIB 2	W1	W2	W TOT	W DIST
1	M'-M"	5.37	7.22	0	0.859 tn/m2	0	6.20 tn/m2	1.15tn/m
1	M"-N	2.98	2.22	0	0.859 tn/m2	0	1.91 tn/m2	0.64tn/m
1	N-Ñ	6.10	9.3	0	0.859 tn/m2	0	7.99 tn/m2	1.31tn/m
1	Ñ-O	4.11	4.22	0	0.859 tn/m2	0	3.62 tn/m2	0.88tn/m
1	O-P	6.00	8.99	0	0.859 tn/m2	0	7.72 tn/m2	1.29tn/m
3	M'-M"	5.37	7.22	7.22	0.859 tn/m2	0	6.20 tn/m2	1.15tn/m
3	M"-N	2.98	2.22	2.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	3.81 tn/m2	1.28tn/m
3	N-Ñ	6.10	9.3	9.3	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.98 tn/m2	2.62tn/m
3	Ñ-O	4.11	4.22	4.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	7.25 tn/m2	1.76tn/m
3	O-P	6.00	8.99	8.99	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.44 tn/m2	2.57tn/m
5	M"-N	2.98	2.22	2.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	3.81 tn/m2	1.28tn/m
5	N-Ñ	6.10	9.3	9.3	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.98 tn/m2	2.62tn/m
5	Ñ-O	4.11	4.22	4.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	7.25 tn/m2	1.76tn/m
5	O-P	6.00	8.99	8.99	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.44 tn/m2	2.57tn/m
6	M"-N	2.98	2.22	2.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	3.81 tn/m2	1.28tn/m
6	N-Ñ	6.10	9.3	9.3	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.98 tn/m2	2.62tn/m
6	Ñ-O	4.11	4.22	4.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	7.25 tn/m2	1.76tn/m
6	O-P	6.00	8.99	8.99	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.44 tn/m2	2.57tn/m
7	M"-N	2.98	2.22	2.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	3.81 tn/m2	1.28tn/m
7	N-Ñ	6.10	9.3	9.3	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.98 tn/m2	2.62tn/m
7	Ñ-O	4.11	4.22	4.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	7.25 tn/m2	1.76tn/m
7	O-P	6.00	8.99	8.99	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	15.44 tn/m2	2.57tn/m
8	M"-N	2.98	2.22	2.22	0.859 tn/m2	0	1.91 tn/m2	0.64tn/m
8	N-Ñ	6.10	9.3	9.3	0.859 tn/m2	0	7.99 tn/m2	1.31tn/m
8	Ñ-O	4.11	4.22	4.22	0.859 tn/m2	0	3.62 tn/m2	0.88tn/m
8	O-P	6.00	8.99	8.99	0.859 tn/m2	0	7.72 tn/m2	1.29tn/m

EJE	TRAMO	LONG.	ÁREA TRIB 1	ÁREA TRIB 2	W1	W2	W TOT	W DIST
M'	1-3	7.81	13.6	0	0.859 tn/m2	0	11.68 tn/m2	1.50tn/m
M"	1-3	7.81	13.6	9.32	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	19.69 tn/m2	2.52tn/m
M"	3-5	8.00	0	9.7	0.000 tn/m2	0.859 tn/m2	8.33 tn/m2	1.04tn/m
M"	5-6	8.00	0	9.7	0.000 tn/m2	0.859 tn/m2	8.33 tn/m2	1.04tn/m
M"	6-7	7.99	0	9.68	0.000 tn/m2	0.859 tn/m2	8.32 tn/m2	1.04tn/m
M"	7-8	8.30	0	10.14	0.000 tn/m2	0.859 tn/m2	8.71 tn/m2	1.05tn/m
N	1-3	7.81	9.32	14.34	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	20.32 tn/m2	2.60tn/m
N	3-5	8.00	9.7	15.1	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	21.30 tn/m2	2.66tn/m
N	5-6	8.00	9.7	15.11	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	21.31 tn/m2	2.66tn/m
N	6-7	7.99	9.68	15.07	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	21.26 tn/m2	2.66tn/m
N	7-8	8.30	10.14	16.01	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	22.46 tn/m2	2.71tn/m
Ñ	1-3	7.81	14.34	11.7	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	22.37 tn/m2	2.86tn/m
Ñ	3-5	8.00	15.1	12.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.47 tn/m2	2.93tn/m
Ñ	5-6	8.00	15.11	12.22	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.48 tn/m2	2.93tn/m
Ñ	6-7	7.99	15.07	12.2	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.42 tn/m2	2.93tn/m
Ñ	7-8	8.30	16.01	12.83	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	24.77 tn/m2	2.98tn/m
O	1-3	7.81	11.7	14.25	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	22.29 tn/m2	2.85tn/m
O	3-5	8.00	12.22	15	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.38 tn/m2	2.92tn/m
O	5-6	8.00	12.22	15.01	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.39 tn/m2	2.92tn/m
O	6-7	7.99	12.2	14.97	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	23.34 tn/m2	2.92tn/m
O	7-8	8.30	12.83	15.89	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	24.67 tn/m2	2.97tn/m
P	1-3	7.81	14.25	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	12.24 tn/m2	1.57tn/m
P	3-5	8.00	15	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	12.89 tn/m2	1.61tn/m
P	5-6	8.00	15.01	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	12.89 tn/m2	1.61tn/m
P	6-7	7.99	14.97	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	12.86 tn/m2	1.61tn/m
P	7-8	8.30	25.89	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	22.24 tn/m2	2.68tn/m

Descargas sobre Trabes de Edificio 1

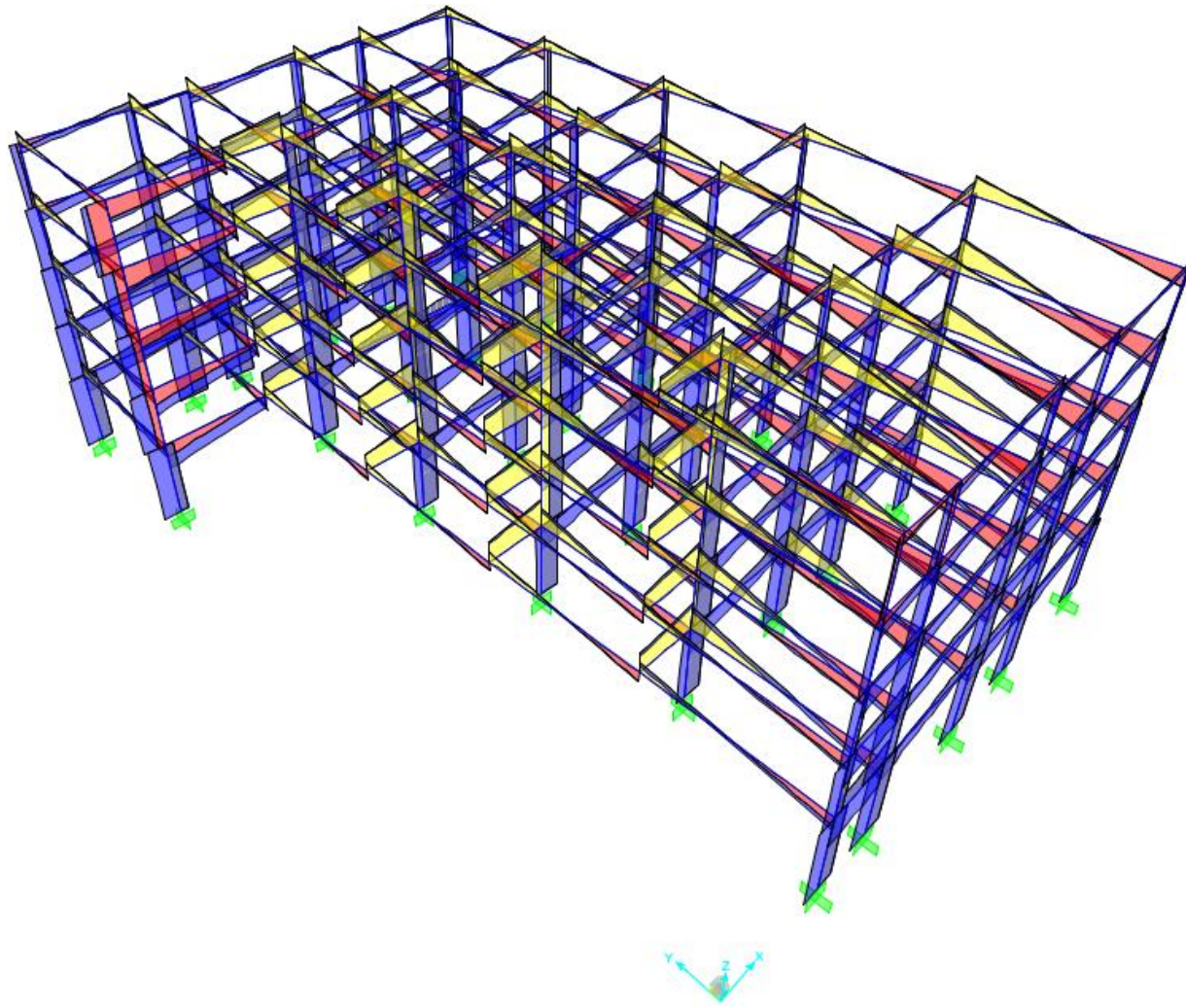


Descargas sobre Trabes

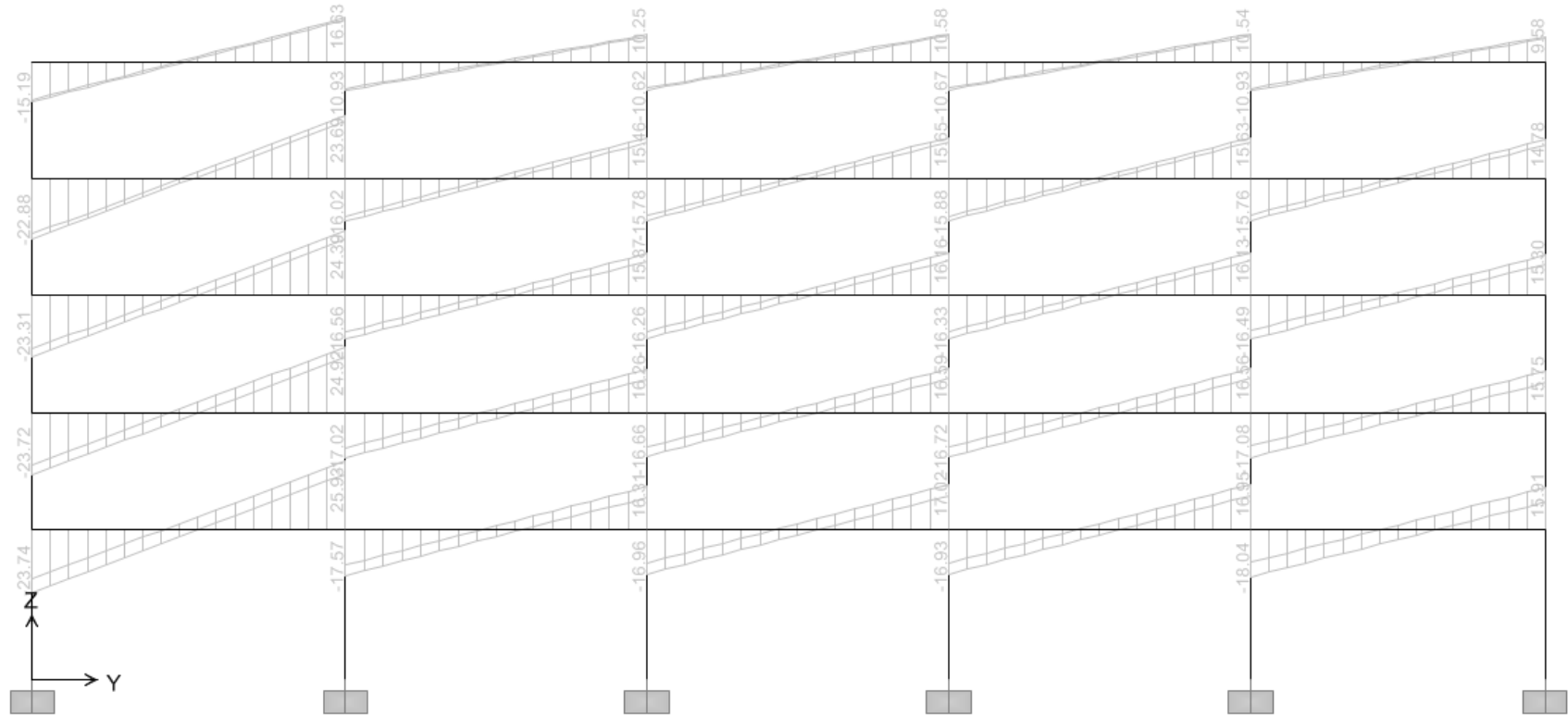


ANÁLISIS ANTE CARGAS VERTICALES

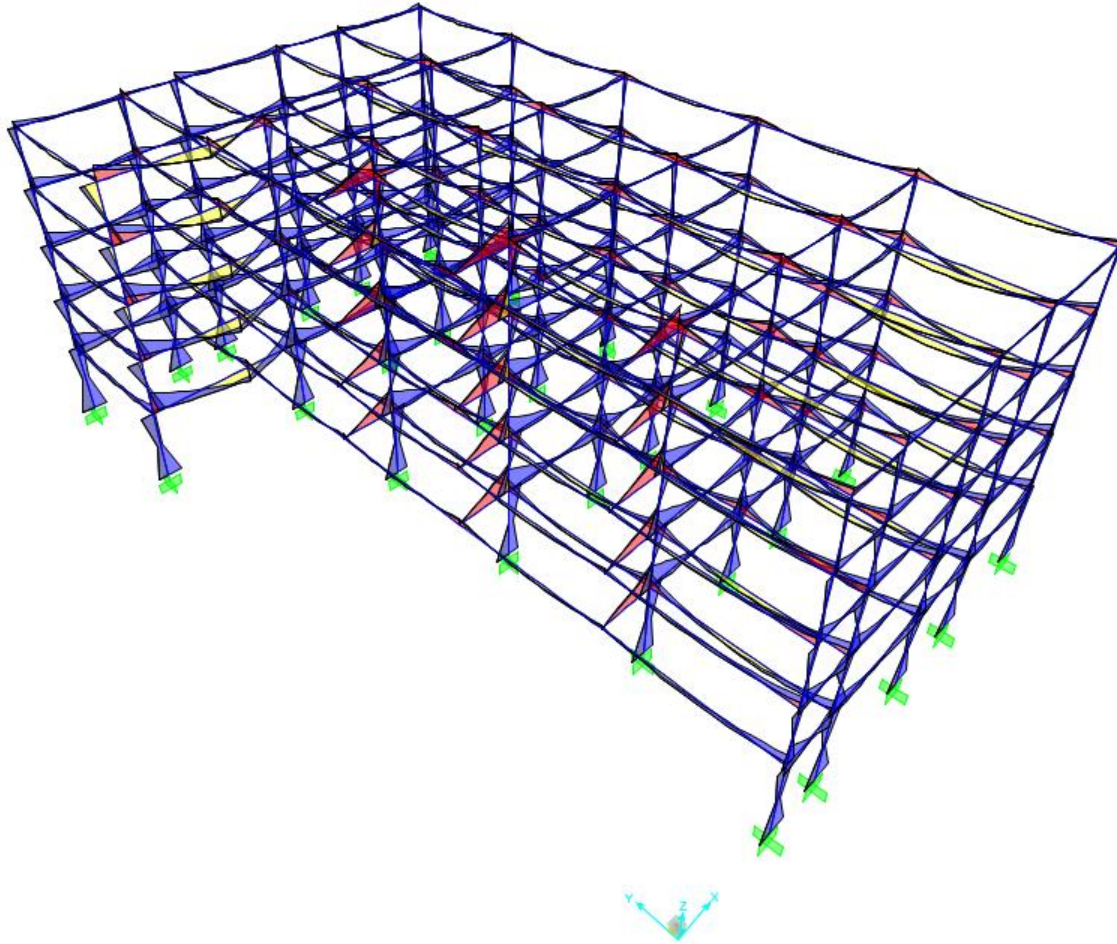
Diagramas de Fuerza Cortante



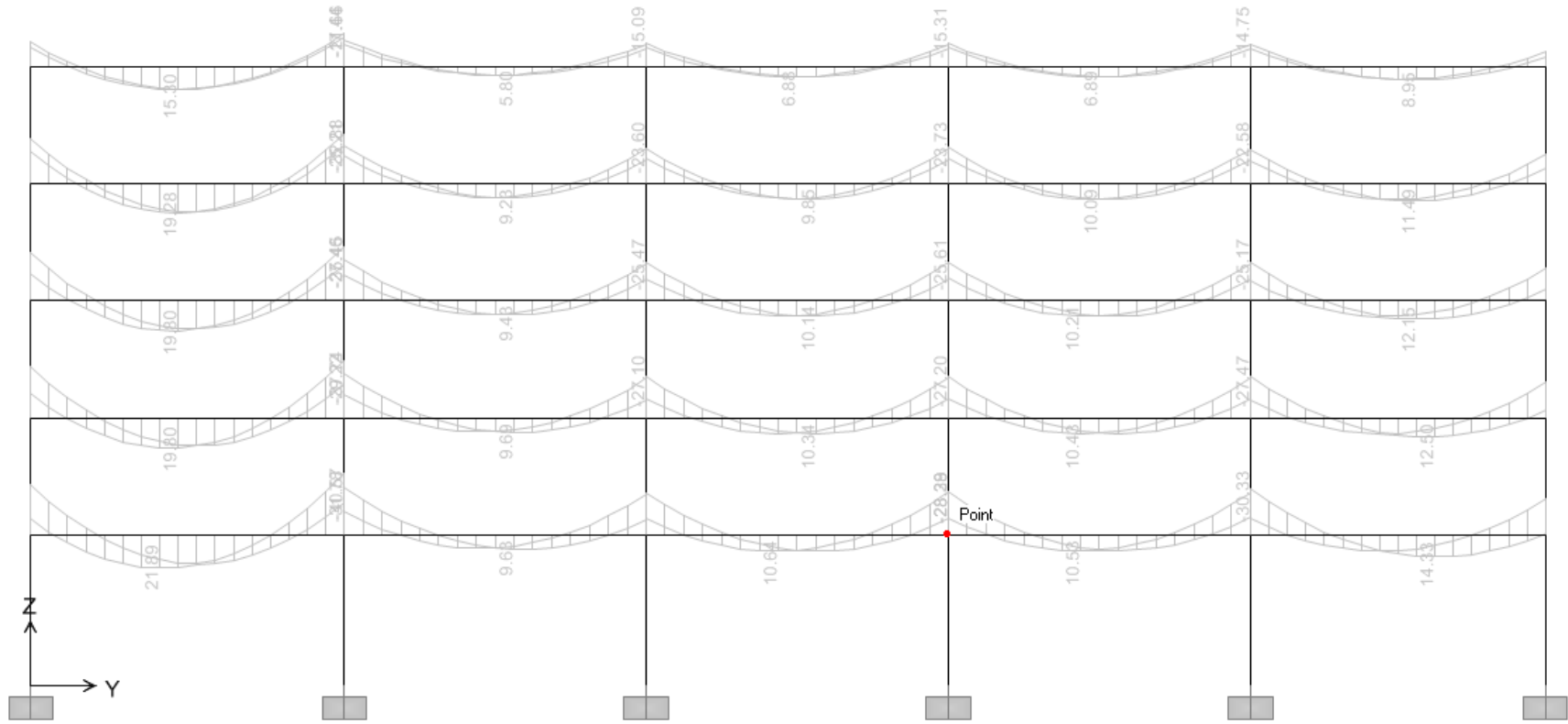
Diagramas de Fuerza Cortante



Diagramas de Momento Flexionante



Diagramas de Momento Flexionante



ANÁLISIS SÍSMICO

Análisis Estático

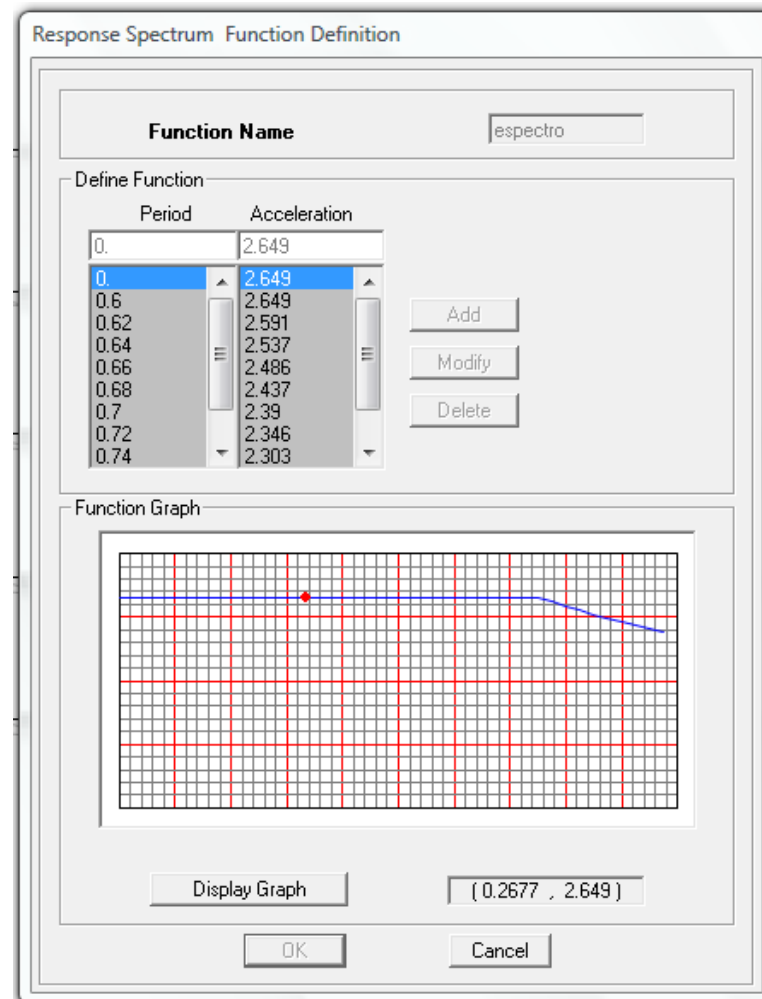
Se distribuyeron las fuerzas sísmicas en los diferentes niveles de la estructura de manera lineal.

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{TOT} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

NIVEL	W i (ton)	h _i (m)	W _i h _i	P _i (ton)	V _i (ton)
5	968.161 tn	16.40	15877.833	64.723	64.723
4	2200.645 tn	13.30	29268.577	119.308	184.032
3	2200.645 tn	10.20	22446.578	91.500	275.531
2	2200.645 tn	7.10	15624.578	63.691	339.222
1	2210.322 tn	4.00	8841.287	36.040	375.262
	2345.389 tn		92058.852 tn	375.262	
	c=	0.32		Comprobación=	375.262
	Q=	2.00			
	c/Q=	0.16			

Análisis Dinámico Modal

Espectro de Respuesta



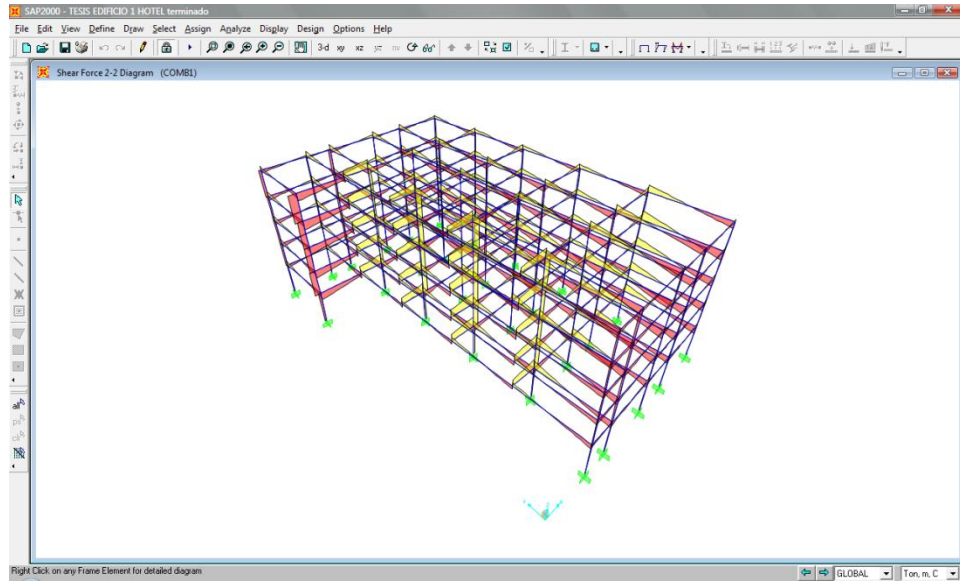
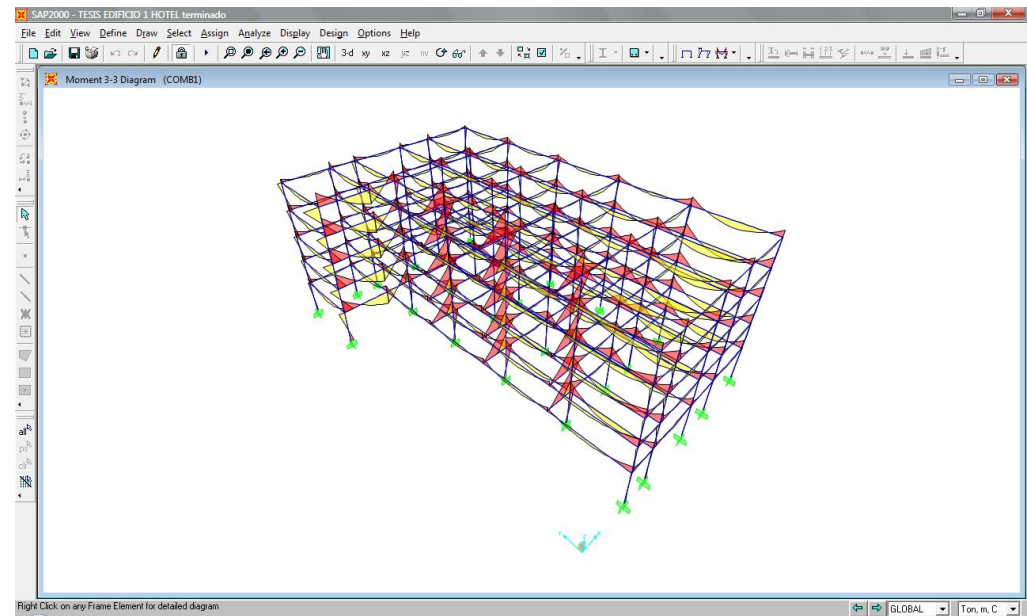


Diagrama de Fuerza Cortante

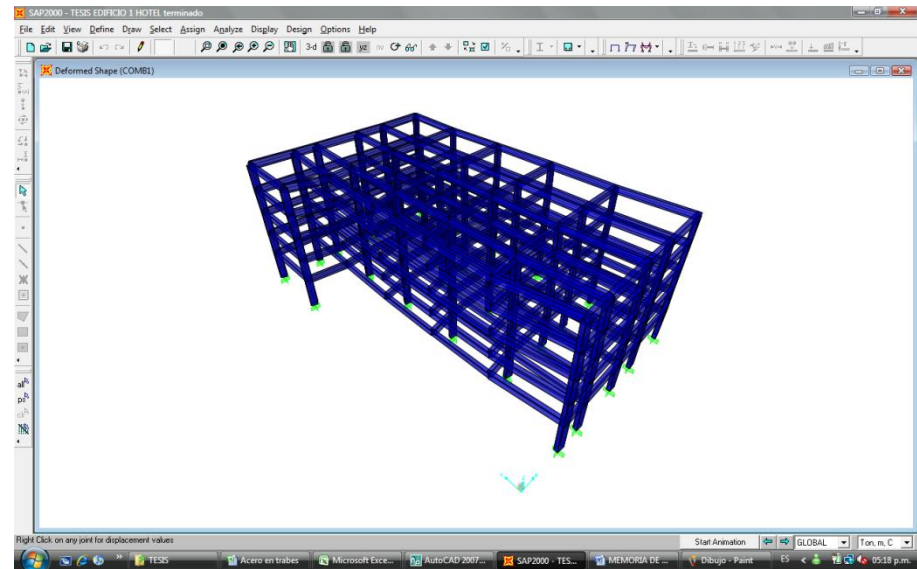
Diagrama de Momento



Se analizaron 9 combinaciones y estos fueron los resultados:

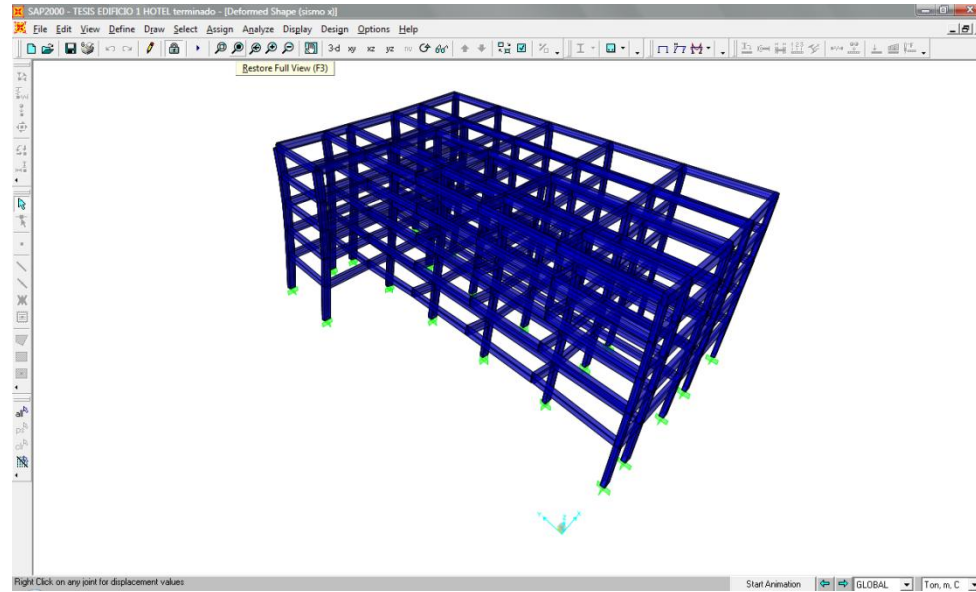
- Combinación 1 **1.4 C.M.**
- Combinación 2 **1.1 C.M. + 1.1.Sx + 0.33 Sy**
- Combinación 3 **1.1 C.M. + 1.1.Sx - 0.33 Sy**
- Combinación 4 **1.1 C.M. - 1.1.Sx + 0.33 Sy**
- Combinación 5 **1.1 C.M. - 1.1.Sx - 0.33 Sy**
- Combinación 6 **1.1 C.M. + 0.33 Sx + 1.1. Sy**
- Combinación 7 **1.1 C.M. + 0.33 Sx - 1.1. Sy**
- Combinación 8 **1.1 C.M. - 0.33 Sx + 1.1. Sy**
- Combinación 9 **1.1 C.M. - 0.33 Sx - 1.1. Sy**

Deformaciones para la Combinación 1 **1.4 C.M.**



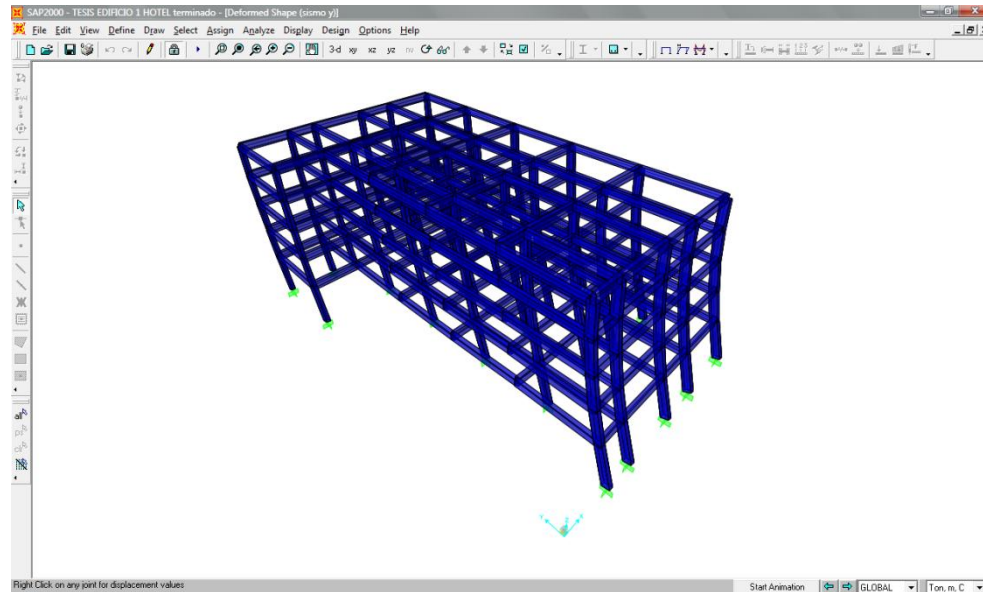
Deformaciones para la Combinación 2

$$1.1 \text{ C.M.} + 1.1 \text{ Sx} + 0.33 \text{ Sy}$$

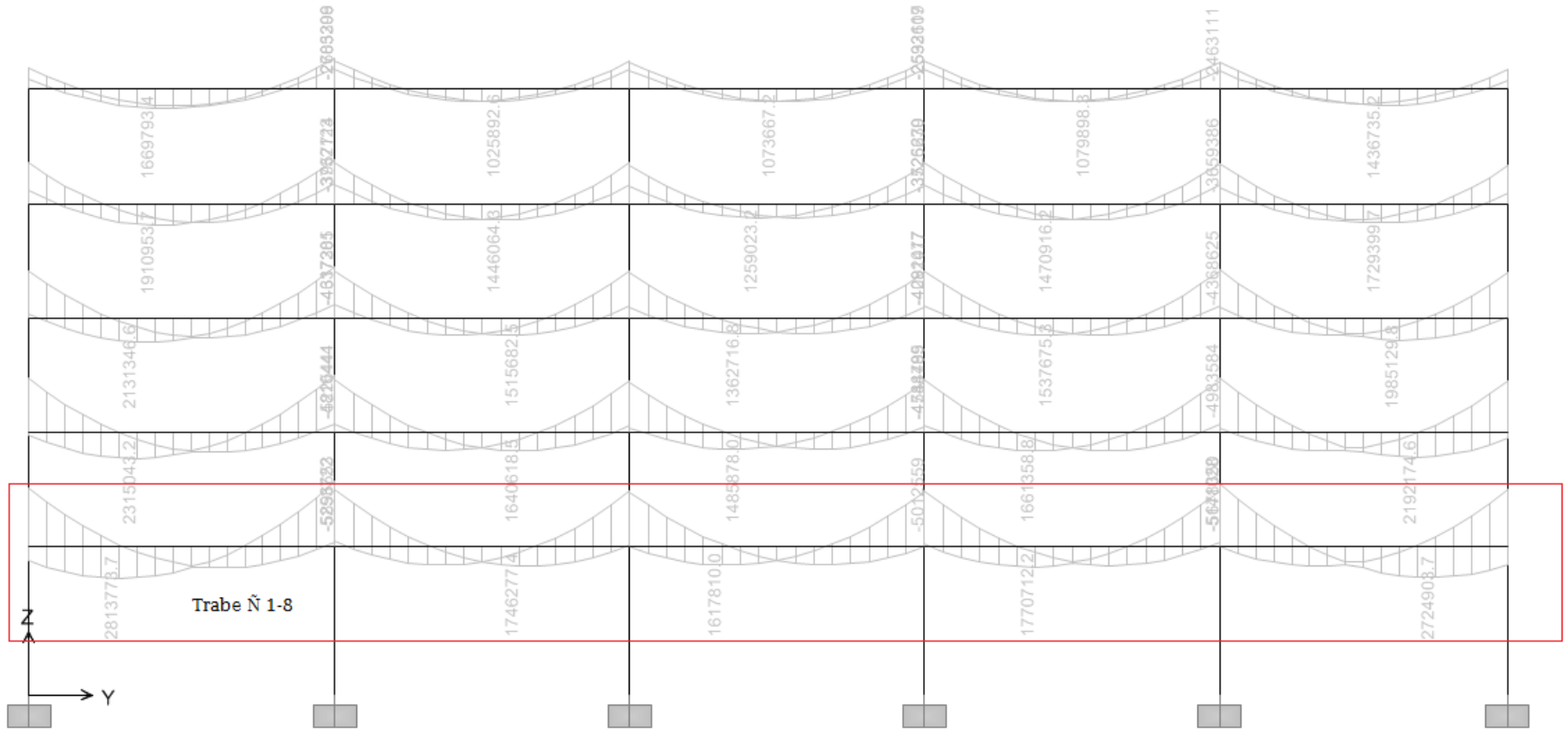


Deformaciones para la Combinación 6

$$1.1 \text{ C.M.} + 0.33 \text{ Sx} + 1.1 \text{ Sy}$$



Diseño de Traves



Diseño de Trabes (TRABE Ñ 1-8 Entrepiso 1)

DATOS

$f'c =$	250	kr/cm ²
$f_y =$	4200	kr/cm ²
FR =	0.9	
b =	40	cm
h =	75	cm
recubrimiento =	3	cm
d =	72	cm

CONSTANTES DE DISEÑO

$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f''c =$	170	kr/cm ²
rb =	0.0190	
rmax =	0.0143	
rmin =	0.0026	

Tramo Ñ 1-3

L =	7.81	m
Vu max =	29886.3	kg
Mu max(+) =	2948326.7	kg - cm
Mu max(-) =	5896653.5	kg - cm

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = 2948326.73 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

$$\rho \text{ calc} = 0.003955$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$$\rho \text{ diseño} = 0.003955$$

$$A_s = \rho bd$$

Usando 4 varillas del #

6

$$A_s = 11.39 \text{ cm}^2$$

$$a_o = 2.85$$

$$A_s = 11.40$$

$$> A_s \text{ req}$$

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-) = 5896653.50 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

ρ calc = 0.008393

$p_{min} < \rho < p_{max}$, OK

ρ diseño = 0.008393

$$A_s = \rho bd$$

$A_s = 24.17 \text{ cm}^2$

Usando 4 varillas del # 8 $a_o = 5.07$

Usando 2 varillas del # 5 $a_o = 1.98$

$A_s = 24.23 > A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 29886.3 \text{ kg}$

$\rho = 0.00396$

$V_{cr} = 9096.43 < V_u$

Con estribos # 3 $a_o = 0.71$

$A_v = 0.71$

$F_y = 4200$

S = 8.26 cm

S min = 6 cm

S max = 36 cm

Usar estribos # 3 @ 8 cm

Tramo Ñ 3-5

L = 8.00 m
 Vu max= 26846.4 kg
 Mu max(+)= 2626861.1 kg - cm
 Mu max(-)= 5253722.1 kg - cm

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 2626861.07 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

ρ calc = 0.003503

$p_{min} < \rho < p_{max}$, OK

ρ diseño = 0.003503

$A_s = \rho bd$ $A_s = 10.09 \text{ cm}^2$
 Usando 4 varillas del # 6 $a_o = 2.85$
 $A_s = 11.40$ $> A_s \text{ req}$

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-)= 5253722.10 kg-cm

ρ calc = 0.007375

$p_{min} < \rho < p_{max}$, OK

ρ diseño = 0.007375

$A_s = \rho bd$ $A_s = 21.24 \text{ cm}^2$
 Usando 4 varillas del # 8 $a_o = 5.07$
 Usando 1 varillas del # 4 $a_o = 1.27$
 $A_s = 21.54$ $> A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 26846.4$ kg
 $\rho = 0.00396$
 $V_{cr} = 9096.43$
 Con estribos # 3
 $A_v = 0.71$
 $F_y = 4200$

$S = 9.68$ cm
 $S_{min} = 6$ cm
 $S_{max} = 0.45$ cm

Usar estribos # 3 @ 10 cm

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

$M_u (+) = 2506279.73$ kg-cm

$< V_u$
 $a_o = 0.71$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$\rho_{calc} = 0.003335$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$\rho_{diseño} = 0.003335$

$$A_s = \rho b d$$

$A_s = 9.60$ cm²

Usando 3 varillas del # 6 $a_o = 2.85$

Usando 1 varillas del # 4 $a_o = 1.27$

$A_s = 9.82 > A_s req$

Tramo Ñ 5-6

$L = 8$ m
 $V_u max = 24853.7$ kg
 $M_u max(+) = 2506279.7$ kg - cm
 $M_u max(-) = 5012559.5$ kg - cm

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

$M_u (-) = 5012559.50$ kg-cm

$\rho_{calc} = 0.007000$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$\rho_{diseño} = 0.007000$

$$A_s = \rho b d$$

$A_s = 20.16$ cm²

Usando 4 varillas del # 8 $a_o = 5.07$

Usando varillas del # 0 $a_o = 0.00$

$A_s = 20.27 > A_s req$

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-)= 5141028.30 kg-cm
 $\rho_{calc} = 0.007199$
 $p_{min} < \rho < p_{max}$, OK
 $\rho_{diseño} = 0.007199$

$A_s = \rho b d$ $A_s = 20.73 \text{ cm}^2$

Usando 4 varillas del # 8 $a_o = 5.07$

Usando 1 varillas del # 3 $a_o = 0.71$

$A_s = 20.98 > A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 24853.7 \text{ kg}$
 $\rho = 0.00341$
 $V_{cr} = 8738.13 < V_u$

Con estribos # 3 $a_o = 0.71$

$A_v = 0.71$
 $F_y = 4200$

$S = 10.66 \text{ cm}$
 $S_{min} = 6 \text{ cm}$
 $S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

Usar estribos # 3 @ 11 cm

Tramo Ñ 6-7

$L = 7.99 \text{ m}$
 $V_u \text{ max} = 26668.4 \text{ kg}$
 $M_u \text{ max}(+) = 2570514.2 \text{ kg-cm}$
 $M_u \text{ max}(-) = 5141028.3 \text{ kg-cm}$

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

$M_u (+) = 2570514.16 \text{ kg-cm}$
 $\rho_{calc} = 0.003424$
 $p_{min} < \rho < p_{max}$, OK
 $\rho_{diseño} = 0.003424$

$A_s = \rho b d$ $A_s = 9.86 \text{ cm}^2$

Usando 3 varillas del # 6 $a_o = 2.85$

Usando 1 varillas del # 4 $a_o = 1.27$

$A_s = 9.82 < A_s \text{ req}$

8.3 m

DISEÑO POR CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 26668.4 \text{ kg} \\
 \rho &= 0.00341 \\
 V_{cr} &= 8738.13 < V_u \\
 \text{Con estribos \# } &3 \quad \alpha_o = 0.71 \\
 A_v &= 0.71 \\
 F_y &= 4200
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 9.58 \text{ cm} \\
 S_{min} &= 6 \text{ cm} \\
 S_{max} &= 0.45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Usar estribos # 3 @ 10 cm

Tramo Ñ 7-8

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ max} &= 29458.5 \text{ kg} \\
 M_u \text{ max}(+) &= 2839174.8 \text{ kg - cm} \\
 M_u \text{ max}(-) &= 5678349.6 \text{ kg - cm}
 \end{aligned}$$

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

$$\begin{aligned}
 M_u (+) &= 2839174.78 \text{ kg-cm} \\
 \rho \text{ calc} &= 0.003801 \\
 \rho_{min} &< \rho < \rho_{max}, \text{ OK} \\
 \rho \text{ diseño} &= 0.003801
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho b d \quad A_s = 10.95 \text{ cm}^2 \\
 \text{Usando 4 varillas del \# } &6 \quad \alpha_o = 2.85 \\
 \text{Usando varillas del \# } &0 \quad \alpha_o = 0.00 \\
 A_s &= 11.40 > A_s \text{ req}
 \end{aligned}$$

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-) = 5678349.60 kg-cm
 ρ calc = 0.008044
 $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK
 ρ diseño = 0.008044

$A_s = \rho b d$ $A_s = 23.17 \text{ cm}^2$
 Usando 4 varillas del # 8 $a_o = 5.07$
 Usando 1 varillas del # 6 $a_o = 2.85$
 $A_s = 23.12 < A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 29458.5 \text{ kg}$
 $\rho = 0.00396$
 $V_{cr} = 9096.43 < V_u$
 Con estribos # 3 $a_o = 0.71$
 $A_v = 0.71$
 $F_y = 4200$

$S = 8.44 \text{ cm}$
 $S_{min} = 6 \text{ cm}$
 $S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

Usar estribos # 3 @ 8 cm

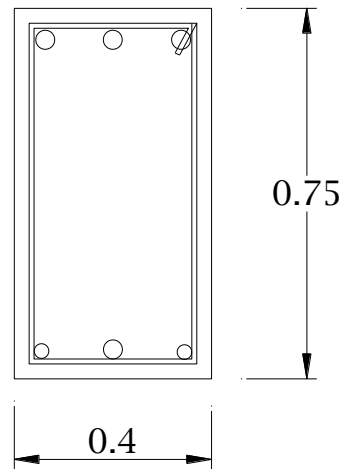
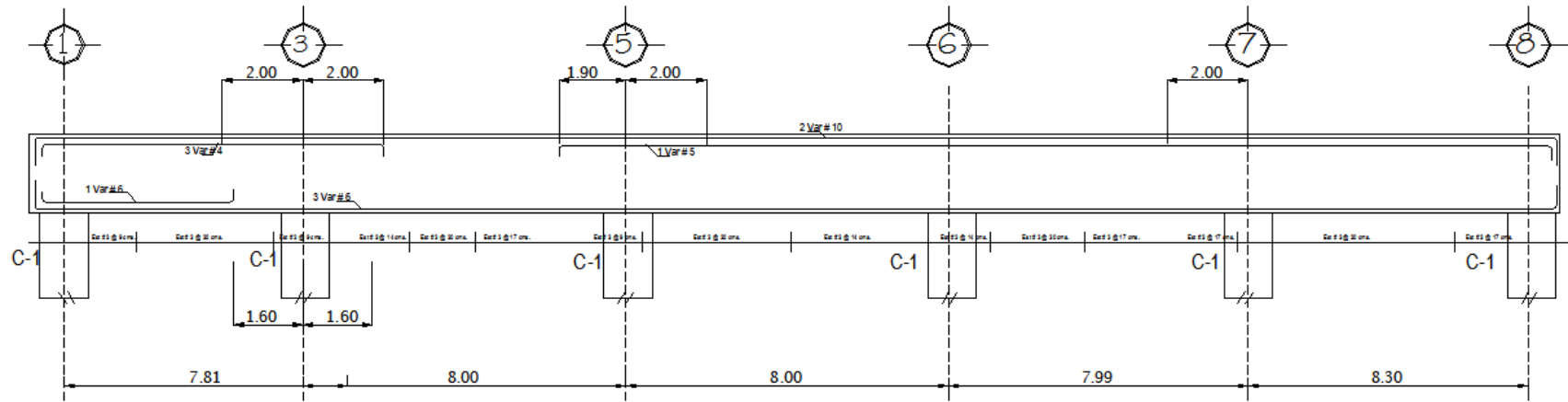
RESUMEN TRABE Ñ 1-8 (Entrepiso 1)

Trabe 75X40 cm

TRAMO	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
Mu(+) kg-cm	2948326.73	2626861.07	2506279.73	2570514.16	2839174.78
r	0.00395	0.00350	0.00333	0.00342	0.00380
As req (cm2)	11.39	10.09	9.60	9.86	10.95
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	4	4	3	3	4
Varilla #	0	0	4	4	0
# de Varillas	0	0	1	1	0
As	11.40	11.40	9.82	9.82	11.40
Mu(-) kg-cm	5896653.50	5253722.10	5012559.50	5141028.30	5678349.60
r	0.00839	0.00737	0.00700	0.00720	0.00804
As req (cm2)	24.17	21.24	20.16	20.73	23.17
Varilla #	8	8	8	8	8
# de Varillas	4	4	4	4	4
Varilla #	5	4	0	3	6
# de Varillas	2	1	0	1	1
As	24.23	21.54	20.27	20.98	23.12
Vu kg	29886.255	26846.43	24853.69	26668.447	29458.458
r	0.0040	0.0040	0.0034	0.0034	0.0040
VCR kg	9096.43	9096.43	8738.13	8738.13	9096.43
s	8	10	11	10	8
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

ARMADO DE TRABE Ñ 1-8 (Entrepiso 1)

Trabe 75X40 cm



Acero de Refuerzo en Trabes de Entrepiso y Azotea (Sentido Y)

Trabe 75X40 cm

Segundo Nivel Entrepiso

Trabe Ñ 1-8 (2)	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
As(+) req (cm2)	10.35	9.49	9.02	9.36	9.84
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	4	3	3	3	3
Varilla #	0	4	4	4	5
# de Varillas	0	1	1	1	1
As	11.40	9.82	9.82	9.82	10.53
As(-) req (cm2)	21.46	20.93	18.70	18.65	20.73
Varilla #	10	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	2	2
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	2	2	1	1	2
As	21.54	21.54	18.68	18.68	21.54
s	9	10	11	10	8
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Tercer Nivel Entrepiso

Trabe Ñ 1-8 (3)	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
As(+) req (cm2)	9.13	8.48	8.02	8.40	8.58
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	3	3	3	3	3
Varilla #	4	0	0	0	0
# de Varillas	1	0	0	0	0
As	9.82	8.55	8.55	8.55	8.55
As(-) req (cm2)	19.14	17.70	16.70	17.54	17.93
Varilla #	10	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	2	2
Varilla #	4	5	4	5	4
# de Varillas	3	1	1	1	2
As	19.63	17.81	17.10	17.81	18.37
s	8	10	11	10	8
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Cuarto Nivel Entrepiso

Trabe Ñ 1-8 (4)	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
As(+) req (cm2)	8.47	7.38	7.38	7.38	7.38
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	3	2	2	2	2
Varilla #	0	5	5	5	5
# de Varillas	0	1	1	1	1
As	8.55	7.68	7.68	7.68	7.68
As(-) req (cm2)	14.84	15.11	14.21	15.09	14.80
Varilla #	8	8	8	8	8
# de Varillas	3	3	3	3	3
Varilla #	0	0	0	0	0
# de Varillas	0	0	0	0	0
As	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
s	8	10	11	10	8
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Azotea

Trabe Ñ 1-8 (Azt)	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
As(+) req (cm2)	7.62	7.38	7.38	7.38	7.38
Varilla #	6	6	6	6	6
# de Varillas	2	2	2	2	2
Varilla #	5	5	5	5	5
# de Varillas	1	1	1	1	1
As	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68
As(-) req (cm2)	12.15	11.22	10.87	11.13	10.43
Varilla #	8	8	8	8	8
# de Varillas	2	2	2	2	2
Varilla #	4	3	4	3	3
# de Varillas	2	2	1	2	1
As	12.67	11.56	11.40	11.56	10.85
s	8	10	11	10	8
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Acero de Refuerzo en Traves de Entrepiso y Azotea (Sentido X)

Trabe 90X40 cm

Primer Nivel Entrepiso

Trabe 7 M ⁻ -N (1)	Tramo 7 N-Ñ	Tramo 7 Ñ-O	Tramo 7 O-P	Tramo 7 M ⁻ -N
As(+) req (cm2)	13.68	10.29	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	5	3	3	3
Varilla #	0	5	3	3
# de Varillas	0	1	1	1
As	14.25	10.53	9.26	9.26
As(-) req (cm2)	29.07	21.48	14.12	15.18
Varilla #	10	10	10	10
# de Varillas	3	2	2	2
Varilla #	5	6	0	0
# de Varillas	3	2	0	0
As	29.69	21.54	15.83	15.83
s	9	14	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71

Segundo Nivel Entrepiso

Trabe 7 M ⁻ -N (2)	Tramo 7 N-Ñ	Tramo 7 Ñ-O	Tramo 7 O-P	Tramo 7 M ⁻ -N
As(+) req (cm2)	13.29	8.96	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	3	3	3	3
Varilla #	8	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1
As	13.62	9.26	9.26	9.26
As(-) req (cm2)	28.19	18.02	12.91	12.92
Varilla #	10	10	10	10
# de Varillas	3	2	2	2
Varilla #	8	6	0	0
# de Varillas	1	1	0	0
As	28.82	18.68	15.83	15.83
s	9	14	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71

Tercer Nivel Entrepiso

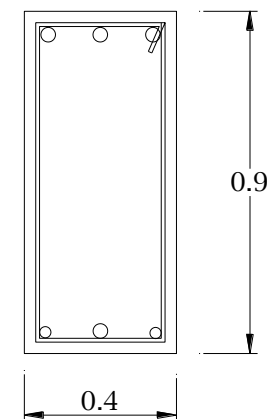
Trabe 7 M ⁻ -N (3)	Tramo 7 N-Ñ	Tramo 7 Ñ-O	Tramo 7 O-P	Tramo 7 M ⁻ -N
As(+) req (cm2)	13.15	8.96	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	3	3	3	3
Varilla #	8	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1
As	13.62	9.26	9.26	9.26
As(-) req (cm2)	27.86	15.15	10.21	10.74
Varilla #	8	8	8	8
# de Varillas	4	3	2	2
Varilla #	10	0	0	4
# de Varillas	1	0	0	1
As	28.19	15.20	10.13	11.40
s	9	14	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71

Cuarto Nivel Entrepiso

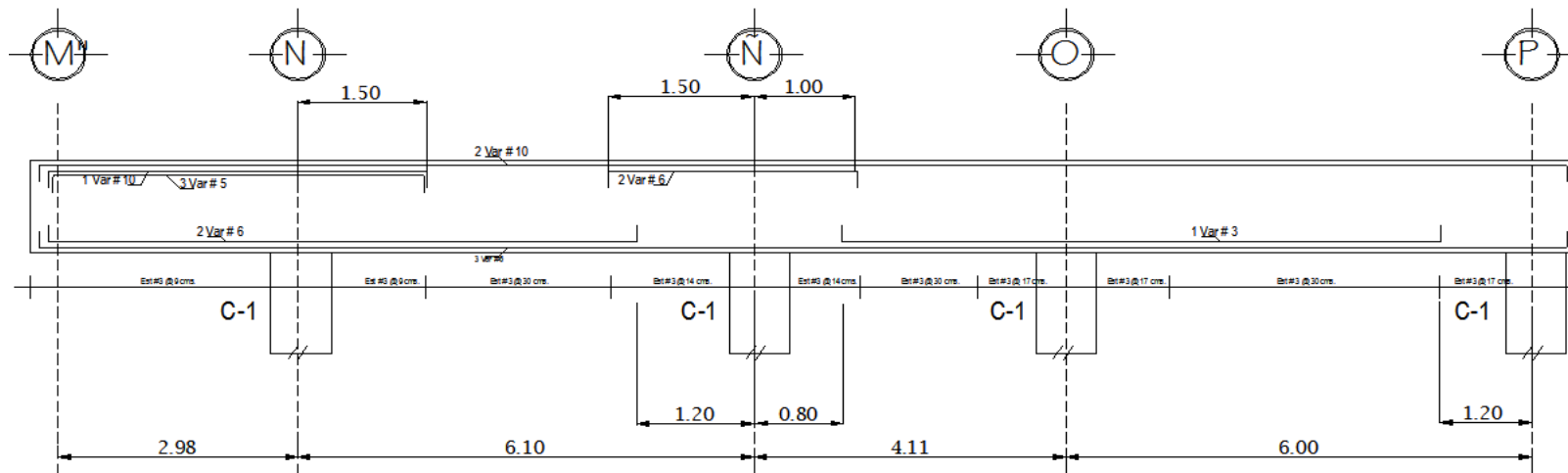
Trabe 7 M ⁻ -N (4)	Tramo 7 N-Ñ	Tramo 7 Ñ-O	Tramo 7 O-P	Tramo 7 M ⁻ -N
As(+) req (cm2)	12.97	8.96	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	3	3	3	3
Varilla #	8	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1
As	13.62	9.26	9.26	9.26
As(-) req (cm2)	27.17	12.68	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	4	4	3	3
Varilla #	10	4	4	4
# de Varillas	2	1	1	1
As	27.24	12.67	9.82	9.82
s	9	14	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71

AZOTEA

Trabe 7 M"-N (Azt)	Tramo 7 N-N	Tramo 7 N-O	Tramo 7 O-P	Tramo 7 M"-N
As(+) req (cm2)	10.26	8.96	8.96	8.96
Varilla #	6	6	6	6
# de Varillas	3	3	3	3
Varilla #	5	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1
As	10.53	9.26	9.26	9.26
As(-) req (cm2)	22.43	12.68	9.32	9.32
Varilla #	8	8	8	8
# de Varillas	3	2	2	2
Varilla #	10	6	0	0
# de Varillas	1	1	0	0
As	23.12	12.98	10.13	10.13
s	9	14	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71



ARMADO DE TRABE 7 M"-N



Diseño de Columnas

Datos y constantes de Diseño

d=	75	cm
hx =	40	cm
bx =	80	cm
hy =	80	cm
by =	40	cm

$f'c =$	250	Kg/cm ²
$f^*c =$	200	Kg/cm ²
$f''c =$	170	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²
FC =	1.4	
FR =	0.8	

$P_u = 509.097$ Ton
 $M_{ux} = 22.085$ T-m
 $M_{uy} = 20.364$ T-m

$V_{ux} = 5.914$ Ton
 $V_{uy} = 0.303$ Ton

Se sugiere $0.01 < p < 0.035$

$p = 0.019$

$q = p f_y / f''c$

$q = 0.469$

$Pro = FR (f''c bh (1 - p) + f_y bh p)$

$Pro = 631219.2$ kg

	Pro=	631.2192 ton	
ex = Mux/pu	ex =	0.043 m	
	ex =	4.338 cm	
eax ≥ (0.05hx , 2cm)	eax =	2.000 cm	
	eax =	2.000 cm	Rige
ext = ex + eax	ext =	6.338 cm	
ext/hx = 0	ext/hx =	0.158	
dx/hx	dx/hx =	0.875	
Diagrama	Kx =	1.2	
PRx = FR Kx bh f''c	PRx =	522240 kg	
	PRx =	522.24 ton	
ey = Muy/Pu	ey =	0.040 m	
	ey =	4.000 cm	
eay ≥ (0.05hy , 2cm)	eay =	4.000 cm	rige
	eay =	2.000 cm	
eyt = ey + eay	eyt =	8.000	
eyt/hy = 0	eyt/hy =	0.100	
dx/hx	dy/hy =	0.94	
Diagrama	Ky =	1.35	
PRx = FR Kx bh f''c	PRy=	587520 kg	
	PRy =	587.52 ton	
PR = 1/(1/PRx + 1/PRy - 1/Pro)	PR =	491.966 ton	
PR/Pro > 0.1	PR / Pro =	0.779 > 0.1	SI cuple

PR > Pu

PR = 491.966 > Pu = 509.097

% = -3.365

As = phb

Asreq = 60.80 cm2

As = 60.80

Varilla #	8
# de Varillas	12
As	60.80

Diseño por Cortante

Si p > 0.015

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f * c} \left[1 + 0.007 \frac{Pu}{bh} \right]$$

V_{CR} = 71739.6493 Kg

V_{CR} = 71.74 Ton

V_{CR} > Vu

Se colocan Estribos # 3 @ 38 cm

S min = 6 cm

Smax1 = 34 cm

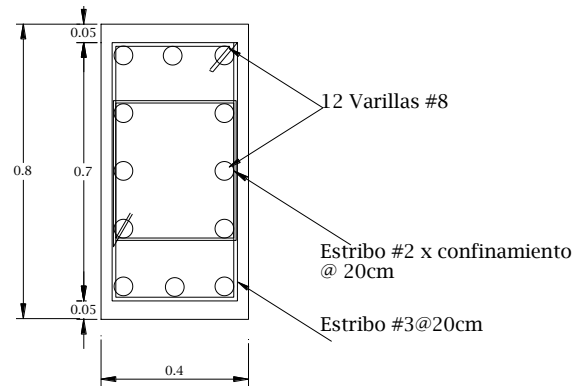
Smax2 = 33.314 cm

Smax3 = 46 cm

Smax4 = 20 cm RIGE

$$S \max \leq \begin{cases} \frac{F_R A_v \cdot f_y}{3.5b} \\ \left(\frac{850}{\sqrt{f_y}} \right) \phi A_s \\ 48 \phi \text{estribo} \\ \frac{1}{2} \text{dimension} \cdot \text{menor} \cdot \text{columna} \end{cases}$$

Se usara estribo # 3 @20cm



$P_u =$ 295.042 ton
 $M_{ux} =$ 35.626 t-m
 $M_{uy} =$ 12.097 t-m

$V_{ux} =$ 17.526
 $V_{uy} =$ 16.935

Se sugiere $0.01 < p < 0.035$

$p =$ 0.011

$q = p f_y / f'_c$

$Pro = FR (f'_c b h (1 - p) + f_y b h p)$

$q =$ 0.272

$Pro =$ 548684.8 kg

$Pro =$ 548.6848 ton

$e_x = M_{ux}/p_u$

$e_x =$ 0.121 m

$e_x =$ 12.075 cm

$e_{ax} =$ 4.000 cm

$e_{ax} =$ 2.000 cm

$ext =$ 16.075 cm

$ext = e_x + e_{ax}$

$ext/h_x = 0$

$ext/h_x =$ 0.201

dx/h_x

$dx/h_x =$ 0.94

Rige

Diagrama

$PRx = FR Kx bh f''c$

$ey =$
 Muy/Pu

$eay \geq (0.05hy, 2cm)$

$eyt = ey + eay$

$eyt/hy = 0$

dx/hx

$Kx = 0.86$

$PRx = 374272 \text{ kg}$

$PRx = 374.272 \text{ ton}$

$ey = 0.041 \text{ m}$

$ey = 4.100 \text{ cm}$

$eay = 2.000 \text{ cm}$ rige

$eay = 2.000 \text{ cm}$

$eyt = 6.100$

$eyt/hy = 0.153$

$dy/hy = 0.88$

Diagrama

$Ky =$

0.95

$PRx = FR Kx bh f''c$

$PR = 1/(1/PRx + 1/PRy - 1/Pro)$

$PR/Pro > 0.1$

$PR > Pu$

$PRy = 413440 \text{ kg}$

$PRy = 413.44 \text{ ton}$

$PR = 305.993 \text{ ton}$

$PR / Pro = 0.558 > 0.1$ SI cumple

$PR = 305.993 > Pu = 295.042$

$Asreq = 35.20 \text{ cm}^2$

$As = 36.42$

$\% = 3.712$

Varilla #	6	5
# de Varillas	10	4
As	28.50	7.92

Diseño por Cortante

$Si p < 0.015$

$V_{CR} = 0.5F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f''c} \left[1 + 0.007 \frac{Pu}{bh} \right]$

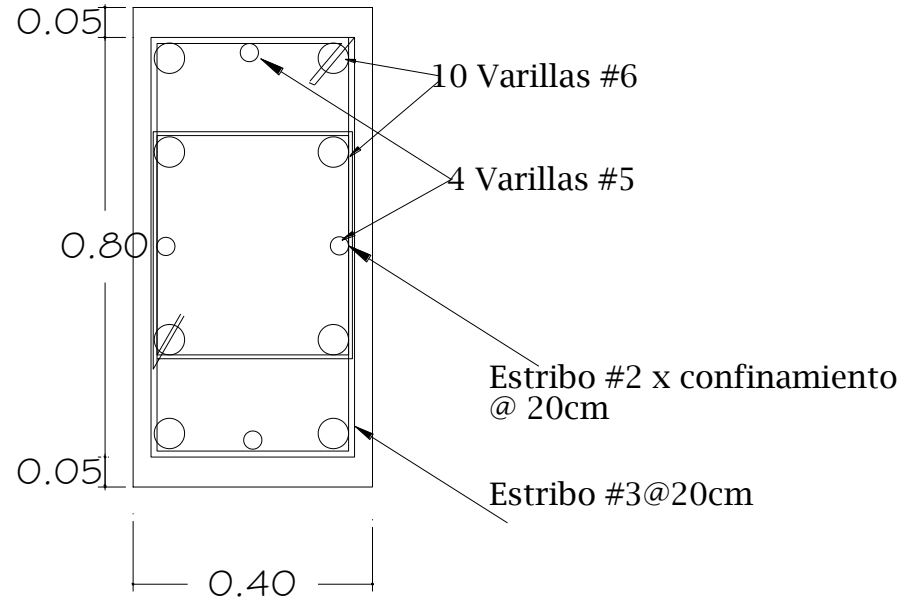
$V_{CR} = 11727.84404$ Kg
 $V_{CR} = 11.73$ Ton
 $V_{CR} < V_u$

$$S = \frac{F_R A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}}$$

$S = 61.716$
 $S_{min} = 6 \text{ cm}$

$S_{max1} = 34 \text{ cm}$
 $S_{max2} = 33.314 \text{ cm}$
 $S_{max3} = 46 \text{ cm}$
 $S_{max4} = 20 \text{ cm}$ RIGE

Se usara estribo # 3 @ 20 cm



EDIFICIO 1 Cimentación (Franja más desfavorable)

FRANJA 5_h

CARGAS DISTRIBUIDAS

Mmax (+)=	16.62	Ton-m
Mmax (-)=	32.56	Ton-m
Vmax =	33.74	Ton

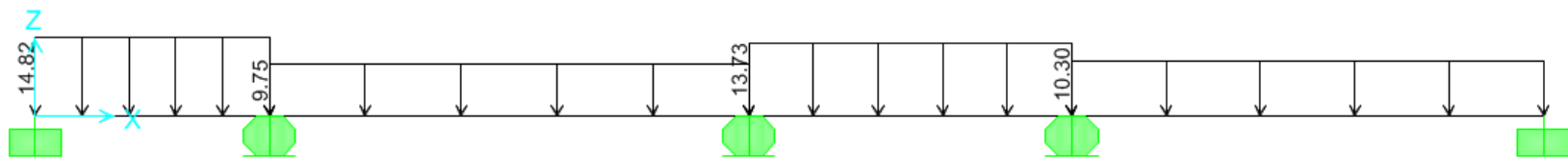


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

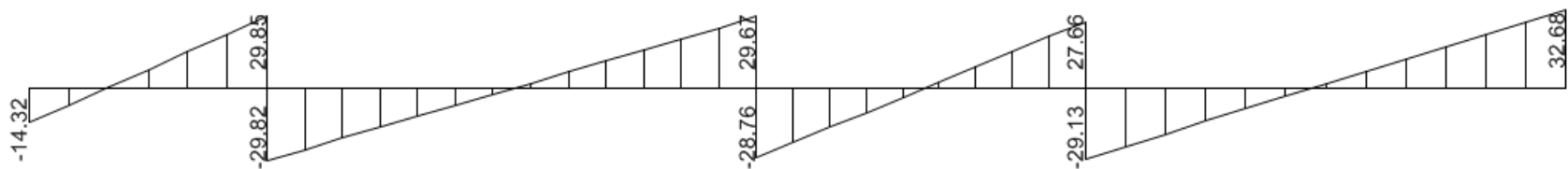
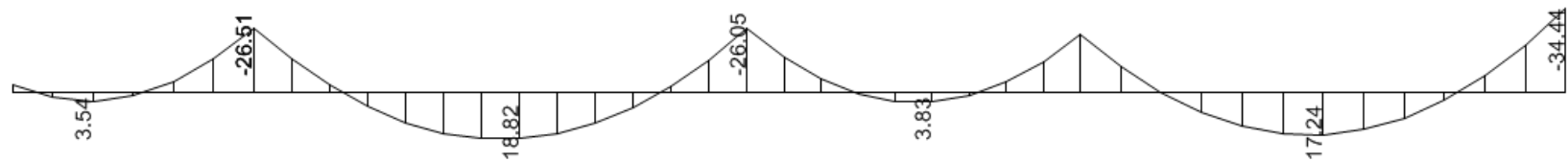


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE CIMENTACIÓN

FRANJA	1_h	2_h	3_h	4_h	5_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v
Mu(+) kg-cm	1661680.50	1260487.30	1472924.80	1372410.60	1882221.80	269029.95	0.00	725393.60	431307.00	1392245.70
ρ	0.00522	0.00052	0.00459	0.00426	0.00597	0.00080	0.00000	0.00219	0.00129	0.00432
As req (cm2)	15.66	21.08	13.77	12.77	17.92	7.91	7.91	7.91	7.91	12.97
Varilla #	5	6	6	6	6	6	6	6	5	5
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
S	13	14	21	22	16	36	36	36	25	15
Mu(-) kg-cm	1824552.97	2113588.00	2047218.00	2268736.00	2943922.00	538060.00	0.00	1397942.00	292829.30	2282821.00
ρ	0.00578	0.00088	0.00655	0.00733	0.00985	0.00161	0.00000	0.00434	0.00087	0.00738
As req (cm2)	17.33	21.08	19.64	22.00	29.56	7.91	7.91	13.03	7.91	22.15
Varilla #	6	6	6	6	6	6	6	5	5	0
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
S	16	14	15	13	10	36	36	15	25	9
Vu kg	33736.02	23279.85	32342.38	32736.522	45748.5	5831.882	0	14379.792	4693.892	25370.8
VCR kg	33941.13	90509.67	33941.13	33941.13	33941.13	33941.13	33941.13	33941.13	33941.13	33941.13

RESUMEN DE DISEÑO DE CONTRATABES DE CIMENTACIÓN

CONTRATRABE EN SENTIDO X

Contra Trabe	Tramo 7 M''-N	Tramo 7 N-Ñ	Tramo 7 Ñ-O	Tramo 7 O-P
Mu(+)	20043947.55	18835748.29	8227641.212	8993799.803
As(+) req (cm2)	54.12	53.18	20.76	22.80
Varilla #	8	8	8	8
# de Varillas	3	3	3	4
Varilla #	10	10	6	6
# de Varillas	5	5	2	1
As	54.79	54.79	20.90	23.12
Mu(-)	67601.14	156223.90	1147935.00	10490334.80
As(-) req (cm2)	14.94	14.94	14.94	26.75
Varilla #	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	3
Varilla #	0	0	0	5
# de Varillas	0	0	0	2
As	15.83	15.83	15.83	27.71
Vu	105474.82	126695.84	77078.00	98974.32
s	10.00	10.00	14.00	10.00
ao	0.71	0.71	0.71	0.71
Av	2.84	2.84	2.84	2.84

CONTRATRABE EN SENTIDO Y

Contra Trabe	Tramo Ñ 1-3	Tramo Ñ 3-5	Tramo Ñ 5-6	Tramo Ñ 6-7	Tramo Ñ 7-8
Mu(+)	13704871.14	13799208.00	12193265.91	14441564.67	14315034.14

As(+) req (cm2)	48.28	48.80	41.75	51.48	51.01
Varilla #	10	10	10	10	10
# de Varillas	3	3	4	4	4
Varilla #	8	8	8	8	8
# de Varillas	5	5	2	4	4
As	49.09	49.09	41.80	51.94	51.94
Mu(-)	8515772.80	5606250.00	5443629.00	5821700.60	9120098.13
As(-) req (cm2)	27.66	17.53	16.99	18.26	29.67
Varilla #	10	10	10	10	10
# de Varillas	3	2	2	2	4
Varilla #	5	5	4	6	0
# de Varillas	2	1	1	1	0
As	27.71	17.81	17.10	18.68	31.67
Vu	102252.43	100525.23	92274.04	106053.51	85219.45
s	10.00	10.00	11.00	10.00	12.00
ao	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Av	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84

REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

$$\boxed{Desp \cdot real = Desp \times Q}$$

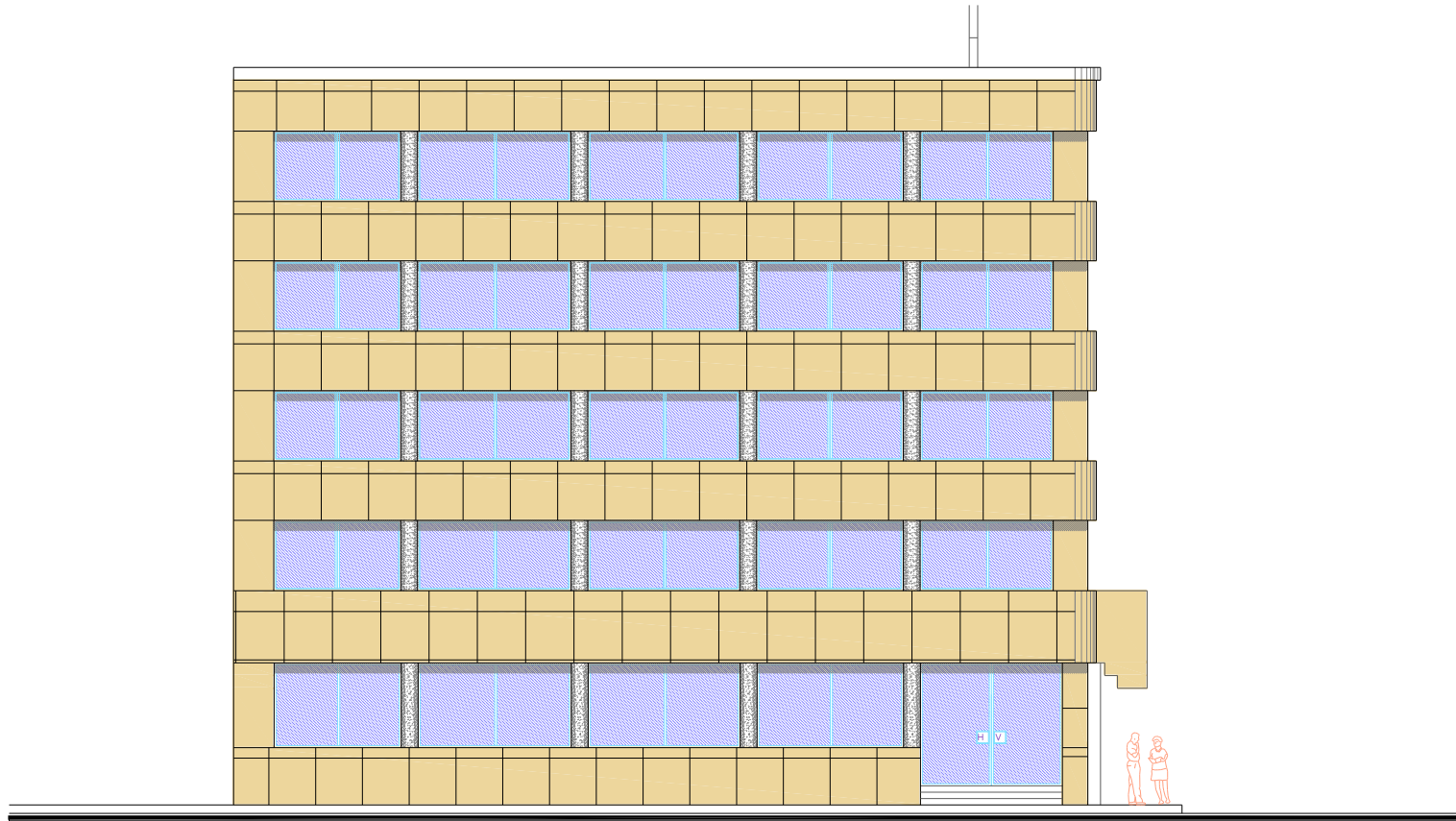
$$\boxed{\Delta xi = X_i - X_{i-1}}$$

Se debe cumplir que $\frac{\Delta rel}{H} \leq 0.006$

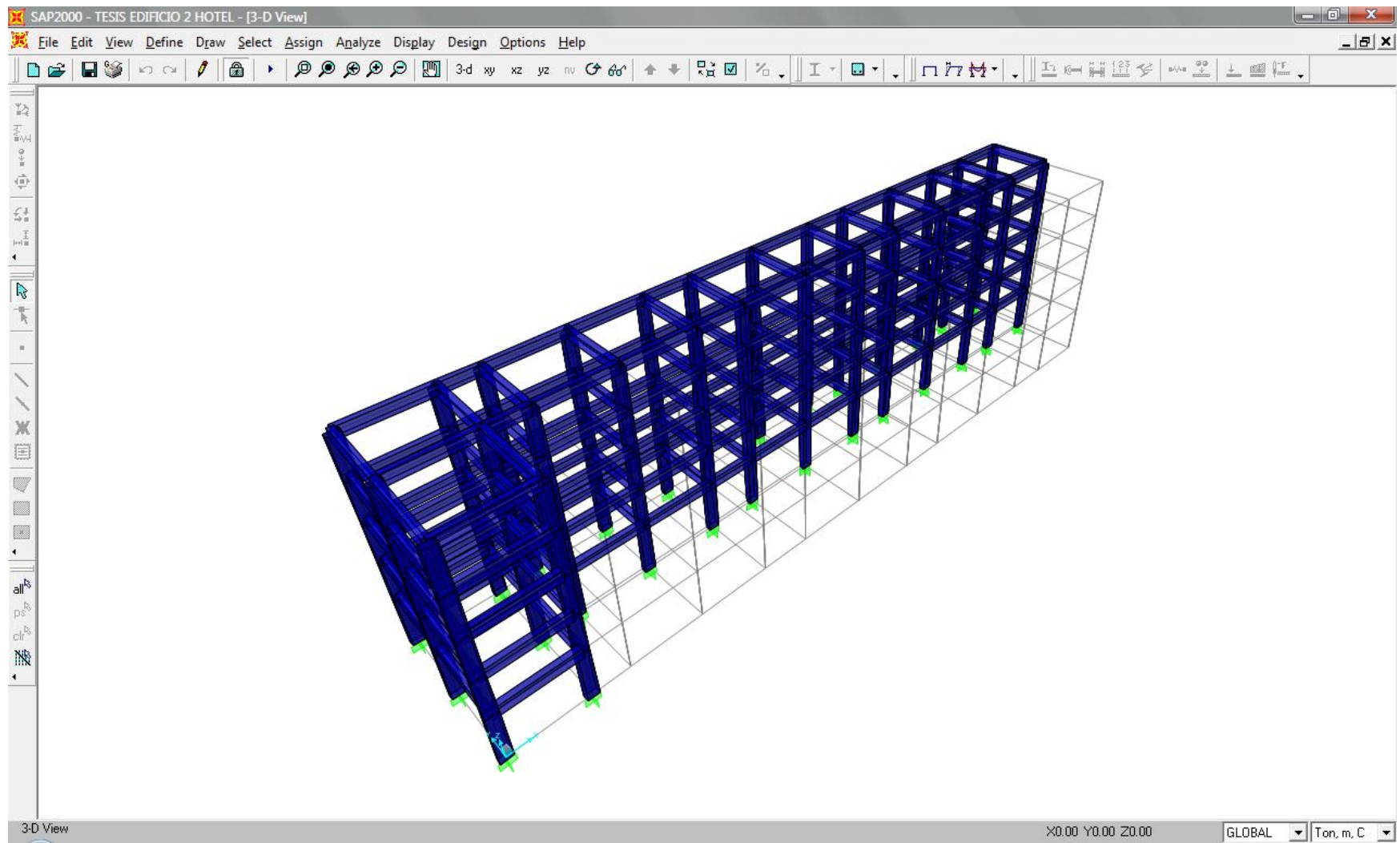
nivel	X_i	X_i real	Δx_i	H	$\Delta x_i/H$
1	0.46	0.92	0.92	400	0.00231
2	0.82	1.64	0.72	310	0.00232
3	1.12	2.24	0.60	310	0.00193
4	1.34	2.68	0.44	310	0.00143
5	1.47	2.95	0.26	310	0.00084

nivel	y_i	y_i real	Δy_i	H	$\Delta y_i/H$
1	1.16	2.33	2.33	400	0.00582
2	1.97	3.94	1.61	310	0.00520
3	2.89	5.78	1.84	310	0.00592
4	3.50	7.00	1.22	310	0.00394
5	3.77	7.53	0.53	310.00	0.00171

9.2 MEMORIA EDIFICIO 2



FACHADA LATERAL EDIFICIO 2



MODELO EN SAP 2000 DE EDIFICIO 1

DISEÑO DE LOSA EDIFICIO 2

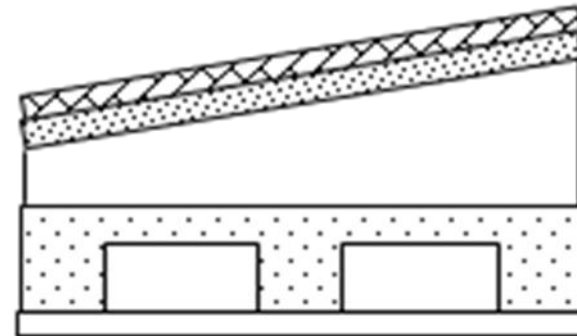
ANÁLISIS DE CARGAS

Se propone losa aligerada con casetones de poliestireno de 50 x 50 y nervaduras de 10 cm.

Altura del casetón	D =	25 cm
Capa de compresión	c =	5 cm
Espesor total	H =	30 cm
Ancho de nervadura	N =	10 cm

Peralte equivalente= $d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (ton/m ³)	P. TOT (ton-m ²)
Enladrillado	-	-	0.040
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.15	1.6	0.24
Losa aligerada	0.14	2.4	0.336
Plafón e instalaciones	-	-	0.04
	0.32	CM =	0.719



CARGAS DE SERVICIO PERMANENTES

CM	0.719	
CV	0.100	
Cad	0.040	
W	0.859	t/m²

PERMANENTES MAS ACCIDENTALES

CM	0.719	
CV	0.070	
Cad	0.040	
W	0.829	t/m²

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

5.49

5.60

5.49

perímetro l = 26.35 m

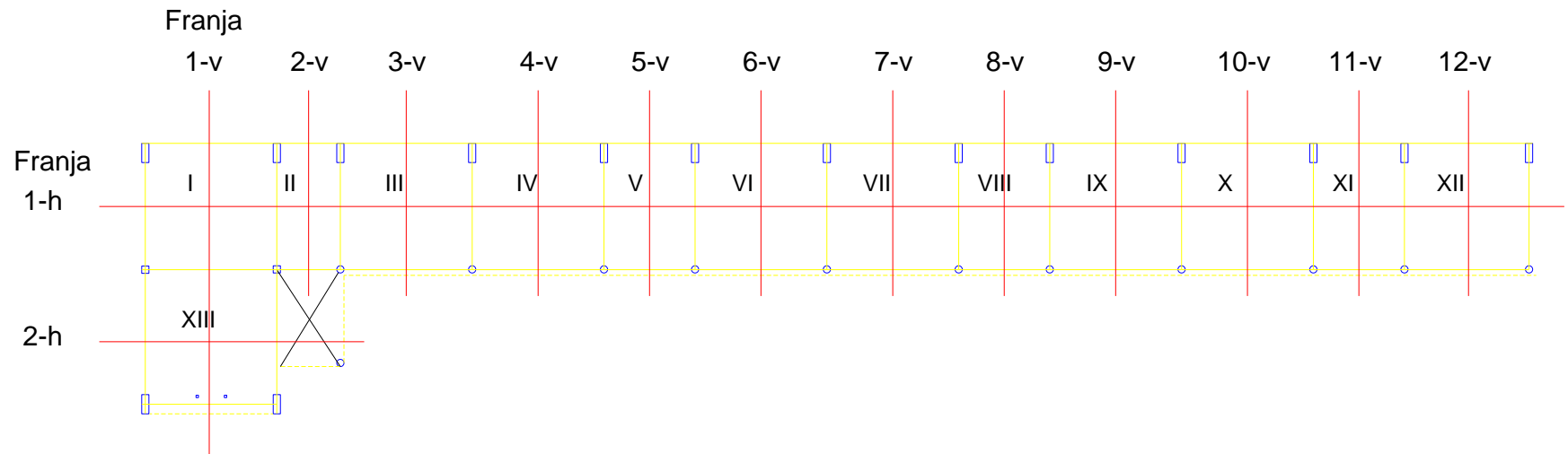
$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{170} \cdot 0.032^4 \sqrt{fs \cdot w}$$

d_{min} = 19.03 cm

Por lo tanto, si cumple con el d_{min}

+ **CALCULO DE MOMENTOS DE DISEÑO**
@ **DISTRIBUCIÓN DE FRANJAS**

EDIFICIO 2



COEFICIENTES DE DISTRIBUCIÓN

EDIFICIO 2

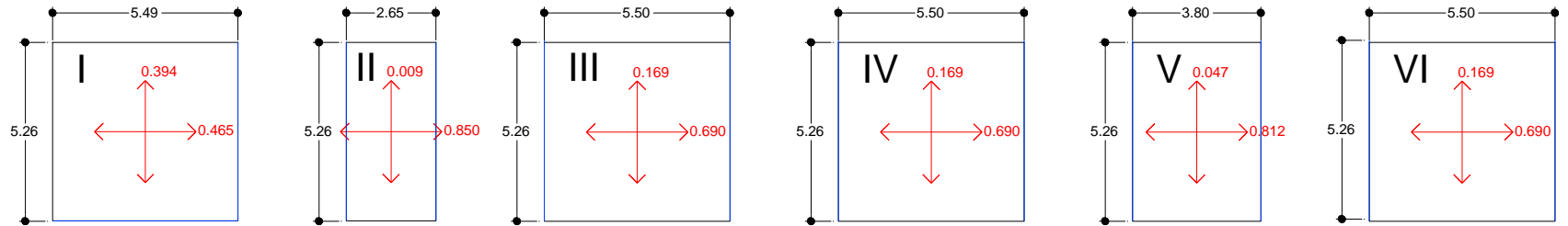


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

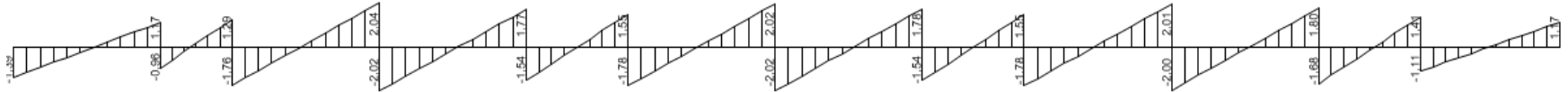


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



Diseño de Franja 1_h

DATOS

b =	20	cm
h =	30	cm
recubrimiento =	3	cm
d =	27	cm
L =	57.74	m
V max=	2038.10	kg
M max(+)=	102684.8	kg - cm

CONSTANTES DE DISEÑO

$f'c =$	250	kr/cm ²
$f_y =$	4200	kr/cm ²
FR =	0.9	
$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f''c =$	170	kr/cm ²
$\square b =$	0.0190	
$\square_{max} =$	0.0143	

M max(-)= 136602.0 kg - cm $\rho_{min} = 0.0026$

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 143758.73 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

$\rho_{calc} = 0.002698$
 $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$\rho_{diseño} = 0.002698$

$$A_s = \rho bd$$

As = 1.46 cm²

Usando 2 varillas del # 3
 As =

1.44 > $a_o = 0.71$
 As req

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

Mu (-)= 191242.80 kg-cm

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

$\rho_{calc} = 0.003633$
 $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, OK

$\rho_{diseño} = 0.003633$

$$A_s = \rho bd$$

As = 1.96 cm²

Usando 2 varillas del # 4 $a_o = 1.27$
 $A_s = 2.54 > A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 2853.34$ kg

$\rho = 0.00266$

$$V_{CR} = 0.8bd(0.2 + (20\rho)\sqrt{f} * c$$

$V_{cr} = 1546.61 < V_u$

$s = 20$

$$A_{v_{min}} = 0.25\sqrt{f * c} \frac{b \cdot s}{f_y}$$

$A_v \text{ min} = 0.337$

Usar estribos # 2.5 @ 13.5 cm

FRANJA 2_h

$M_{max (+)} = 0.55$ Ton-m

$M_{max (-)} = 1.12$ Ton-m

$V_{max} = 1.22$ Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

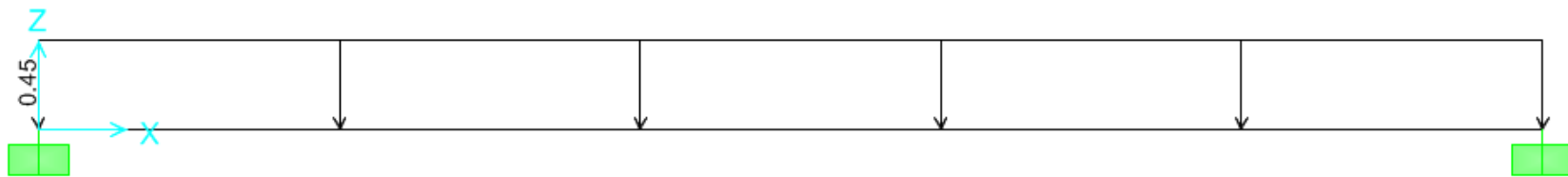


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

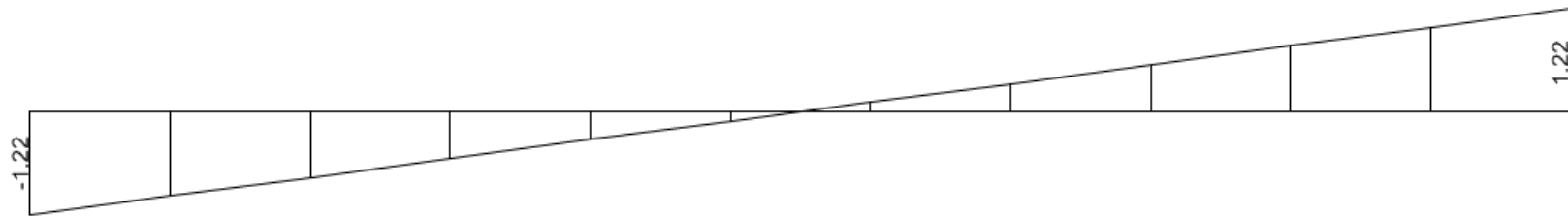
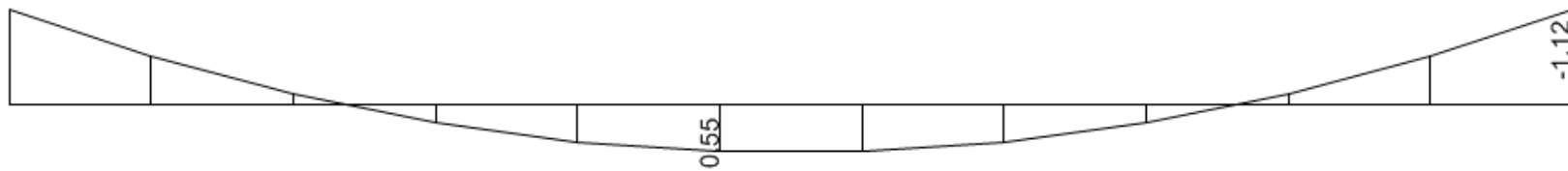


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 1_v

$M_{max (+)} = 0.50 \text{ Ton-m}$
 $M_{max (-)} = 1.00 \text{ Ton-m}$
 $V_{max} = 1.09 \text{ Ton}$

CARGAS DISTRIBUIDAS

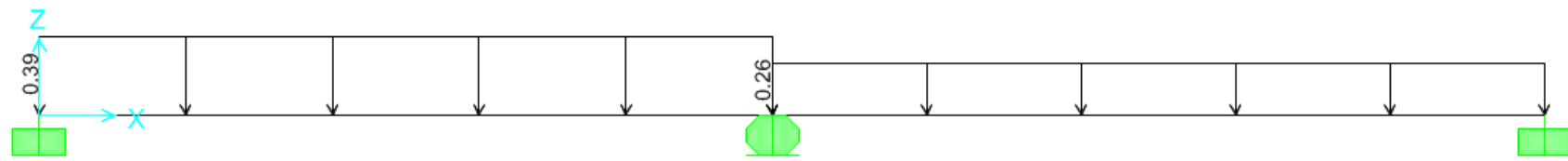


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

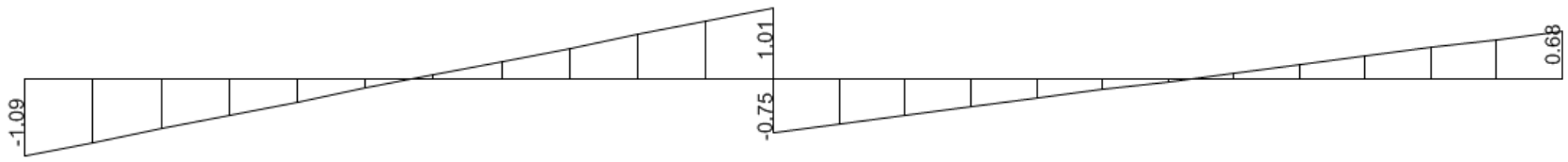
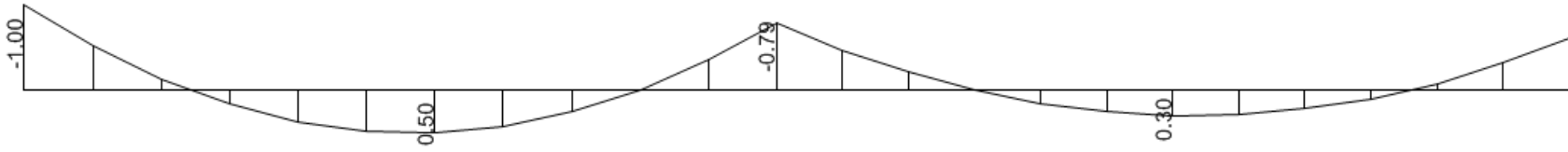


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 2_v

Mmax (+)= 0.01 Ton-m
Mmax (-)= 0.02 Ton-m
Vmax = 0.02 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

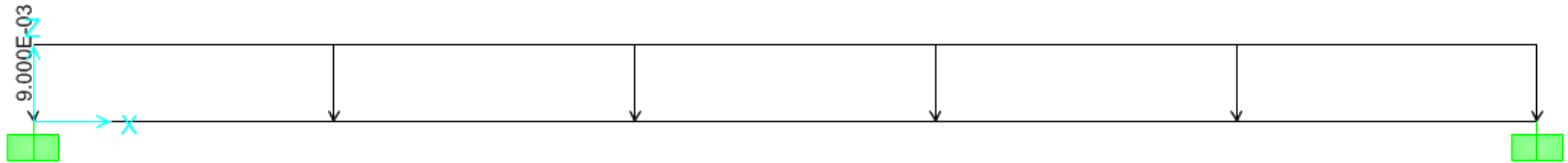
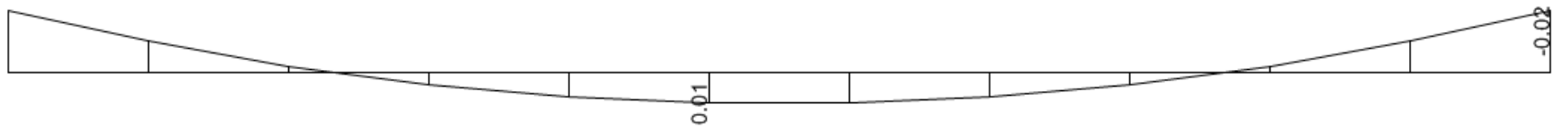


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 3_v

Mmax (+)= 0.19 Ton-m
Mmax (-)= 0.39 Ton-m
Vmax = 0.44 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

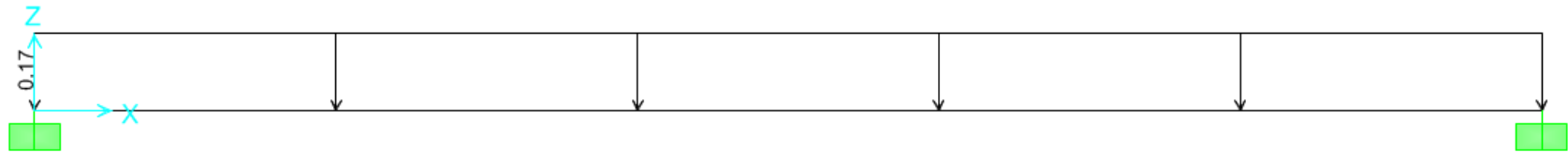
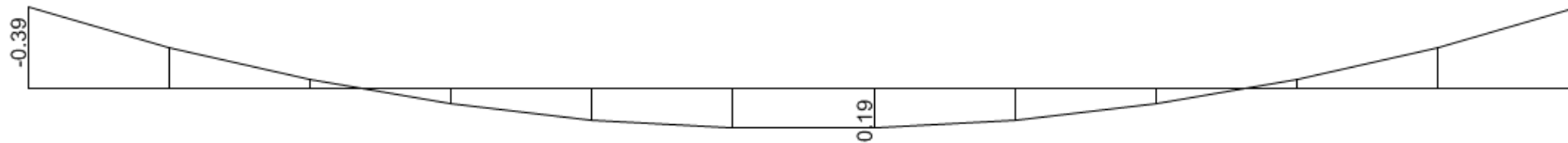


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 4_v

Mmax (+)= 0.19 Ton-m
 Mmax (-)= 0.39 Ton-m
 Vmax = 0.44 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

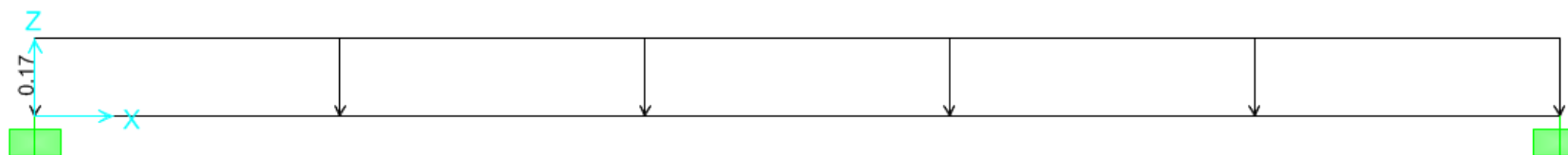


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
 (TON)

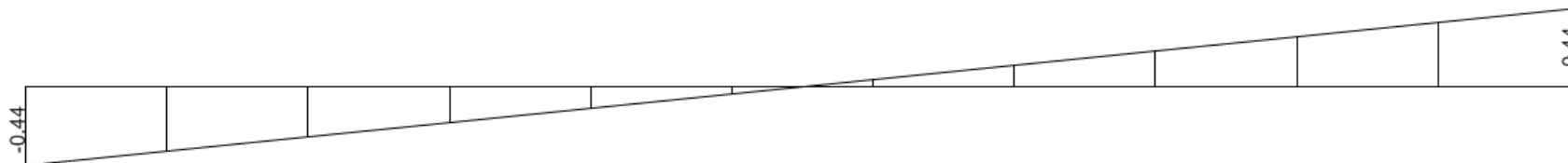
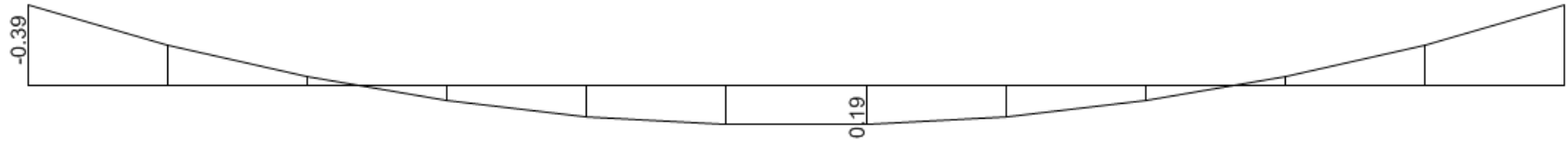


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 5_v

Mmax (+)=	0.05	Ton-m
Mmax (-)=	0.11	Ton-m
Vmax =	0.12	Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

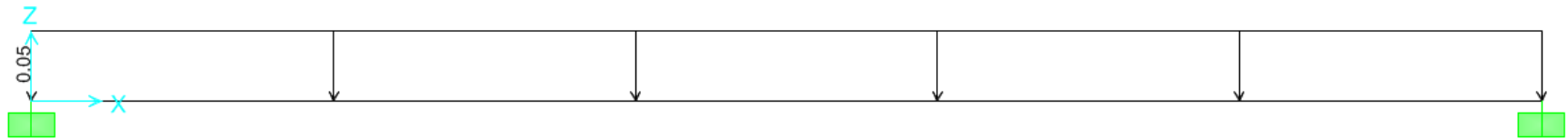


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

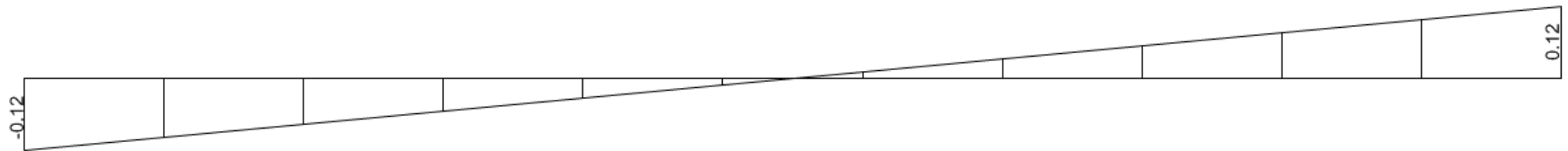
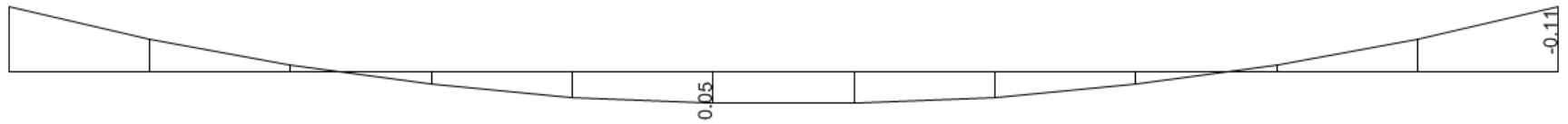


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 6_v

Mmax (+)=	0.19	Ton-m
Mmax (-)=	0.39	Ton-m
Vmax =	0.44	Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

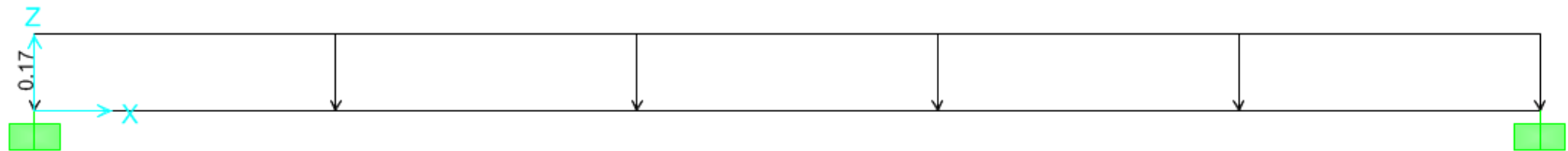


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
(TON)

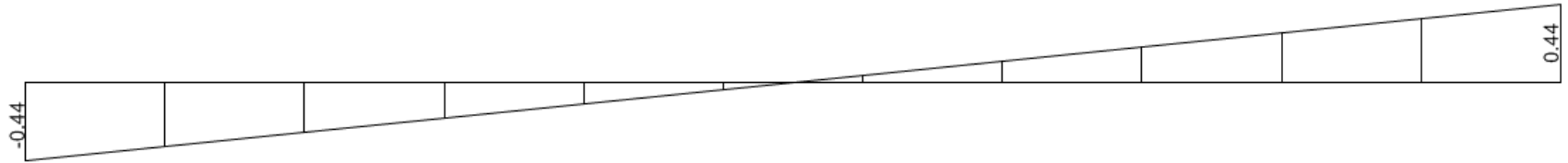
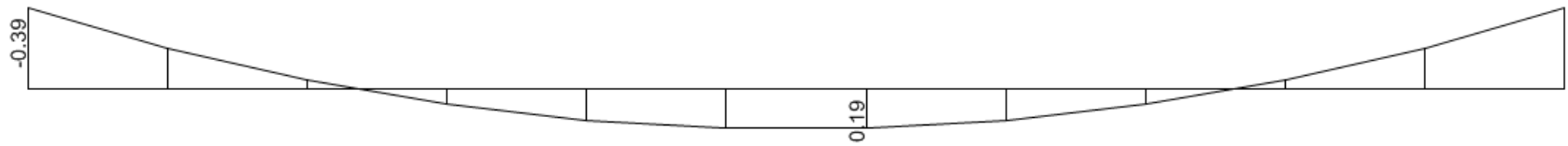


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 7_v

Mmax (+)= 0.19 Ton-m
Mmax (-)= 0.39 Ton-m
Vmax = 0.44 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

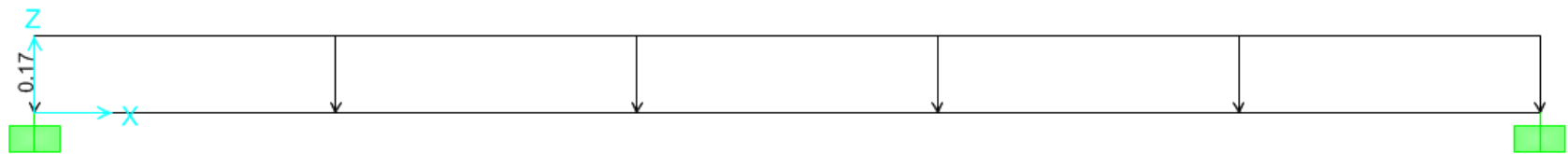


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
(TON)

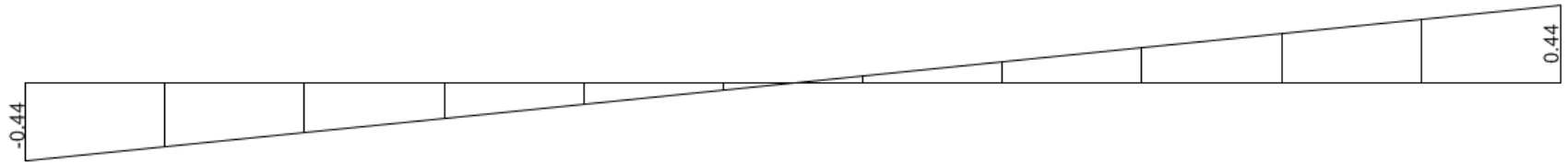
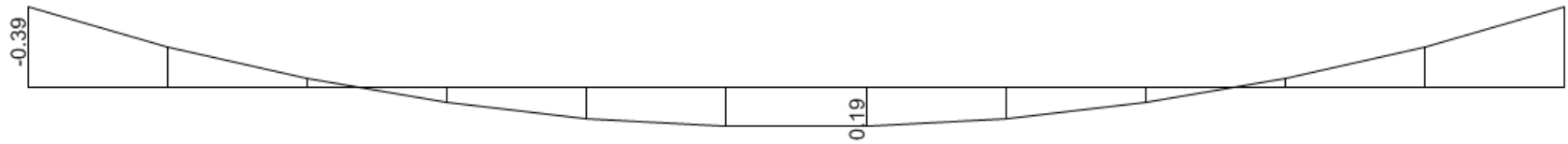


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 8_v

Mmax (+)= 0.05 Ton-m
Mmax (-)= 0.11 Ton-m
Vmax = 0.12 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

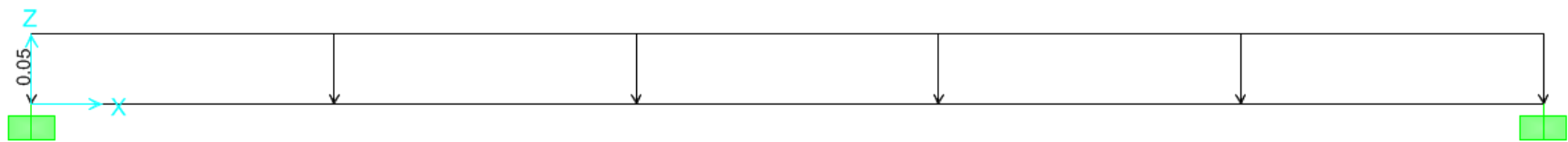


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

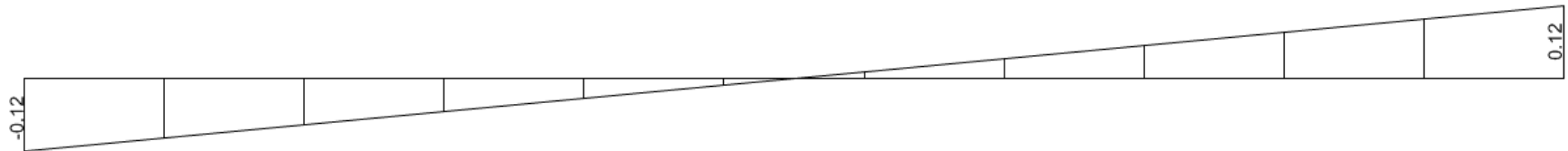
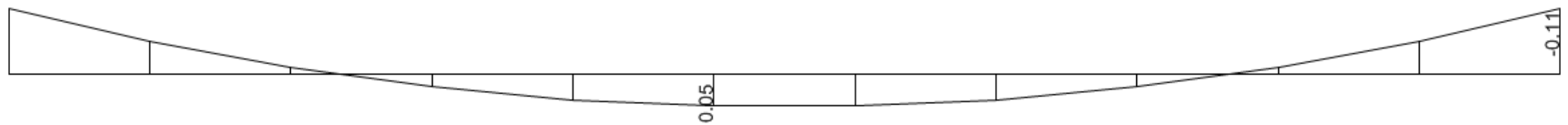


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 9_v

Mmax (+)=	0.19	Ton-m
Mmax (-)=	0.39	Ton-m
Vmax =	0.44	Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

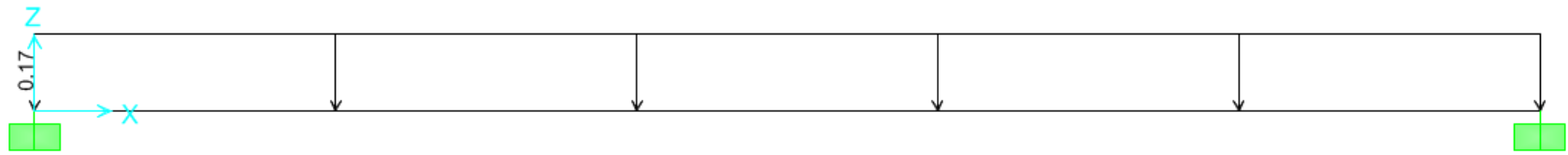


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
(TON)

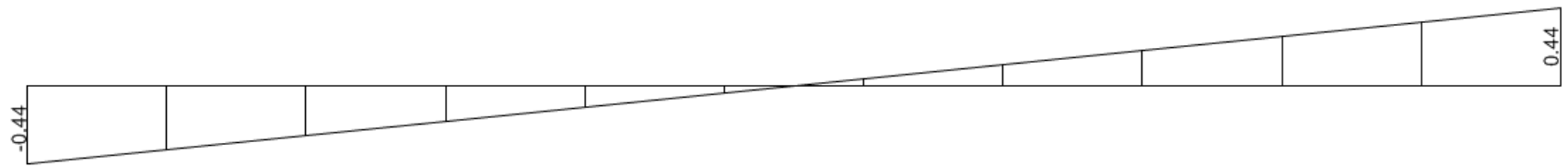
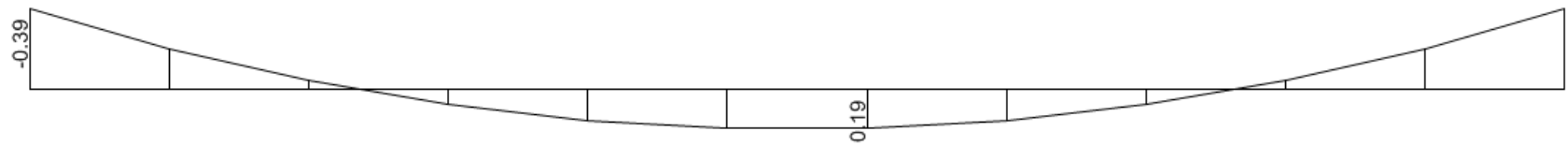


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 10_v

$M_{max (+)} = 0.19 \text{ Ton-m}$
 $M_{max (-)} = 0.39 \text{ Ton-m}$
 $V_{max} = 0.44 \text{ Ton}$

CARGAS DISTRIBUIDAS

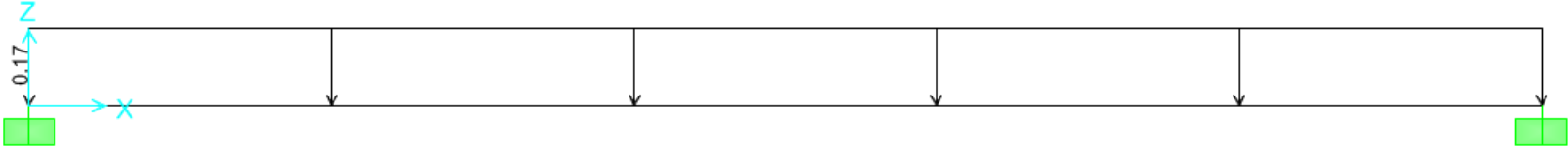
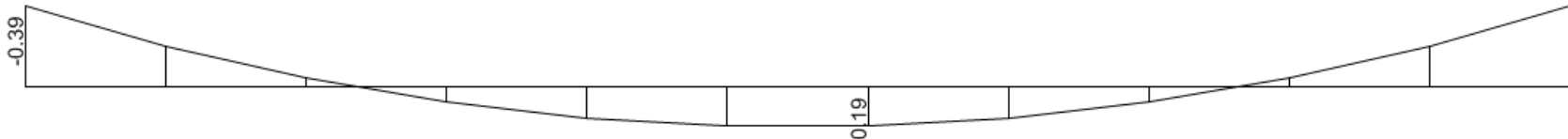


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 11_v

Mmax (+)= 0.05 Ton-m
Mmax (-)= 0.11 Ton-m
Vmax = 0.12 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

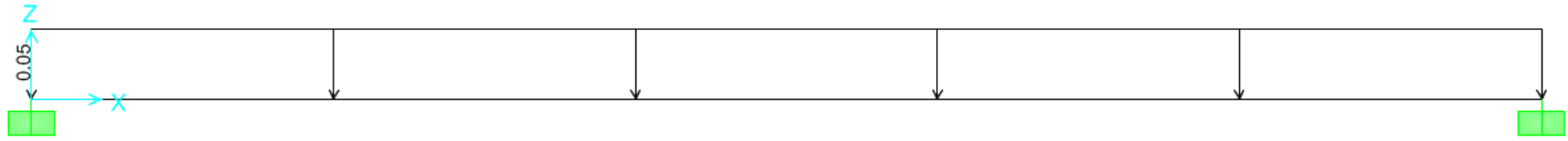


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)

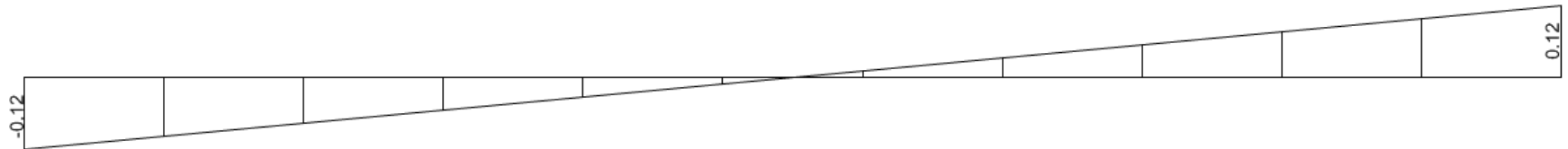
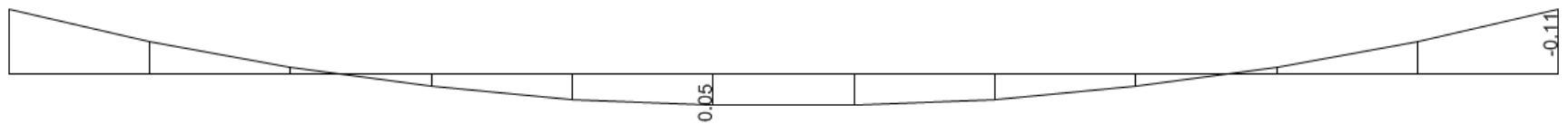


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



FRANJA 12_v

Mmax (+)= 0.47 Ton-m
Mmax (-)= 0.97 Ton-m
Vmax = 1.10 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

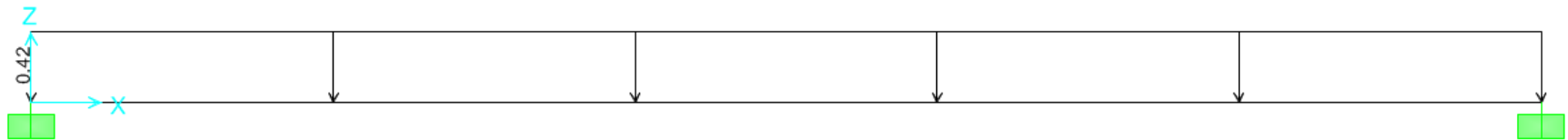
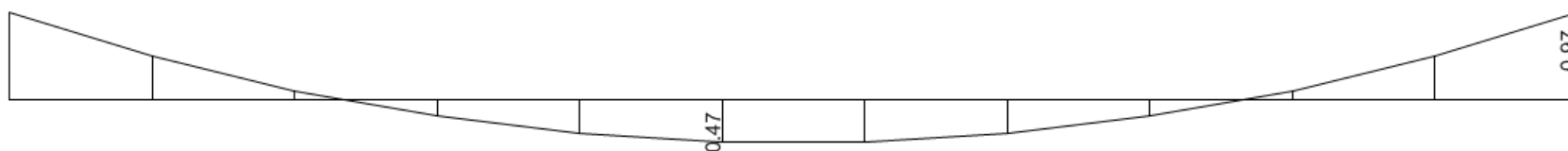


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE AZOTEA

FRANJA	1_h	2_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v	6_v	7_v	8_v	9_v	10_v	11_v	12_v
M(+) kg-cm	102684.81	54621.67	49619.86	1011.81	18999.56	18999.56	5283.9	18999.56	18999.56	5283.9	18999.56	18999.56	5283.9	47217.85
Mu(+) kg-cm	143758.73	76470.34	69467.80	1416.53	26599.38	26599.38	7397.46	26599.38	26599.38	7397.46	26599.38	26599.38	7397.46	66104.99
r	0.00270	0.00141	0.00128	0.00003	0.00049	0.00049	0.00013	0.00049	0.00049	0.00013	0.00049	0.00049	0.00013	0.00122
As req (cm2)	0.73	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Varilla #	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.27	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
M(-) kg-cm	136602	112020.7	99617.92	2075.07	38965	38965.2	10836.48	38965.2	38965.2	10836.48	38965.2	38965.2	10836.48	96836.6
Mu(-) kg-cm	191242.80	156828.98	139465.09	2905.10	54551.00	54551.28	15171.07	54551.28	54551.28	15171.07	54551.28	54551.28	15171.07	135571.24
r	0.00363	0.00295	0.00262	0.00005	0.00100	0.00100	0.00028	0.00100	0.00100	0.00028	0.00100	0.00100	0.00028	0.00254
As req (cm2)	0.98	0.80	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Varilla #	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.27	1.27	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
V kg	2038.1	1224.27	1085.95	23.67	444.47	444.47	123.61	444.47	444.47	123.61	1394.08	444.47	123.61	1104.6
Vu kg	2853.34	1713.978	1520.33	33.138	622.258	622.258	173.054	622.258	622.258	173.054	1951.712	622.258	173.054	1546.44
r	0.0023	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013
VCR kg	1508.52	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11

s	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Av	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34

DISEÑO DE LOSA ENTREPISO EDIFICIO 2

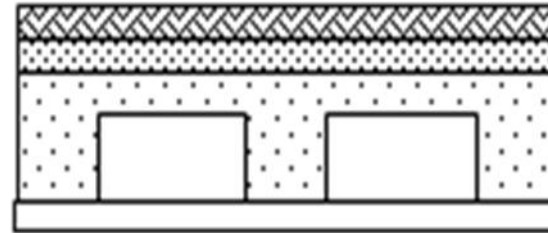
ANÁLISIS DE CARGAS

Se propone losa aligerada con casetones de poliestireno de 50 x 50 y nervaduras de 10 cm.

Altura del casetón	D =	25 cm
Capa de compresión	c =	5 cm
Espesor total	H =	30 cm
Ancho de nervadura	N =	10 cm

Peralte equivalente= $d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (ton/m ³)	P. TOT (ton-m ²)
Piso	-	-	0.040
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa aligerada	0.14	2.4	0.336
instalaciones			0.04
Yeso	0.03	1.5	0.045
CM =			0.524

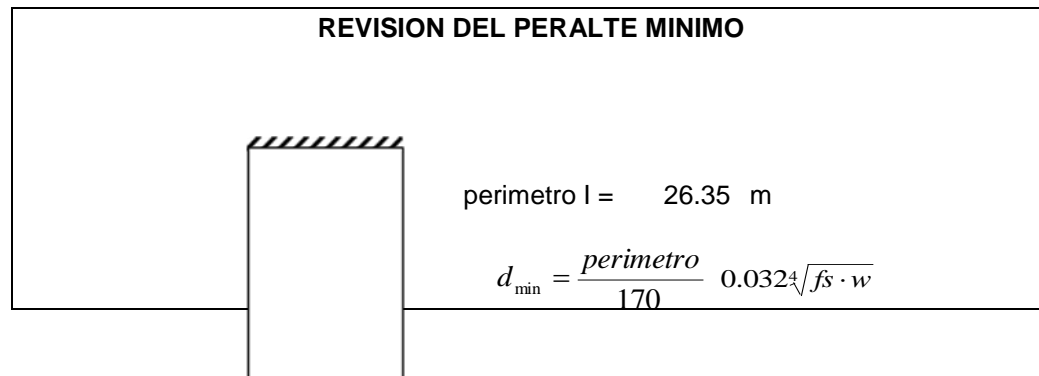


CARGAS DE SERVICIO PERMANENTES

CM	0.524	
CV	0.250	
Cad	0.040	
W	0.814	t/m²

PERMANENTES MAS ACCIDENTALES

CM	0.524	
CV	0.175	
Cad	0.040	
W	0.739	t/m²



5.6	5.6	$d_{min} = 18.77 \text{ cm}$
	5.49	Por lo tanto, si cumple con el d_{min}

EDIFICIO 2 Entrepiso (Franja más desfavorable)

FRANJA 4_v

$M_{max (+)} = 0.21 \text{ Ton-m}$
 $M_{max (-)} = 0.43 \text{ Ton-m}$
 $V_{max} = 0.49 \text{ Ton}$

CARGAS DISTRIBUIDAS

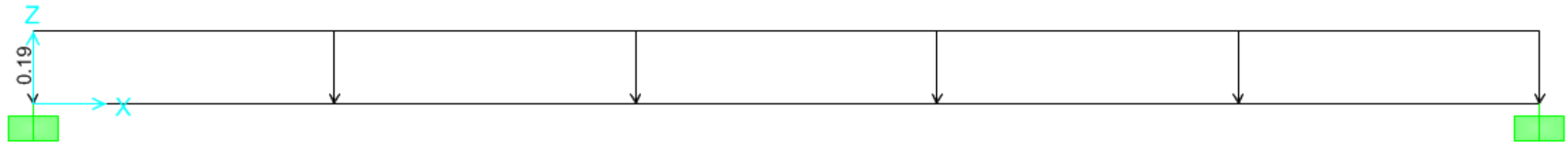
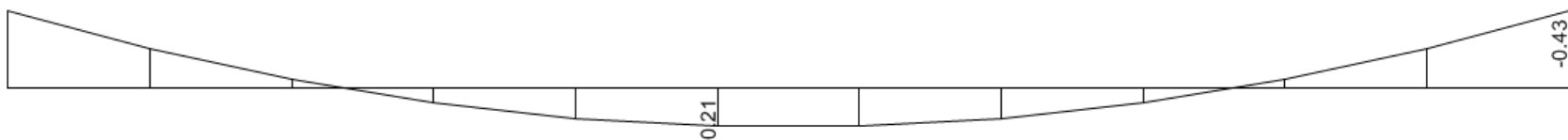


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
(TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



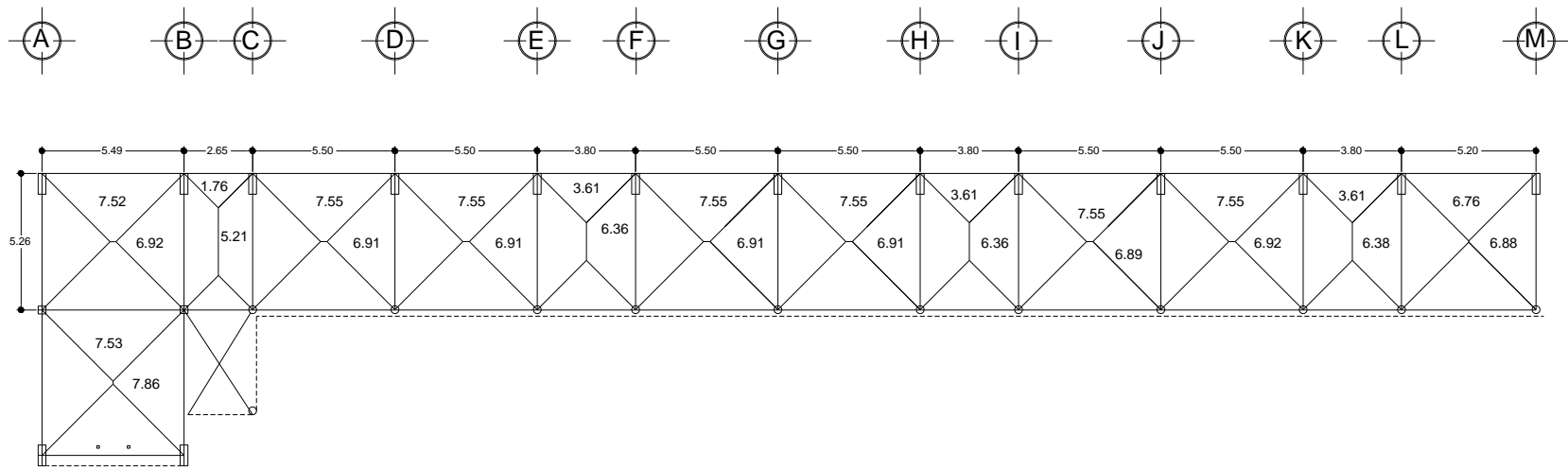
RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE ENTREPISO

FRANJA	1_h	2_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v	6_v	7_v	8_v	9_v	10_v	11_v	12_v
M(+) kg-cm	111776.91	51804.85	46992.65	1461.5	21023.18	20910.76	7869.64	20910.76	20910.76	7869.64	20910.76	20910.76	7869.64	51939.63
Mu(+) kg-cm	156487.67	72526.79	65789.71	2046.10	29432.45	29275.06	11017.50	29275.06	29275.06	11017.50	29275.06	29275.06	11017.50	72715.48
r	0.00295	0.00134	0.00121	0.00004	0.00054	0.00053	0.00020	0.00053	0.00053	0.00020	0.00053	0.00053	0.00020	0.00134
As req (cm2)	0.80	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Varilla #	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.28	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
M(-) kg-cm	211621.9	106243.9	94335.52	2997.32	43115.34	42884.78	16139.43	42884.78	42884.78	16139.43	42884.78	42884.78	16139.43	106520.3

Mu(-) kg-cm	296270.66	148741.46	132069.73	4196.25	60361.48	60038.69	22595.20	60038.69	60038.69	22595.20	60038.69	60038.69	22595.20	149128.42
r	0.00579	0.00280	0.00247	0.00008	0.00111	0.00110	0.00041	0.00110	0.00110	0.00041	0.00110	0.00110	0.00041	0.00280
As req (cm2)	1.56	0.75	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.76
Varilla #	5	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As	1.98	1.27	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
V kg	2439.87	1161.14	1028.22	34.19	491.81	489.18	184.1	489.18	489.18	184.1	489.18	489.18	184.1	1215.06
Vu kg	3415.818	1625.596	1439.508	47.866	688.534	684.852	257.74	684.852	684.852	257.74	684.852	684.852	257.74	1701.084
r	0.0024	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013
VCR kg	1510.78	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11	1383.11
s	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Av	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 1

Para obtener la descarga de la losa sobre las trabes se determinaron las aéreas tributarias.



Descargas sobre las traves

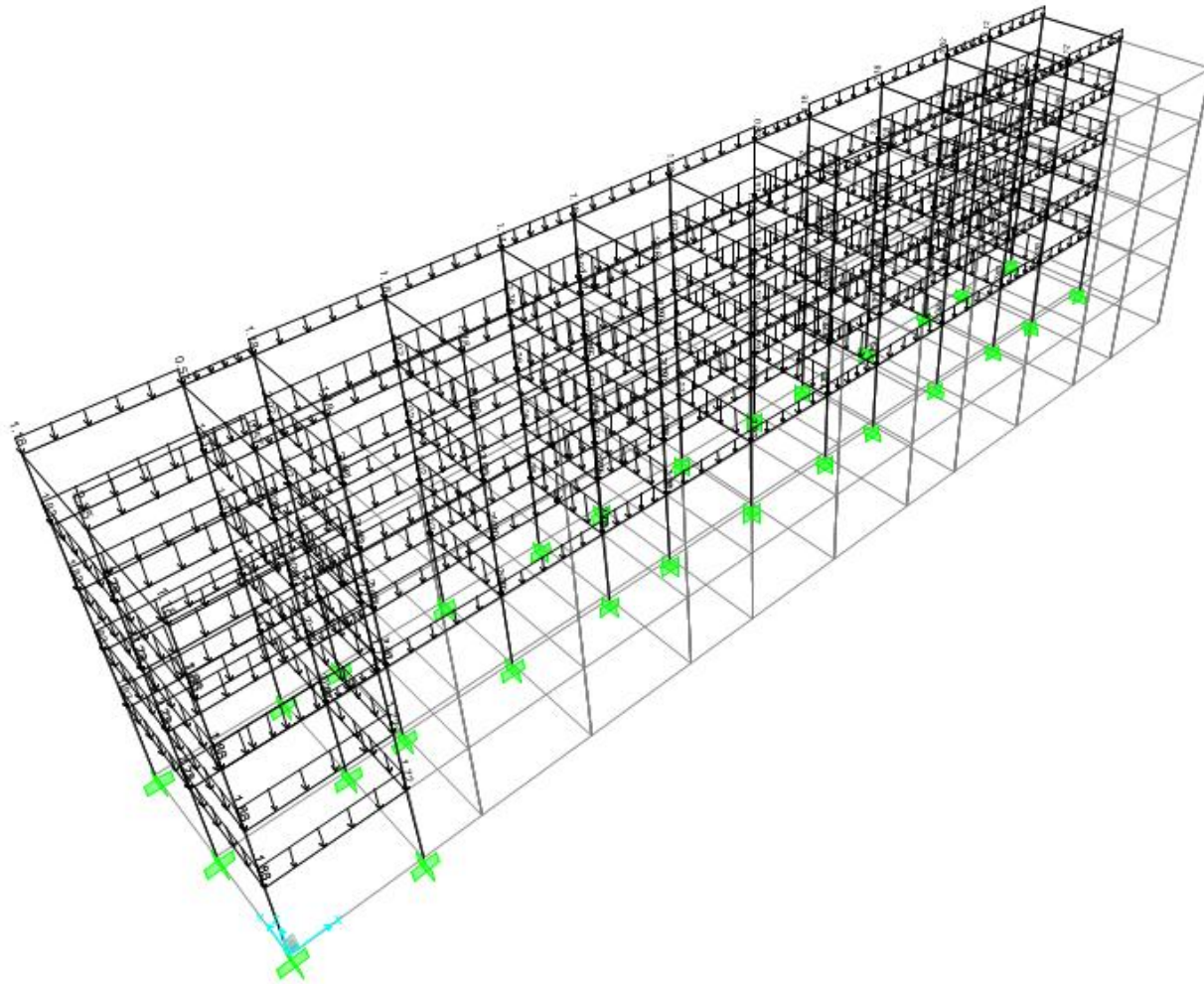
TABLERO	EJE	TRAMO	LONG.	ÁREA TRIB 1	ÁREA TRIB 2	W1	W2	W TOT	W DIST
1	1	A-B	5.49	7.52	0	0.859 tn/m ²	0	6.46 tn/m ²	1.18tn/m
2	1	B-C	2.65	1.76	0	0.859 tn/m ²	0	1.51 tn/m ²	0.57tn/m

3	1	C-D	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
4	1	D-E	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
5	1	E-F	2.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	1.11tn/m
6	1	F-G	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
7	1	G-H	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
8	1	H-I	3.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	0.82tn/m
9	1	I-J	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
10	1	J-K	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
11	1	K-L	3.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	0.82tn/m
12	1	L-M	5.20	6.76	0	0.859 tn/m2	0	5.81 tn/m2	1.12tn/m
1 Y 13	2	A-B	5.49	7.52	7.53	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	12.93 tn/m2	2.35tn/m
2	2	B-C	2.65	1.76	0	0.859 tn/m2	0	1.51 tn/m2	0.57tn/m
3	2	C-D	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
4	2	D-E	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
5	2	E-F	2.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	1.11tn/m
6	2	F-G	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
7	2	G-H	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
8	2	H-I	3.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	0.82tn/m
9	2	I-J	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
10	2	J-K	5.50	7.55	0	0.859 tn/m2	0	6.49 tn/m2	1.18tn/m
11	2	K-L	3.80	3.61	0	0.859 tn/m2	0	3.10 tn/m2	0.82tn/m
12	2	L-M	5.20	6.76	0	0.859 tn/m2	0	5.81 tn/m2	1.12tn/m
13	4	A-B	5.49	7.53	0	0.859 tn/m2	0	6.47 tn/m2	1.18tn/m

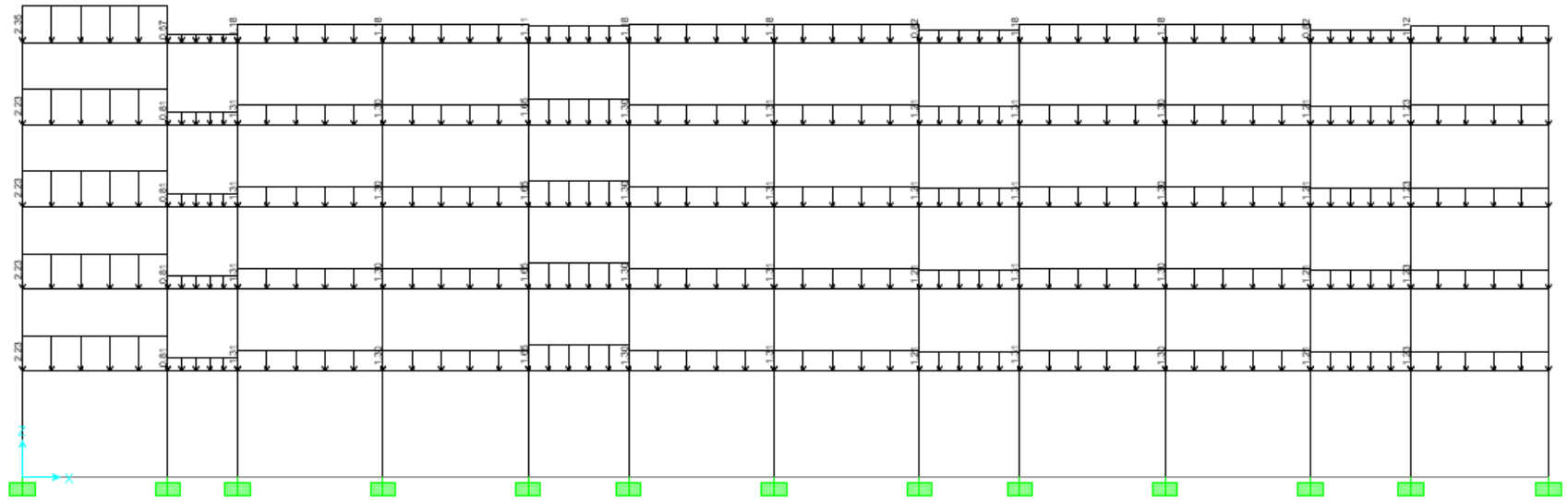
EJE	TRAMO	LONG.	ÁREA TRIB 1	ÁREA TRIB 2	W1	W2	W TOT	W DIST
A	1-2	5.26	6.92	0	0.859 tn/m2	0	5.94 tn/m2	1.13tn/m
A	2-4	5.60	7.86	0	0.859 tn/m2	0	6.75 tn/m2	1.21tn/m
B	1-2	5.26	6.92	5.21	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	10.42 tn/m2	1.98tn/m

B	2-4	5.60	6.92		0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	5.94 tn/m2	1.06tn/m
C	1-2	5.26	5.21	6.91	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	10.41 tn/m2	1.98tn/m
D	1-2	5.26	6.91	6.91	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.87 tn/m2	2.26tn/m
E	1-2	5.26	6.91	6.36	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.40 tn/m2	2.17tn/m
F	1-2	5.26	6.36	6.91	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.40 tn/m2	2.17tn/m
G	1-2	5.26	6.91	6.91	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.87 tn/m2	2.26tn/m
H	1-2	5.26	6.91	6.36	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.40 tn/m2	2.17tn/m
I	1-2	5.26	6.36	6.89	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.38 tn/m2	2.16tn/m
J	1-2	5.26	6.89	6.92	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.86 tn/m2	2.26tn/m
K	1-2	5.26	6.92	6.38	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.42 tn/m2	2.17tn/m
L	1-2	5.26	6.38	6.88	0.859 tn/m2	0.859 tn/m2	11.39 tn/m2	2.17tn/m
M	1-2	5.26	6.88	0	0.859 tn/m2	0.000 tn/m2	5.91 tn/m2	1.12tn/m

Descargas sobre Trabes de Edificio 2

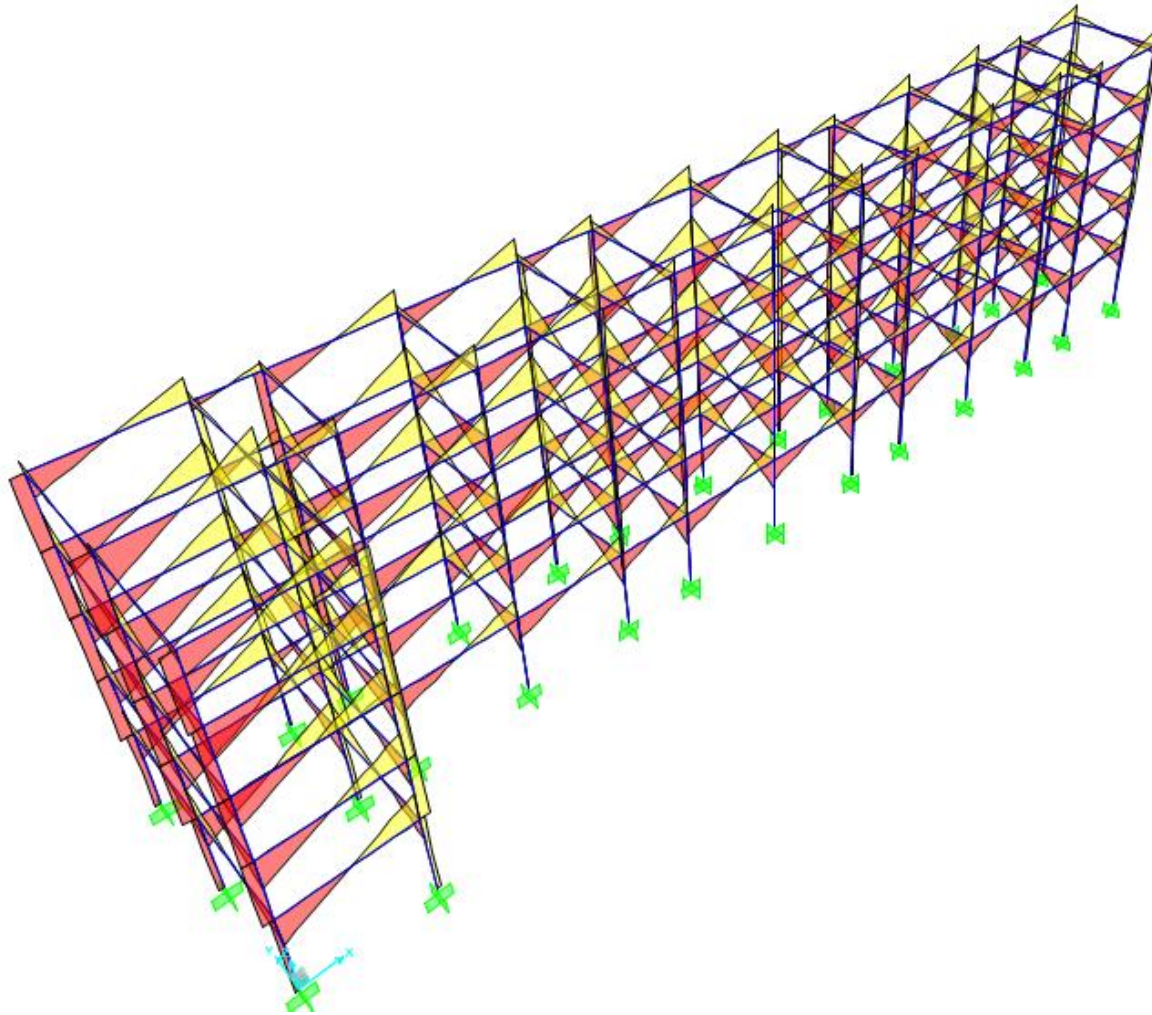


Descargas sobre Trabes

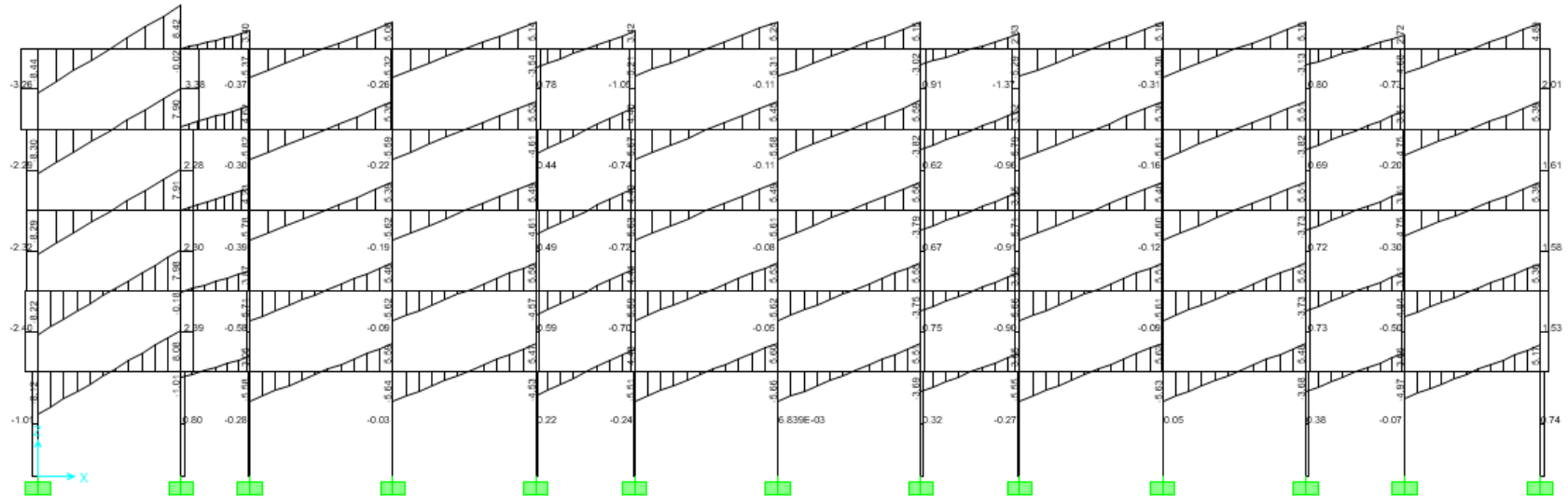


ANÁLISIS ANTE CARGAS VERTICALES

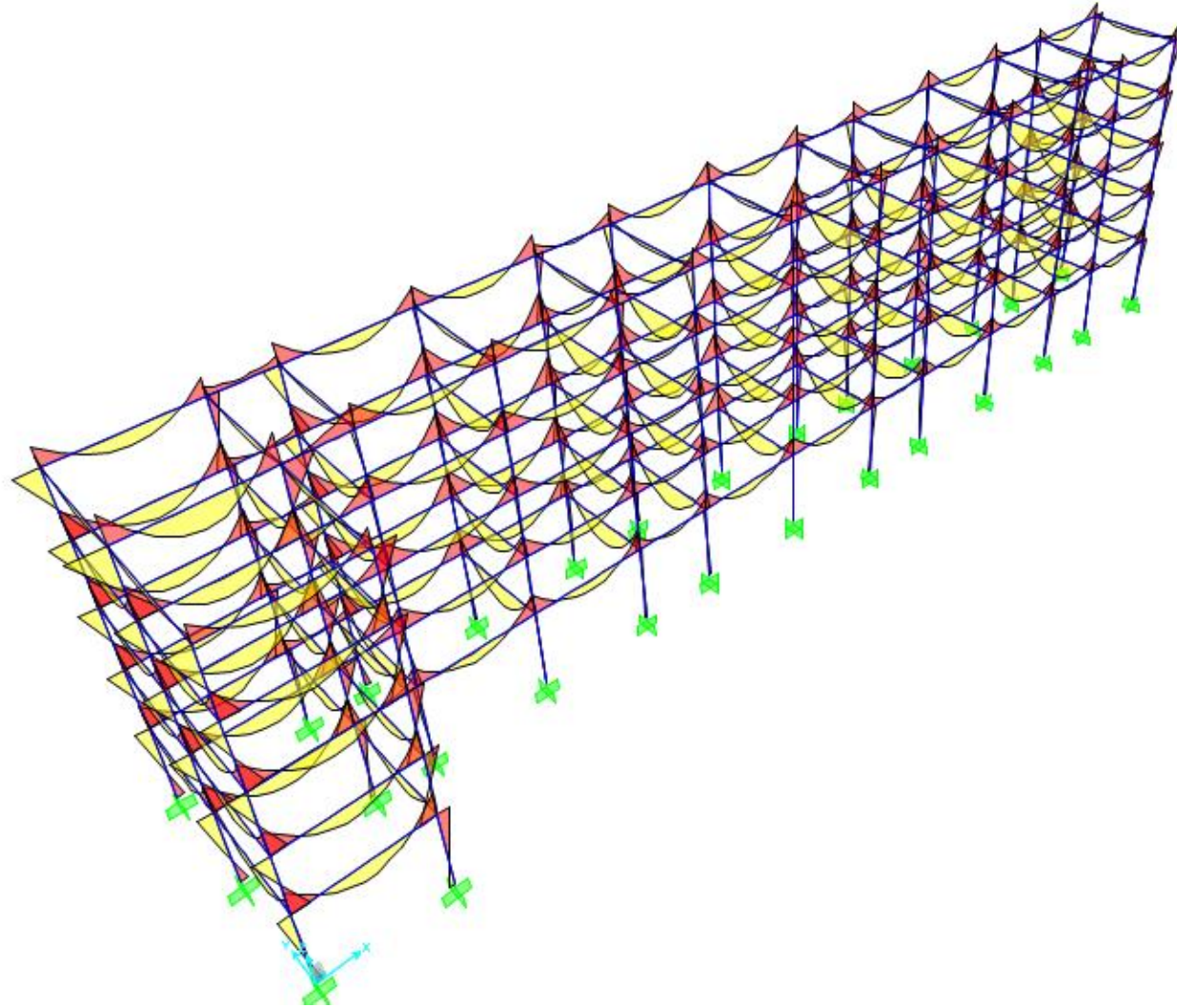
Diagramas de Fuerza Cortante



Diagramas de Fuerza Cortante

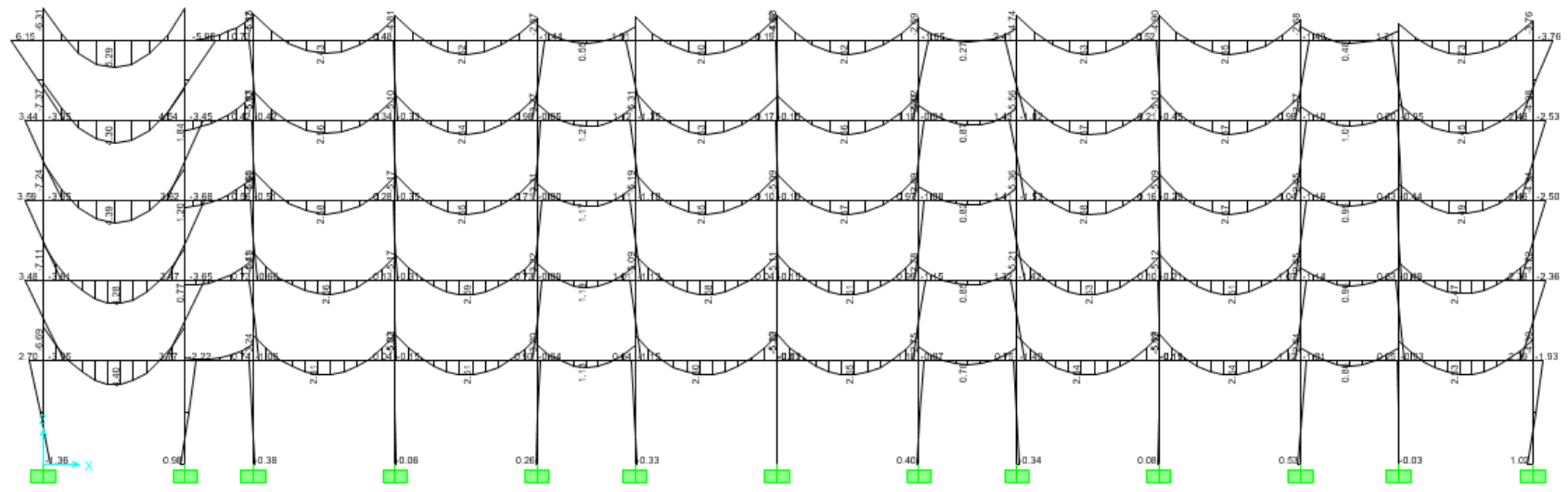


Diagramas de Momento



Flexionante

Diagramas de Momento Flexionante



ANÁLISIS SÍSMICO

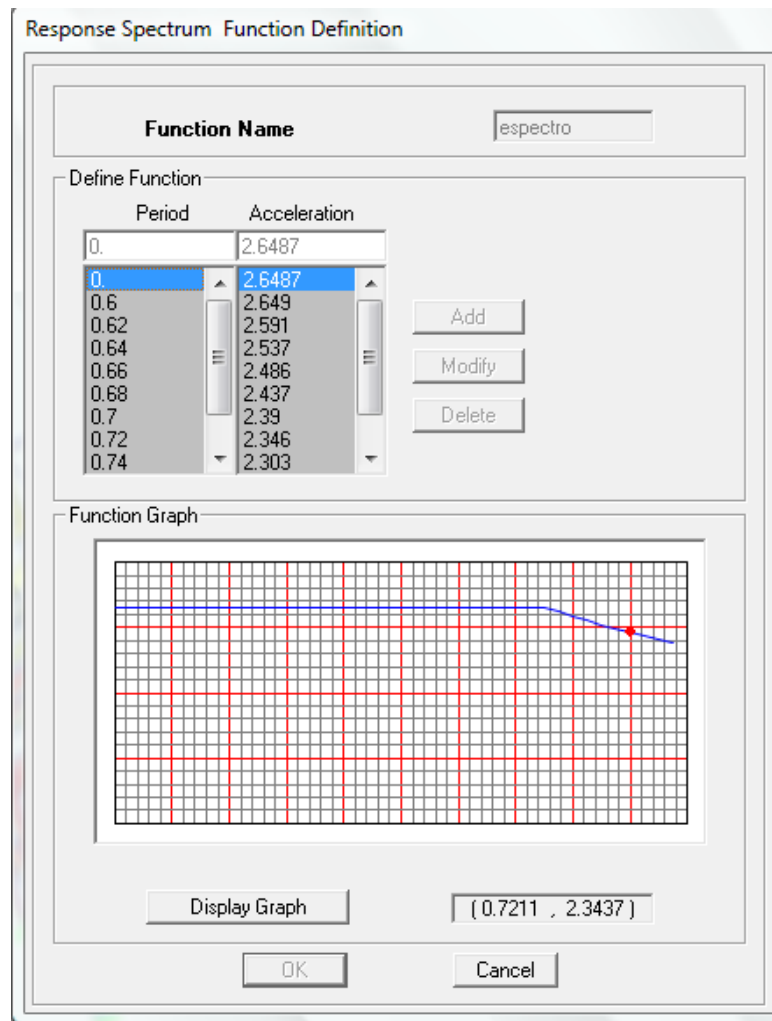
Análisis Estático

Se distribuyeron las fuerzas sísmicas en los diferentes niveles de la estructura de manera lineal.

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{TOT} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

NIVEL	W i (ton)	h _i (m)	W _i h _i	P _i (ton)	V _i (ton)
5	453.256 tn	16.40	7433.400	119.321	119.321
4	542.236 tn	13.30	7211.738	115.763	235.084
3	542.236 tn	10.20	5530.807	88.781	323.865
2	542.236 tn	7.10	3849.875	61.798	385.663
1	551.913 tn	4.00	2207.651	35.437	421.100
	2631.877 tn		26233.472 tn		
				COMPROBACION=	421.100
	c=	0.32			
	Q=	2.00			
	c/Q=	0.16			

Análisis Dinámico



Espectro de Respuesta

Se analizaron 9 combinaciones Sísmicas y estos son los resultados:

1	1.4 C.M.			
2	1.1 C.M.	+ 1.1 Sx	+ 0.33 Sy	
3	1.1 C.M.	+ 1.1 Sx	- 0.33 Sy	
4	1.1 C.M.	- 1.1 Sx	+ 0.33 Sy	
5	1.1 C.M.	- 1.1 Sx	- 0.33 Sy	
6	1.1 C.M.	+ 0.33 Sx	+ 1.1 Sy	
7	1.1 C.M.	+ 0.33 Sx	- 1.1 Sy	
8	1.1 C.M.	- 0.33 Sx	+ 1.1 Sy	
9	1.1 C.M.	- 0.33 Sx	- 1.1 Sy	

Diagrama Combinación 1

1.4 C.M.

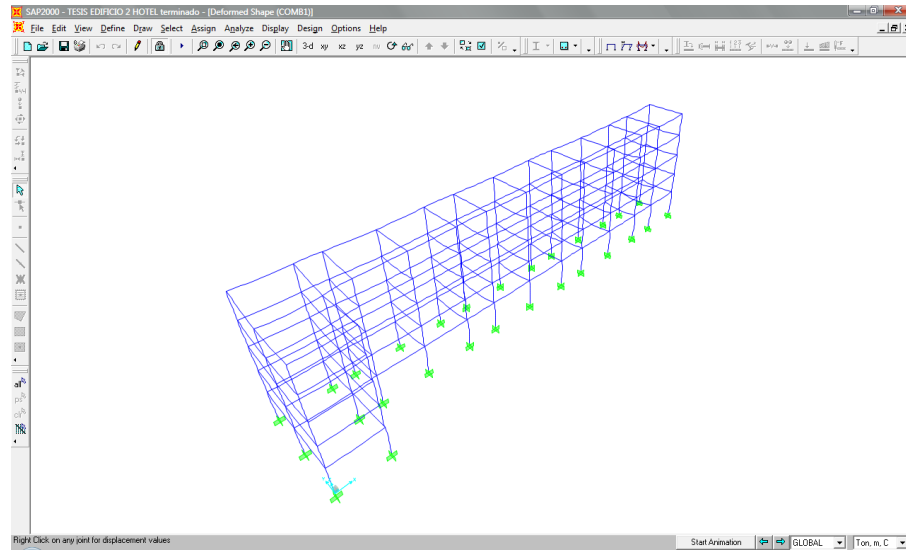


Diagrama Combinación 2 $1.1 C.M. + 1.1 S_x + 0.33 S_y$

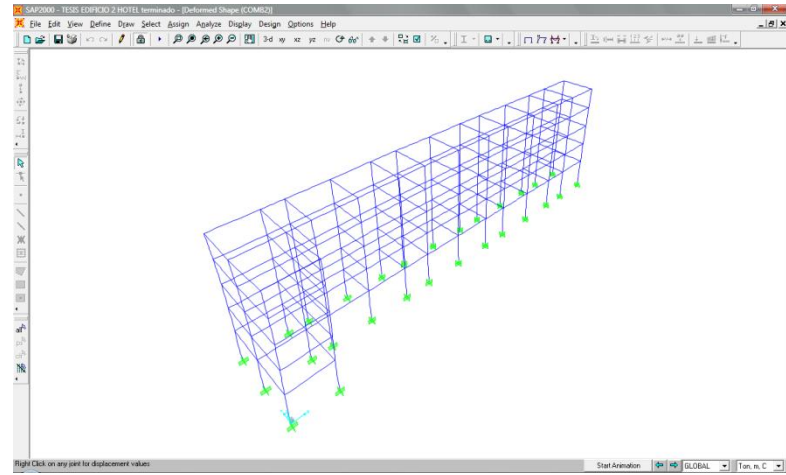
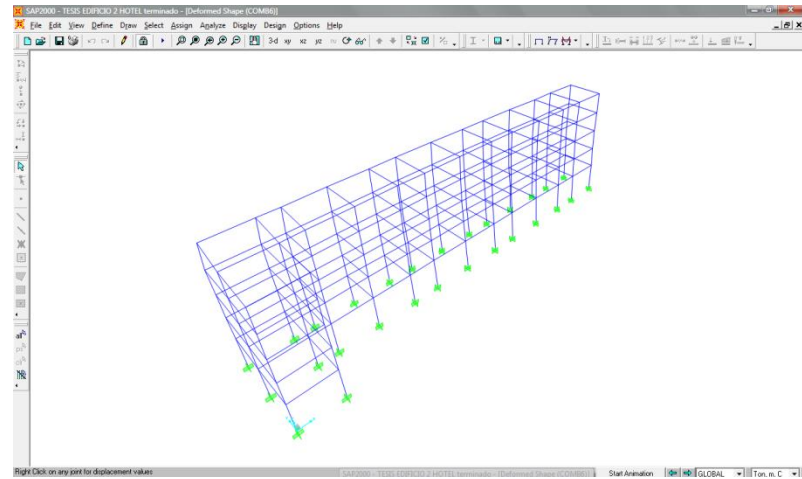
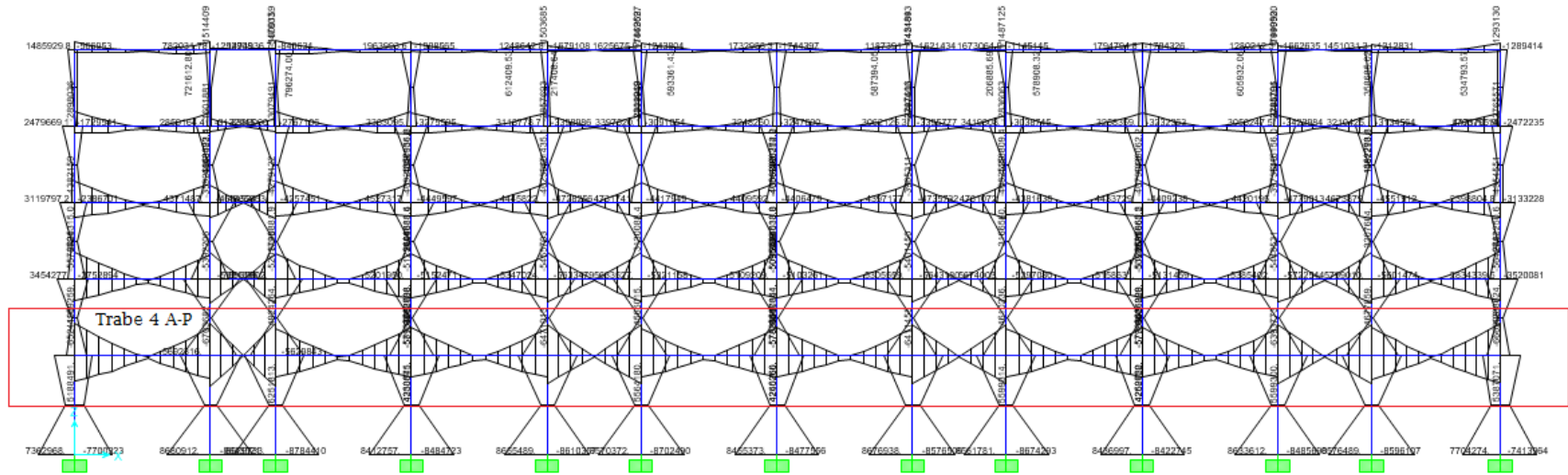


Diagrama Combinación 6 $1.1 C.M. + 0.33 S_x + 1.1 S_y$



Diseño de Traves



Envolventes de Momento

DISEÑO DE TRABE 4 A – M (T-3) (Entrepiso 1)

Trabe 75X40 cm

TRAMO	Trabe 4 A-B	Trabe 4 B-C	Trabe 4 C-D	Trabe 4 D-E	Trabe 4 E-F	Trabe 4 F-G	Trabe 4 G-H	Trabe 4 H-I	Trabe 4 I-J	Trabe 4 J-K	Trabe 4 K-L	Trabe 4 L-M
Mu(+) kg-cm	5168490.91	6117422.65	4330841.06	4253574.75	5539732.54	4260265.94	4245259.77	5586706.88	4262752.06	4259620.36	5599300.03	5387071.33
ρ	0.00724	0.00875	0.00596	0.00585	0.00782	0.00586	0.00584	0.00790	0.00586	0.00586	0.00792	0.00758
As req (cm2)	20.86	25.20	17.18	16.85	22.53	16.87	16.81	22.75	16.89	16.87	22.80	21.84
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	2	3	2	2	3	2	2	3	3
Varilla #	8	8	5	5	0	4	4	0	4	4	0	6
# de Varillas	1	2	1	1	0	1	1	0	1	1	0	2
As	20.90	25.97	17.81	17.81	23.75	17.10	17.10	23.75	17.10	17.10	23.75	29.45
Mu(-) kg-cm	6524189.70	6703681.70	5793708.80	5810860.30	6471013.30	5782584.30	5788012.50	6411457.50	5779502.60	5796942.70	6662981.50	6393773.10
ρ	0.00942	0.00972	0.00823	0.00826	0.00933	0.00821	0.00822	0.00923	0.00821	0.00823	0.00920	0.00965
As req (cm2)	27.13	27.99	23.70	23.78	26.87	23.65	23.67	26.59	23.63	23.71	26.51	27.80
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Varilla #	8	8	0	0	6	0	0	6	0	0	6	5
# de Varillas	1	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	2
As	28.82	28.82	23.75	23.75	26.60	23.75	23.75	26.60	23.75	23.75	26.60	27.71
Vu kg	27783.889	22169.249	26380.289	26516.217	38110.511	26402.692	26431.983	37147.523	26401.557	26473.019	36936.971	29559.858
ρ	0.0073	0.0090	0.0062	0.0062	0.0082	0.0059	0.0059	0.0082	0.0059	0.0059	0.0082	0.0102
VCR kg	11246.21	12392.76	10547.53	10547.53	11891.14	10386.30	10386.30	11891.14	10386.30	10386.30	11891.14	13181.01
s	10	18	11	11	7	11	11	7	11	11	7	10
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Acero de Refuerzo en Trabes de Entrepiso y Azotea (Trabe 75X40 cm)

Sentido X

Segundo Nivel Entrepiso

Trabe 4 A-M (2)	Tramo 4 A-B	Tramo 4 B-C	Tramo 4 C-D	Tramo 4 D-E	Tramo 4 E-F	Tramo 4 F-G	Tramo 4 G-H	Tramo 4 H-I	Tramo 4 I-J	Tramo 4 J-K	Tramo 4 K-L	Tramo 4 L-M
As(+) req (cm2)	16.99	20.46	15.33	14.92	18.30	14.98	14.93	19.22	14.70	15.23	19.33	17.35
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Varilla #	4	4	0	0	4	0	0	5	0	0	4	5
# de Varillas	1	4	0	0	2	0	0	2	0	0	3	1
As	17.10	20.90	15.83	15.83	18.37	15.83	15.83	19.79	15.83	15.83	19.63	17.81
As(-) req (cm2)	23.53	22.94	22.75	21.38	22.94	21.25	21.25	22.68	21.22	21.40	22.91	23.83
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	3	3	3	2	3	2	2	3	2	2	3	3
Varilla #	0	0	0	6	0	6	6	0	6	6	0	0
# de Varillas	0	0	0	2	0	2	2	0	2	2	0	0
As	23.75	23.75	23.75	21.54	23.75	21.54	21.54	23.75	21.54	21.54	23.75	23.75
s	10	18	11	11	7	11	11	7	11	11	7	10
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Tercer Nivel Entrepiso

Trabe 4 A-M (3)	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F	Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-J	Tramo J-K	Tramo K-L	Tramo L-M
As(+) req (cm2)	11.95	12.44	11.15	11.33	12.52	10.68	10.63	12.68	10.86	10.86	12.45	11.47
Varilla #	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
# de Varillas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Varilla #	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
# de Varillas	2	2	1	1	2	1	1	2	1	1	2	1
As	12.67	12.67	11.40	11.40	12.67	11.40	11.40	12.67	11.40	11.40	12.67	11.40
As(-) req (cm2)	16.52	14.51	17.53	16.70	16.39	16.58	16.55	16.43	16.65	16.64	16.47	17.87
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Varilla #	4	0	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4
# de Varillas	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2
As	17.10	15.83	17.81	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	18.37
s	10	18	11	11	7	11	11	7	11	11	7	10
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Cuarto Nivel Entrepiso

Trabe 4 A-M (4)	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F	Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-J	Tramo J-K	Tramo K-L	Tramo L-M
As(+) req (cm2)	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38
Varilla #	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
# de Varillas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Varilla #	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# de Varillas	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
As	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92
As(-) req (cm2)	11.54	7.38	12.31	11.37	9.01	10.89	10.78	8.84	11.28	11.08	9.00	10.98
Varilla #	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
# de Varillas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Varilla #	5	6	6	4	5	5	5	5	4	4	5	4
# de Varillas	1	1	1	1	2	3	3	2	1	1	2	1
As	12.11	12.98	12.98	11.40	14.09	16.07	16.07	14.09	11.40	11.40	14.09	11.40
s	10	18	11	11	7	11	11	7	11	11	7	10
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Azotea

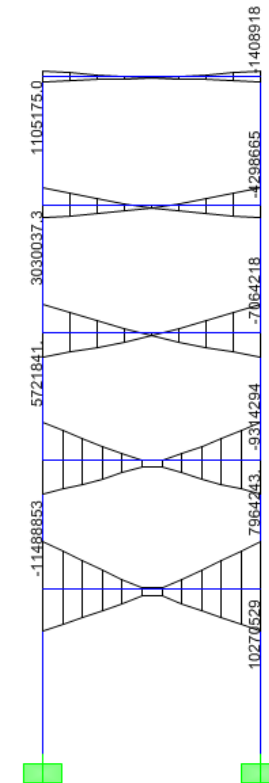
Trabe 4 A-M (Azt)	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F	Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-J	Tramo J-K	Tramo K-L	Tramo L-M
As(+) req (cm2)	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38
Varilla #	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
# de Varillas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
As	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92
As(-) req (cm2)	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38
Varilla #	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

# de Varillas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
As	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92
s	10	18	11	11	7	11	11	7	11	11	7	10
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Acero de Refuerzo en Traveses de Entrepiso y Azotea (Trabe 75X40 cm)

Sentido X

Trabe G 1-2	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4	Azotea
As(+) req (cm2)	47.11	35.63	24.21	12.10	7.38
Varilla #	10	10	8	8	8
# de Varillas	6	4	4	2	1
Varilla #	0	5	5	5	6
# de Varillas	0	2	2	1	1
As	47.50	35.63	24.23	12.11	7.92
As(-) req (cm2)	50.11	43.82	31.41	17.61	7.38
Varilla #	10	10	10	10	8
# de Varillas	6	5	4	2	1
Varilla #	6	8	0	5	6
# de Varillas	1	1	0	1	1
As	50.35	44.65	31.67	17.81	7.92
s	9	14	17	17	17
Av	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71



Diseño de Columnas

COLUMNA	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4 y 5
Pu (Ton)	30.92	13.49	77.35	41.99
Mux (T-m)	57.82	39.00	31.94	23.23
Muy (T-m)	25.47	33.76	11.79	4.23
ρ	0.022	0.016	0.012	0.010
As_{req}	69.75	50.84	37.97	32.00
Varilla #	10	8	8	8
# de Varillas	8	9	2	6
Varilla #	5	5	6	4
# de Varillas	4	3	10	2
As	71.26	51.54	38.64	32.94
Vu (Ton)	26.129	24.48	19.72	13.83
V_{CR} (Ton)	18.118	17.47	8.68	7.41
Av	0.71	0.71	0.71	0.71
Smax	17.04	17.04	20.00	20.00

EDIFICIO 2 Cimentación (Franja más desfavorable)

FRANJA 3_v

Mmax (+)= 1.73 Ton-m
Mmax (-)= 3.55 Ton-m
Vmax = 4.05 Ton

CARGAS DISTRIBUIDAS

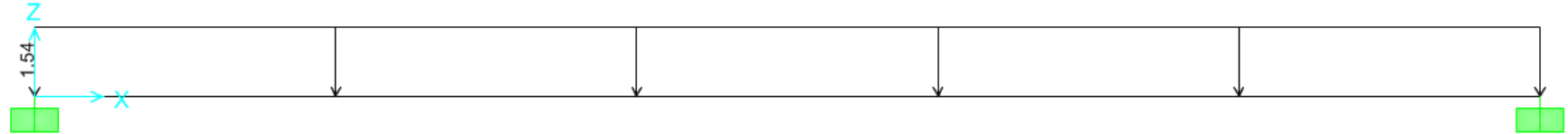
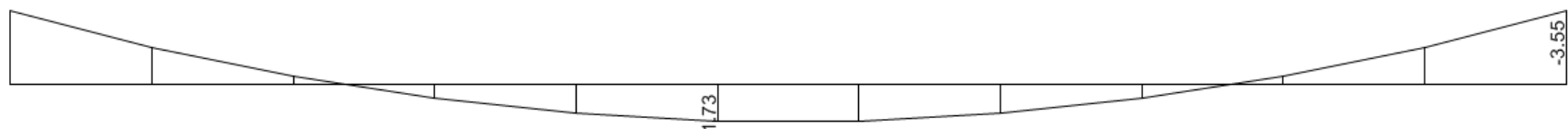


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE
(TON)



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)



RESUMEN DE DISEÑO DE FRANJAS DE LOSA DE CIMENTACIÓN

FRANJA	1_h	2_h	1_v	2_v	3_v	4_v	5_v	6_v	7_v	8_v	9_v	10_v	11_v	12_v
Mu(+) kg-cm	883378.59	769969.54	569175.45	18774.72	173132.10	181001.74	84430.01	188309.27	177179.35	78021.87	176055.11	175043.30	75885.82	646884.49
r	0.00393	0.00340	0.00249	0.00008	0.00074	0.00077	0.00036	0.00081	0.00076	0.00033	0.00075	0.00075	0.00032	0.00284
As req (cm2)	9.82	8.51	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	7.09
Varilla #	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
S	20	23	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	28
Mu(-) kg-cm	1725222.00	1579090.00	1153253.00	38504.08	355068.00	371207.00	173153.10	386194.00	363368.00	160011.00	361062.00	358987.00	155630.30	1326661.00
r	0.00812	0.00735	0.00522	0.00016	0.00153	0.00160	0.00074	0.00167	0.00157	0.00068	0.00156	0.00155	0.00066	0.00607
As req (cm2)	20.29	18.38	13.04	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	15.18
Varilla #	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
# de Varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
S	10	11	15	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	13
Vu kg	24930.96	17257.82	12760.76	439.21	4050.2	4234.3	1975.13	4405.25	4144.88	1825.22	4118.58	4094.91	1775.25	15133.02
VCR kg	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27	28284.27

DISEÑO DE CONTRATRABE G 1-2

DATOS

$f'c =$	250	kr/cm ²
$f_y =$	4200	kr/cm ²
FR =	0.9	
b =	40	cm
h =	120	cm
recubrimiento =	3	cm
d =	117	cm
L =	5.26	m
V max=	50459.6	kg
M max(+)=	6200866.9	kg - cm
M max(-)=	10329619.2	kg - cm

CONSTANTES DE DISEÑO

$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f''c =$	170	kr/cm ²
$rb =$	0.0190	
$rmax =$	0.0143	
$rmin =$	0.0026	

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 6200866.93 kg-cm

$$\rho_{\text{calc}} = 0.003116$$

$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}}$, OK

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.003116$$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 14.58 \text{ cm}^2$$

Usando 3 varillas del # 8 $a_o = 5.07$
 $A_s = 15.20 > A_s \text{ req}$

ACERO POR ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR

POR MOMENTO NEGATIVO

Mu (-) = 10329619.20 kg-cm
 $\rho \text{ calc} = 0.005343$
 $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, OK
 $\rho \text{ diseño} = 0.005343$

$A_s = 25.01 \text{ cm}^2$
 Usando 3 varillas del # 10 $a_o = 7.92$
 Usando 1 varillas del # 5 $a_o = 1.98$
 $A_s = 25.73 > A_s \text{ req}$

DISEÑO POR CORTANTE

$V_u = 50459.6 \text{ kg}$
 $p = 0.00312$
 $V_{cr} = 13889.19 < V_u$
 Con estribos # 3 $a_o = 0.71$
 $A_v = 0.71$
 $F_y = 4200$
 $S = 7.66 \text{ cm}$

Smin = 6 cm
 S max = 58.5 cm

Usar estribos # 3 @ 7.50 cm

RESUMEN DE DISEÑO DE CONTRATRABES DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Contratrabe	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F	Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-J	Tramo J-K	Tramo K-L	Tramo L-M
Mu(+)	8946475.11	4903122.55	8844722.19	8815361.38	7164204.07	8945402.36	9460206.98	7270503.12	9104342.53	9144035.02	7973995.66	9096963.46
As(+) req (cm2)	29.23	15.24	28.86	29.59	25.43	31.59	31.13	26.58	34.30	29.57	25.71	29.58
Varilla #	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de Varillas	3	2	3	3	3	4	4	3	4	3	3	3
Varilla #	6	0	6	5	5	0	0	6	6	5	5	5
# de Varillas	2	0	2	3	1	0	0	1	1	3	1	3
As	29.45	15.83	29.45	29.69	25.73	31.67	31.67	26.60	34.52	29.69	25.73	29.69
Mu(-)	6187845.70	1076610.08	4333944.6	3466326.4	1940445.07	2849561.78	3201452.28	2039576.31	2286576.88	3536240.5	2722946.92	6786871.6
As(-) req (cm2)	19.49	9.49	13.35	10.57	9.49	11.43	11.19	9.59	11.14	11.40	9.49	21.54
Varilla #	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
# de Varillas	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	4
Varilla #	0	0	6	4	0	4	4	0	4	4	0	4
# de Varillas	0	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As	20.27	10.13	12.98	11.40	10.13	11.40	11.40	10.13	11.40	11.40	10.13	21.54
Vu	76985.83	46583.57	75411.23	69392.77	65732.02	74513.53	70542.50	65059.54	71637.04	76680.70	65270.28	81189.11
s	6.00	11.50	6.50	7.00	7.50	6.00	7.00	7.50	6.50	6.00	7.50	6.00

Av	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

$$\boxed{Desp \cdot real = Desp \times Q}$$

$$\boxed{\Delta xi = X_i - X_{i-1}}$$

Se debe cumplir que $\frac{\Delta rel}{H} \leq 0.006$

nivel	Xi	Xi real	Δxi	H	$\Delta xi/H$
1	1.071	2.14	2.14	400	0.00536
2	1.960	3.92	1.78	310	0.00574
3	2.667	5.33	1.41	310	0.00456
4	3.144	6.29	0.95	310	0.00308
5	3.380	6.76	0.47	310	0.00152

nivel	yi	yi real	Δyi	H	$\Delta yi/H$
-------	----	---------	-------------	---	---------------

1	1.151	2.30	2.30	400	0.00575
2	2.022	4.04	1.74	310	0.00562
3	2.906	5.81	1.77	310	0.00571
4	3.816	7.63	1.82	310	0.00587
5	4.712	9.42	1.79	310.00	0.00568

CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo de investigación fueron las siguientes:

- Se logro realizar satisfactoriamente el diseño estructural del edificio Hotel Victoria, obteniéndose una solución que cumple con el diseño de un sistema estructural para el edificio de 5 niveles que resiste las fuerzas a que se someterá durante su vida útil sin llegar al colapso o mal comportamiento del mismo.
- Durante la realización del diseño estructural se estuvieron aplicando las normas y lineamientos que se indican en los reglamentos de construcción que en este caso fue el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, así como el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.
- El resultado final del diseño fue un edificio con dimensiones optimas de cada uno sus elementos estructurales, lo cual, además de ser una solución segura y funcional, logra una mayor economía en el ahorro de materiales.

Lo anterior hace resaltar la importancia de la realización de un diseño estructural en cualquier obra civil, pues aunque inicialmente representa un gasto, a largo plazo se ven los beneficios ya que los costos de mantenimiento serán mínimos.

BIBLIOGRAFÍA

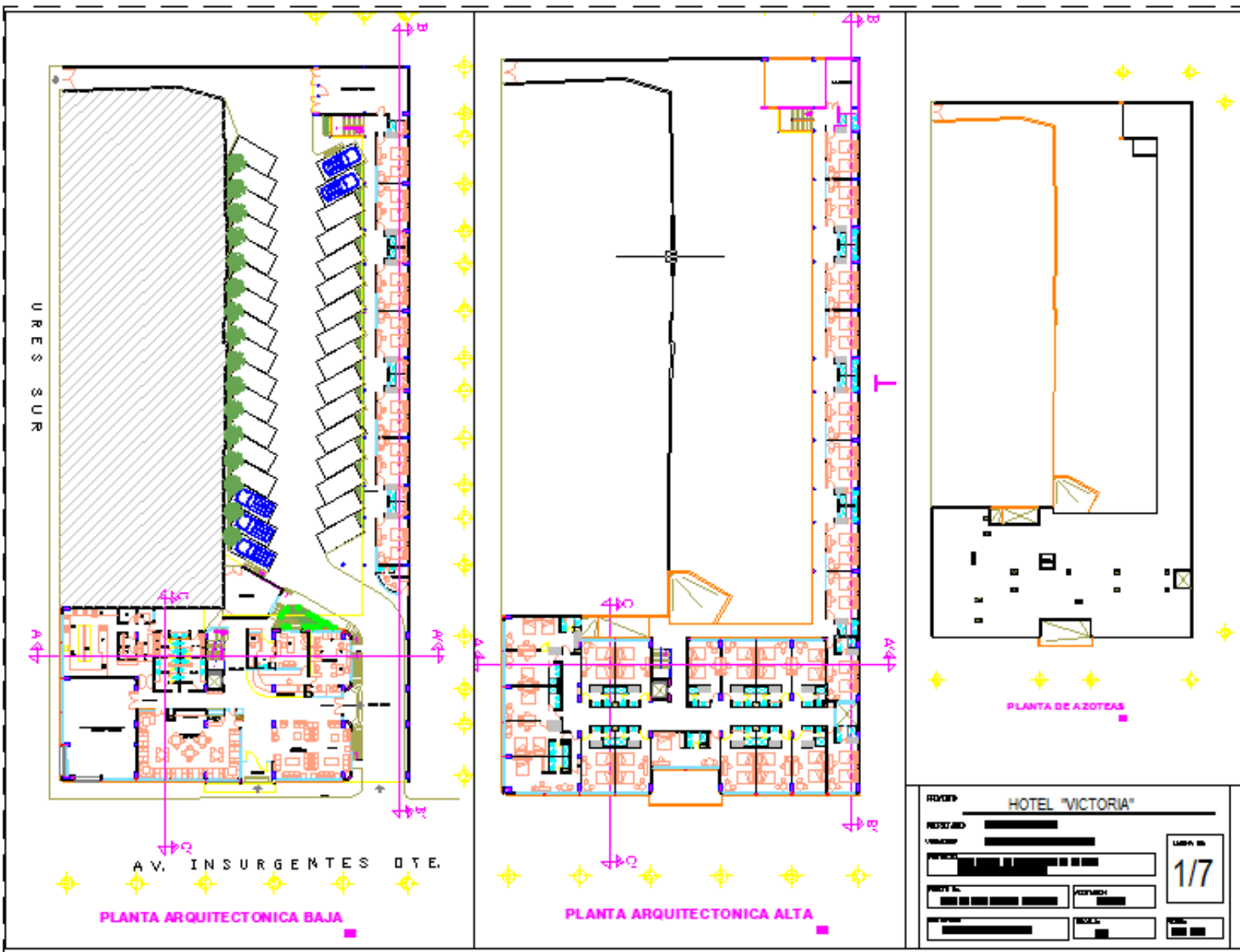
- Ambrose, James. (2005). Análisis y Diseño de Estructuras. Limusa Noriega Editores. México.
- Beaufait, Fred W. (1981). Análisis Estructural. Ed. Prentice/Hall Internacional. España.
- Bisquerra, R. (1989). Métodos de investigación educativa. Ed. CEAC. Madrid, España.
- Castillo Martínez, (1980). Análisis y Diseño Estructural Vol. 1 y 2. Ed. Representaciones y Servicios de Ingeniería S. A. México.
- Cerver, Francisco Asencio. Biblioteca Atrium de la Construcción. Volumen 1. Editorial Atrium. México.
- González Cuevas, (2002). Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Ed. Limusa. México.
- Hernández, R. *et al.* (2006). Metodología de la Investigación. Ed. Mc Graw Hill. México.
- Laible, Jeffrey P. (1988). Análisis Estructural. Editorial Mc Graw Hill. México.
- McCormac, Jack C. (1983). Análisis Estructural. 3ª Edición, Ed. Harla. México.
- McCormac, Jack C. (2002). Diseño de Concreto Reforzado. 4ª Edición, Ed. Alfaomega. México.
- Merrit, Frederick S. Manual del Ingeniero Civil. Volumen 1.
- Navarro, Sánchez, Olmos. (2004) Análisis y diseño estructural de casas habitación. UMSNH. México
- Nawy, Edward G. (1988). Concreto Reforzado, un enfoque básico. Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana. México.
- Nilson, Arthur H. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto. 12ª Edición. Ed. Mc Graw Hill. Colombia.
- Park, W., Gamble, L. (1992). Losas de Concreto Reforzado. Limusa, Grupo Noriega Editores. México.

Park, R. y Paulay, T. (1997). Estructuras de Concreto Reforzado. Limusa Noriega Editores. México.

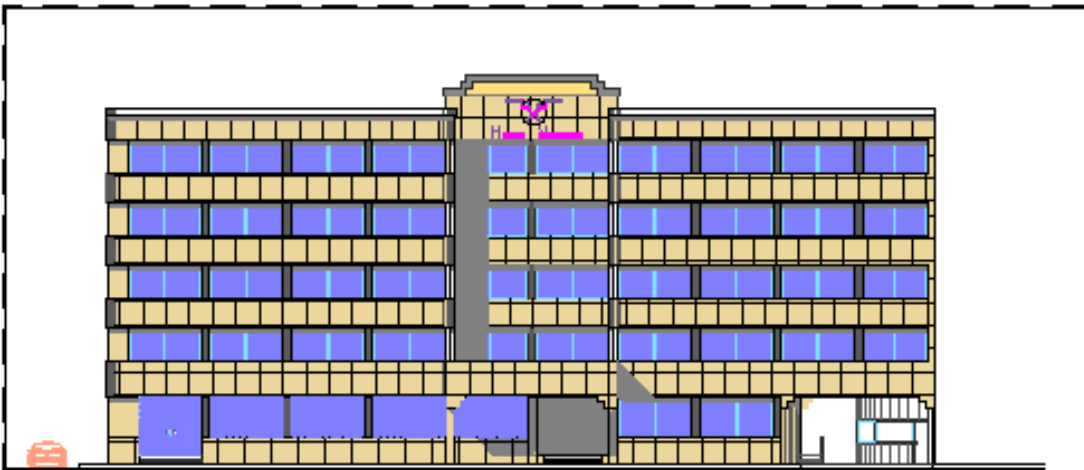
Peck, Ralph B., Hanson, Walter E., Thomas H. Thornburn. (1993). Ingeniería de Cimentaciones. 2ª Edición. Limusa, Grupo Noriega Editores. México.

ANEXOS

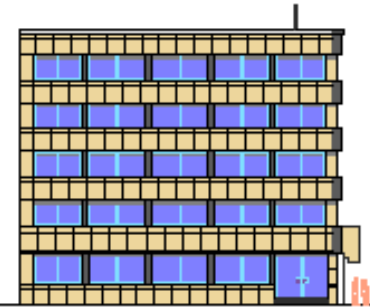
PLANOS ESTRUCTURALES



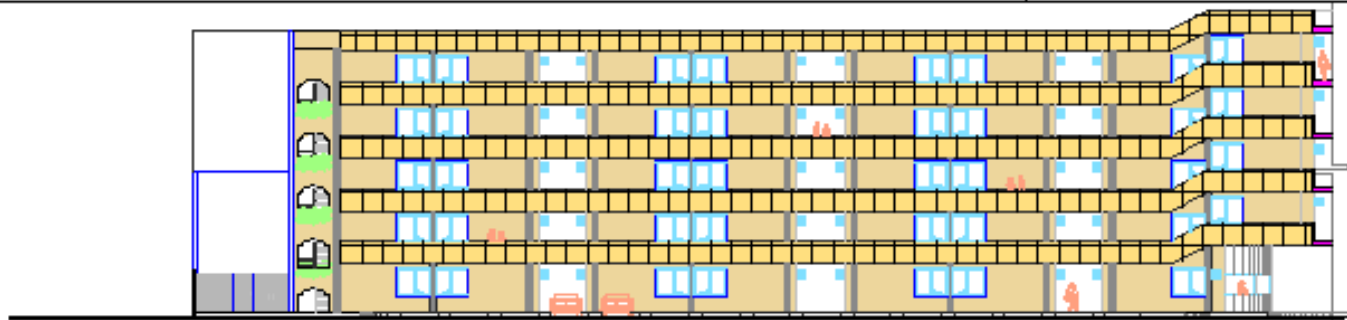
PROYECTO		HOTEL "VICTORIA"	
PROYECTADO	[REDACTED]	LÁMINA No.	
ELABORADO	[REDACTED]	1/7	
APROBADO	[REDACTED]		
PROYECTO No.	[REDACTED]	ESTADOS	[REDACTED]
PROYECTADO	[REDACTED]	MOEDA	[REDACTED]
ELABORADO	[REDACTED]	PAIS	[REDACTED]



FACHADA AV. INSURGENTES

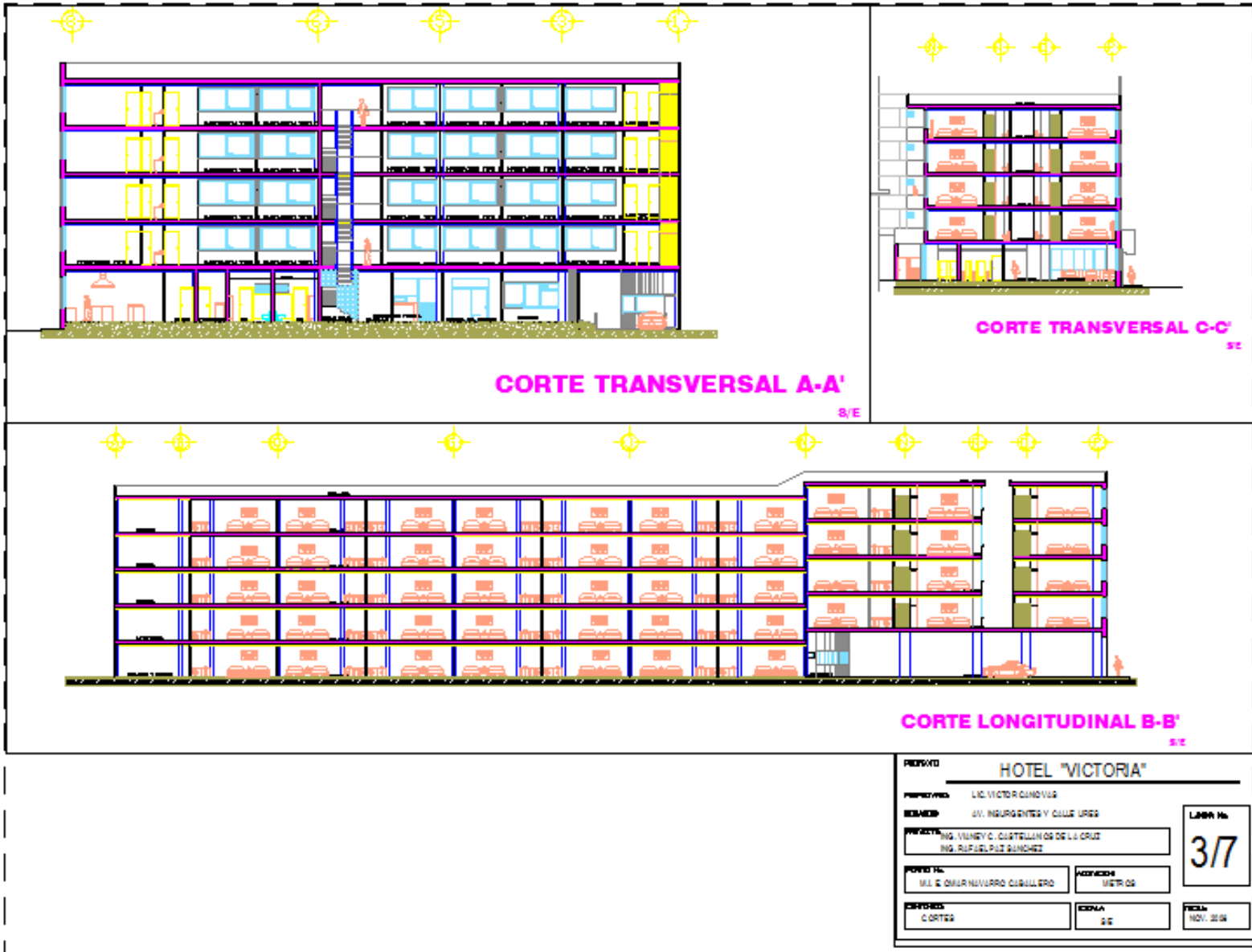


FACHADA CALLE URES
S/E



FACHADA INTERIOR
S/E

PROYECTO		HOTEL "VICTORIA"	
PROYECTISTA		LIC. VICTOR GONZALEZ	
DIRECCION		AV. INSURGENTES Y CALLE URES	
PROYECTOS		ING. YVAN RY C. CASTEL LINDS DE LA CRUZ ING. RAFAEL PUZ BANCHIZ	
PROYECTO EN	MONEDAS	LIBRO NO. 217	
M.I.C. OMAR NUÑEZ RODRIGUEZ	METROS		
CONTIENE	ESCALA	FECHA	
FACHADAS	S/E	NOV. 2018	



CORTE TRANSVERSAL A-A'

S/E

CORTE TRANSVERSAL C-C'

S/E

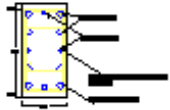
CORTE LONGITUDINAL B-B'

S/E

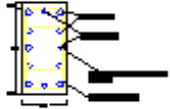
PROYECTO			HOTEL "VICTORIA"	
PROYECTADO POR	LIC. VICTOR OLMOVIC			
UBICACION	AV. INDEPENDENCIA Y CALLE URUGUAY			
PROYECTADO POR	ING. VANNY C. CASTELLON DE LA CRUZ		LABOR No.	37
	ING. RAFAEL PUEBLANQUEZ			
PROYECTADO POR	ML. E. OMBRA NAVARRO CASILLERO	PROYECTADO POR	ML. E. OMBRA NAVARRO CASILLERO	
PROYECTADO POR	CORTES	ESCALA	S/E	FECHA
				NOV. 2014

COLUMNAS

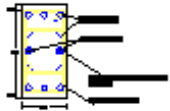
COLUMNA ENTREPISO 1



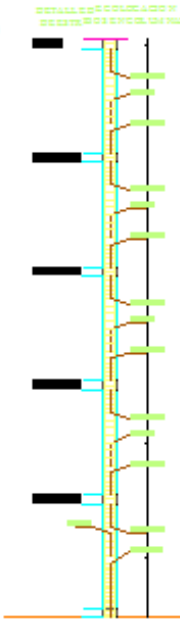
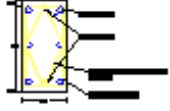
COLUMNA ENTREPISO 2



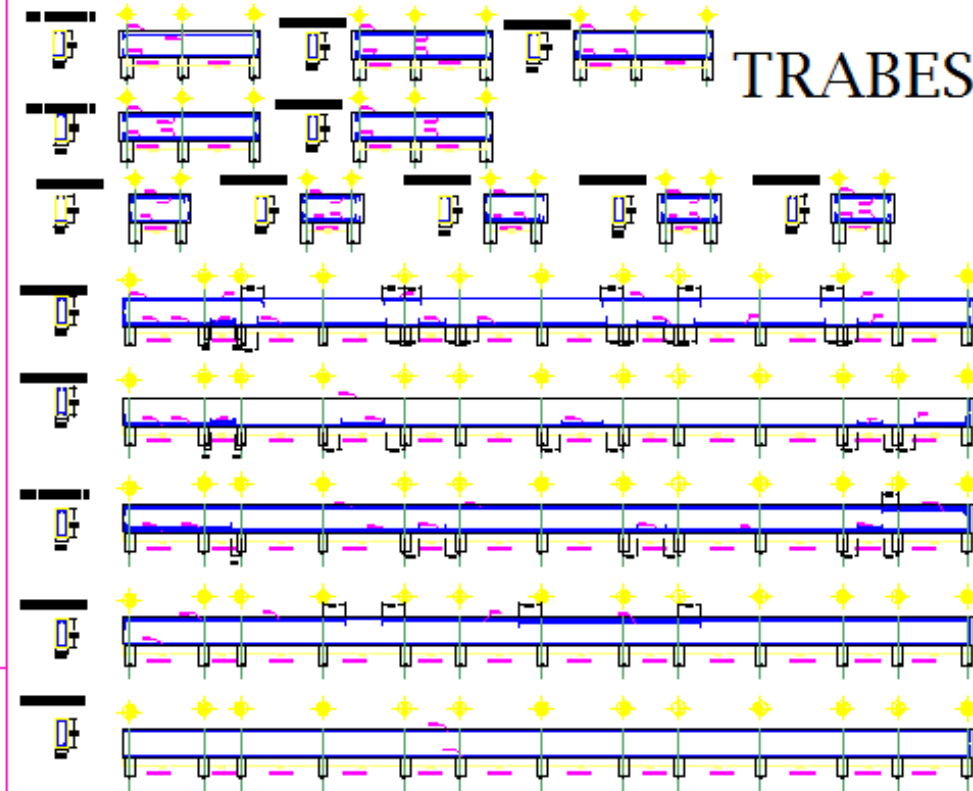
COLUMNA ENTREPISO 3



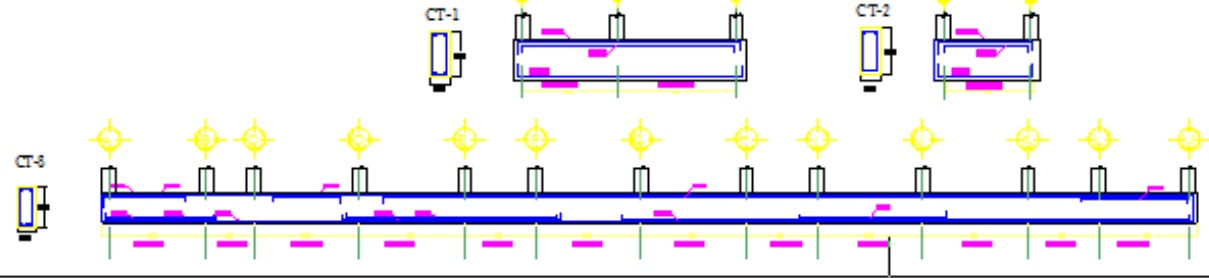
COLUMNA ENTREPISO 4 Y 5



TRABES



CONTRATRABES



SIMBOLOGIA

- CT-1
- CT-2
- CT-3
- NTG
- M.P.T.

NOTAS GENERALES

- 1.- ACCIONES EN COLUMNAS, VIGAS Y MURAS.
- 2.- PARA DISEÑOS DE COLUMNAS Y TRABES DEBEN USAR LOS PLANES AREA RECTANGULARES PERFECTOS Y EN CASO DE DESVIACION CON LOS DISEÑOS REALES, SE DEBE ADECUAR AL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA.
- 3.- NO SE PODRAN MODIFICAR LAS DIMENSIONES NI ARMADURAS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES, SIN LA AUTORIZACION POR ESCRITO DEL PROYECTISTA DE LA OBRA.

MATERIALES

- 44.- CONCRETO:
 - RESISTENCIA: $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - MODULO DE ELASTICIDAD (LÍNEA 1) $E_c = 1.80000 \text{ kg/cm}^2$
- 45.- ACERO DE REFUERZO:
 - ESPESES DE FLESA PARA VARILLAS #1 Y #2: $f_y = 4.500 \text{ kg/cm}^2$
 - PARA VARILLAS #3: $f_y = 5.000 \text{ kg/cm}^2$
 - ARRE: $f_y = 5.000 \text{ kg/cm}^2$
- 46.- PERFILES METALICOS - EXCEPTO CUANDO SE INDICA OTRO VALOR:
 - BASES Y COLUMNAS: 2,0 mm
 - DESBORNES: 2,0 mm
 - CANTONES: 2,0 mm

ACERO DE REFUERZO

- 47.- TODAS LAS VARILLAS LONGITUDINALES DEBEN AMARRAR EN EL CENTRO DE ANCHO ESTRUCTURAL POR MEDIO DE UNA BARRA DE ARRE Y DEBEN AMARRAR EN LOS ENDOSES DE LA BARRA DE ARRE (1) (VER DETALLE DE AMARRA PLANTA O ELEVACION)
- 48.- LAS VARILLAS DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DEBEN TENER UNA LONGITUD NO MENOR QUE LA MEDIDA EN LA TABLA DE VARILLAS (2)
- 49.- BARRA AMARRA PERPENDICULAR AL PLANO DEL DIBUJO.
- 50.- BARRA AMARRA EN EL PLANO DEL DIBUJO, DENTRO DE UN ESPACIO DE 10 CM DESDE EL CENTRO DE LA VARILLA, EN UN SENTIDO CONTRARIO RESPECTO A LA FLESA (A).
- 51.- BARRA DENTRO DE LA VARILLA DE UN LADO LIBRE.

DETALLE DE ANCLAJE

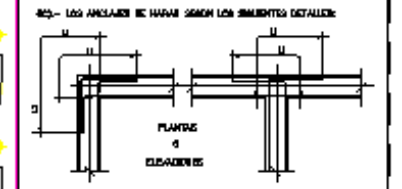


TABLA DE VARILLAS (1) Y (2)

VARILLA	#1	#2	#3	#4	#5
(1) ANCLAJE L1 =	48	30	25	20	180
(2) ANCLAJE L2 =	24	45	50	70	120

PROYECTO: HOTEL "VICTORIA"

PROYECTISTA: []

INGENIERO: []

FECHA: []

ESCALA: []

NO. DE HOJA: 7/7

TITULO: []

FECHA DE EMISION: []