



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
CENTRO MÉDICO EN BAJA CALIFORNIA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

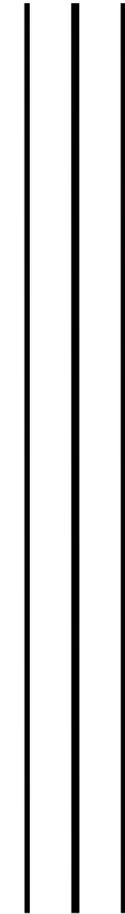
JESUS EMMANUEL MARTÍNEZ HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESIS:

M. en I. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ

2020

CD. NEZAHUALCOYOTL, EDO. DE MEX.



FES Aragón



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.

TEMARIO

1. INTRODUCCIÓN.
 - 1.1. OBJETIVO.
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.
 - 2.1. UBICACIÓN.
 - 2.2. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA.
 - 2.3. PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
3. CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.
 - 3.1. CLASIFICACIÓN DE CARGAS
 - 3.2. COMBINACIONES DE ACCIONES POR DISEÑO
 - 3.3. ANÁLISIS DE CARGAS POR SISMO
 - 3.4. METODO DE ANÁLISIS SISMICO
 - 3.5. RECOMENDACIONES GENERALES DE GEOMETRÍA
 - 3.6. CONDICIONES DE REGULARIDAD
 - 3.7. MATERIALES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO
 - 3.8. FACTORES DE RESISTENCIA
4. DISEÑO ESTRUCTURAL.
 - 4.1. MODELO ESTRUCTURAL
 - 4.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
 - 4.3. DESPLAZAMIENTOS LATERALES
 - 4.4. DISEÑO DE TRABES
 - 4.5. DISEÑO DE COLUMNAS
 - 4.6. DISEÑO DE LOSA
 - 4.7. PLANOS ESTRUCTURALES
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFÍA.

1. INTRODUCCIÓN

La salud es un derecho fundamental para la sociedad la cual se procura en espacios especiales para brindar esta atención llamados centros de salud, los cuales han evolucionado conforme a las necesidades de la sociedad.

Los centros de salud se convirtieron en una parte esencial del equipamiento de los asentamientos urbanos.

En la década de los 90 se iniciaron las construcciones dedicadas a prestar estos servicios, principalmente por la falta de hospitales higiénicos y bien ventilados que brindaran condiciones propicias para el tratamiento de los enfermos. Ya que en la década de los 80 proliferaban centros de salud que carecían de las condiciones necesarias para ser considerados higiénicos.

Desde de la década de los 80 existían edificaciones relacionadas con la higiene pública, pero no fue hasta finales de la década de los 90, cuando se consolidó en México la aplicación de las prácticas sanitarias modernas, introducidas por el gobierno de Porfirio Díaz.

Los centros de salud son considerados estructuras pertenecientes al Grupo A ya que la falla estructural podría considerar un peligro significativo al contener materiales tóxicos o explosivos.

También se debe tener en cuenta que estas estructuras deberán asegurar su funcionamiento en cualquier situación de emergencia urbana, para así poder brindar una atención en un lugar seguro.

Un adecuado análisis y diseño estructural de estos centros de salud son de alta importancia para la demanda de la sociedad actual.

La responsabilidad del ingeniero civil es garantizar el correcto funcionamiento del inmueble.

El diseño estructural tiene como objetivo solucionar por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y técnicas de construcción cumpliendo con las restricciones del proyecto, para dar lugar a un buen funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada.

El ingeniero civil debe de concebir cada una de las solicitudes que se le presentan para el adecuado diseño de la estructura como los agentes externos que la afectan que provocan fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

Con base a la etapa más general del proyecto arquitectónico se estudian los sistemas estructurales que podrían aplicarse al proyecto seleccionando un sistema que satisfaga las necesidades constructivas, económicas, estéticas, ambientales, de seguridad, funcionales y de tiempo.

1.1. OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es presentar un adecuado análisis y diseño estructural de un centro de salud de concreto reforzado el cual brinde seguridad y confort de los usuarios finales del inmueble.

Se considerará en este proyecto una solución adecuada a las solicitudes que requiera la superestructura para un diseño sismorresistente ubicado en la zona C suelo III, adecuando los elementos estructurales con los materiales que se emplearan de tal manera que soporten las cargas permanentes y las cargas accidentales a las cuales podría estar expuesta.

En el desarrollo de este proyecto se utilizarán algunos libros de consulta de Análisis y Diseño Estructural, así como las Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento de Construcciones de Baja California zona donde se desplante la superestructura y el software para el análisis estructural y dimensionamiento de edificios ETABS.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

El proyecto está conformado por tres cuerpos de un solo nivel.

Primer Cuerpo

- Gobierno
- Farmacia.
- Almacén

Segundo Cuerpo

- Consulta Externa

Tercer Cuerpo

- Consulta Externa

2.1 UBICACIÓN

La estructura se desplantará en La Paz, Baja California. La ciudad cuenta con su propio Reglamento de Construcción y sus Normas Técnicas Complementarias.

2.2 GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA

El proyecto estructural de la Unidad de Medicina Familiar 10 consultorios.

Primer cuerpo

Numero de Niveles	1
Tipo de Estructura:	A
Altura Total del Edificio:	6.35
Dimensión menor en su base (d):	20.10
Dimensión mayor en su base (D):	42.30
Forma geométrica de la planta:	Regular

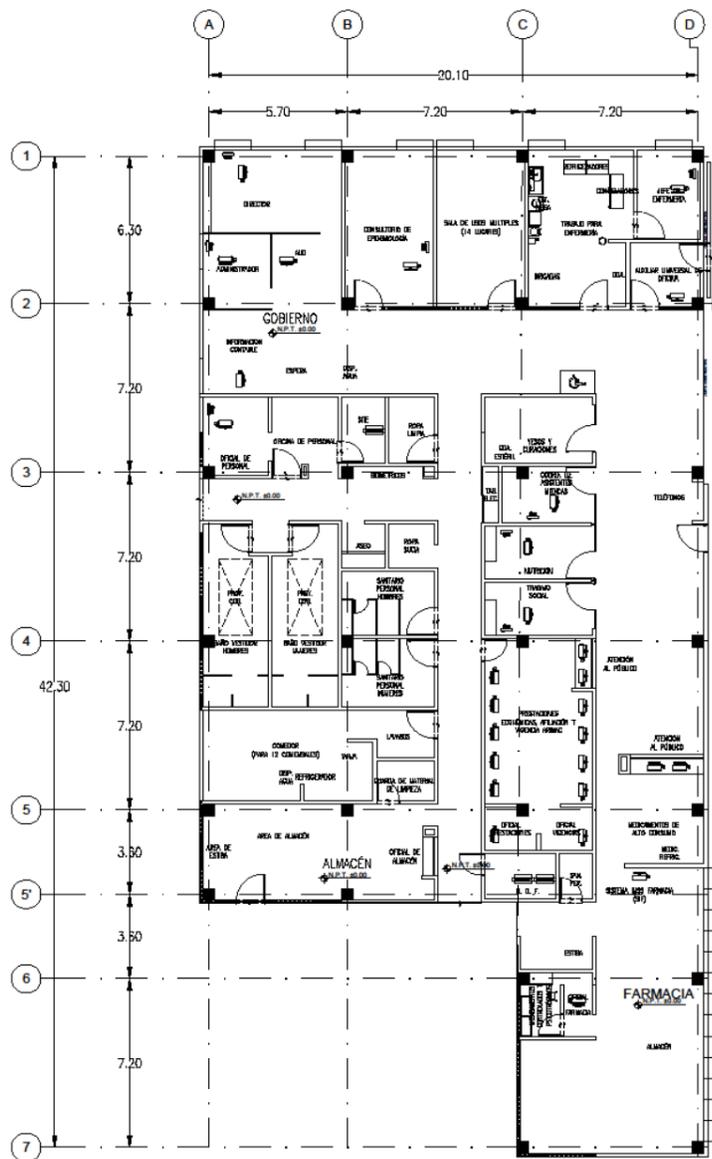
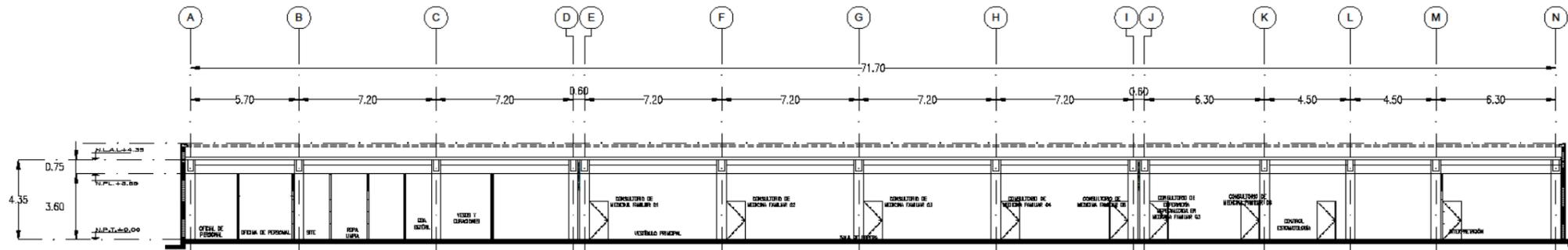
Segundo cuerpo

Numero de Niveles	1
Tipo de Estructura:	A
Altura Total del Edificio:	6.35

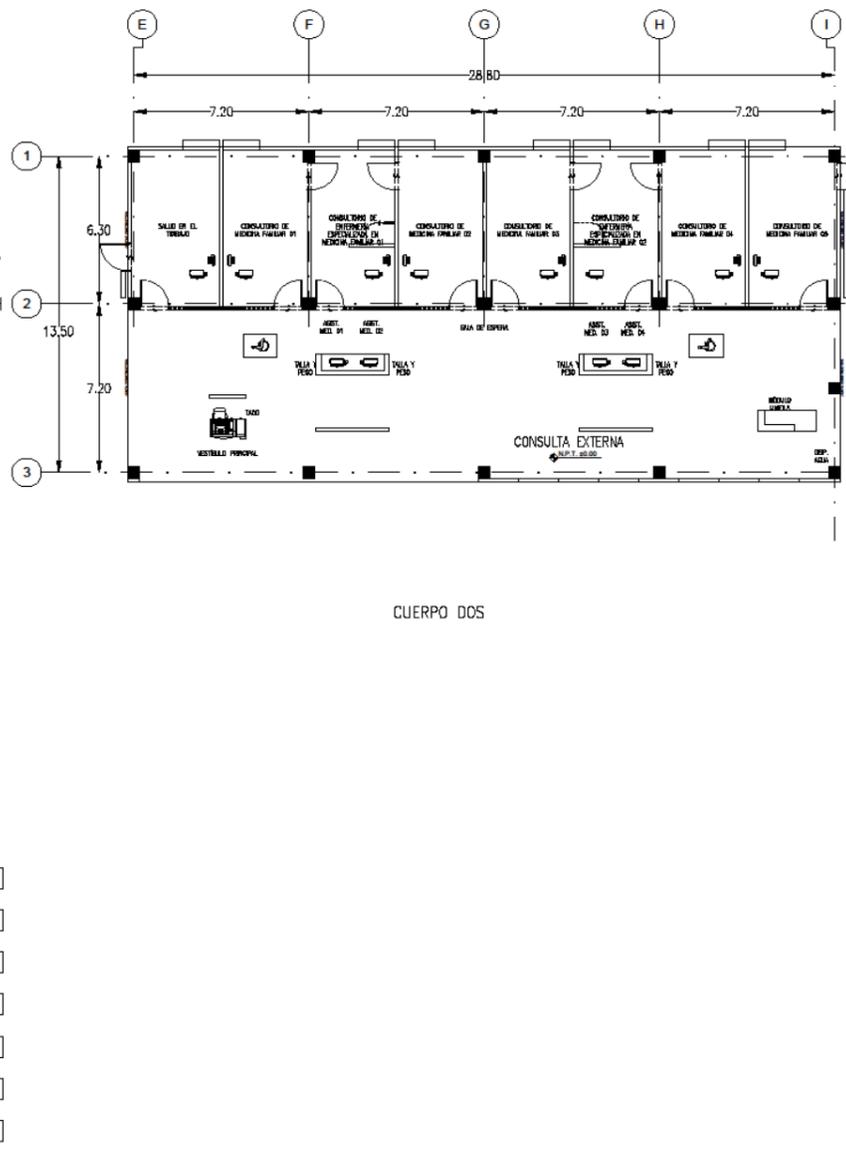
Dimensión menor en su base (d):	13.50
Dimensión mayor en su base (D):	28.80
Forma geométrica de la planta:	Regular

Tercer Cuerpo

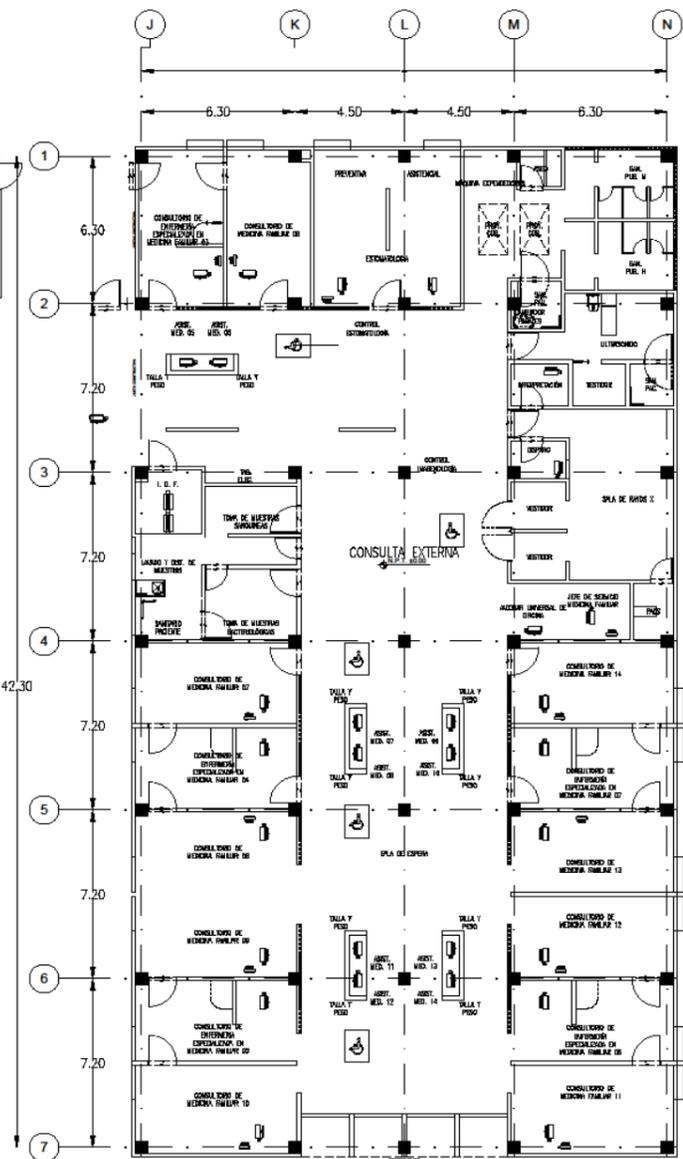
Numero de Niveles	1
Tipo de Estructura:	A
Altura Total del Edificio:	6.35
Dimensión menor en su base (d):	21.60
Dimensión mayor en su base (D):	42.30
Forma geométrica de la planta:	Regular



CUERPO UNO



CUERPO DOS



CUERPO TRES

DETALLE DE UBICACIÓN

PLAN GENERAL

DETALLE ELEVACION

SECCIONES

0.00

N.P.T. INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO.
N.P.L. INDICA NIVEL DE PLANEADO.
N.L.L.L. INDICA NIVEL LIMPIO ALTO DE LOMA.

NOTAS

1. LAS COTAS Y MEDIDAS SON A SEÑAL.
2. DIBUJO DE LOS CORTES Y PLANOS DESEARÁN EN METROS.
3. A TODOS LOS NIVELES SEÑALAN LOS VERTICALES DE SEÑAL.

USOS Y DESTINOS

CONSTRUCCIÓN DE USOS DE MEDICINA
PARALELO 1917 PARA DESARROLLAR LA CONSULTA EXTERNA DE MEDICINA GENERAL DEL HOSPITAL GENERAL DE SALUD DEL MEDIO PÁRAMO.

SUPERFICIE DE TERRENO	ÁREA DE PISO	COEFICIENTE
SUPERFICIE DE TERRENO TOTAL	32000 M ²	1.00
SUPERFICIE DE TERRENO PARA LA U.M.F. 14-7	12000 M ²	0.38
SUPERFICIE DE CONSTRUCCIÓN TOTAL	12000 M ²	0.38
SUPERFICIE DE CONSTRUCCIÓN	12000 M ²	0.38
SUPERFICIE DE OBRAS DE SERVICIO	12000 M ²	0.38

RESUMEN DE USOS

SERVICIO / ÁREA / LOCAL	PROYECTO
CONSULTORIOS DE MEDICINA FAMILIAR	14
CONSULTORIOS DE MEDICINA ESPECIALIZADA EN N.F.	7
CONSULTORIOS DE SALUD EN EL TRABAJO	1
CONSULTORIO DE FISIOTERAPIA (ASISTENCIAL/PREVENTIVA)	1
SALA DE REPOSICIÓN	1
CONSULTA DE ULTRASONIDO	1
LABORATORIO DE MEDICINA FAMILIAR	1
LABORATORIO DE QUÍMICA CLÍNICA	1
LABORATORIO DE MICROBIOLOGÍA	1
LABORATORIO DE HISTOPATOLOGÍA	1
LABORATORIO DE QUÍMICA CLÍNICA E INVESTIGACIONES	1
LABORATORIO DE FISIOTERAPIA	1
LABORATORIO SOCIAL	1
SALA DE USOS MÚLTIPLES (14 LABORIOS)	1
PRESTACIONES ESPECIALIZADAS - AFILIACIÓN, MEDICINA Y ASESORÍA	1
ÁREA DE SERVICIOS FARMACIA	1
ALMACÉN	1

MONEDA DEL DISEÑO DR. JOSÉ DANIEL MARTÍNEZ ROMERO

NOMBRE DEL PLANO PLANO ARQUITECTÓNICO

LOCALIDAD U. P.O. S.C.A.

UBICACIÓN CALLE DE SAN CARLOS DEL NO Y MEDIO, COLOMBIA LA RUISE.

TÍTULO DEL PLANO ARQ-02

TÍTULO DEL PROYECTO UNIDAD DE MEDICINA FAMILIAR 14-7

TÍTULO DEL DISEÑO GENERAL

3. CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el análisis estructural se realiza la determinación de los efectos que las acciones produzcan en la estructura como esfuerzos, deformaciones, fuerzas internas, flechas en los elementos conocidos como acciones de diseño.

El análisis emplea métodos de mecánica estructural los cuales necesitan un método más refinado de herramientas matemáticas.

Cada estructura que se analiza es utilizada para satisfacer las necesidades que tienen el hombre y la sociedad a la que pertenece, las estructuras deben de cumplir con los requisitos necesarios.

Las estructuras deben cumplir los siguientes atributos: funcionalidad, seguridad, durabilidad, satisfacción estética y factibilidad económica.

El diseño de una estructura es un procedimiento creativo definiendo sus características de tal forma que, durante la vida útil prevista sea capaz de cumplir con los requerimientos de forma óptima.

Dentro del proceso del diseño es responsabilidad del Ingeniero Civil lograr que las estructuras posean atributos de seguridad y durabilidad, el concepto de seguridad conlleva por asociación tres cualidades que deben poseer en su totalidad como cada uno de los elementos que lo constituyen.

- Resistencia
La estructura y cada uno de los elementos por la que está compuesta deben poseer características mecánicas necesarias para soportar las cargas y las deformaciones a las que es sometida.
- Rigidez
La estructura y cada uno de los elementos por la que está compuesta no deben exhibir ningún comportamiento que impida su correcto comportamiento tales como deformaciones excesivas o vibraciones. Además, la estructura y los elementos que la integran deberán conservar, a través de la vida útil una apariencia de sensación de seguridad de tal forma que no cause una sensación de inquietud a los usuarios y al público en general.
- Estabilidad
Se considera a la estructura y a cada uno de los elementos que la componen como cuerpos rígidos, es decir ignorando las deformaciones elásticas, deberán poseer la capacidad de conservar su posición original al paso del tiempo. Es decir que los elementos que integran la estructura deberán de estar unidos entre sí y con el suelo de tal forma que no pueda moverse.

Una vez seleccionado el sistema estructural, definida su geometría y materiales se evalúan las cargas actuantes y precisado el proceso constructivo se debe realizar el análisis estructural utilizando las teorías de la mecánica estructural. Se debe establecer un modelo matemático que prediga el comportamiento real de la estructura.

3.1 CLASIFICACIÓN DE CARGAS

La clasificación de cargas es uno punto complejo al que se enfrenta un Ingeniero Civil el cual consiste en calcular las cargas que afectarán a lo largo de la vida útil de la estructura para su correcto funcionamiento.

Las cargas muertas son consideradas las cargas con una magnitud constante y que se mantienen en una sola ubicación en la estructura, éstas están constituidas principalmente por el peso propio de la estructura y otras cargas asociadas constantemente a la misma.

Para determinar las cargas muertas se debe de tener en cuenta la densidad de los materiales y las secciones de los elementos estructurales. El producto de éstos proporcionará con exactitud la carga muerta, es decir, las cargas permanentes sólo requieren determinar los volúmenes de los componentes de la estructura o construcción y el del peso volumétrico de los materiales.

Un ejemplo de cargas muertas es el peso propio del concreto armado, las instalaciones eléctricas, sanitarias, hidráulicas, acabados, etcétera.

Es importante detallar el peso de todas las partes que conformarán la estructura con el fin de calcular los esfuerzos a los que será sometida.

Las cargas vivas están consideradas según la operación y uso de la construcción, incluyendo todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva en la superestructura y no puede considerarse dentro de las cargas muertas a analizar.

Entran en esta categoría el peso de las cargas debido a los muebles, equipos y personas. La carga viva es estimada como la primera acción variable que debe considerarse para el diseño.

La condición de la carga viva es el uso al que se destina la construcción, se pueden comprender dentro de los tres grandes apartados de construcciones en cuanto a la carga viva que debe considerarse en ellas, como los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Para fines de diseño las cargas vivas consisten usualmente en una carga uniformemente repartida aplicada en una forma inmóvil acompañada en algunos casos por cargas concentradas.

En el conjunto de los casos, las cargas vivas de diseño especificadas en los códigos están sujetas con fundamentos esencialmente relativos, se trata de crear un requisito de operación suficientemente adverso para que la probabilidad de presentar esta situación sea más pequeña y especificar después una carga uniforme semejante cuyos efectos sean semejantes a los de la acción real.

El Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California considera tres valores para cargas vivas en edificios, la magnitud de la carga viva en cualquier particularidad

descrita depende esencialmente de dos factores, el destino y el tamaño del área en el que actúa.

- a) *La carga viva máxima W_m se debe de emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular los asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural de los cimientos de cargas gravitacionales.*
- b) *La carga instantánea W_a se debe de usar para el diseño sísmico, por viento y cuando se revisen distribuciones de cargas 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.*

3.1 COMBINACIONES DE ACCIONES POR DISEÑO

Las combinaciones de acciones por diseño y para cualquier límite de falla probable, la resistencia de diseños debe ser mayor o igual al efecto de las acciones que participan en la combinación de cargas en estudio, multiplicados por los factores de carga correspondientes.

La seguridad de cualquier estructura deberá de ser verificada para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una posibilidad no despreciable de suceder simultáneamente.

En las combinaciones que comprendan acciones permanentes y acciones variables se estimarán todas las acciones permanentes que intervengan sobre la estructura y las diferentes acciones variables de las cuales la más contraproducente se tomará con su máxima magnitud y el resto con su magnitud instantánea, o bien todas ellas con su magnitud media cuando se trate de evaluar resultados a largo plazo.

Para la combinación de carga viva más carga muerta, se empleará la magnitud máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre el área completa; cuando se tomen en consideración las distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la magnitud instantánea especificada.

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales se tendrán en cuenta todas las acciones permanentes y las acciones variables con los valores correspondientes instantáneos y solamente una acción accidental en cada combinación.

En los dos casos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga adecuados.

Las normas de diseño para las cargas de viento y sismo se presentan en las Normas Técnicas Complementarias de Baja California donde se aplican los correspondientes factores de carga.

Con el fin de revisar la seguridad de la estructura se deberá de considerar el efecto combinado de todas las acciones que tengan una posibilidad no despreciable de suceder

simultáneamente y regirá en el diseño la combinación que produzca los efectos más contraproducentes a la estructura.

3.3 ANÁLISIS DE CARGAS POR SISMO

Los análisis de cargas por sismos son definidos por el movimiento causado por la liberación de presión en las capas tectónicas el cual causa el choque o roce entre ellas, también podría este fenómeno ser referido a la actividad volcánica.

Los sismos se transmiten a través de ondas de choque por los estratos de material que constituyen el suelo, los cuales se someten a la densidad de las capas en las que se propague, tomando ciertas características.

Existen diversos tipos de ondas algunas de ellas internas las cuales viajan por el interior de la tierra, y las otras superficiales. Se pueden clasificar las ondas por la forma de movimiento que poseen, las ondas primarias o de compresión y las secundarias o de cizalla.

Las primeras hacen oscilar las partículas del suelo en la dirección en la que viajan y las segundas las hacen oscilar en el sentido vertical al que viajan.

El impacto que tiene el sismo sobre la estructura depende primordialmente de las características donde se desplanta; es decir, el tipo de suelo, la sismicidad de la zona, la intensidad y la duración, así como el tipo de la propagación del sismo, la geometría de la estructura, su tamaño y peso influyen también en la resistencia y daños que pueda sufrir la estructura.

Las diferentes combinaciones de estas circunstancias pueden traer consigo desde fallas mínimas hasta un colapso integral de la estructura donde se podrían producir pérdidas humanas y económicas.

Debido a que la intención es de disminuir estos riesgos, se han constituido métodos de diseño de estructuras que valoran la posibilidad de que una estructura sufra los efectos de un sismo con cierto grado de fuerza, procurando evitar el mayor número de pérdidas.

Todo esto se encuentra dentro de un rango razonable de prevención de acuerdo con el tipo de estructura que se diseña y en la zona en donde se desplantará.

El análisis sísmico o debidamente llamado diseño sísmico de las estructuras permite asegurar la resistencia de la estructura ante un evento sísmico; sin embargo, no asegura que la estructura se mantendrá intacta después del evento extraordinario.

Los objetivos que se procuran alcanzar mediante el diseño sísmico varían en función de la intensidad del evento y de la frecuencia con la que ocurren, se establecen requerimientos mínimos de resistencia relacionados a ciertos estados límite.

El estado límite de servicio no sobrepasa las deformaciones estructurales que pueden causar miedo a los usuarios de la estructura, ni que ocasione daños en equipos, instalaciones y los elementos estructurales que la componen.

En el estado límite de integridad se presentan deformaciones que causan deterioro a los elementos no estructurales y en menor grado a los elementos estructurales, a pesar del daño en los elementos estructurales no se logra alcanzar la capacidad de carga de estos.

Y en el estado límite de supervivencia existe daño severo en los elementos estructurales, aunque se debe de mantener la estabilidad de la estructura evitando el colapso de la misma.

Los elementos que componen un diseño sísmico de una estructura tienen en cuenta no sólo la resistencia de los elementos estructurales ante las fuerzas laterales que se muestran en un evento sísmico, también toman en cuenta la correcta disipación de energía que presenta el edificio.

Esto se consigue mediante las deformaciones no elásticas que representan deterioro en los elementos estructurales y no estructurales sin llegar al colapso.

La estructura debe de poseer la rigidez necesaria para restringir los desplazamientos laterales que le ocasiona el movimiento tectónico. Debe de tener las características dinámicas que eviten la amplificación de las vibraciones que sufre y lograr resistir las fuerzas ocasionadas por este movimiento.

Las desigualdades entre los desplazamientos laterales de los pisos contiguos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso previamente calculado con el método de análisis dinámico modal teniendo en cuenta la reducción de fuerzas sísmicas, no excederá 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, a menos que no existan elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no soporten daños por deformaciones.

La separación de edificios colindantes con predios vecinos no deberá tener una distancia menor a 50 mm., ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el entrepiso que se considere, aumentando en 0.001, 0.003 o 0.006 veces la altura del entrepiso sobre el terreno, en los suelos I, II o III, respectivamente.

En este caso, deben de incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base, en caso de que sean significativos.

El Reglamento de Construcciones de Baja California y sus Normas Técnicas establecen que para el caso del análisis sísmico se pueden emplear tres métodos diferentes: el método simplificado, el método estático o un dinámico.

En las NTC de Baja California se consideran las zonas de Baja California en B, C y D, en el municipio de Mexicali abarca la zona D, Tijuana, Tecate, playas de Rosarito y Ensenada de acuerdo a la Figura 1.1.

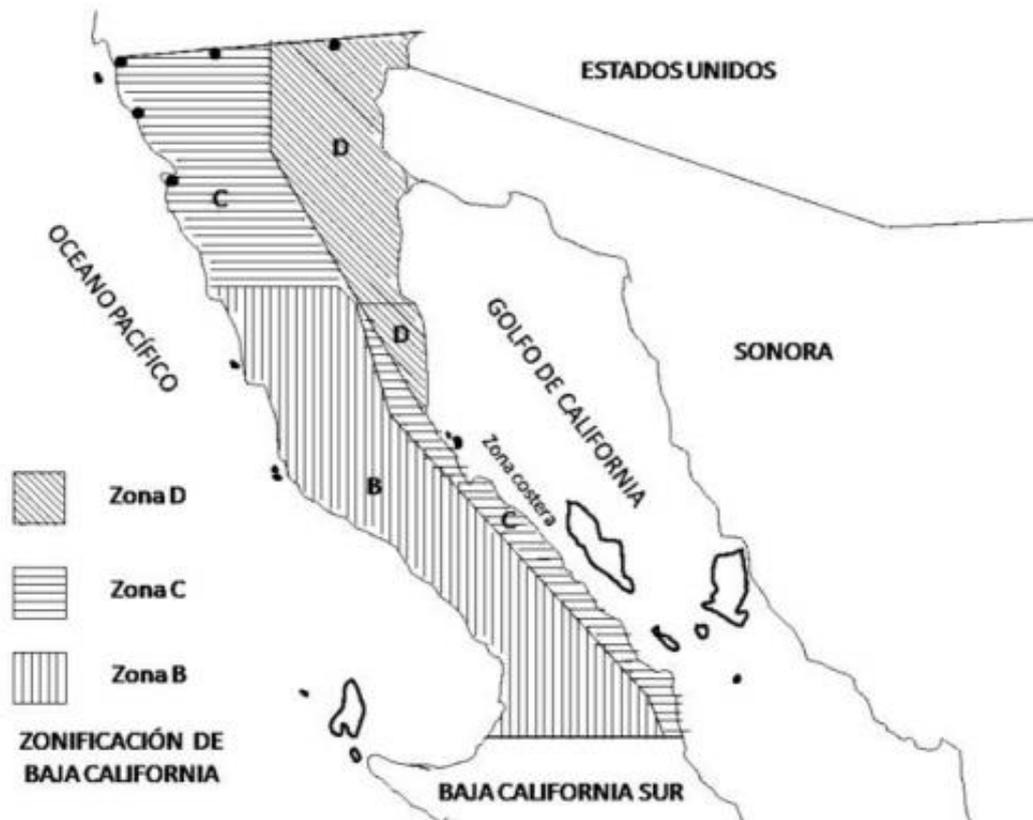


Figura 1.1 Zonificación del Estado de Baja California para fines de diseño por sismo.

El coeficiente sísmico c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal afectada por Q' , la cual debe considerar que actúa en la base de la estructura por el efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la estructura sobre dicho entrepiso, W_0 .

Se tomará como base de la estructura el nivel del cual los desplazamientos con respecto al terreno que lo rodea comienzan a ser significativos. Lo mismo aplica para el cálculo del peso total de las cargas muertas y vivas según correspondan a las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de Criterios y Acciones de Diseño Estructural.

Los coeficientes sísmicos para las estructuras clasificadas del Grupo B y ubicadas en la zona D, se tomará a 0.29 en el tipo de suelo I, 0.36 en el tipo de suelo II y 0.44 en el tipo de suelo III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes al Grupo B.

Para las estructuras pertenecientes al Grupo A se incrementará el coeficiente sísmico un 50 por ciento. Para las estructuras pertenecientes al Grupo AA se incrementará el coeficiente sísmico en 75 por ciento y se usará un $Q=Q'=1$.

En las zonas sísmicas B y C se usarán los coeficientes sísmicos de la tabla de Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones.

3.4 METODO DE ANÁLISIS SISMICO

La selección del método de análisis sísmico que se aplicará deberá de tomar en consideración la naturaleza de la estructura. Esto se refiere a que se deberán tener en cuenta las características como el tamaño, la geometría de la estructura, su uso y la importancia de la estructura.

El método simplificado según las NTC de Baja California indica que es aplicable cuando se cumplan simultáneamente las siguientes características:

- a) En cada planta el 75% de las cargas verticales son soportadas por los muros unidos entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de pisos suficientemente resistentes y rígidos al corte. Los muros deberán de tener una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las NTC correspondientes. Para considerar la distribución de los muros sensiblemente geométrica en dos direcciones ortogonales se deberá cumplir, que la excentricidad torsional calculada no exceda el 10% de la dimensión exacta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad. La excentricidad torsional puede estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas afectivas de los muros, con relación al centro del cortante del entrepiso. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal y del factor F_{AE} que está dado por la siguiente fórmula:

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro

Los muros a los que se refiere la formula podrían ser de mampostería, placa de acero, concreto reforzado, la composición de éstos dos últimos materiales o de madera, donde en éste último los elementos deberán permitir el pandeo horizontal o vertical. Todos los muros deberán de satisfacer los requisitos que establecen las Normas correspondientes.

- b) La relación entre el ancho y largo de la planta de la estructura no excederá de 2.0, a menos que para propósitos de análisis sísmico se puede considerar dividida dicha planta en tramos independientes cuya correspondencia entre longitud y ancho cumpla esta restricción y las que se han descrito anteriormente

- c) La correspondencia entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no exceda de 1.5 y la altura del edificio no sea mayor de 13 m.

Para la aplicación de este método se deberán de cumplir los requisitos ya mencionados, se pueden desprestigiar los desplazamientos horizontales, torsiones y los momentos de volteo, verificando que en cada nivel la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en que es considerada la aceleración sea menor o igual a la fuerza cortante total que actúe en dicho nivel calculada como según se estipula en las NTC de Baja California para el diseño por sismo en el apartado de Fuerzas Cortantes

y empleando los coeficientes sísmicos reducidos que establece la siguiente tabla multiplicados cada uno respectivamente por su factor establecido en la siguiente tabla para construcciones del grupo B. Cuando se trate de una estructura clasificada del grupo A estos coeficientes habrán que multiplicarse por 1.5, y en el grupo AA por 1.75, según corresponda.

Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, Correspondientes al grupo B

Zona	Suelo	Muros de concreto o mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
		Altura de la construcción			Altura de la construcción		
		menor de 4	entre 4 y 7	entre 7 y 13	menor de 4	entre 4 y 7	entre 7 y 13
B	I	0.06	0.07	0.08	0.07	0.08	0.09
	II	0.07	0.08	0.1	0.09	0.11	0.13
	III	0.08	0.1	0.13	0.11	0.13	0.15
C	I	0.13	0.13	0.13	0.16	0.16	0.16
	II	0.15	0.16	0.16	0.17	0.19	0.19
	III	0.15	0.17	0.19	0.17	0.2	0.23
D	I	0.15	0.15	0.15	0.17	0.17	0.17
	II	0.16	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19
	III	0.16	0.19	0.22	0.19	0.23	0.25

Para muros de madera, se emplearán los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes, y para muros de diferentes materiales y sistemas constructivos, se deberá justificar a satisfacción de la administración los coeficientes sísmicos que le correspondan, con base a la experiencia experimental y analítica de la conducta ante cargas laterales alternadas.

El método dinámico puede utilizarse para el análisis de toda estructura cualesquiera que sean sus características, puede utilizarse un análisis estático para analizar estructuras regulares de una altura no mayor a 30 m y estructuras irregulares de no más de 20 m.

Para estructuras ubicadas dentro de la zona I los límites se amplían a 40 m y 30 m respectivamente. Aplicando las mismas limitaciones relativas al uso de análisis estático para las estructuras ubicadas dentro de las zonas II o III, también será aceptable emplear los métodos de análisis los cuales tendrán en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de desplante y su interacción suelo-estructura.

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura con fundamentos de masas y resortes, la modelación puede ser muy fina, de no ser así se deberá de requerir un modelo más simplista.

El método más utilizado en la práctica es el modal con técnicas de espectro de respuesta, el Reglamento del Estado de Baja California especifica este método donde se analiza de

una forma aislada la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar los efectos de torsión en la estructura, éstos deben de definirse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse.

Otro método dinámico que es empleado en estructuras es el análisis paso a paso en el cual se incorporan las ecuaciones de movimiento para una excitación correspondiente a un acelerograma simbólico del sismo de diseño.

Cuando se emplea el método de cálculo paso a paso de respuesta a sismos específicos, podrán consultarse los acelerogramas de sismos reales, de movimientos simulados o a combinaciones de éstos, con la condición de que no se deberán de usar menos de cuatro movimientos característicos independientes entre sí, donde sus intensidades sean similares con los demás criterios que se establecen en las NTC de Baja California.

Deberá de tenerse en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus referencias.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal se calculará un espectro para el diseño sísmico el cual adoptara como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

donde
 $q = (T_b/T)^r$

Los parámetros que participan en estas expresiones se obtienen de la siguiente tabla de las NTC de Baja California.

Zona	a_0	Suelo	c	T_a^1	T_b^1	r
B	0.08	I	0.17	0.09	0.6	2/3
	0.08	II	0.21	0.09	0.6	2/3
	0.08	III	0.25	0.09	0.6	2/3
C	0.12	I	0.25	0.11	0.65	1
	0.12	II	0.32	0.11	0.65	1
	0.12	III	0.38	0.11	0.65	1
D	0.25	I	0.29	0.13	0.7	4/3
	0.25	II	0.36	0.13	0.7	4/3
	0.25	III	0.44	0.13	0.7	4/3

¹ Periodos en segundos

El factor de comportamiento sísmico o la reducción por ductilidad se reducirá por un factor del coeficiente sísmico entre el valor de Q' que se consigue para cada método de análisis ya sea dinámico o estático, este valor está en función de Q' el cual se muestra en las NTC de Baja California.

El factor de reducción se calculará como muestran las NTC de Baja California.

$$Q' = Q ; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) ; \quad \text{si } T < T_a$$

Donde T se tomará como el periodo fundamental de vibración de la estructura cuando sea usado el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando sea usado el análisis dinámico modal, T_a es considerado un periodo característico del espectro de diseño, Q es el Factor de Comportamiento Sísmico. Para el diseño de estructuras que sean irregulares Q se corregirá con la corrección por irregularidad.

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

b) Si hay muros de mampostería contribuyan a resistir fuerzas ligados adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros de mampostería contribuyan a resistir fuerzas ligados adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.

e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Requisitos para Q= 3

Se usará Q= 3 cuando se satisfacen las condiciones b y d o e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a o c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para Q= 2

Se usará Q= 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los requisitos para un Q=4 y un Q=3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará Q= 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para Q= 1.5

Se usará Q= 1.5 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros descritos en los requisitos para Q=2 y Q=3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para Q= 1

Se usará Q= 1 en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En cualquier caso, se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q adecuado a los diversos niveles de la estructura en dicha dirección. El factor Q puede diferenciarse en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las características de ésta en dichas direcciones.

Considerando la zona de desplante de la superestructura el factor de irregularidad y el Q se determina el parámetro sísmico correspondiente de acuerdo las Normas que rigen en el estado.

3.5 RECOMENDACIONES GENERALES DE GEOMETRÍA

Las recomendaciones generales de la geometría de la construcción, el tipo y el acomodo de los elementos estructurales y la distribución de las masas por la estructura tienen influencia decisiva en la bondad del diseño sismorresistente.

La simetría, sencillez y homogeneidad de la estructura son aspectos esenciales que contribuyen a reducir radicalmente los riesgos de un mal comportamiento ante la fuerza sísmica. Por ello es recomendable que el proyectista estructural procure que la construcción contenga estas características, siempre y cuando no entre en conflicto con las necesidades primarias de funcionamiento ni con los requerimientos estéticos esenciales.

Una estructura que se desplante en una zona de alto peligro sísmico deberá evitar las rarezas arquitectónicas ya que hacen insuficiente el equilibrio de la estructura e incierto el comportamiento ante cargas laterales.

La simplicidad de la estructura permite al proyectista comprender notoriamente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que se puede disipar la energía relacionada con el sismo.

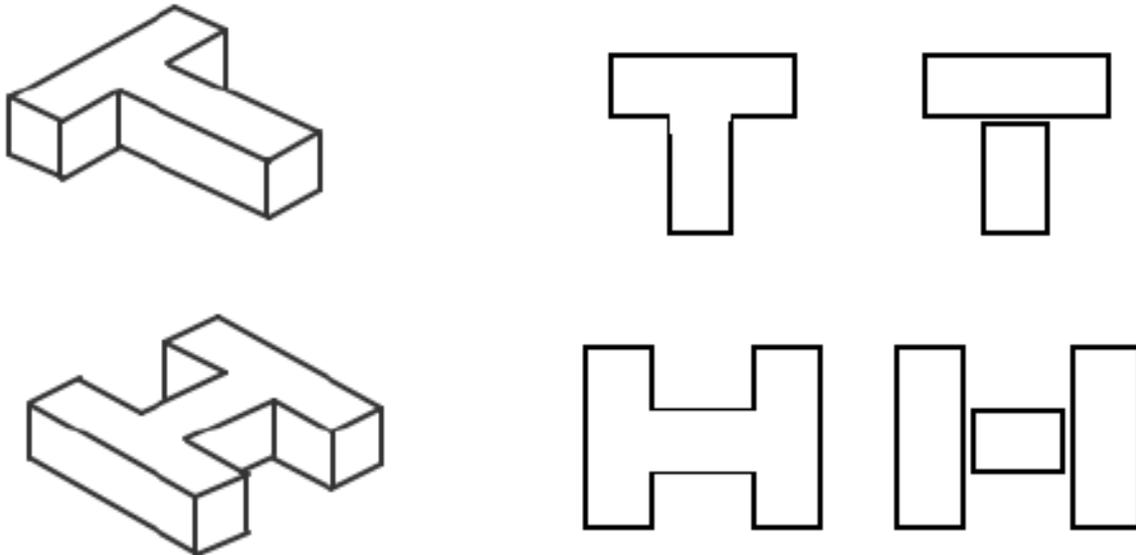
La presencia de sistemas estructurales que proporcionen a la estructura la rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales es un requerimiento claro en vista de que el movimiento del terreno donde se inducen fuerzas en cualquier dirección; sin embargo, es frecuente olvidar este punto donde los resultados son catastróficos.

La asignación simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que dan lugar a una demanda muy alta y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales.

Los elevadores, cuerpos de escaleras y los muros colindantes son elementos que suelen causar los mayores problemas de torsión debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en una posición que favorezca la geometría de la estructura.

Se deberá de mantener una forma uniforme en planta ya que son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma, amentando la posibilidad de excentricidad en la distribución de rigideces.

Las formas en “L” y “T” son poco deseables, así como aquellas que presenten entrantes fuertes debido esencialmente a los problemas de torsión que producen. La solución respecto a esto generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con una estructura independiente.



Se debe optar por una construcción de geometría regular en elevación, ya que las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de niveles provocan amplificaciones locales del movimiento, los cuales no están cubiertos por los procedimientos de diseño usuales.

En caso de que no se pueda evitar la irregularidad de la estructura se deberán seguir métodos de análisis más refinados, la concentración de masas significativas a grandes alturas es inadecuada ya que se incrementan las fuerzas de inercia y los momentos de volteo.

La igualdad de resistencia y rigidez de las distintas partes de la estructura es un punto primordial, ya que se deben tener en cuenta que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas para estimar la habilidad de ésta para disipar la energía en el intervalo inelástico.

La capacidad de disipación de la energía en la estructura depende del número de elementos y secciones que puede llegar a concebir simultáneamente la fluencia, mientras mayor sea ésta, más será la disipación de la energía y existirá menos demanda de deformación inelástica en las secciones individuales.

Se deberá proporcionar el mayor número de secciones que tengan que llegar a la fluencia antes de que la estructura pueda fallar, aumentando la disipación de la energía inelástica proporcionando una máxima hiperestaticidad.

Se debe de proporcionar a algunas partes de la estructura una resistencia superior a la mínima requerida exigida por el Reglamento, de manera que el factor de seguridad de falla de algunos elementos esté por encima al de otros, esto no es conservador en el diseño sismorresistente, ya que los elementos sobre diseñados no participarán en las

deformaciones inelásticas y dejarán a un número limitado de secciones para disipar la energía.

Deberán de evitarse también los cambios bruscos de sección, las juntas de colado, los huecos para ductos y las conexiones entre elementos son zonas donde debe tener especial cuidado para evitar fallas locales ya que el efecto sísmico tratará de buscar las zonas más débiles de la estructura para disipar allí su energía.

Los sistemas de piso y techo deberán de ser suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se producen en su plano con el fin de poder repartir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto forma en general un elemento adecuado para tomar las fuerzas horizontales, excepto cuando se trate de plantas exageradamente alargadas o con reducciones violentas de área.

Cuando no se satisfagan las condiciones para que el piso funcione como un diafragma rígido se deberá de considerar en el análisis la distribución en planta de las fuerzas sísmicas y las deformaciones de la losa. En el caso exagerado de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se repartirán entre los elementos resistentes proporcionalmente a su rigidez.

3.6 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Se establecen diferentes requisitos para favorecer que las estructuras satisfagan condiciones de regularidad en las NTC de Baja California, se fijan límites para ciertas propiedades peligrosas como la excentricidad o la esbeltez, otros castigan las estructuras obligando que se diseñen para resistir fuerzas sísmicas mayores.

Se acepta este enfoque tomando en base que las estructuras irregulares tienen menos capacidad de desarrollar altas ductilidades, se especifica que debe de reducirse al 80% los factores de reducción del espectro elástico cuando no se cumplan algunas de las condiciones de regularidad señaladas.

La mayoría de las estructuras reales no cumplen con alguna de las condiciones por lo que se podría llegar a generalizar los casos a tener que utilizar factores de reducción de fuerzas sísmicas reducidas al 80%

Las condiciones de regularidad según las NTC de Baja California son:

- 1) *Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.*
- 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.*
- 3) *La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.*
- 4) *En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.*
- 5) *En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.*

- 6) *No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.*
- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.*
- 8) *Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.*
- 9) *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.*
- 10) *Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*
- 11) *En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.*

Toda estructura que no cumpla con uno o más de los puntos antes mencionados será considerada una estructura irregular.

Una estructura es considerada fuertemente irregular cuando se cumplen algunos de los siguientes puntos descritos en las NTC de Baja California.

- 1) *La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.*
- 2) *La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.*

3.7 MATERIALES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

Los materiales para el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto de las NTC de Baja California consideran ciertas cualidades del concreto y de acero.

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 t/m^3 y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 t/m^3 .

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1 del Reglamento, se usará concreto de clase 1.

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40

Para la resistencia a la compresión los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 250 kg/cm². Se deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

El valor f_c^* se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento.

El módulo de elasticidad para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$14\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2$$

Para concretos con agregado grueso calizo, y

$$11\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2$$

Para concretos con agregado grueso basáltico.

Como acero de refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y malla de alambre soldado las cuales deberán de cumplir la normatividad vigente, además se permitirá el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro o varilla del número 2 para estribos como conectores de elementos compuestos y como refuerzo para la fuerza cortante por fricción.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario E_s , se supondrá igual a 2,100,00 kg/cm², y un peso de 7.8 T/ m³.

3.8 FACTORES DE RESISTENCIA

De acuerdo con las NTC de Baja California sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR. Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) FR=0.9 para flexión.
- b) FR=0.8 para cortante y torsión.
- c) FR=0.7 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:

FR=0.8 cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección de columnas zunchadas, o con estribos que cumplan con los requisitos de refuerzo transversal en marcos dúctiles;

FR=0.8 cuando el elemento falle en tensión;

FR=0.7 si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y

e) FR=0.7 para aplastamiento.

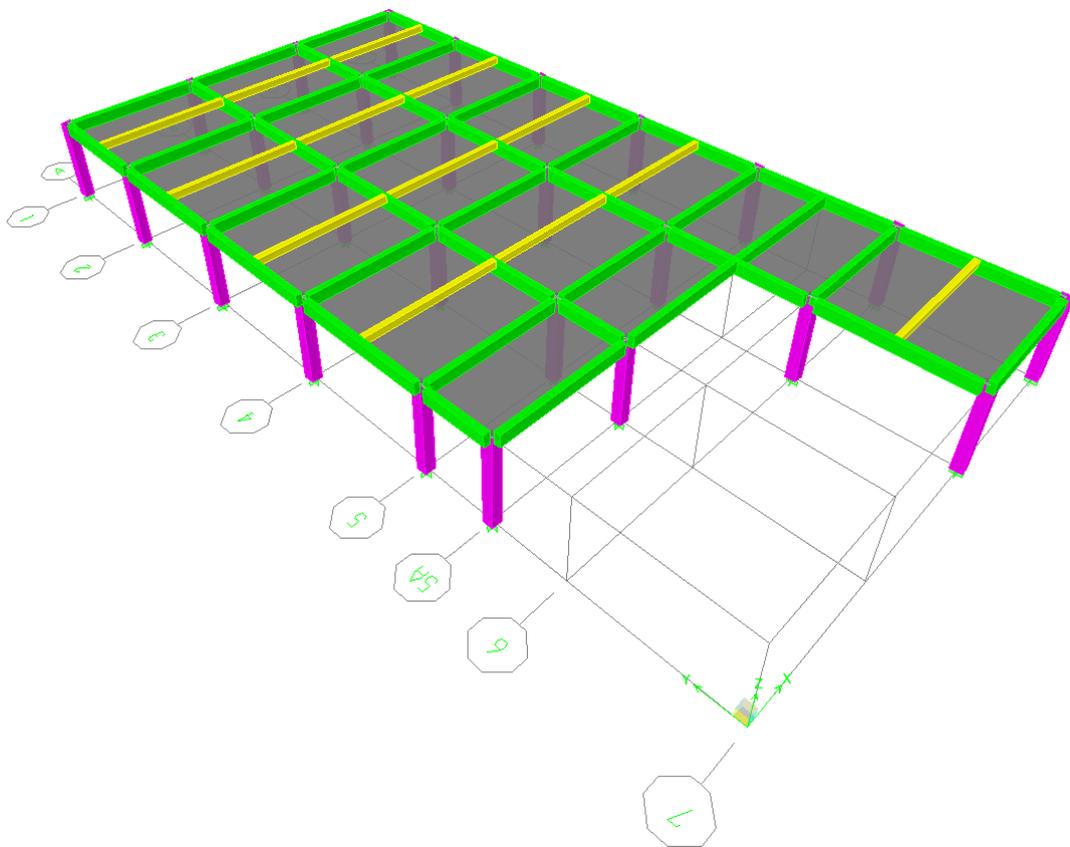
Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL..

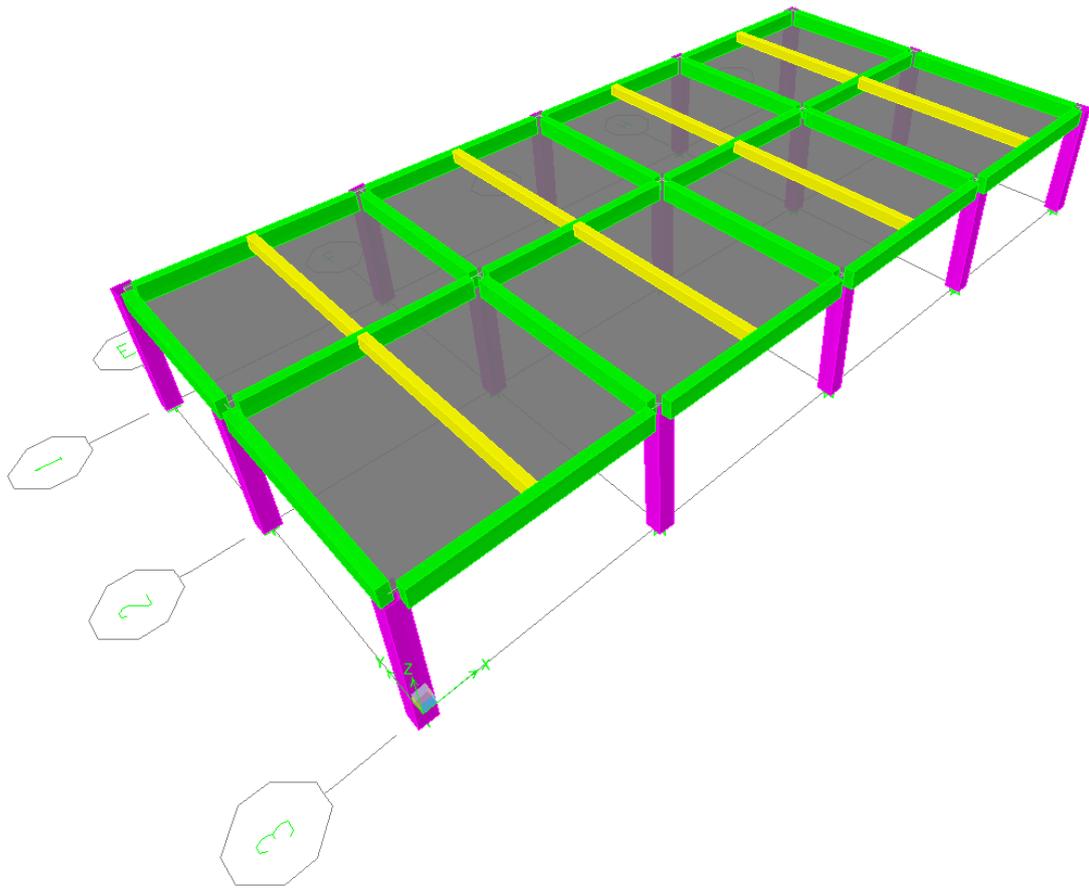
4.1 MODELO ESTRUCTURAL

La creación del modelo está basado en planos arquitectónicos, con ayuda del programa ETABS en el cual se modela a partir de nodos, barras y placas, en donde se representan los elementos estructurales de la superestructura, a los cuales se les asignan dimensiones y los materiales con los que se construirá la superestructura, así como las cargas que actuarán en la misma.

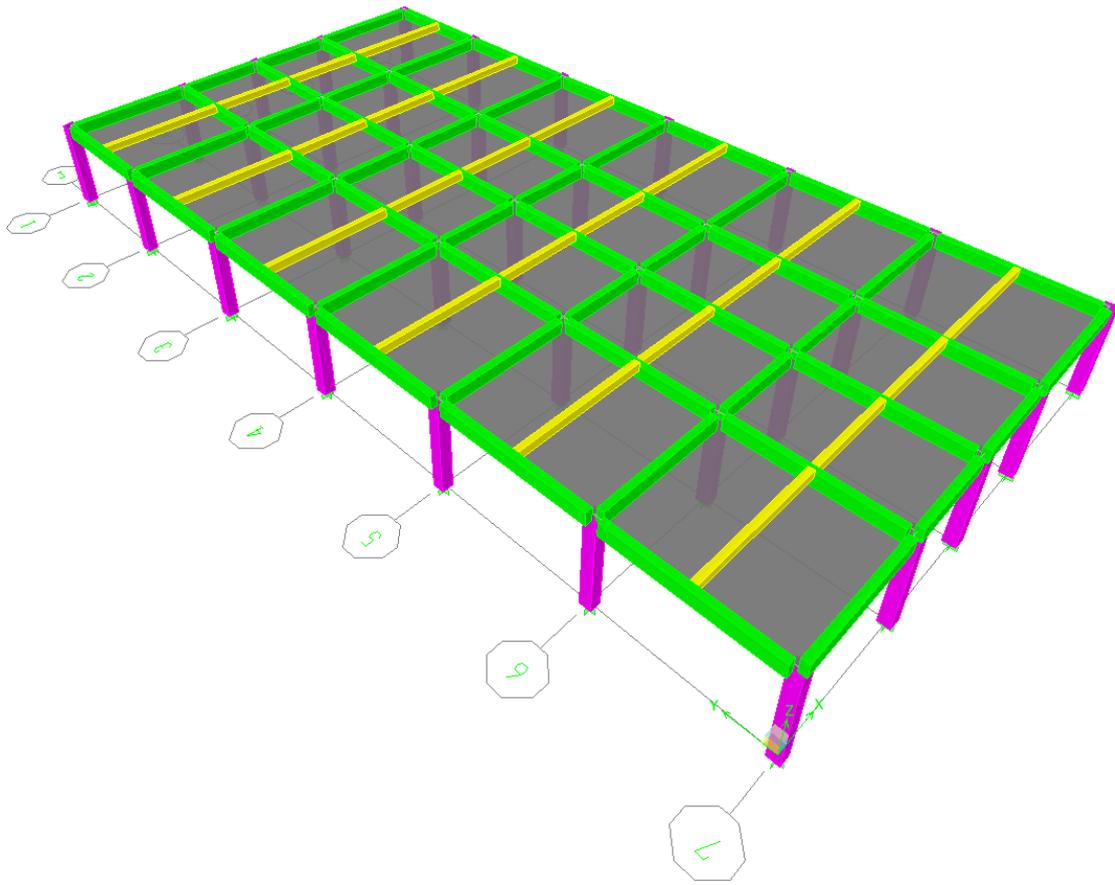
Cuerpo 1



Cuerpo 2



Cuerpo 3



4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural se tomaron en consideración las normas expuestas anteriormente que cumplen con los requisitos de la superestructura, las cuales nos dan los parámetros necesarios para la creación de un modelo en un programa de análisis estructural llamado ETABS.

El análisis de cargas considerado en el análisis de la superestructura es la resultante del tipo de materiales e instalaciones de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Baja California.

Análisis de carga de azotea para un hospital		
Carga muerta		
Relleno e impermeabilizante	250	kg/m ²
Plafón	30	kg/m ²
Instalaciones	20	kg/m ²
Sobre carga por reglamento	20	kg/m ²
Σ	320	kg/m ²
Cargas vivas para azoteas con pendiente menor de 5%		
Carga viva máxima (wm)	100	kg/m ²
Carga viva accidental (wa)	70	kg/m ²
Carga viva media (w)	15	kg/m ²

El peso propio de los elementos es considerado en el programa ETABS como el de la losa de 15cm..

La superestructura cumple con el requisito de un análisis dinámico con el cual se analizará la superestructura.

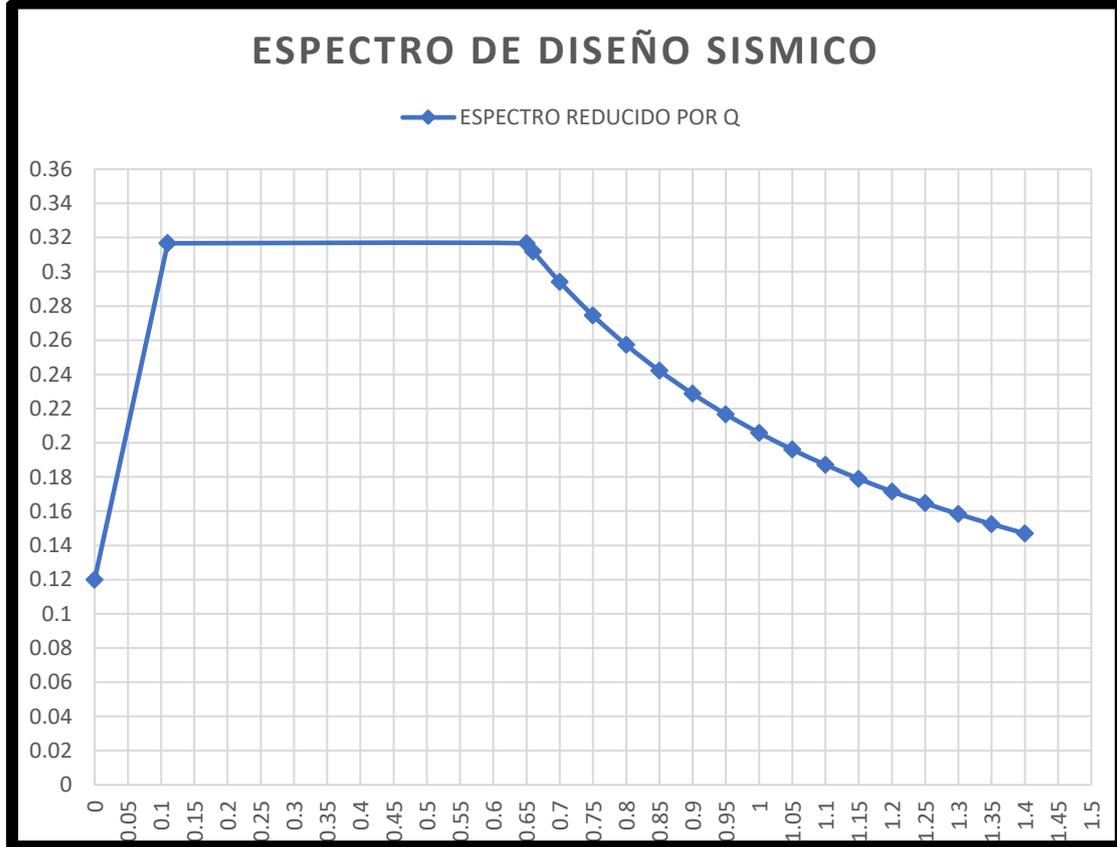
Para considerar la Irregularidad las normas técnicas complementarias del estado de Baja California se describen 11 puntos de los cuales no se cumple con uno de los requisitos.

Por lo tanto, se considerará el Factor de Irregularidad de 0.9.

Para el factor de reducción sísmica se utilizará el factor $Q=2$ ya que la resistencia de fuerzas laterales es repartida por marcos de concreto reforzado como se indica en las Normas Técnicas Complementarias de Baja California.

La estructura está considerada en el grupo A y se emplearan los factores correspondientes para las combinaciones de acciones será de 1.5 de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Baja California.

Zona	a_0	Suelo	F.A.	c	Ta'	Tb'	r	Q	F.I.
C	0.12	III	1.5	0.38	0.11	0.65	1	2	0.9



Combinaciones de cargas.

Combinacion 1	P.P.	1.5	C.M.	1.5	C.V.X.	1.5						
Combinacion 2	P.P.	1.1	C.M.	1.1			C.V.A.	1.1	S.X.	1.1		
Combinacion 3	P.P.	1.1	C.M.	1.1			C.V.A.	1.1	S.X.		S.Y.	0.33
Combinacion 4	P.P.	1.1	C.M.	1.1			C.V.A.	1.1			S.Y.	1.1
Combinacion 5	P.P.	1.1	C.M.	1.1			C.V.A.	1.1	S.X.	0.3	S.Y.	1.1

Donde:
P.P. - Peso Propio
C.M. - Carga Muerta
C.V.X. - Carga Viva Maxima
C.V.A. Carga Viva Accidental
S.X. - Sismo en direccion X
S.Y. - Sismo en direccion Y

Mas la envolvente de esas combinaciones.

Revisión del Cortante Basal Cuerpo 1.

Revisión por cortante basal

Empleando un análisis dinámico según las Normas Técnicas de Baja California se establece que el cortante basal en ambas direcciones producido por el análisis no debiera ser menor del 80% del cortante calculado en esta expresión:

Donde:

$$0.8 a \frac{W_o}{Q}$$

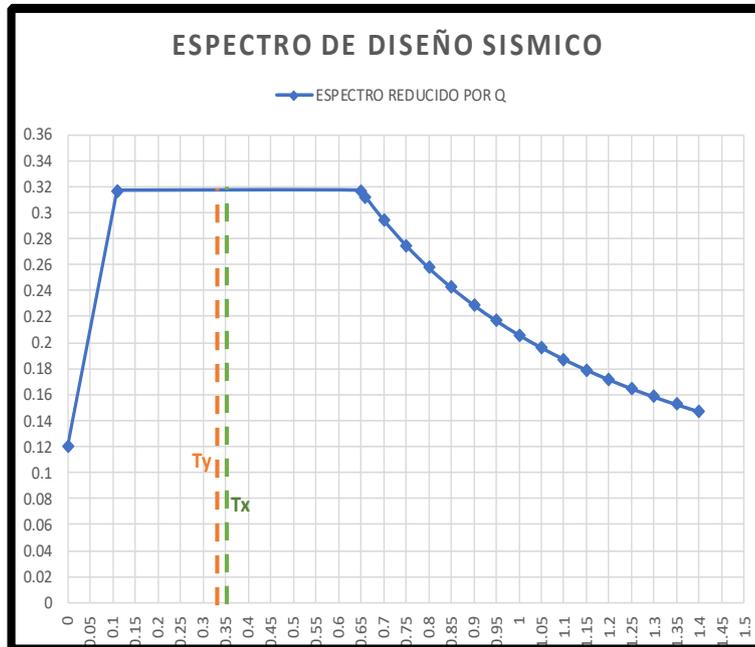
a= Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Q=Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Wo= Peso de la estructura

Nivel	Masa	Peso (t)	Area (m ²)	t/m ²
1	75.16	737.30	758.16	0.972483

Cuerpo 1								
	Modo	Periodo T (seg)	UX	UY	Aceleración	Peso (t)	Cort. Est.	< Cort. Din.
Tx	1	0.351606	98.44		0.28	737.30	165.15	208.44 CUMPLE
Ty	2	0.343052		98.8798	0.28	737.30	165.15	209.06 CUMPLE



El cortante basal dinámico es obtenido desde el programa de diseño estructural ETABS

Revisión del Cortante Basal Cuerpo 2.

Revisión por cortante basal

Empleando un análisis dinámico según las Normas Técnicas de Baja California se establece que el cortante basal en ambas direcciones producido por el análisis no debiera ser menor del 80% del cortante calculado en esta expresión:

Donde:

$$0.8 a \frac{W_o}{Q}$$

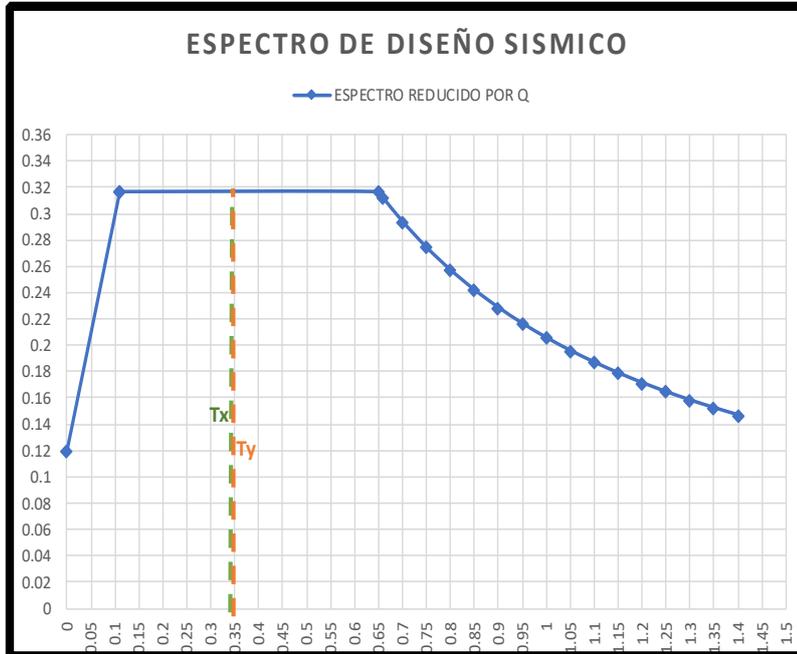
a= Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Q'=Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Wo= Peso de la estructura

Nivel	Masa	Peso (t)	Area (m ²)	$\frac{t}{m^2}$
1	39.1135	383.70	388.8	0.986892

		Cuerpo 1						
	Modo	Periodo T (seg)	UX	UY	Aceleración	Peso (t)	Cort. Est.	< Cort. Din.
Tx	1	0.3345	99.8781		0.28	383.70	85.9495694	108.33 CUMPLE
Ty	2	0.3332		100	0.28	383.70	85.9495694	108.43 CUMPLE



El cortante basal dinámico es obtenido desde el programa de diseño estructural ETABS

Revisión del Cortante Basal Cuerpo 3.

Revisión por cortante basal

Empleando un análisis dinámico según las Normas Técnicas de Baja California se establece que el cortante basal en ambas direcciones producido por el análisis no deberá ser menor del 80% del cortante calculado en esta expresión:

Donde:

$$0.8 a \frac{W_o}{Q}$$

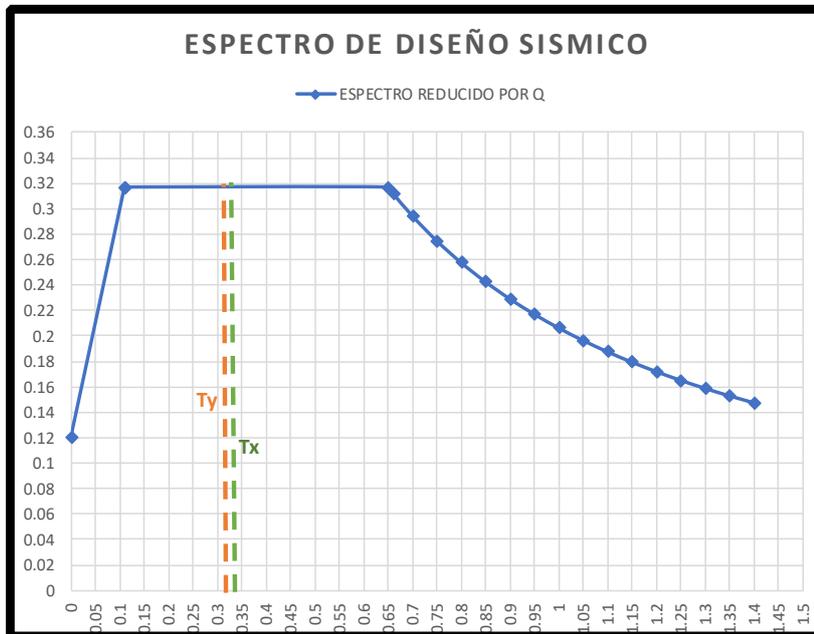
a= Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Q'=Valor calculado a partir del periodo fundamental de la superestructura

Wo= Peso de la estructura

Nivel	Masa	Peso (t)	Area (m ²)	t/m ²
1	91.87	901.27	913.68	0.986421

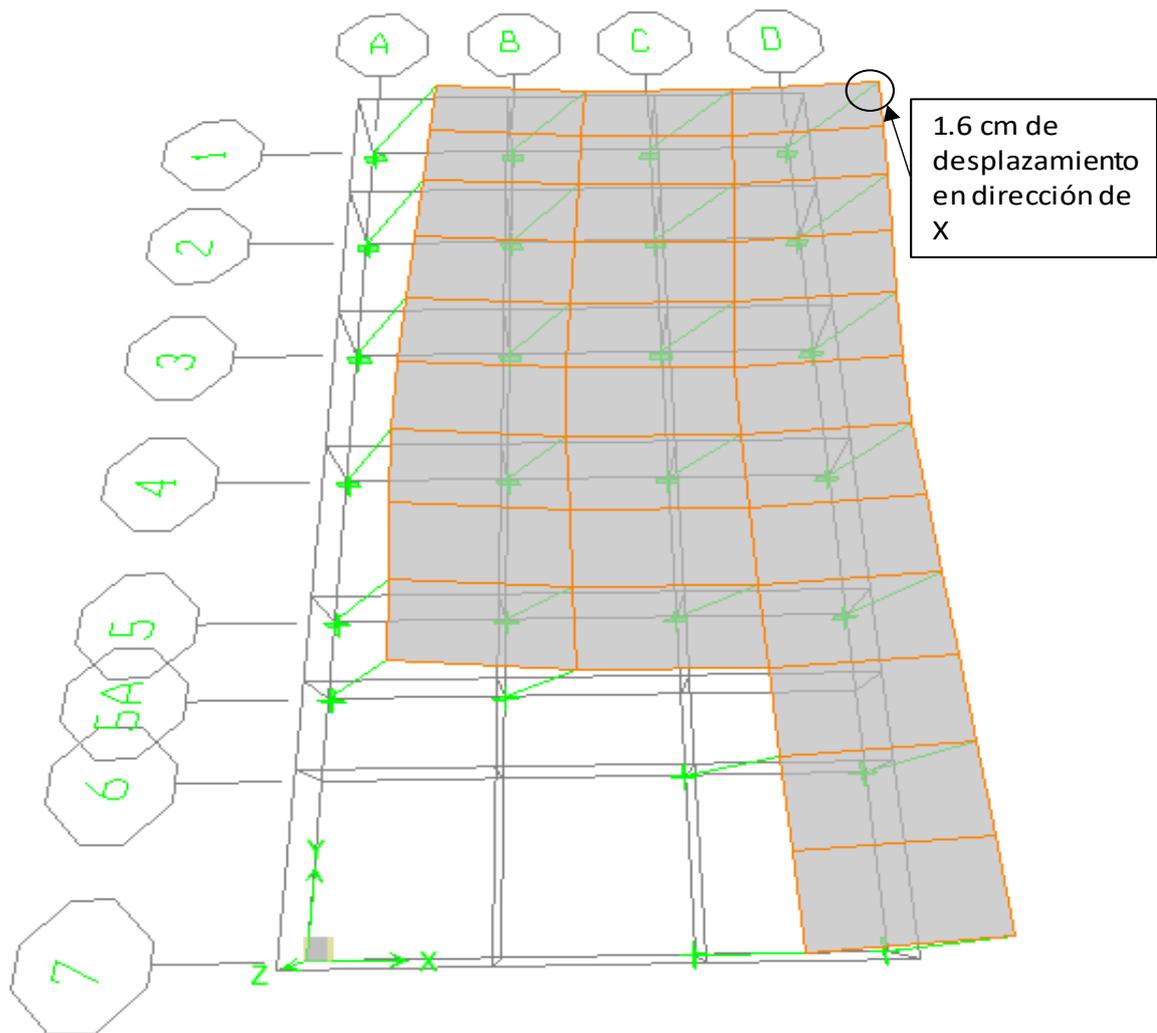
		Cuerpo 1						
	Modo	Periodo T (seg)	UX	UY	Aceleración	Peso (t)	80% Cort. Est.	< Cort. Din.
Tx	1	0.317841	99.3916		0.28	901.27	201.885	255.99 CUMPLE
Ty	2	0.32997		100	0.28	901.27	201.885	256.86 CUMPLE



El cortante basal dinámico es obtenido desde el programa de diseño estructural ETABS

4.3 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Desplazamientos y distorsiones del Cuerpo 1.



DISTORSIONES LATERALES FINALES

DISTORSIONES REALES		
NIVEL	SISMO X	SISMO Y
LOSA AZ.	0.0058	0.004

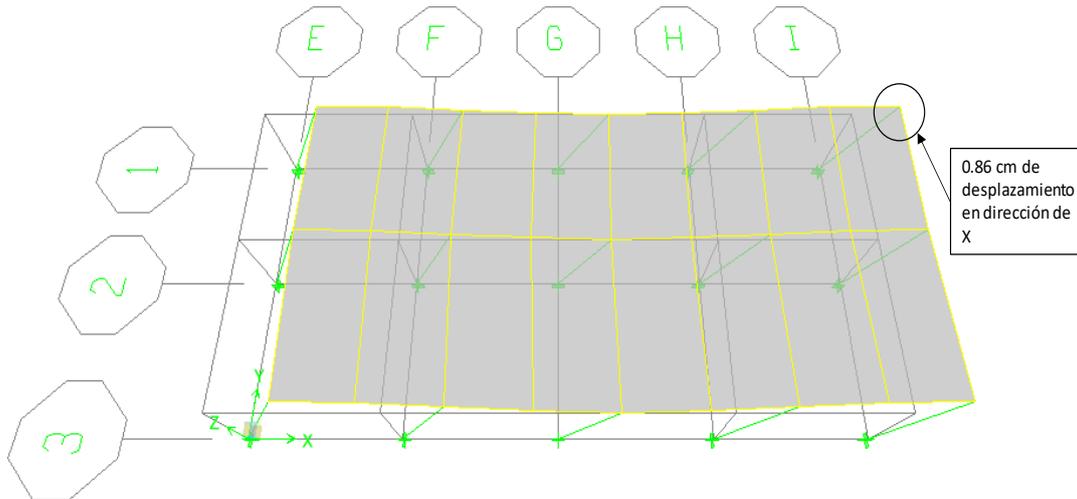
X Y
0.002885 0.002187

*LAS DISTORSIONES OBTENIDAS YA ESTÁN AFECTADAS POR EL Q=2

*LAS DISTORSIONES LATERALES NO EXCEDEN EL LIMITE DE 0.012 ESTIPULADO EN LAS NTC

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	21.6	42.3	4.35	0.002885	
STORY1	Max Drift Y	SY	26	21.6	0	4.35		0.002187

Desplazamientos y distorsiones del Cuerpo 2.



DISTORSIONES LATERALES FINALES

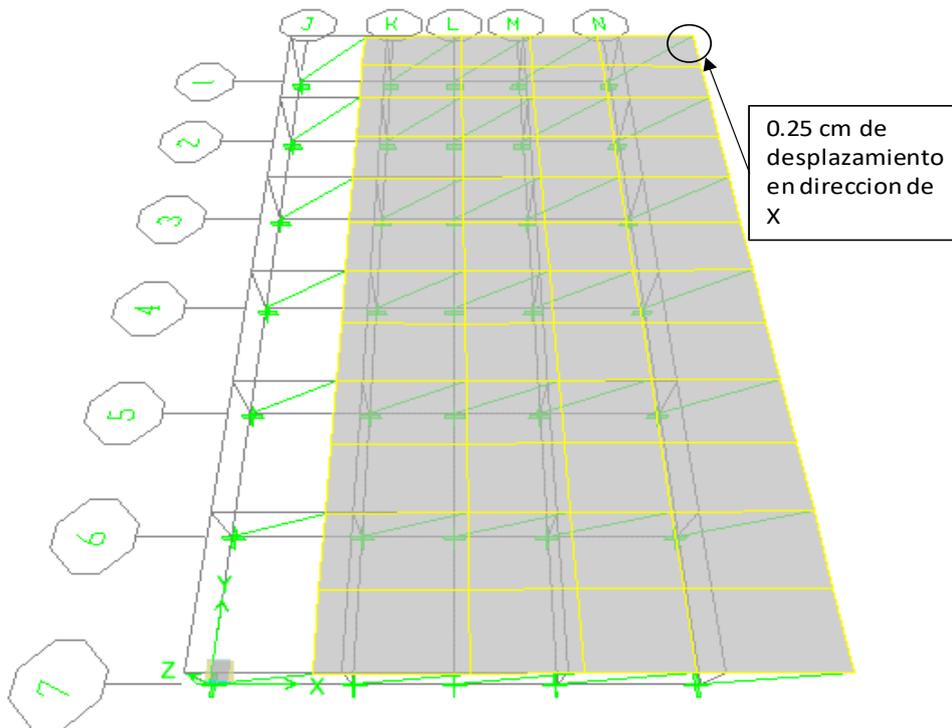
DISTORSIONES REALES		
NIVEL	SISMO X	SISMO Y
LOSA AZ.	0.0040	0.005

X Y
0.001978 0.002361

*LAS DISTORSIONES OBTENIDAS YA ESTÁN
AFECTADAS POR EL Q=2
EXCEDEN EL LIMITE DE 0.012 ESTIPULADO EN
LAS NTC

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX		15	2880	0	435	0.001978
STORY1	Max Drift Y	SY		3	0	0	435	0.002361

Desplazamientos y distorsiones del Cuerpo 3.



DISTORSIONES LATERALES FINALES

DISTORSIONES REALES		
NIVEL	SISMO X	SISMO Y
LOSA AZ.	0.0047	0.004

X Y
0.002352 0.001923

*LAS DISTORSIONES OBTENIDAS YA ESTÁN AFECTADAS POR EL Q=2

*LAS DISTORSIONES LATERALES NO EXCEDEN EL LIMITE DE 0.012 ESTIPULADO

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX		35	2160	0	435	0.002352
STORY1	Max Drift Y	SY		31	0	0	435	0.001923

4.4 DISEÑO DE TRABES

Trabes Cuerpo 1.

Acero para momento positivo.

TRABE EJE 2 C-D

Area de Acero Longitudinal	
Vu	13.21 ton
Mu	22 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c	200 kg/cm ²

β1	0.85
----	------

f*c(β1)	170 kg/cm ²
---------	------------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-2200000	q1	0.16
b	14912910	q2	1.84
a	-7456455		

q	0.16
---	------

Cuantia de acero necesaria	
ρ = q(f'c/fy)	0.0065

Area Minima	
-------------	--

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada	
-----------------	--

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada)	25.95535714 cm ²
------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	11.10 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

AREA DE ACERO CUBIERTA

ρ real	0.007134503
q real	0.17626419

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 23.969469 > 22 \text{ Mu}$$

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	2	3.96
6	1.91	2.85	2	5.7
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastón				
4	1.27	1.27	2	2.54

Σ

12.2

Cortante Limite 48.37 CUMPLE

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMENTO ULTIMO-CUMPLE

VcR=	6629.83 kg
VcR=	6.63 ton

NECESITA ESTIBOS

VsR=	6580.17 kg
------	------------

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos	
------------------------	--

s=	41.33 cm
----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.897860979$$

$$\text{Separación } d/2 = s = 26.5$$

b) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max=	28.5 cm CUMPLE

c) Si Vu es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max=	14.25 cm NO CUMPLE ESTA CONDICION

Acero para momento negativo.

TRABE EJE 2 C-D

Area de Acero Longitudinal	
Vu	13.21 ton
Mu	11.14 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f*c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-1114000	q1 =	0.08
b	14912910	q2 =	1.92
a	-7456455	q =	0.08

Cuantia de acero necesaria	
ρ = q(f'c/fy)	0.0031

Area Minima	
-------------	--

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada	
-----------------	--

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	5.38 cm ²

ρ real	0.003473684
q real	0.085820433

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad 12.2491451 > 11.14 \quad \text{Mu}$$

VcR =	5213.36 kg
VcR =	5.21 ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	7996.64 kg
-------	------------

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Separación de estribos	
------------------------	--

s =	34.01 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.897860979$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

b) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Separación máxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si Vu es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Separación máxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE ESTA CONDICIÓN

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	3	5.94
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastón				
0	0	0	0	0

Σ	5.94
---	------

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37 CUMPLE
-----------------	--------------

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

Acero para momento positivo.

TRABE EJE B 4-5

Area de Acero Longitudinal	
Vu	24.35 ton
Mu	32.86 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c	200 $\frac{kg}{cm^2}$
β1	0.85
f*c = (β1)(f*c)	170 $\frac{kg}{cm^2}$

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-3286000	q1	0.25
b	14912910	q2	1.75
a	-7456455	q	0.25

Cuantia de acero necesaria	
p = q(f*c/fy)	0.0102

Area Minima	
-------------	--

$$\left(A_{t,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada	
-----------------	--

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada)	25.95535714 cm ²
------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
p * b * d	17.45 cm ²

p real	0.010918129
q real	0.269742002

$$M_R = FR b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 34.8010096 > 32.86 \text{ Mu}$$

VcR	8093.83 kg
VcR	8.09 ton

VsR	16256.17 kg
-----	-------------

Seperación de estribos	
------------------------	--

s	16.73 cm
---	----------

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastón				
8	2.54	5.06	2	10.12

Σ	18.67
---	-------

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	--------

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

NECESITA ESTRIBOS

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.897860979$$

Separación d/2 s = 26.5

b) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47FR b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 FR b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si Vu es mayor que

$$0.47FR b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 FR b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE ESTA CONDICIÓN

Acero para momento negativo.

TRABE EJE B 4-5

Area de Acero Longitudinal	
Vu	24.35 ton
Mu	31.3 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f _c	250 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²

Esfuerzos Reducidos
 $f^*c = 0.8 \cdot f_c = 200 \frac{kg}{cm^2}$

$\beta_1 = 0.85$

$f^*c(\beta_1)(f^*c) = 170 \frac{kg}{cm^2}$

FR = 0.9

$M_u = FRbd^2 f^*c q(1 - 0.5q)$

c	-3130000	q1	0.24
b	14912910	q2	1.76
a	-7456455		

q = 0.24

$\rho = q(f^*c/f_y) = 0.0096$

Area Minima

$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = 4.51 \text{ cm}^2$

Area Balanceada

$\frac{f_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d = 34.61 \text{ cm}^2$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) = 25.95535714 cm²

Area de Acero Necesaria $\rho \cdot b \cdot d = 16.49 \text{ cm}^2$

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastón				
8	2.54	5.06	2	10.12

$\Sigma = 18.67$

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

AREA DE ACERO CUBIERTA

ρ real	0.01091813
q real	0.08582043

Cortante Limite = 48.37 **CUMPLE**

$M_R = F_R b d^2 f_c \rho q(1 - 0.5q) = 2.2491451 > 24.35$ Mu

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

V _{cR}	8093.83 kg
V _{cR}	8.09 ton

NECESITA ESTRIBOS

V_{sR} = 16256.17 kg

Fr = 0.8

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s = 16.73 cm

$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} = 7.514652207$

Separación d/2 = 26.5

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$0.47 F_R b d \sqrt{f_c} = 29.02 \text{ ton}$

$(1.5 F_R b d \sqrt{f_c}^*)$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$0.47 F_R b d \sqrt{f_c} = 29.02 \text{ ton}$

$(1.5 F_R b d \sqrt{f_c}^*)$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE ESTA CONDICIÓN

Trabes Cuerpo 2. Acero para momento positivo.

TRABE EJE H 2-3

Area de Acero Longitudinal	
Vu	12.71 ton
Mu	19.92 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f*c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR =	0.9
------	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-1992000
b	14912910
a	-7456455

q1 =	0.14
------	------

q2 =	1.86
------	------

q =	0.14
-----	------

ρ = q(f'c/fy) =	0.0058
-----------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria

$$\rho * b * d = 9.96 \text{ cm}^2$$

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
4	1.27	1.27	2	2.54

Σ	11.09
---	-------

AREA DE ACERO CUBIERTA

ρ real	0.00648538
--------	------------

q real	0.16022704
--------	------------

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 1.9802404 > 12.71 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	6378.67	kg
-------	---------	----

VcR =	6.38	ton
-------	------	-----

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	6331.33	kg
-------	---------	----

Fr =	0.8
------	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s =	42.95 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

y) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero para momento negativo.

TRABE EJE H 2-3

Area de Acero Longitudinal	
Vu	12.71 ton
Mu	10.78 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f''c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
--------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-1078000	q1 =	0.08
b	14912910	q2 =	1.92
a	-7456455	q =	0.08

ρ = q(f''c/fy)	0.0030
----------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	5.20 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.00347368
q real	0.08582043

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 2491451 > 12.71 \text{ Mu}$$

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	3	5.94
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
0	0	0	0	0

Σ	5.94
---	------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	5213.36 $\frac{kg}{ton}$
VcR =	5.21

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	7496.64 kg
-------	------------

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s =	36.28 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\text{Separación } d/2 = s = 26.5$$

) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

) Si Vu es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero para momento positivo.

TRABE EJE H 2-3

Area de Acero Longitudinal	
Vu	24.73 ton
Mu	39.7 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm
fy	4200 kg/cm

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

ρ1 =	0.85
------	------

f*c = (ρ1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-3970000	q1 =	0.32
b	14912910	q2 =	1.68
a	-7456455	q =	0.32

ρ = q(f'c/fy)	0.0128
---------------	--------

Area Mínima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	21.89 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.01387719
q real	0.3428483

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
8	2.54	5.06	3	15.18

Σ	23.73
---	-------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c \rho q (1 - 0.5q) = 42.3639713 > 24.73 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMENTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	9238.77 kg
VcR =	9.24 ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	15491.23 kg
-------	-------------

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s =	17.56 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

b) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación máxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si Vu es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación máxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero para momento negativo.

TRABE EJE H 2-3	
Area de Acero Longitudinal	
Vu	24.73 ton
Mu	31.75 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f*c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2 f'' c q (1 - 0.5q)$$

c	-3175000	q1 =	0.24
b	14912910	q2 =	1.76
a	-7456455		

ρ = q(f'c/fy)	0.0098
---------------	--------

q =	0.24
-----	------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria

$$\rho * b * d = 16.77 \text{ cm}^2$$

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

Σ = 18.67

AREA DE ACERO CUBIERTA

ρ real	0.01091813
--------	------------

q real	0.269742
--------	----------

Cortante Límite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 29.02 > 24.73 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	8093.83	kg
-------	---------	----

VcR =	8.09	ton
-------	------	-----

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	16636.17	kg
-------	----------	----

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s =	16.35 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
8	2.54	5.06	2	10.12

Trabes Cuerpo 2. Acero para momento positivo.

TRABE EJE 6 J-K	
Area de Acero Longitudinal	
Vu	11.7 ton
Mu	16.45 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

φ ₁ =	0.85
------------------	------

f*c = (φ ₁)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
--------------------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-1645000	q ₁ =	0.12
b	14912910	q ₂ =	1.88
a	-7456455	q =	0.12

ρ = q(f'c/fy)	0.0047
---------------	--------

Area Mínima

$$t_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad = \quad 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \quad = \quad 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	= 8.11 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.00528655
q real	0.13060888

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad 18.206 > 11.7 \quad \text{Mu}$$

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	4	5.08
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
5	1.59	1.98	2	3.96

Σ	9.04
---	------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	5914.81	kg
VcR =	5.91	ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	5785.19	kg
-------	---------	----

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s =	47.01 cm
-----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.897860979$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

b) Si V_u es mayor que V_{cr} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad = \quad 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad = \quad 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero para momento negativo.

TRABE EJE 2 E-F

Area de Acero Longitudinal	
Vu	11.7 ton
Mu	9.82 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f*c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-982000	q1 =	0.07
b	14912910	q2 =	1.93
a	-7456455		

ρ = q(f'c/fy)	0.0028
---------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	4.72 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.00297076
q real	0.07339525

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	4	5.08
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0

Bastones

8	2.54	5.06	0	0
---	------	------	---	---

Σ	5.08
---	------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	---------------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 10.544 > 11.7 \quad \text{Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMENTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	5018.76	kg
VcR =	5.02	ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	6681.24	kg	Fr	0.8
-------	---------	----	----	-----

Seperación de estribos

s =	40.70	cm
-----	-------	----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

y) Si Vu es mayor que VcR pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.89786098$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm CUMPLE

c) Si Vu es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm NO CUMPLE

Acero para momento positivo.

TRABE EJE M 6-7

Area de Acero Longitudinal	
Vu	16.85 ton
Mu	27 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

β1 =	0.85
------	------

f*c = (β1)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
-------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2 f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-2700000	q1 =	0.20
b	14912910	q2 =	1.80
a	-7456455		

ρ = q(f'c/fy)	0.0081
---------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	13.93 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.00963158
q real	0.23795666

Acero Corrido				
#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	4	7.92
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
6	1.91	2.85	3	8.55

Σ	16.47
---	-------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	--------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q(1 - 0.5q) \quad 31.264 > 16.85 \quad Mu$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	7596.02	kg
VcR =	7.60	ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	9253.98	kg
-------	---------	----

Fr	0.8
----	-----

Seperación de estribos

s =	29.39	cm
-----	-------	----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 26.5$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm

CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm

NO CUMPLE

Acero para momento negativo.

TRABE EJE M 6-7

Area de Acero Longitudinal	
Vu	16.85 ton
Mu	25.27 ton·m
b	30 cm
h	60 cm
Recubrimiento	3 cm
d	57 cm
f'c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Peralte efectivo (restando recubrimiento)

Esfuerzos Reducidos	
f*c = 0.8*f'c =	200 $\frac{kg}{cm^2}$

ρ ₁ =	0.85
------------------	------

f*c = (ρ ₁)(f*c) =	170 $\frac{kg}{cm^2}$
--------------------------------	-----------------------

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2f''c q(1 - 0.5q)$$

c	-2527000	q ₁ =	0.19
b	14912910	q ₂ =	1.81
a	-7456455		

ρ = q(f'c/fy)	0.0076
---------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) = 4.51 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 34.61 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75*Area Balanceada) =	25.95535714 cm ²
--------------------------------------	-----------------------------

Area de Acero Necesaria	
ρ * b * d	12.94 cm ²

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

ρ real	0.00833333
q real	0.20588235

Acero Corrido				
#Varilla	Medida (cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	0	0
5	1.59	1.98	0	0
6	1.91	2.85	3	8.55
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0
Bastones				
6	1.91	2.85	2	5.7

Σ	14.25
---	-------

AREA DE ACERO CUBIERTA

Cortante Limite	48.37	CUMPLE
-----------------	-------	--------

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q(1 - 0.5q) = 27.542 > 16.85 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMENTO ULTIMO-CUMPLE

VcR =	7093.70	kg
VcR =	7.09	ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR =	9756.30	kg	Fr	0.8
-------	---------	----	----	-----

Seperación de estribos

s =	27.88	cm
-----	-------	----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

b) Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.90$$

$$\text{Separación } d/2 = s = 26.5$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	28.5 cm

CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f'_c} = 29.02 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	14.25 cm

NO CUMPLE

Trabe secundaria aplica para todos los cuerpos.

Acero para momento positivo.

TRABE SECUNDARIA	
Area de Acero Longitudinal	
Vu	14.21 ton
Mu	19.75 ton·m
b	25 cm
h	50 cm
Recubrimiento	4 cm
d	46 cm
f'c	300 kg/cm
fy	4200 kg/cm

Esfuerzos Reducidos	
$f^*c = 0.8 \cdot f'c =$	240 $\frac{kg}{cm^2}$
$\beta_1 =$	0.85
$f^*c = (\beta_1)(f^*c) =$	204 $\frac{kg}{cm^2}$

FR	0.9
----	-----

$$Mu = FRbd^2 f''cq(1 - 0.5q)$$

c	-1975000	q1=	0.23
b	9712440	q2=	1.77
a	-4856220		

$\rho = q(f^*c/fy)$	0.0112
---------------------	--------

Area Minima

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right) = 3.32 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 27.93 \text{ cm}^2$$

Area Máxima (0.75 * Area Balanceada) =	20.95 cm ²
--	-----------------------

#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	4	5.08
5	1.59	1.98	4	7.92
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0

Area de Acero Necesaria

$\rho * b * d$	=	12.83 cm ²
----------------	---	-----------------------

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

Σ	13
----------	----

AREA DE ACERO CUBIERTA

ρ real	0.01130435
q real	0.08582043

Cortante Limite	35.63	CUMPLE
-----------------	-------	--------

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) = 2.2491451 > 14.21 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

VcR=	6072.84	kg
VcR=	6.07	ton

NECESITA ESTRIBOS

VsR=	8137.16	kg
------	---------	----

Fr	0.8
----	-----

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

s=	26.97 cm
----	----------

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c'} \frac{bs}{f_y} = 0.649519053$$

$$\text{Separación } d/2 \quad s = 21$$

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f_c'} = 21.38 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación maxima de estribos	
s max =	23 cm CUMPLE

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f_c'} = 21.38 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

=	21.38 ton	NO CUMPLE ESTA CONDICIÓN
---	-----------	--------------------------

Seperación maxima de estribos	
s max =	11.5 cm

Acero para momento negativo.

TRABE SECUNDARIA

Area de Acero Longitudinal	
Vu	14.21 ton
Mu	13.04 ton·m
b	25 cm
h	50 cm
Recubrimiento	4 cm
d	46 cm
f _c	300 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²

Esfuerzos Reducidos

$$f^*c = 0.8 \cdot f_c = 240 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f^*c(\beta_1)(f^*c) = 204 \frac{kg}{cm^2}$$

$$FR = 0.9$$

$$Mu = FRbd^2 f^*c q (1 - 0.5q)$$

$$c = -1304000 \quad q_1 = 0.14$$

$$b = 9712440 \quad q_2 = 1.86$$

$$a = -4856220 \quad q = 0.14$$

$$\rho = q(f^*c/f_y) = 0.0070$$

Area Mínima

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = 3.32 \text{ cm}^2$$

Area Balanceada

$$\left(\frac{f_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) = 27.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area Máxima (0.75 \cdot \text{Area Balanceada})} = 20.95 \text{ cm}^2$$

#Varilla	Medida(cm)	Area	Cantidad	Area de Acero
3	0.95	0.71	0	0
4	1.27	1.27	2	2.54
5	1.59	1.98	3	5.94
6	1.91	2.85	0	0
8	2.54	5.06	0	0
10	3.18	7.94	0	0
12	3.81	11.4	0	0

Area de Acero Necesaria

$$\rho \cdot b \cdot d = 8.08 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma = 8.48$$

CUMPLE EL AREA DE ACERO NECESARIA

AREA DE ACERO CUBIERTA

$$\rho \text{ real} = 0.00737391$$

$$q \text{ real} = 0.08582043$$

$$\text{Cortante Limite} = 35.63 \text{ CUMPLE}$$

$$M_R = FR b d^2 f_c q (1 - 0.5q) = 2.2491451 > 14.21 \text{ Mu}$$

MOMENTO RESISTENTE ES MAYOR AL MOMUNTO ULTIMO-CUMPLE

$$V_{cR} = 4952.46 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 4.95 \text{ ton}$$

NECESITA ESTRIBOS

$$V_{sR} = 9257.54 \text{ kg}$$

$$Fr = 0.8$$

La separación, s, no debe ser menor de 6 cm.

Seperación de estribos

$$s = 23.71 \text{ cm}$$

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} = 1.857273243$$

$$\text{Separación } d/2 = 21$$

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47 FR b d \sqrt{f_c^*} = 21.38 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 FR b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Seperación máxima de estribos

$$s \text{ max} = 23 \text{ cm} \text{ CUMPLE}$$

c) Si V_u es mayor que

$$0.47 FR b d \sqrt{f_c^*} = 21.38 \text{ ton}$$

$$\left(1.5 FR b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

Seperación máxima de estribos

$$s \text{ max} = 11.5 \text{ cm} \text{ NO CUMPLE ESTA CONDICIÓN}$$

4.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Columna perimetral Cuerpo 1.

Columna A-1

Fuerzas actuantes		
P =	18.25	Ton
Mx =	38.61	Ton·m
My =	16.42	Ton·m
Vu =	14.62	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección	
f _c =	250	kg/cm ²	b =	50 cm
f _y =	4200	kg/cm ²	h =	50 cm
f' _c =	200	kg/cm ²	Area =	2500 cm ²
f'' _c =	170	kg/cm ²		
FR =	0.7			
Recubrimiento =	4	cm	Recubrimiento efectivo = 6.54 cm	
Estribos =	3	(3/8")		
Ø =	0.95	cm ²		
Area Acero =	0.71	cm ²		
Varillas =	6			
#Varilla =	8			
Ø =	2.54	cm		
Area Acero =	5.07	cm ²		
Varillas =	6			
#Varilla =	10			
Ø =	3.175	cm		
Area Acero =	7.92	cm ²		

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 77.91 cm ²	As. Min. (1%) = 25 cm ²	As. Max. (6%) = 150 cm ²

Cuantia de la columna

$$p = \frac{A_s}{A_g} = 0.03 \quad q = \frac{p f_y}{f'_c} = 0.77$$

Carga axial resistente de diseño

$$P_{R0} = FR * (f'_c(Ac) + As * f_y) = 517274.115 \text{ kg}$$

Carga axial resistente al diseño (ex)

r =	6.54 cm		
d =	43.46		
d/h =	0.87		
ex(M _w /P) =	211.56 cm		
ex/h =	4.23	}	kx = 0.05
q =	0.77		
P _{Rx} = K _x * FR * b * h * f' _c =		21875 kg	

Carga axial resistente al diseño (ey)

r =	6.54 cm		
d =	43.46		
d/h =	0.87		
ey(M _w /P) =	89.97 cm		
ey/h =	1.80	}	ky = 0.21
q =	0.77		
P _{Ry} = K _y * FR * b * h * f' _c =		91875 kg	

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)

P _{R0} =	517274.1155 kg
P _{R0} =	21875.00 kg
P _{R0} =	91875.00 kg
PR =	18293.10
PR =	18.29 Ton

CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

49.17 Ton $F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s)$ 404.65 Ton

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	19.05 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	41.64 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
Inferior				b mín/2	25.00 cm
	L/2	1.88 m	Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 311.51 \text{ Ton}$$

CUMPLE

$\rho = 0.013$
 si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$
 Vcr= 11.15 Ton

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.05$$

Numero de estribos= 2 #3
 Estribo (2 ramas)= 2.85 cm2

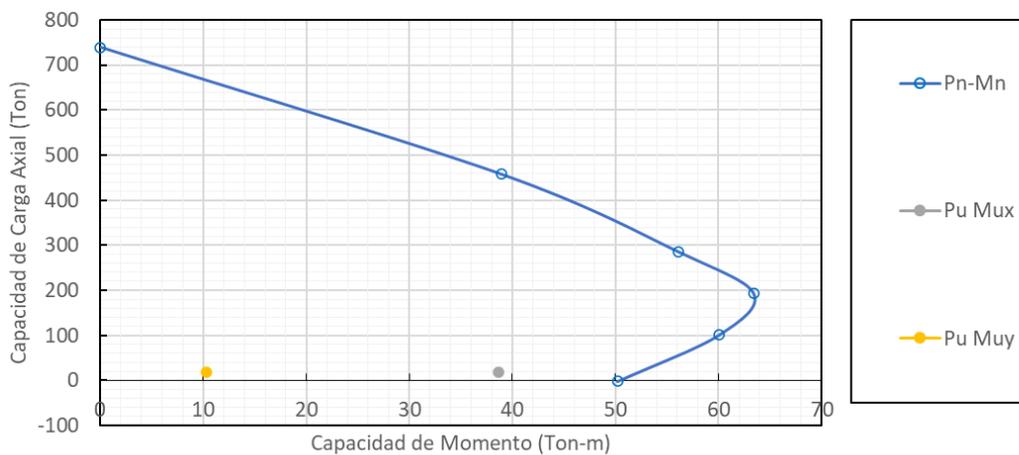
Vcr= 11.72
 Vsr= 2.90

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{CR}} = 143.28 \text{ cm}$$

La separación de estribos no sera mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
41.64 cm
- b) 48 diametros la barra del estribo
45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
25 cm

Diagrama de Interacción(P - Mx P - My)



Columna central Cuerpo 1

Columna B-2

Fuerzas actuantes		
P =	54.77	Ton
Mx =	35.97	Ton·m
My =	11.05	Ton·m
Vu =	14.32	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección		
f'c =	250	kg/cm2	b =	50	cm
fy =	4200	kg/cm2	h =	50	cm
f*c =	200	kg/cm2	Area =	2500	cm2
f''c =	170	kg/cm2			
FR =	0.7				
Recubrimiento =	4	cm			
Estribos =	3	(3/8")			
Ø =	0.95	cm2			
Area Acero =	0.71	cm2			
Varillas =	0				
#Varilla =	0				
Ø =	0	cm			
Area Acero =	0.00	cm2			
Varillas =	8				
#Varilla =	10				
Ø =	3.175	cm			
Area Acero =	7.92	cm2			

Recubrimiento efectivo =	6.54	cm
--------------------------	------	----

	0.375
--	-------

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 63.34 cm2	As. Min. (1%) = 25 cm2	As. Max. (6%) = 150 cm2

Cuantia de la columna			
$p = \frac{A_s}{A_g} =$	0.03	$q = \frac{p f_y}{f_c''} =$	0.63

Carga axial resistente de diseño
$P_{R0} = FR * (f'c(Ac) + As * fy) =$ 476178.143 kg

Carga axial resistente al diseño (ex)			
r =	6.54	cm	
d =	43.46		
d/h =	0.87		
ex(My/P) =	65.67	cm	
ex/h =	1.31		} kx = 0.35
q =	0.63		
$P_{Rx} = K_x * FR * b * h * f'c =$	153125	kg	

Carga axial resistente al diseño (ey)			
r =	6.54	cm	
d =	43.46		
d/h =	0.87		
ey(My/P) =	20.18	cm	
ey/h =	0.40		} ky = 0.17
q =	0.63		
$P_{Ry} = K_y * FR * b * h * f'c =$	74375	kg	

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)		
P _{R0} =	476178.1426	kg
P _{R0} =	153125.00	kg
P _{R0} =	74375.00	kg
P _R =	55941.13	
P _R =	55.94	Ton CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 49.17 \quad \text{Ton} \quad P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) \quad 381.34 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	19.05 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	41.64 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
				b mín/2	25.00 cm
Inferior	L/2	1.88 m	Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 333.67 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE

$$\rho = 0.013$$

si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$$V_{CR} = 11.15 \quad \text{Ton}$$

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.15$$

Numero de estribos= 2 #3
 Estribo (2 ramas)= 2.85 cm2

$$V_{CR} = 12.85$$

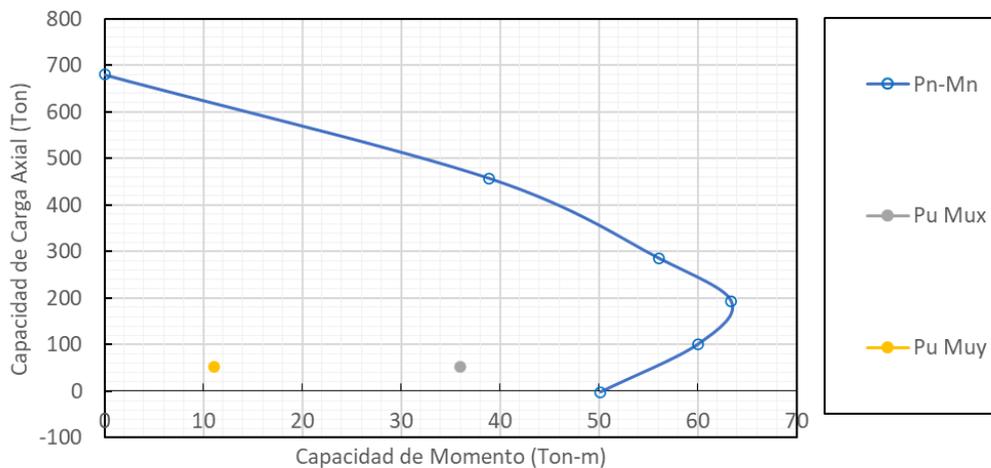
$$V_{SR} = 1.47$$

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{CR}} = 284.06 \quad \text{cm}$$

La separación de estribos no sera mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
41.64 cm
- b) 48 diametros la barra del estribo
45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
25 cm

Diagrama de Interacción (P - My)



Columna perimetral cuerpo 2.

Columna E-2

Fuerzas actuantes		
P =	27.98	Ton
Mx =	34	Ton·m
My =	3.04	Ton·m
Vu =	13.65	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección		
f'c =	250	kg/cm2	b =	50	cm
fy =	4200	kg/cm2	h =	50	cm
f*c =	200	kg/cm2	Area =	2500	cm2
f''c =	170	kg/cm2			
Fr =	0.7				
Recubrimiento =	4	cm			
Estribos =	3	(3/8")			
Ø =	0.95	cm2			
Area Acero =	0.71	cm2			
Varillas =	4				
#Varilla =	8	(1")			
Ø =	2.54	cm			
Area Acero =	5.07	cm2			
Varillas =	6				
#Varilla =	10	(1")			
Ø =	3.175	cm			
Area Acero =	7.92	cm2			

Recubrimiento efectivo = 6.54 cm

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 67.77 cm2	As. Min. (1%) = 25 cm2	As. Max. (6%) = 150 cm2

Cuantia de la columna

$$p = \frac{A_s}{A_g} = 0.03 \quad q = \frac{p f_y}{f_c''} = 0.67$$

Carga axial resistente de diseño

$$P_{R0} = Fr * (f'c(Ac) + As * fy) = 488685.613 \text{ kg}$$

Carga axial resistente al diseño (ex)

r = 6.54 cm	} kx = 0.19
d = 43.46	
d/h = 0.87	
ex(Mx/P) = 121.52 cm	
ex/h = 2.43	
q = 0.67	

$$P_{Rx} = K_x * Fr * b * h * f'c = 83125 \text{ kg}$$

Carga axial resistente al diseño (ey)

r = 6.54 cm	} ky = 0.7
d = 43.46	
d/h = 0.87	
ey(My/P) = 10.86 cm	
ey/h = 0.22	
q = 0.67	

$$P_{Ry} = K_y * Fr * b * h * f'c = 306250 \text{ kg}$$

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)

P _{R0} = 488685.6126 kg	
P _{R0} = 83125.00 kg	
P _{R0} = 306250.00 kg	
P _R = 75476.96	
P _R = 75.48 Ton	CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 49.17 \quad \text{Ton} \quad F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) \quad 388.44 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	19.05 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	41.64 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
Inferior		1.88 m		b min/2	25.00 cm
	L/2		Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 311.51 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE

$$\rho = 0.013$$

si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$$V_{CR} = 11.15 \quad \text{Ton}$$

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.08$$

Numero de estribos= 1 #3
 Estribo (2 ramas)= 1.43 cm2

$$V_{CR} = 12.02$$

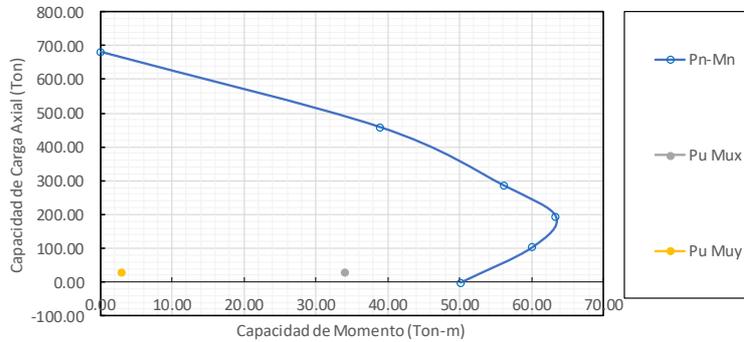
$$V_{SR} = 1.63$$

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{SR}} = 127.57 \quad \text{cm}$$

La separación de estribos no será mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
 41.64 cm
- b) 48 diametros la barra del estribo
 45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
 25 cm

Diagrama de Interacción(P - My - Mx)



Columna central cuerpo 2.

Columna F-2

Fuerzas actuantes		
P =	54.78	Ton
Mx =	30.73	Ton·m
My =	7.85	Ton·m
Vu =	12.67	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección		
f'c =	250	kg/cm2	b =	50	cm
fy =	4200	kg/cm2	h =	50	cm
f*c =	200	kg/cm2	Area =	2500	cm2
f''c =	170	kg/cm2			
FR =	0.7				

Recubrimiento =	3	cm	Recubrimiento efectivo =	5.54	cm
Estribos =	3	(3/8")			
Ø =	0.95	cm2			
Area Acero =	0.71	cm2			
Varillas =	4				
#Varilla =	8	(1")			
Ø =	2.54	cm			
Area Acero =	5.07	cm2			
Varillas =	4				
#Varilla =	10	(1")			
Ø =	3.175	cm			
Area Acero =	7.92	cm2			

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 51.94 cm2	As. Min. (1%) = 25 cm2	As. Max. (6%) = 150 cm2

Cuantía de la columna			
$p = \frac{A_s}{A_g} =$	0.02	$q = \frac{Pf_y}{f_c''} =$	0.51

Carga axial resistente de diseño	
$PR_0 = FR * (f'c(Ac) + As * fy) =$	444016.077 kg

Carga axial resistente al diseño (ex)			
r =	5.54	cm	
d =	44.46		
d/h =	0.89		
ex(Mx/P) =	56.10	cm	
ex/h =	1.12		} kx = 0.4
q =	0.51		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c =$	175000.00 kg		

Carga axial resistente al diseño (ey)			
r =	5.54	cm	
d =	44.46		
d/h =	0.89		
ey(My/P) =	14.33	cm	
ey/h =	0.29		} ky = 0.16
q =	0.51		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c =$	70000.00 kg		

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)	
PR ₀ =	444016.077 kg
PR ₀ =	175000.00 kg
PR ₀ =	70000.00 kg
PR =	56344.92
PR =	56.34 Ton
	CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 50.30 \quad \text{Ton} \quad F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) \quad 363.10 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	19.05 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	41.64 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
				b mín/2	25.00 cm
Inferior	L/2	1.88 m	Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 289.34 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE

p= 0.013
si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$
Vcr= 11.40 Ton

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.15$$

Numero de estribos= 1 #3
Estribo (2 ramas)= 1.43 cm2

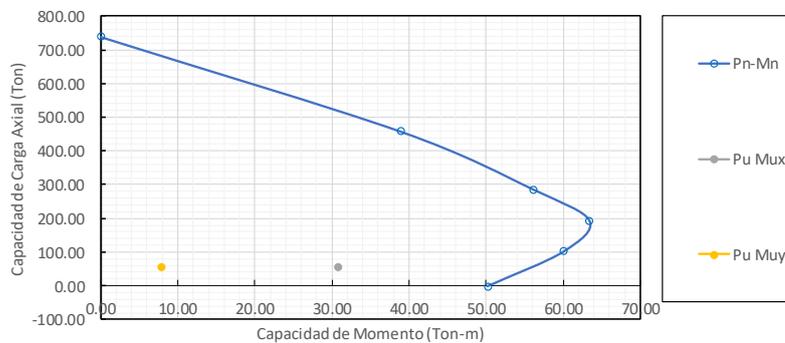
Vcr= 13.15
Vsr= -0.48

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{CR}} = 442.68 \quad \text{cm}$$

La separación de estribos no sera mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
41.64 cm
- b) 48 diametros la barra del estribo
45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
25 cm

Diagrama de Interacción(P - Mx P - My)



Columna perimetral cuerpo 3.

Columna K-7

Fuerzas actuantes		
P =	21.88	Ton
Mx =	34.48	Ton·m
My =	15.36	Ton·m
Vu =	14.1	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección		
f'c =	250	kg/cm2	b =	50	cm
fy =	4200	kg/cm2	h =	50	cm
f*c =	200	kg/cm2	Area =	2500	cm2
f''c =	170	kg/cm2			
FR =	0.7				
Recubrimiento =	3	cm			
Estribos =	3	(3/8")			
Ø =	0.95	cm2			
Area Acero =	0.71	cm2			
Varillas =	6				
#Varilla =	12	(1")			
Ø =	3.81	cm			
Area Acero =	11.40	cm2			

Recubrimiento efectivo =	5.86	cm
--------------------------	------	----

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 68.41 cm2	As. Min. (1%) = 25 cm2	As. Max. (6%) = 150 cm2

Cuantía de la columna		
$p = \frac{A_s}{A_g} = 0.03$	$q = \frac{pf_y}{f_c} = 0.68$	

Carga axial resistente de diseño
$PR_0 = FR * (f'c(Ac) + As * fy) = 490472.394 \text{ kg}$

Carga axial resistente al diseño (ex)		
r = 5.86 cm		
d = 44.1425		
d/h = 0.88		
ex(Mx/P) = 157.59 cm		
ex/h = 3.15	}	kx = 0.06
q = 0.68		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c = 26250 \text{ kg}$		

Carga axial resistente al diseño (ey)		
r = 5.86 cm		
d = 44.1425		
d/h = 0.88		
ey(My/P) = 70.20 cm		
ey/h = 1.40	}	ky = 0.24
q = 0.68		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c = 105000 \text{ kg}$		

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)		
PR0 = 490472.3941 kg		
PR0 = 26250.00 kg		
PR0 = 105000.00 kg		
PR = 21939.35		
PR = 21.94 Ton		CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 49.94 \quad \text{Ton} \quad F_R (0.7f_c^* A_g + 2.000A_s) \quad 389.45 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	22.86 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	49.97 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
Inferior		1.88 m		b min/2	25.00 cm
	L/2		Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 340.77 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE

$$\rho = 0.018$$

si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$$V_{CR} = 14.10 \quad \text{Ton}$$

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.06$$

Numero de estribos= 1 #3
 Estribo (2 ramas)= 1.43 cm2

$$V_{CR} = 14.97$$

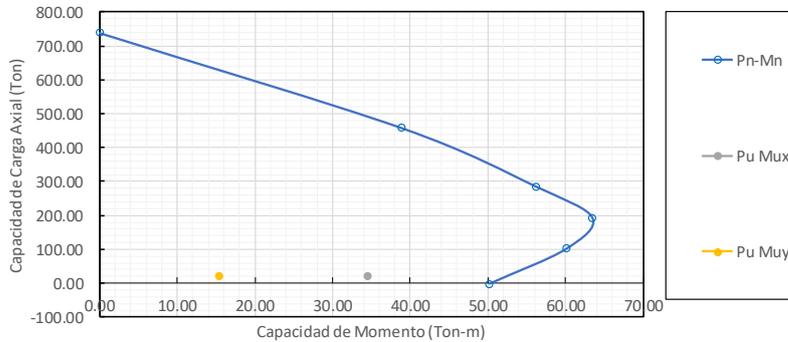
$$V_{SR} = -0.87$$

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{SR}} = 243.42 \quad \text{cm}$$

La separación de estribos no será mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
49.97 cm
- b) 48 diámetros la barra del estribo
45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
25 cm

Diagrama de Interacción (P - Mx P - My)



Columna central cuerpo 3.

Columna J-3

Fuerzas actuantes		
P =	29.15	Ton
Mx =	26.64	Ton·m
My =	12.24	Ton·m
Vu =	11.33	Ton

Propiedades de la sección			Tamaño de la sección		
f'c =	250	kg/cm2	b =	50	cm
fy =	4200	kg/cm2	h =	50	cm
f*c =	200	kg/cm2	Area =	2500	cm2
f''c =	170	kg/cm2			
Fr =	0.7				
Recubrimiento =	3	cm			
Estribos =	3	(3/8")			
Ø =	0.95	cm2			
Area Acero =	0.71	cm2			
Varillas =	6				
#Varilla =	10	(1")			
Ø =	3.175	cm			
Area Acero =	7.92	cm2			

Recubrimiento efectivo = 5.54 cm

Acero Propuesto	Acero minimo	Acero maximo
As = 47.50 cm2	As. Min. (1%) = 25 cm2	As. Max. (6%) = 150 cm2

Cuantía de la columna		
$p = \frac{A_s}{A_g} = 0.02$	$q = \frac{pf_y}{f_c} = 0.47$	

Carga axial resistente de diseño
$PR_0 = Fr * (f''c(Ac) + As * fy) = 431508.607 \text{ kg}$

Carga axial resistente al diseño (ex)		
r = 5.54 cm		
d = 44.46		
d/h = 0.89		
ex(Mx/P) = 91.39 cm		
ex/h = 1.83	} kx = 0.1	
q = 0.47		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c = 43750 \text{ kg}$		

Carga axial resistente al diseño (ey)		
r = 5.54 cm		
d = 44.46		
d/h = 0.89		
ey(My/P) = 41.99 cm		
ey/h = 0.84	} ky = 0.18	
q = 0.47		
$PR_x = K_x * FR * b * h * f'c = 78750 \text{ kg}$		

Carga axial resistente de diseño (ex y ey)		
PR0 = 431508.607 kg		
PRx = 43750.00 kg		
PRy = 78750.00 kg		
PR = 30085.95		
PR = 30.09 Ton		CUMPLE

Determinación del refuerzo transversal

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad 50.30 \quad \text{Ton} \quad F_R (0.7f_c^* A_g + 2.000A_s) \quad 356.01 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE **CUMPLE**

FR= 0.8
H= 3.75 m

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.50 m	Ss	bmin/4	12.50 cm
	H/6	0.63 m		6db	19.05 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.28 m	Sc	850 db/vfy	41.64 cm
				48Ø estribo	45.72 cm
Inferior		1.88 m		b min/2	25.00 cm
	L/2		Si	100 mm	10.00 cm

Revisión de fuerza cortante resistente

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 311.51 \quad \text{Ton}$$

CUMPLE

$$\rho = 0.013$$

si $\rho < 0.015$
 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$$V_{CR} = 11.40 \quad \text{Ton}$$

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1.08$$

Numero de estribos= 1 #3
 Estribo (2 ramas)= 1.43 cm2

$$V_{CR} = 12.33$$

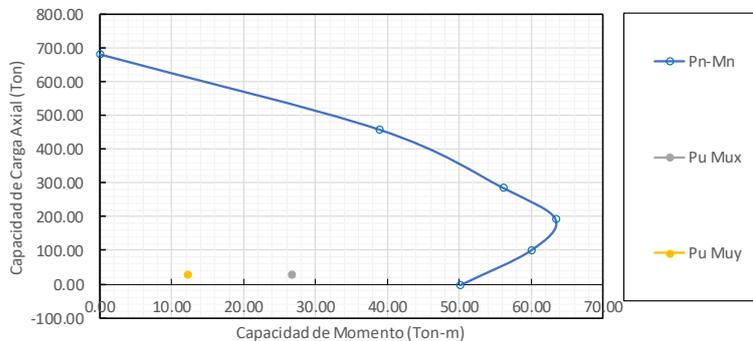
$$V_{SR} = -1.00$$

$$s = \frac{F_R A_s f_y d (\text{Sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{SR}} = 212.33 \quad \text{cm}$$

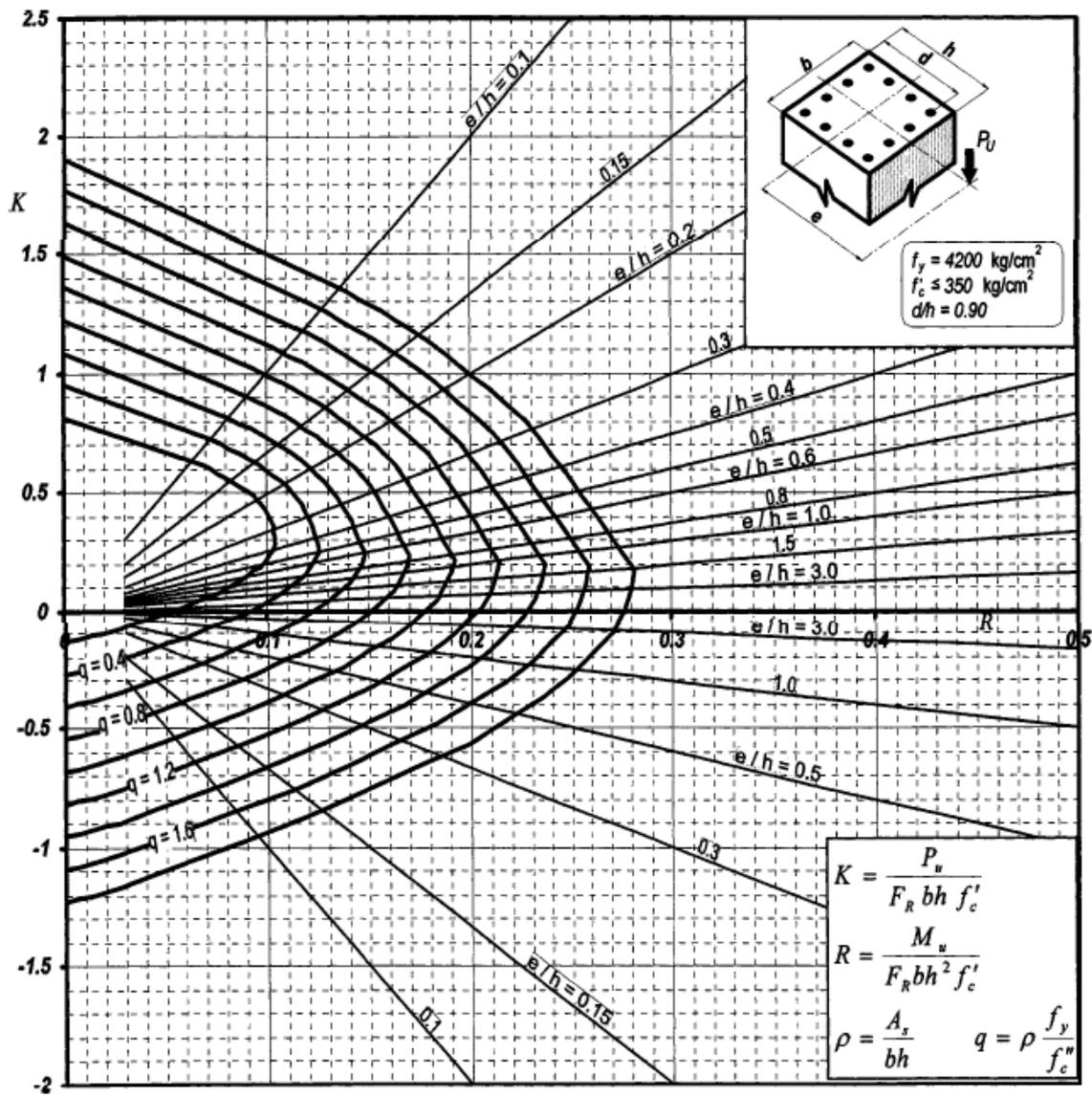
La separación de estribos no será mayor que

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diametro de la barra más delgada del paquete
 41.64 cm
- b) 48 diámetros la barra del estribo
 45.72 cm
- c) La mitad de la dimension menor de la columna
 25 cm

Diagrama de Interacción (P - My - Mx)



Ábaco de diseño para columnas.

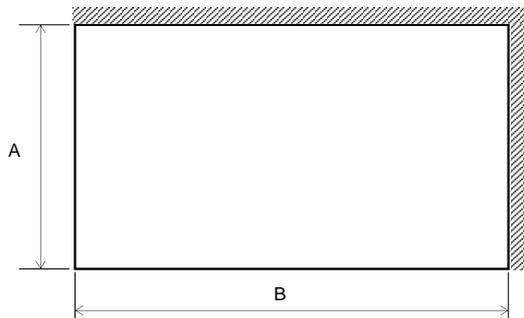


- A_s = Área total de refuerzo
- $f'_c = 0.85 f_c^*$
- $f'_c = 0.80 f_c^*$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_u = Momento flexionante último

4.6 DISEÑO DE LOSA

El diseño de las losas aplica para todos los cuerpos.

Losa Esquina.



Dimensiones

Lado corto (A 1) : 3.60 m
 Lado largo (A 2) : 7.20 m
 m (A1 / A2) : 0.50

Materiales

Concreto $f'c$ = 250 kg/cm²
 Acero f_y = 4,200 Kg/cm²

Cargas

CV + CM (Wt) : 795 Kg/m²

*A las cargas se agrega el peso de la losa 360 kgm²

Losa colada monolíticamente con los apoyos
 Losa con dos lados adyacentes discontinuos

Peralte mínimo de la Losa:

Tomando en cuenta los lados discontinuos y/o si es colado monolítico, así como la resistencia de los materiales y las cargas lineales, en su caso, tenemos:

$$d = \frac{\text{Perimetro}}{250} \cdot 0,032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}$$

Perímetro = 2,430.00 cm
 $f_s = 0.6 f_y = 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$
 $w = 795.00 \text{ Kg/m}^2$

$d = 12.3 \text{ cm}$
 $h = 15 \text{ cm}$

Flexión

Momento	Lado	K	Mu	p	As	# 3 @
			(kg-cm)	(%)	(cm ²)	(cm)
Negativo en bordes interiores	corto	598	92,420	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes interiores	largo	475	73,410	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes discontinuos	corto	362	55,946	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes discontinuos	largo	258	39,873	0.0016	2.05	15
Positivo	corto	358	55,328	0.0016	2.05	15
Positivo	largo	152	23,491	0.0016	2.05	15

$$Mu = 1.5 \cdot K \cdot \Delta \theta^4 \cdot w \cdot A^2$$

$$Mu = Frbd^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'c} \therefore \rho = q \frac{f'c}{f_y}$$

$$As = \rho b d$$

$$As_{min} = \frac{660h}{f_y(h+100)} \times 100$$

donde : $Fr = 0.90$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 13 \text{ cm}$

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 0.85 f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$

$As_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$

Cortante:

$$V = \left(\frac{A}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \frac{A}{B} \right) \cdot w$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot Fr \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

donde : $Fr = 0.70$

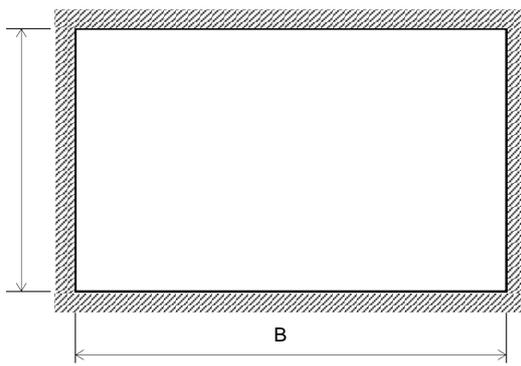
$V = 1,068.76 \text{ Kg}$

$V_u = 1,301.10 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6,434.67 \text{ Kg}$

> V_u . PASA

Losa Central.



Dimensiones

Lado corto (A 1) : 3.60 m
 Lado largo (A 2) : 7.20 m
 m (A 1 / A 2) : 0.50

Materiales

Concreto f'c= 250 kg/cm²
 Acero fy= 4,200 Kg/cm²

Cargas

CV + CM (Wt) : 795 Kg/m²
 *A las cargas se agrega el peso de la losa 360 kgm²

Losa colada monolíticamente con los apoyos
 Losa con todos los bordes continuos

Peralte mínimo de la Losa:

Tomando en cuenta los lados discontinuos y/o si es colado monolítico, así como la resistencia de los materiales y las cargas lineales, en su caso, tenemos:

$$d = \frac{\text{Perímetro}}{250} \cdot 0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot w}$$

Perímetro = 2,160.00 cm
 fs=0.6 fy = 2,520.00 kg/cm²
 w = 795.00 Kg/m²
 Flexión

d = 10.9 cm
 h = 15.00 cm

Momento	Lado	K	Mu	p	As	# 3 @
			(kg-cm)	(%)	(cm ²)	(cm)
Negativo en bordes interiores	corto	553	85,465	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes interiores	largo	409	63,210	0.0016	2.05	15
Positivo	corto	312	48,219	0.0016	2.05	15
Positivo	largo	139	21,482	0.0016	2.05	15

$$Mu = 1.5 \cdot K \cdot 0^4 \cdot w \cdot A^2$$

$$Mu = Frbd^2 f''c q (1 - 0.5q)$$

$$q = \rho \frac{fy}{f''c} \therefore \rho = q \frac{f''c}{fy}$$

$$As = \rho b d$$

$$As_{min} = \frac{660h}{fy(h+100)} \times 100$$

donde : Fr = 0.90

b = 100 cm

d = 13 cm

f'c = 200 kg/cm²

f''c = 0.85 f'c = 170 kg/cm²

Asmín = 2.05 cm²

Cortante: Sección 6.3.3.6

$$V = \left(\frac{A}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \frac{A}{B} \right) \cdot w$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot Fr \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f''c}$$

donde : Fr = 0.70

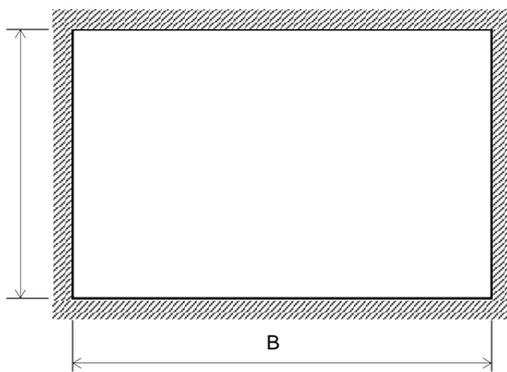
V = 929.36 Kg

Vu = 1,301.10 Kg

Vcr = 6,434.67 Kg

> Vu. PASA

Losa de Borde.



Dimensiones

Lado corto (A 1) : 3.60 m
 Lado largo (A 2) : 7.20 m
 m (A 1 / A 2) : 0.50

Materiales

Concreto f'c= 250 kg/cm²
 Acero fy= 4,200 Kg/cm²

Cargas

CV + CM (Wt) : 640 Kg/m²
 *A las cargas se agrega el peso de la losa 360 kgm²

Losa colada monóticamente con los apoyos
 Losa con un lado corto discontinuo

Peralte mínimo de la Losa:

Tomando en cuenta los lados discontinuos y/o si es colado monolítico, así como la resistencia de los materiales y las cargas lineales, en su caso, tenemos:

$$d = \frac{\text{Perimetro}}{250} \cdot 0.032 \cdot \sqrt{f_s \cdot w}$$

Perímetro 2,250.00 cm
 fs=0.6 fy = 2,520.00 kg/cm²
 w = 640.00 Kg/m²
 Flexión

d = 10.8 cm
 h = 15 cm

Momento	Lado	K	Mu	p	As	# 3 @
			(kg-cm)	(%)	(cm ²)	(cm)
Negativo en bordes interiores	corto	568	70,668	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes interiores	largo	409	50,886	0.0016	2.05	15
Negativo en bordes discontinuos	largo	258	32,099	0.0016	2.05	15
Positivo	corto	329	40,933	0.0016	2.05	15
Positivo	largo	142	17,667	0.0016	2.05	15

$$M_u = 1.5 \cdot K \cdot O^3 \cdot w \cdot A^2$$

$$M_u = F_r b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

$$q = \rho \frac{f''_c}{f_y} \therefore \rho = q \frac{f''_c}{f_y} \quad A_s = \rho b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{660h}{f_y(h+100)} \times 100$$

donde : Fr = 0.90

b = 100 cm

d = 13 cm

f''_c = 200 kg/cm²

f''_c = 0.85 f''_c = 170 kg/cm²

Asmín = 2.05 cm²

Cortante: Sección 6.3.3.6

$$V = \left(\frac{A}{2} - d \right) \cdot \left(0.95 - 0.5 \frac{A}{B} \right) \cdot w$$

$$V_{cr} = 0.5 \cdot F_r \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f''_c}$$

donde : Fr = 0.70

V = 860.38 Kg

Vu = 1,047.42 Kg

Vcr = 6,434.67 Kg

> Vu. PASA

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para presentar un adecuado análisis y diseño de una superestructura deberá de tenerse especial cuidado en aplicar las características de materiales, secciones, cargas que deben asignarse y el tipo de análisis que se aplicara.

Se debe apoyar siempre el análisis y diseño de las normas técnicas complementarias que se utilizan en la zona donde se desplanta la estructura, en este caso especifico son las de Baja California.

El programa ETABS solo se utilizo para obtener datos como desplazamientos, distorsiones laterales, momentos y cortantes en elementos estructurales. Para diseñar los elementos estructurales como columnas, trabes y losas no se utilizo el programa ETABS, se diseñaron conforme a las especificaciones de las normas técnicas complementarias de Baja California.

La forma irregular de la planta genera concentración de esfuerzos en ciertas partes debido al comportamiento de la estructura al sismo, la solución es colocar juntas constructivas para formar plantas regulares.

El ingeniero civil debe de contar con criterio y experiencia para poder dar solución a los errores y complicaciones que puedan presentarse para darle una solución adecuada a la estructura.

BIBLIOGRAFIA

Bazan Z. Enrique, R. M. (1992). *Manual de Diseño Sísmico de edificios*. Ciudad de México: Limusa.

Gobierno de Baja California. (2013). *Normas Técnicas Complementarias Tomo I*. Baja California: Estado de Baja California.

Gobierno de Baja California (1992). *Reglamento de la ley de edificaciones del estado de Baja California*. Baja California: Estado de Baja California.

Gonzales Cuevas Oscar M., F.-V. F. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Cuarta edición*. Ciudad de México: LIMUSA.

Roberto, M. P. (2001). *Diseño Estructural*. Ciudad de México: Limusa.