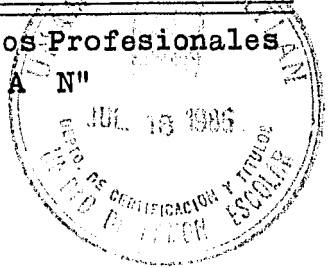


18  
2 ej.



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
"ACATLAN"



EDIFICIO A BASE DE ESTRUCTURAS; METALICA  
O CONCRETO REFORZADO Y COSTOS  
COMPARATIVOS

## TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N  
JOSE LUIS OROPEZA TRUJILLO  
PEDRO ALVARO PALMA SANCHEZ

México, D. F.

Julio de 1986



## **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 está 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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN  
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

CI/090/1986.

SRES. JOSE LUIS OROPEZA TRUJILLO  
Y PEDRO ALVARO PALMA SANCHEZ  
Alumnos de la Carrera de Ingeniería  
Civil.  
P r e s e n t e s .

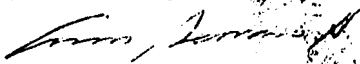
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 8 de marzo de 1984, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Edificio a Base de Estructuras; Metálica o de Concreto Reforzado y Costos Comparativos", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Propiedades y Características del Acero y del Concreto.
- II.- Descripción y Presentación del Proyecto.
- III.- Análisis Estructural.
- IV.- Diseño de las Estructuras.
- V.- Diseño de las Cimentaciones.
- VI.- Costos.
- Conclusiones y Recomendaciones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Juan José Camarena, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 29 de mayo de 1986.

  
ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO  
Coordinador del Programa de  
Ingeniería.

HAS'JAM/rcm.

# INDICE

<u>INTRODUCCION</u>	....1
<u>CAPITULO I</u>	....2
DESCRIPCION Y PRESENTACION DEL PROYECTO	
1a.- Planos arquitectónicos	
1b.- Características estructurales	
<u>CAPITULO II</u>	....4
PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DEL ACERO Y DEL CONCRETO	
2a.- Características del concreto	
2b.- Características del acero	
<u>CAPITULO III</u>	...11
ANALISIS ESTRUCTURAL	
3a.- Determinación de las cargas	
3b.- Análisis sísmico dinámico	
3c.- Análisis dinámico por viento	
3d.- Análisis estructural	
3e.- Determinación de esfuerzos en los elementos estructurales	
<u>CAPITULO IV</u>	...72
DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	
4a.- Diseño estructura de acero	
4b.- Diseño estructura de concreto	
<u>CAPITULO V</u>	..167
DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES	
5a.- Cimentación de acero	
5b.- Cimentación de concreto	
<u>CAPITULO VI</u>	..184
COSTOS	
6a.- De la estructura de acero	
6b.- De la estructura de concreto	
CONCLUSIONES	..186
BIBLIOGRAFIA	..187

## INTRODUCCION

La tarea de evaluar consiste en comparar los beneficios y costos de proyectos con miras a determinar si el cociente que expresa la relación beneficio costo representa o no ventajas mayores que las que se obtendrían con proyectos distintos, igualmente viables.

La finalidad de un proyecto es aportar elementos de juicio para tomar decisiones sobre su ejecución o sobre el apoyo que se debería prestar a su realización. Para ello deben analizarse problemas técnicos y económicos, de modo que se pueda tomar con seguridad la decisión de apoyar o no la inversión implicada en el proyecto. Para esto se requiere haber pasado la etapa que constituye el anteproyecto o estudio de factibilidad, donde se trata de verificar que por lo menos una de las alternativas de solución es rentable, además de ser técnica y económicamente viable.

Al probarse que existe por lo menos una solución técnicamente viable y económicamente rentable puede justificarse la decisión de ejecución del proyecto.

El análisis económico del proyecto debe ser esencialmente cuantitativo, partiendo de los elementos que aporta el análisis técnico.

En el estudio técnico se debe incluir el análisis de los costos del proyecto que resultan de las soluciones dadas a los problemas técnicos. Las decisiones que se adoptan como resultado del estudio técnico determinarán la necesidad de capital, mano de obra y equipo que tendrá que atenderse para ejecutar el proyecto y ponerlo en operación.

En el estudio de factibilidad se debe observar las tendencias generales de mercado y la política económica vigente tomando en cuenta los precios en los insumos del proyecto.

Al abordar la evaluación del proyecto el problema de los precios se debe plantear en términos de analizar su fidedignidad como expresión de valores económicos reales.

Con el desarrollo de este trabajo se pretende hacer una evaluación económica, de un proyecto solucionado con dos alternativas, una de las cuales es el concreto reforzado y la otra el acero estructural. El proyecto es un edificio para oficinas con las características descritas más adelante. Se toman en cuenta únicamente las estructuras, pues siendo el mismo proyecto los acabados se consideran iguales.

Se diseñó la cimentación debido a que la carga transmitida al suelo varía en cada edificio.

Una vez obtenidos los diseños de cada estructura se calculó su costo y haciendo un análisis comparativo donde se involucra material, mano de obra y equipo se obtienen elementos de juicio para determinar cual de los proyectos se debe ejecutar.

CAPITULO I

DESCRIPCION

Y

PRESENTACION

DEL

PROYECTO

DESCRIPCION DEL PROYECTO  
ESTRUCTURA METALICA

DESCRIPCION

El edificio consta de un núcleo central del que se encuentran suspendidos 10 entrepisos de planta cuadrada con una superficie útil de 768m<sup>2</sup> por planta. En la planta baja se encuentra el vestíbulo de entrada y recepción; cada entrepiso puede utilizarse para oficinas con toda el área libre de columnas. El núcleo central contiene ascensores, escaleras, recintos para instalaciones, ductos y sanitarios.

DIMENSIONES

La planta de los entrepisos tiene una dimensión exterior de 29.4 X 29.4 m. El núcleo central es de 9.8 X 9.8 m. Cada entrepiso tiene una altura libre de 3.5 m. y una altura útil de 2.70 m. El área total útil es de 7680 m<sup>2</sup>.

ESTRUCTURA

Las vigas principales del sistema de piso se apoyan interiormente en el núcleo central, exteriormente están sujetas por columnas que trabajan a tensión.

Las fuerzas de las columnas a tensión, son transmitidas al núcleo central por un grupo de armaduras ubicadas en la parte superior del núcleo central.

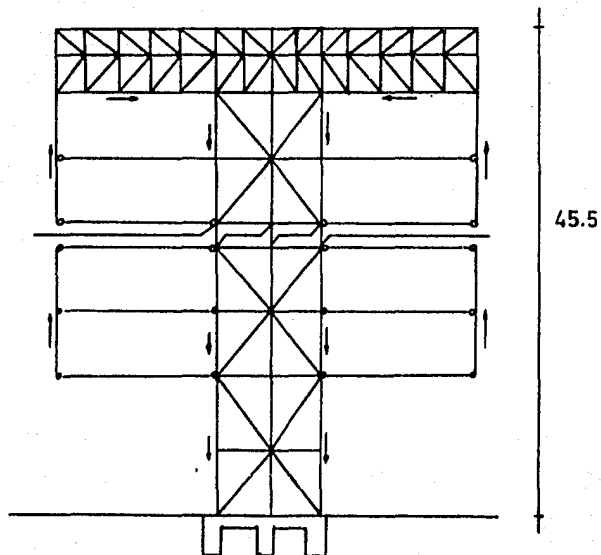
El núcleo central es el que soporta tanto efectos gravitacionales como accidentales (viento y sismo), esta formado por una serie de marcos metálicos contraventeados para evitar desplazamientos laterales.

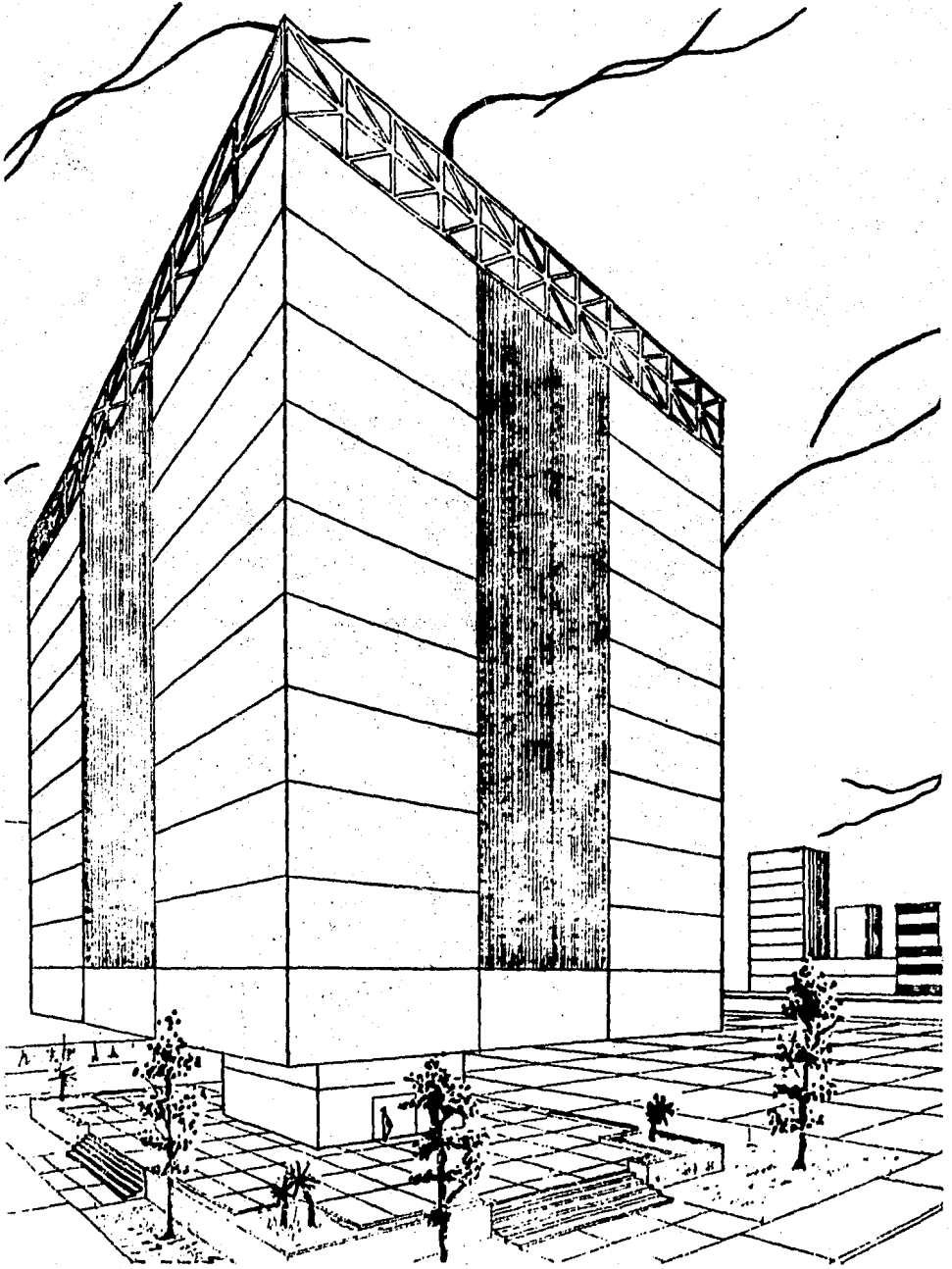
Las columnas que trabajan a tensión son perfiles tipo W y no cables de acero, como se ha utilizado, con el objeto de dar rigidez al sistema.

Las armaduras superiores están diseñadas para evitar las flechas producidas por las cargas que soportan. En el proceso de fabricación se puede diseñar una contraflecha de magnitud igual a los desplazamientos calculados en el análisis. En total se utilizarán 10 armaduras.

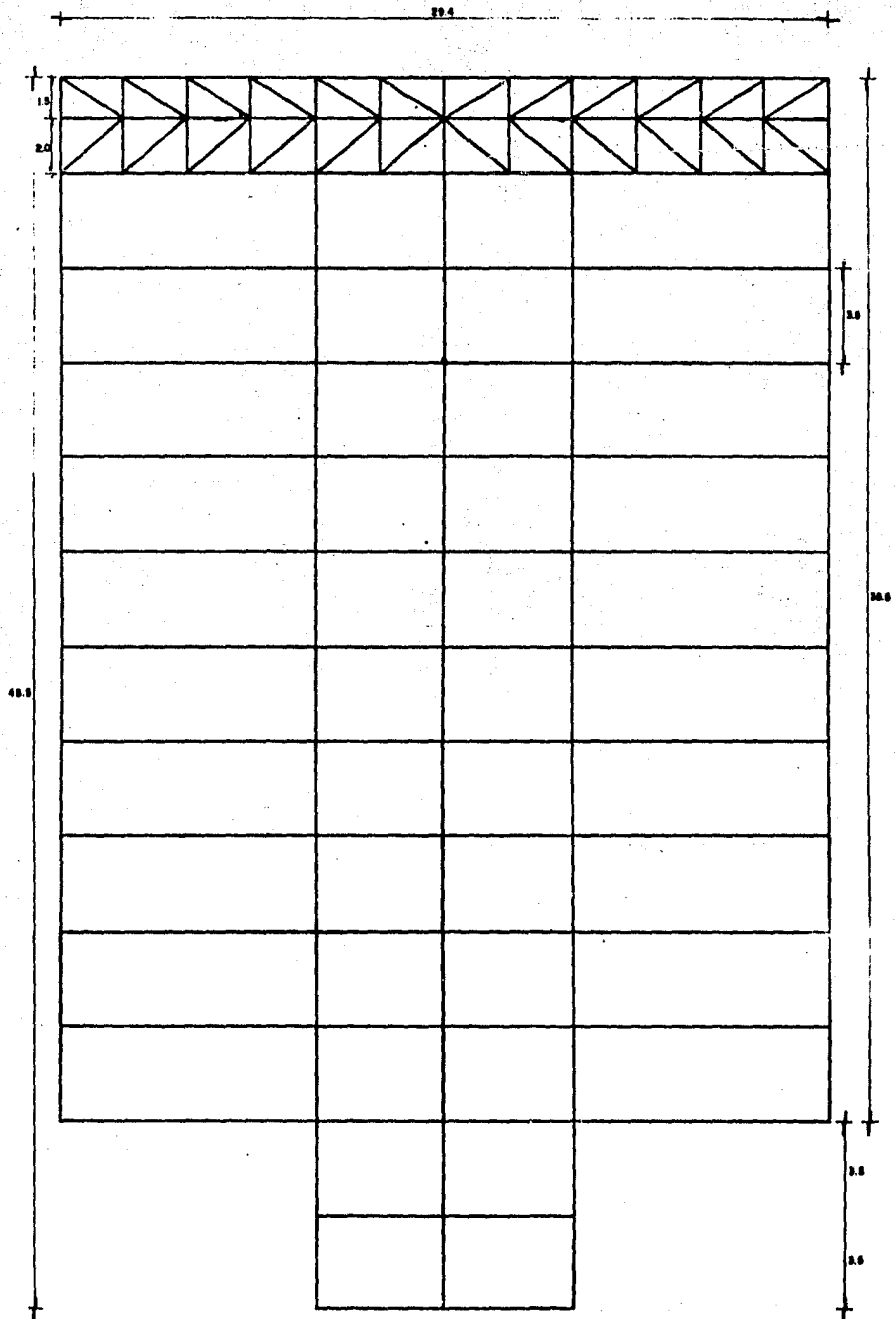
La cimentación es a base de pilas de concreto que anclan las 12 columnas del núcleo central. La estructura se desplanta sobre roca basáltica.

SISTEMA ESTATICO

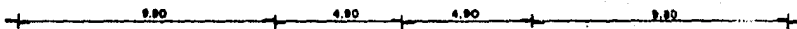


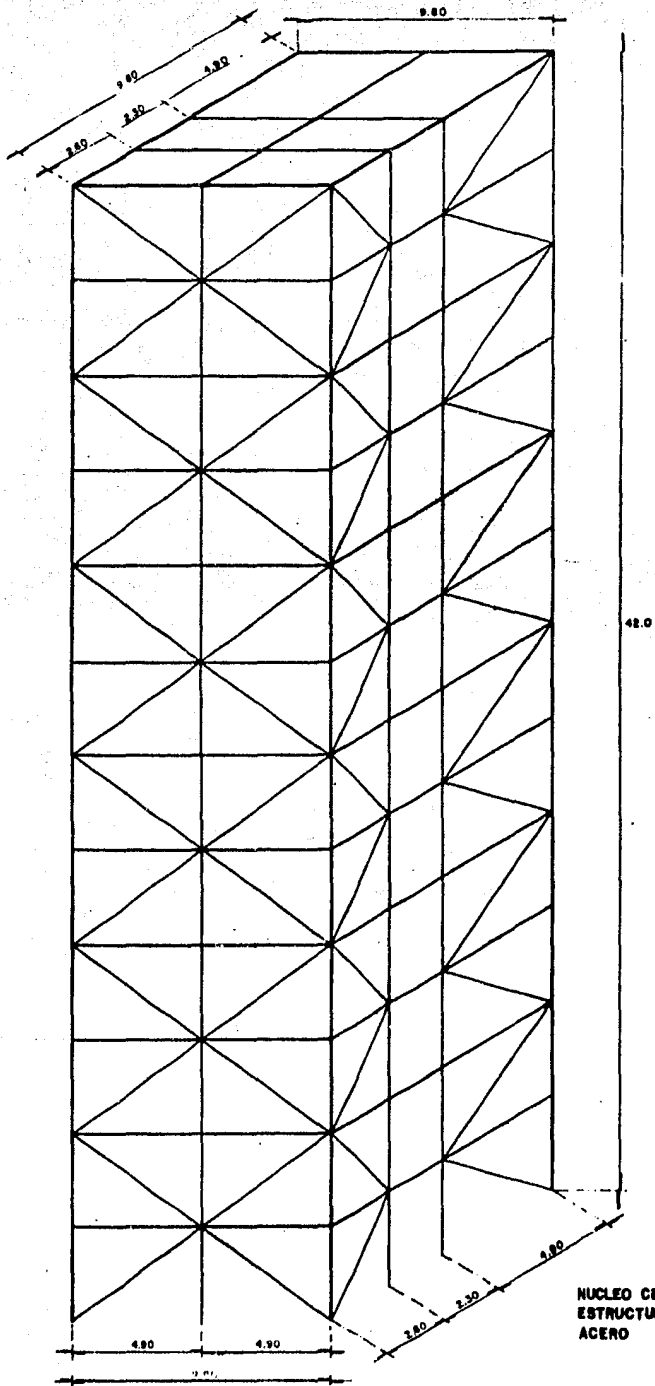






CORTE LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA DE ACERO





**NUCLEO CENTRAL  
 ESTRUCTURA DE  
 ACERO**

DESCRIPCION DEL PROYECTO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

## DESCRIPCION

Edificio para oficinas, soportado por un núcleo central cuadrado del que se tienen suspendidos los entrepisos, cuenta con 13 niveles los dos primeros sirven como vestíbulo de entrada y recepción, en el último, azotea, se aloja la maquinaria de los elevadores, los 10 niveles restantes son utilizados para oficinas, disponiéndose de un área libre de columnas. El núcleo central contiene ascensores, escaleras, recintos para instalaciones, ductos y sanitarios

## DIMENSIONES

La planta de los entrepisos tiene una dimensión exterior de 29.4 X 29.4 m, el núcleo central es cuadrado de 9.80 m por lado. Cada entrepiso tiene una altura útil de 2.70 m. El área disponible por entrepiso es de 7680.0 m<sup>2</sup>.

## ESTRUCTURA

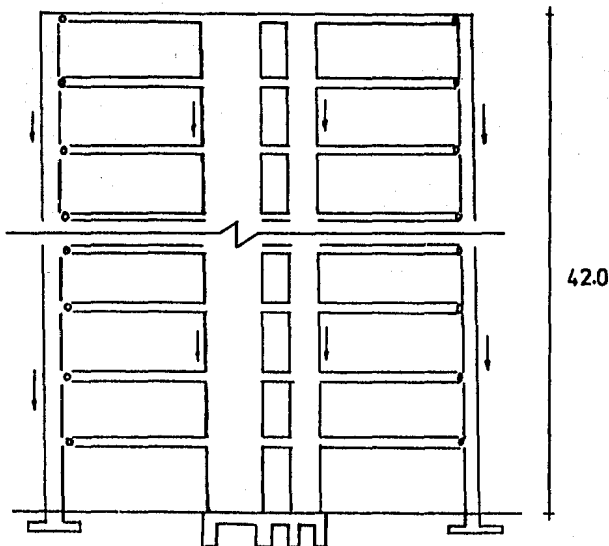
El sistema de piso se apoya interiormente en el núcleo central, formado por muros de concreto reforzado, esta conexión se considera un empotramiento, por el exterior esta unida a columnas que por su conexión sólo trabaja a compresión transmitiendo así la carga directamente al terreno.

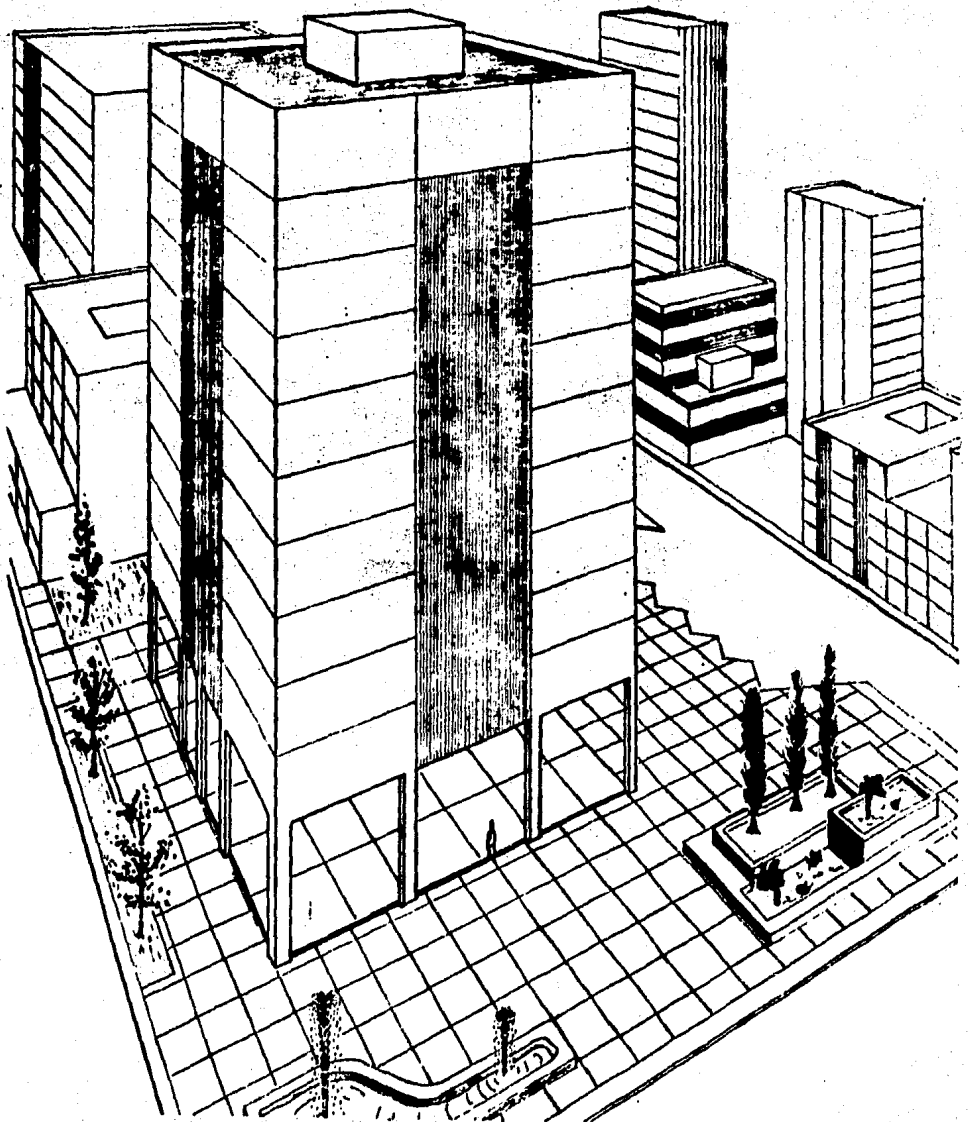
La transmisión de fuerzas de viento y sismo al núcleo central sera a través del sistema de piso. Por esta razón el núcleo central soportará la mayoría de los esfuerzos, ya sea por cargas gravitacionales y accidentales. Los muros que forman el núcleo central serán de espesor variable entre 25 y 30 cm. Las columnas exteriores serán cuadradas de 55 cm. por lado, apoyadas sobre zapatas aisladas. Las columnas se consideran empotradas en su base.

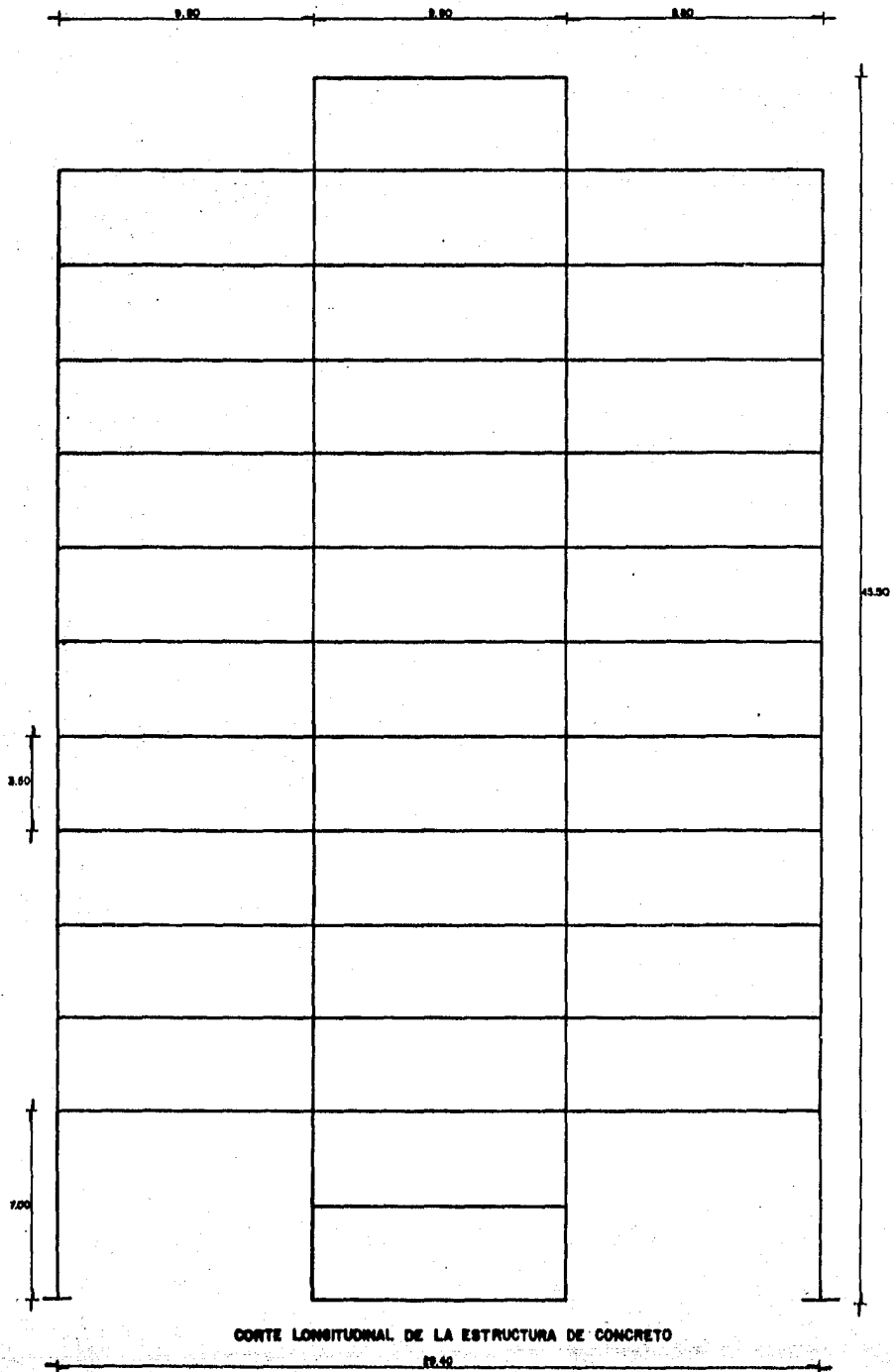
La cimentación será mediante pilas de concreto unidas por una contratrabe estas se colocarán en la dirección de los muros.

La estructura se desplanta sobre roca basáltica con capacidad de carga admisible de 600 tn/m<sup>2</sup>.

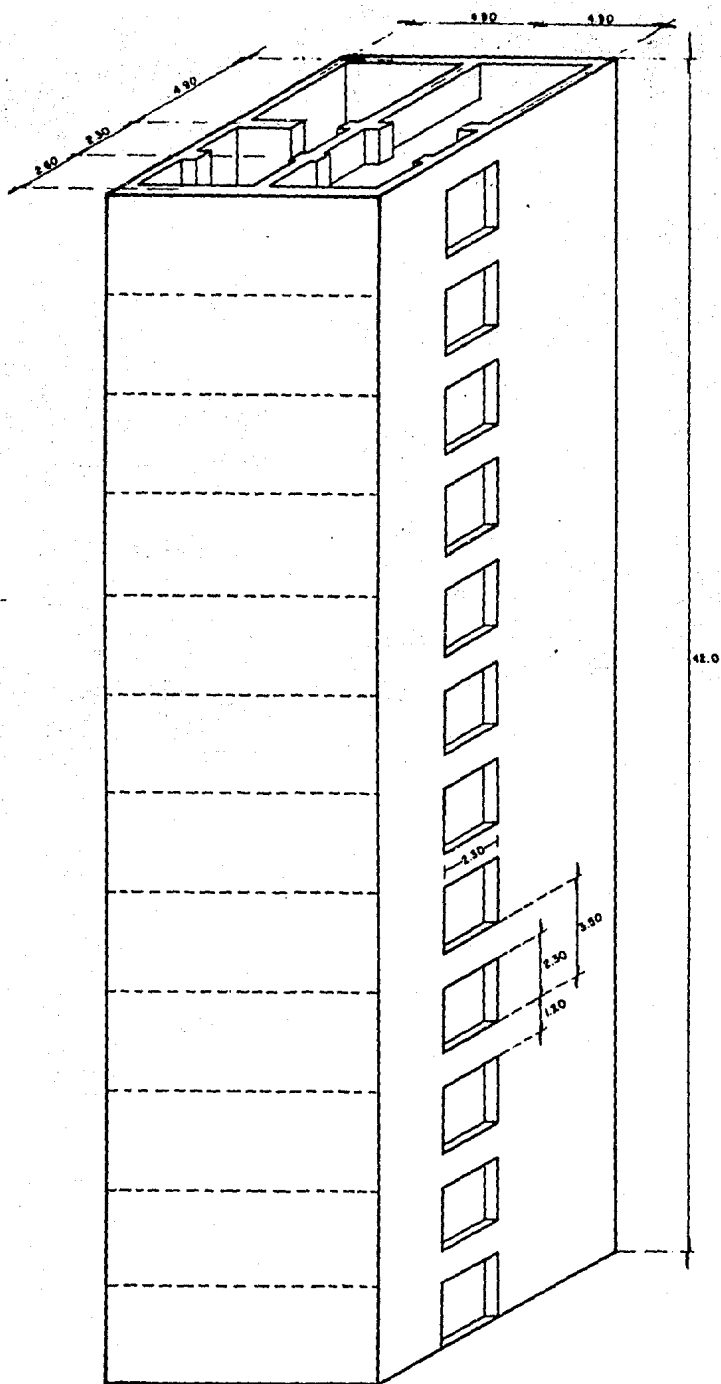
## SISTEMA ESTRUCTURAL



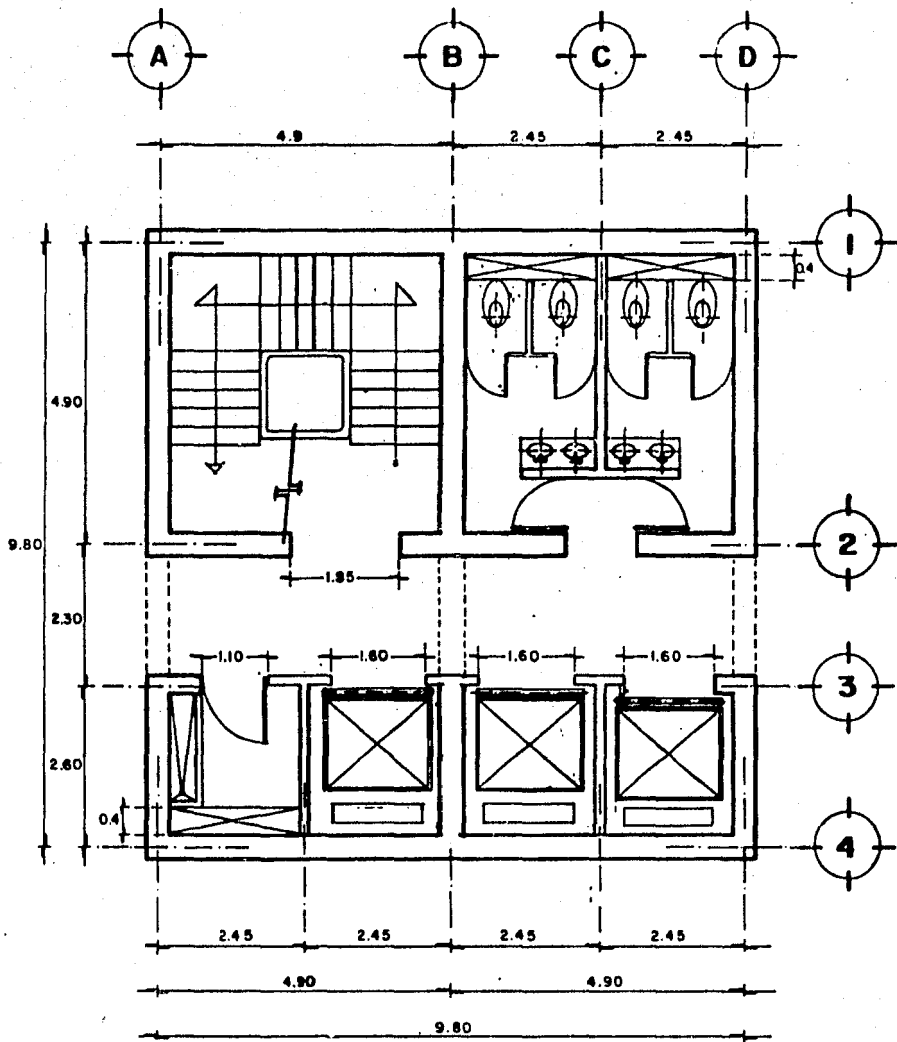




CORTE LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

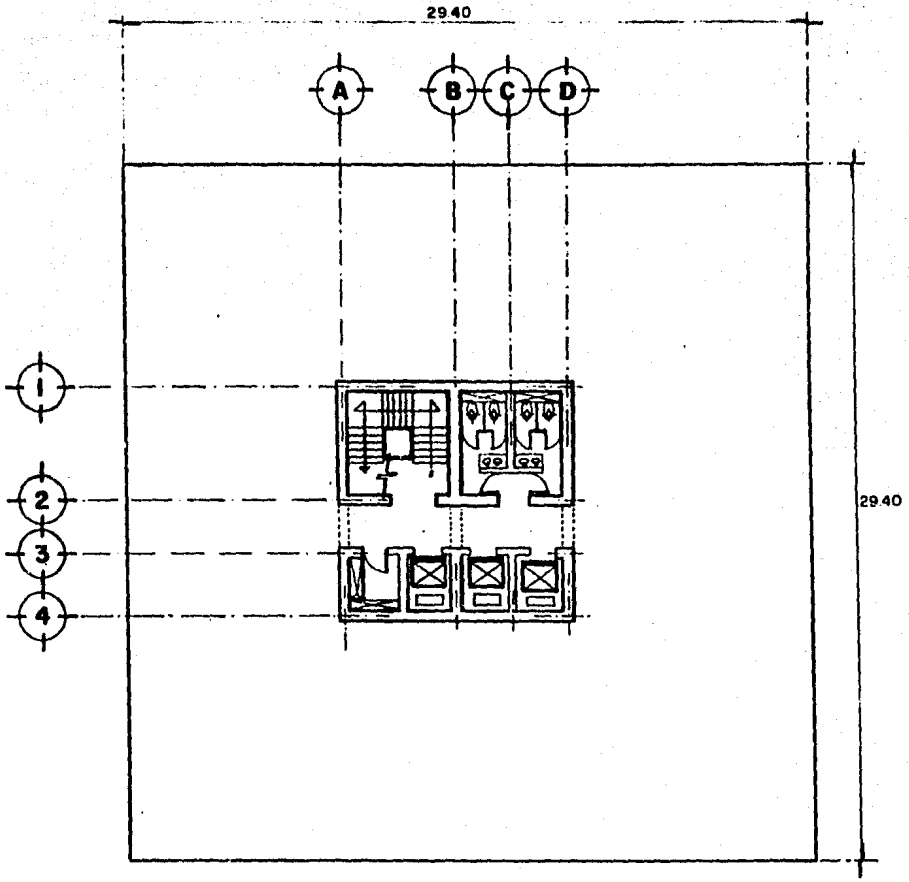


NUCLEO CENTRAL ESTRUCTURA DE CONCRETO



**NUCLEO CENTRAL**

Esc: 1:75

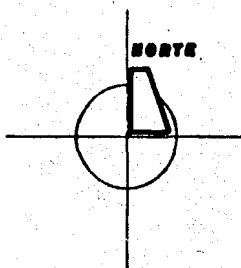
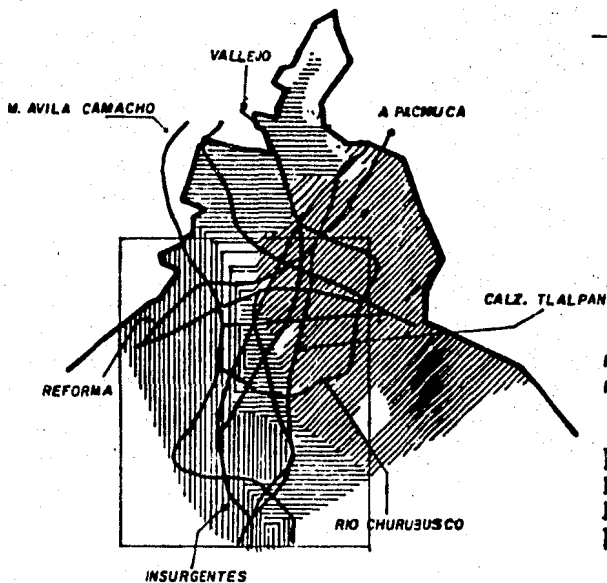


**PLANTA TIPO**





ESC. 1: 200



# CROQUIS DE LOCALIZACION



## PROFUNDIDAD DE LOS DEPOSITOS INCOMPRESIBLES

-  ZONA I, H 3m (DE PROYECTO).
-  ZONA II, H 20 m.
-  ZONA III, H 20 m
-  ZONA IV, POCO CONOCIDA

## DIRECCION

CALLE . ATENAS 1906 N°153

ENTRE AMSTERDAM 1928 Y AMBERES 1920

COLONIA VILLAS DEL PEDREGAL C.P.14646

DELEGACION TLALPAN

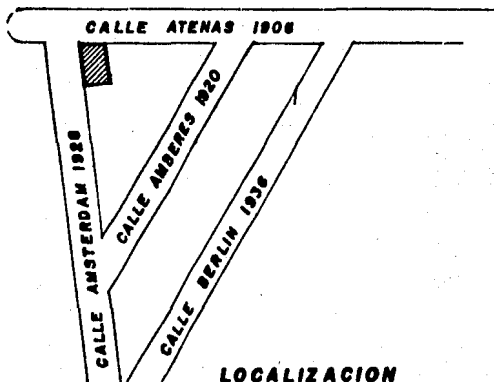
SONDEO N° 170

LOCALIZACION ANILLO PERIFERICO ENTRE  
TLALPAN E INSURGENTES Z.P.22

PROFUNDIDAD 15 MTS.  
DEL SONDEO

NIVEL FREATICO NO HAY

ESTRATIGRAFIA ROCA DESDE LA SUPERFICIE



LOCALIZACION

CAPITULO II

PROPIEDADES

Y

CARACTERISTICAS

DEL

ACERO Y CONCRETO

## CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

El concreto es un conglomerado pétreo artificial que se prepara mezclando una pasta de cemento y agua, con arena y piedra triturada grava u otro material inerte. La substancia químicamente activa de la mezcla es el cemento, el cual se une química y físicamente con el agua y al endurecerse liga los agregados para formar una masa sólida semejante a una piedra.

Una propiedad particular del concreto es que puede dársele cualquier forma; la mezcla húmeda se coloca en estado plástico en moldes donde se endurece o fragua.

El concreto es fuerte bajo compresión, pero quebradizo y casi inútil para resistir la tensión. En miembros estructurales sometidos a otros esfuerzos, que no son compresión, se agrega un refuerzo de acero que se introduce principalmente para soportar los esfuerzos de tensión y cortante.

Se llama concreto reforzado aquél que contiene otro refuerzo, generalmente acero, dispuesto de tal manera que los dos materiales actúan juntos para resistir las fuerzas exteriores.

Como el concreto es una mezcla, se pueden lograr innumerables combinaciones al variar las proporciones de los ingredientes. Estas diferentes combinaciones tendrán como resultado concretos de distintas calidades. Cuando el cemento se ha hidratado, la masa plástica se endurece convirtiéndose en un material semejante a una piedra; este período de endurecimiento se llama curado y requiere de tres condiciones durante el mismo: tiempo, temperatura favorable y la presencia continua de agua.

Para llenar los requisitos, es esencial que el concreto endurecido tenga resistencia y durabilidad; otra propiedad esencial es su trabajabilidad para colocarlo dentro de los moldes.

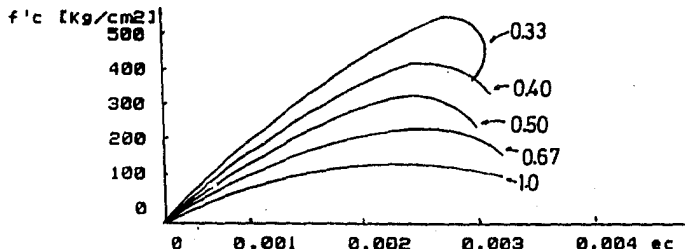
La calidad del concreto depende de los siguientes factores: materiales apropiados, proporciones correctas, métodos adecuados de mezclado y colado así como protección durante el colado.

Las propiedades del concreto fresco como la consistencia, manejabilidad, el tiempo de fraguado, así como la del concreto endurecido; resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, contracción, flujo plástico se pueden controlar seleccionando en forma minuciosa las características y proporciones de los componentes primarios del concreto, es decir, material cementante, agua y agregados.

### RELACION AGUA-CEMENTO

El mas importante de los factores que determina la resistencia del concreto es la relación agua-cemento. La variación de esta relación con respecto a la resistencia no tiene la validez de una ley física y esta sujeta a limitaciones con respecto al grado de vibrado, tipo y resistencia del agregado, su cantidad y tamaño máximo. En la práctica puede estimarse aproximadamente la resistencia del concreto a una antigüedad determinada como una función de la relación agua-cemento.

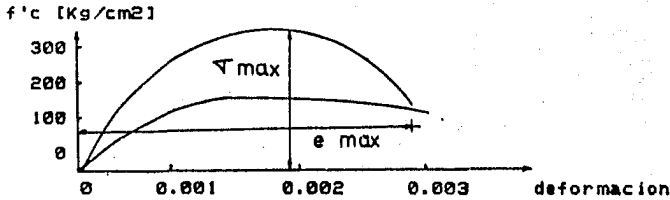
En la siguiente figura se presentan curvas esfuerzo-deformación, correspondientes a distintas relaciones agua-cemento.



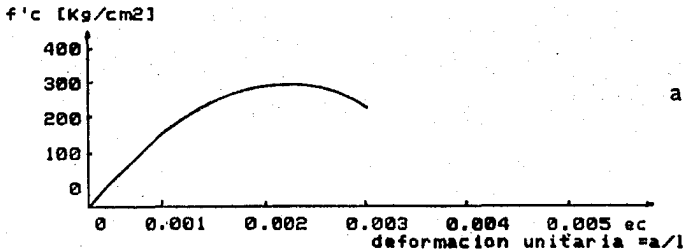
CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

El concreto se puede considerar como material elástico pero en realidad solo lo es parcialmente, de manera que las deformaciones que le producen las cargas, excepto las de muy corta duración nunca desaparecen completamente. Sin embargo, para los cálculos de proyecto, se considera que el concreto tiene una componente elástica de deformación y que la curva esfuerzo-deformación a corto plazo tiene una porción elástica lineal y una porción plástica no lineal. Si se aplica un esfuerzo creciente a una tasa constante de deformación, la curva esfuerzo deformación tiene la forma que se muestra en la siguiente figura.

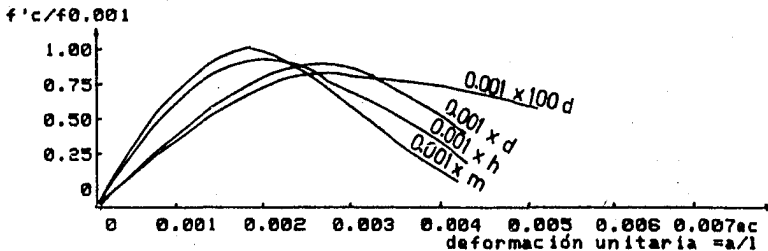


El valor de la deformación unitaria ( $\epsilon_c$ ), es la relación entre el acortamiento total, ( $\Delta$ ), y la longitud de medición ( $l$ ).



EFEECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACION

La siguiente figura muestra curvas obtenidas ensayando cilindros a diferentes velocidades de deformación, desde una milésima de deformación unitaria por minuto hasta una milésima por 100 días. En la figura  $f_{0.001}$  representa la resistencia obtenida cuando la velocidad de ensaye es de 0.001 por minuto. Como puede observarse esta variable tiene un efecto notable sobre las características de la curva esfuerzo-deformación, especialmente en carga máxima.



## CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

El concreto es un conglomerado pétreo artificial que se prepara mezclando una pasta de cemento y agua, con arena y piedra triturada grava u otro material inerte. La substancia químicamente activa de la mezcla es el cemento, el cual se une química y físicamente con el agua y al endurecerse liga los agregados para formar una masa sólida semejante a una piedra.

Una propiedad particular del concreto es que puede dársele cualquier forma; la mezcla húmeda se coloca en estado plástico en moldes donde se endurece o fragua.

El concreto es fuerte bajo compresión, pero quebradizo y casi inútil para resistir la tensión. En miembros estructurales sometidos a otros esfuerzos, que no son compresión, se agrega un refuerzo de acero que se introduce principalmente para soportar los esfuerzos de tensión y cortante.

Se llama concreto reforzado aquél que contiene otro refuerzo, generalmente acero, dispuesto de tal manera que los dos materiales actúan juntos para resistir las fuerzas exteriores.

Como el concreto es una mezcla, se pueden lograr innumerables combinaciones al variar las proporciones de los ingredientes. Estas diferentes combinaciones tendrán como resultado concretos de distintas calidades. Cuando el cemento se ha hidratado, la masa plástica se endurece convirtiéndose en un material semejante a una piedra; este período de endurecimiento se llama curado y requiere de tres condiciones durante el mismo: tiempo, temperatura favorable y la presencia continua de agua.

Para llenar los requisitos, es esencial que el concreto endurecido tenga resistencia y durabilidad; otra propiedad esencial es su trabajabilidad para colocarlo dentro de los moldes.

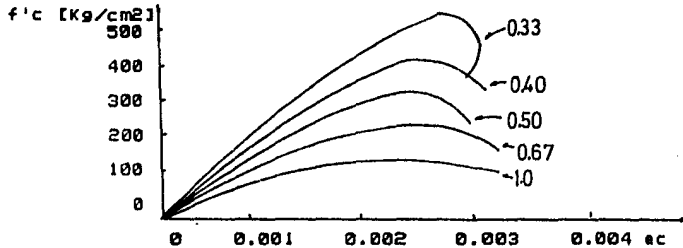
La calidad del concreto depende de los siguientes factores: materiales apropiados, proporciones correctas, métodos adecuados de mezclado y colado así como protección durante el colado.

Las propiedades del concreto fresco como la consistencia, manejabilidad, el tiempo de fraguado, así como la del concreto endurecido: resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, contracción, flujo plástico se pueden controlar seleccionando en forma minuciosa las características y proporciones de los componentes primarios del concreto, es decir, material cementante, agua y agregados.

### RELACION AGUA-CEMENTO

El más importante de los factores que determina la resistencia del concreto es la relación agua-cemento. La variación de esta relación con respecto a la resistencia no tiene la validez de una ley física y esta sujeta a limitaciones con respecto al grado de vibrado, tipo y resistencia del agregado, su cantidad y tamaño máximo. En la práctica puede estimarse aproximadamente la resistencia del concreto a una antigüedad determinada como una función de la relación agua-cemento.

En la siguiente figura se presentan curvas esfuerzo-deformación, correspondientes a distintas relaciones agua-cemento.



CARACTERÍSTICAS DEL  
CONCRETO

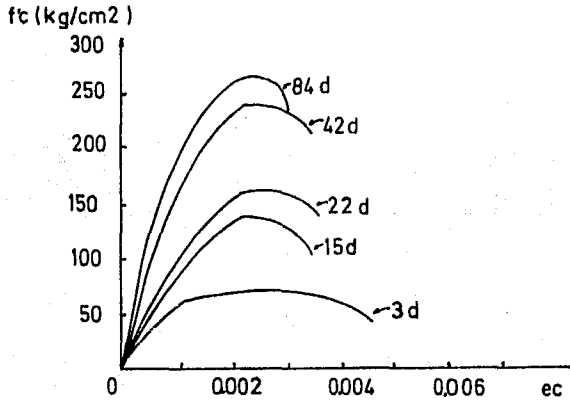
AUMENTO DE LA RESISTENCIA CON EL TIEMPO

El aumento de la resistencia del concreto con el tiempo es un fenómeno muy conocido, es costumbre casi invariable especificar la resistencia a los 28 días. Las mezclas en las que la relación agua-cemento es pequeña el concreto adquiere una resistencia mas rápidamente que aquellas en las que la relación es baja.

El aumento de la resistencia después de los 28 días puede tomarse en cuenta en aquellas estructuras en las que la carga de diseño no se aplica hasta mucho después, que es lo que sucede con mayor frecuencia. El concreto aumenta su capacidad de carga con la edad debido al proceso continuo de hidratación del cemento.

En la siguiente figura se muestran curvas esfuerzo-deformación ensayadas a distintas edades.

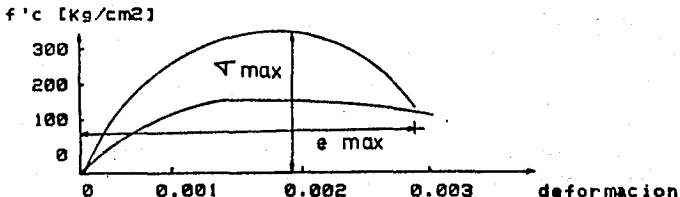
Se puede observar que la deformación unitaria para la carga máxima es del orden de 0.0015 a 0.002



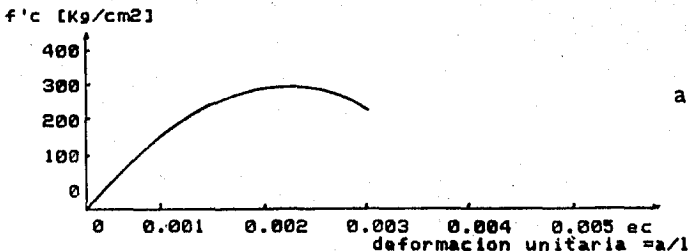
CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

El concreto se puede considerar como material elástico pero en realidad solo lo es parcialmente, de manera que las deformaciones que le producen las cargas, excepto las de muy corta duración nunca desaparecen completamente. Sin embargo, para los cálculos de proyecto, se considera que el concreto tiene una componente elástica de deformación y que la curva esfuerzo-deformación a corto plazo tiene una porción elástica lineal y una porción plástica no lineal. Si se aplica un esfuerzo creciente a una tasa constante de deformación, la curva esfuerzo deformación tiene la forma que se muestra en la siguiente figura.

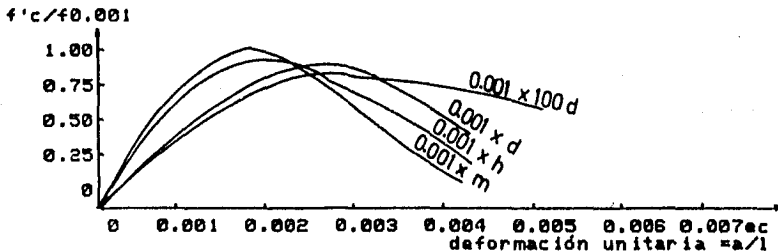


El valor de la deformación unitaria ( $\epsilon_c$ ), es la relación entre el acortamiento total, ( $\Delta$ ), y la longitud de medición ( $l$ ).



EFFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACION

La siguiente figura muestra curvas obtenidas ensayando cilindros a diferentes velocidades de deformación, desde una milésima de deformación unitaria por minuto hasta una milésima por 100 días. En la figura  $f_{0.001}$  representa la resistencia obtenida cuando la velocidad de ensaye es de 0.001 por minuto. Como puede observarse esta variable tiene un efecto notable sobre las características de la curva esfuerzo-deformación, especialmente en carga máxima.



## CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

### OTRAS CONDICIONES DE ESFUERZOS

La determinación de la resistencia del concreto simple a un estado de esfuerzo cortante puro, no tiene mucha importancia, porque dicho estado implica siempre la presencia de tensiones principales de la misma magnitud que el esfuerzo cortante, las cuales originan la falla cuando el elemento podría aun soportar esfuerzos cortantes mayores. Algunos procedimientos indican que la resistencia al esfuerzo cortante es del 20% de la resistencia a la compresión.

### EFECTOS DEL TIEMPO EN EL CONCRETO ENDURECIDO

Cuando se aplica una carga a un espécimen de concreto, éste adquiere una deformación inicial. Si la carga permanece aplicada, la deformación aumenta con el tiempo, aún cuando no se incremente la carga. Las deformaciones que ocurren con el tiempo se deben esencialmente a dos causas: Contracción y Flujo plástico.

### CONTRACCION

Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo. La superficie se seca más rápidamente que el interior, por lo tanto la contracción tiende a desarrollarse principalmente en la periferia de la sección. La distribución irregular de esta contracción provoca esfuerzos de tensión en las fibras exteriores y compresión en las interiores. Los factores que más afectan la contracción son la cantidad original de agua en la mezcla y las condiciones ambientales a edades tempranas.

La contracción tiende a producir esfuerzos debidos a las restricciones al libre desplazamiento del elemento.

Si el curado inicial del concreto se hace cuidadosamente, disminuirá el efecto de contracción. Se puede estimar que las deformaciones unitarias debidas a la contracción varían entre 0.0002 y 0.001 normalmente, la mayor parte de la deformación por contracción ocurre en los primeros meses.

### FLUJO PLASTICO

Se trata esencialmente de un fenómeno de deformación bajo carga continua, debido a un reacomodo de las partículas que ocurre al mismo tiempo que la hidratación del concreto.

Las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al nivel de carga, hasta niveles del orden de 50% de la resistencia, para niveles mayores la relación ya no es proporcional. Se ha observado que para el mismo nivel de carga las deformaciones disminuyen al aumentar la edad a que esta se aplica. Es interesante mencionar como el flujo plástico aumenta con el nivel de carga, este fenómeno tiende a aliviar las zonas de máximo esfuerzo por lo tanto a uniformizar los esfuerzos de un elemento.

### MODULO DE ELASTICIDAD

Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración donde se puede admitir un comportamiento elástico sin errores importantes, es necesario definir un valor de módulo de elasticidad.

De las curvas esfuerzo-deformación mostradas resulta obvio que el concepto convencional del módulo de elasticidad no tiene sentido en el concreto. Por lo tanto es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basada en consideraciones empíricas. El módulo de elasticidad es función, principalmente de la resistencia del concreto y su peso volumétrico. Se han propuesto varias expresiones para predecir el módulo de elasticidad a partir de ciertas variables.

El ACI presenta la siguiente ecuación:

$$E_c = w + 1.5 * 15000 \sqrt{f'c}$$

Donde:

- $E_c$  = módulo de elasticidad Kg/cm<sup>2</sup>
- $w$  = peso volumétrico del concreto ton/m<sup>3</sup>
- $f'c$  = resistencia del concreto Kg/cm<sup>2</sup>

El reglamento del D.F. propone la ecuación:

$$E_c = 10000 \sqrt{f'c}$$

Esta ecuación es aplicable a concretos fabricados con agregados típicos de la Ciudad de México. Estas ecuaciones dan valores aproximados, porque existen otras variables importantes como el tipo de agregado.



## CARACTERISTICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero es una aleación de hierro con uno o varios elementos químicos como carbón, manganeso, fósforo, azufre y cobre. De acuerdo con los elementos de aleación y del tratamiento térmico, se obtienen las resistencias de fluencia y de tensión.

Para comprender el comportamiento de las estructuras de acero, es esencial que el diseñador este familiarizado con las propiedades del acero.

Las propiedades mecánicas dependen principalmente, de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los aceros; otros factores que puedan afectar esas propiedades son las técnicas empleadas en las pruebas, tales como rapidez de carga y geometría de la muestra.

El espécimen de prueba usual es una muestra sometida a tensión y se supone que para todos los fines prácticos el comportamiento a compresión es similar al comportamiento en tensión. Dado que es mas sencillo llevar a cabo una prueba en tensión la mayoría de las propiedades mecánicas se toma del diagrama de esfuerzo-deformación a tensión. El diagrama esfuerzo-deformación presenta una parte valiosa de la información necesaria para entender como será el comportamiento del acero en una situación dada.

En la gráfica se muestran diagramas típicos esfuerzo-deformación para tres tipos de acero estructural. Así como una curva parcial para acero A-36, que por cierto resulta ser el mas usual para diseño de edificios.

Un diagrama típico de esfuerzo-deformación de un acero estructural al carbón, se caracteriza por la existencia de una zona inicial en la que los esfuerzos y las deformaciones están relacionados entre si linalmente, esta porción de la gráfica es la llamada rango elástico, siguiendo a esta se encuentra el llamado rango plástico, donde se presentan deformaciones considerables sin incremento apreciable de esfuerzos, y termina en una región de endurecimiento por deformación, en la cual un incremento de deformación es nuevamente acompañado por un incremento de esfuerzos.

De los aceros dúctiles resulta conveniente marcar algunos puntos importantes resultantes de la curva esfuerzo-deformación, estos son:

### PUNTO DE FLUENCIA

Este se define como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento de deformación sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo.

Este fenómeno es indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo-deformación (rango plástico), la aparición de un límite superior de fluencia es afectado por las técnicas utilizadas en la prueba (velocidad de carga, geometría de la muestra) y las condiciones de la pieza de prueba, especialmente la presencia de esfuerzos residuales en la muestra.

### LIMITE DE PROPORCIONALIDAD

Este es el esfuerzo máximo para el cual los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones.

### MODULO DE ELASTICIDAD

Se define como la relación del esfuerzo normal a la deformación.

Se determina este valor por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama. El módulo de elasticidad es practicamente constante para todos los aceros al carbón, un valor promedio es  $2.1 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>. El valor del módulo de elasticidad disminuye con el aumento de la temperatura, un valor aproximado de  $4.5 \times 10^4$  Kg/cm<sup>2</sup> por cada 100 grados Fahrenheit (37.8 gradosC).

### MODULO DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación, se denomina módulo de endurecimiento por deformación.

Su valor varia en un rango mucho mayor que el módulo de elasticidad, usualmente toma valores de 700 a 900 KSI. (49.22-63.28E03 Kg/cm<sup>2</sup>), para aceros estructurales al carbón.

Otras propiedades de importancia para los aceros estructurales son:

## CARACTERÍSTICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

### RELACION DE POISSON

Se denomina relación de Poisson ( $\mu$ ) a la relación entre la deformación unitaria transversal a la longitudinal, bajo una carga axial dada. Este valor varía para el acero, de 0.25 a 0.33 dentro del rango elástico y 0.5 para el rango plástico.

### MODULO DE ELASTICIDAD AL ESFUERZO CORTANTE

La relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante dentro del rango elástico, se denomina módulo de elasticidad al esfuerzo cortante  $G$  y puede determinarse mediante la ecuación:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Para aceros estructurales  $G$  es usualmente 11500 a 12000 KSI. (808E03 a 844E03 Kg/cm<sup>2</sup>).

### RESISTENCIA A LA FATIGA

Se llama así al esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga.

### SOLDABILIDAD

Es la capacidad del material a ser soldado esta varía considerablemente para diferentes procesos de soldadura.

### EFFECTOS DE LA COMPOSICION QUIMICA DEL ACERO

Los elementos como carbón, manganeso, fósforo, azufre, cobre, cromo y níquel, imparten propiedades particulares al acero ellos influncian tanto el método de fabricación como las propiedades finales. Estas interrelaciones, no obstante que son frecuentemente complejas, deben tenerse en cuenta al especificar un análisis químico del acero, para explicar al efecto que en las propiedades del acero producen las cantidades variables de los elementos básicos en los aceros al carbono, a continuación se enlistan por orden de importancia.

#### CARBONO

La ductilidad de los aceros vivos (aceros cuyo contenido de carbono y manganeso son normalmente menores que 0.25% y 0.60% respectivamente) se deterioran a medida que incrementa el contenido de carbono. La resistencia a la tensión crece hasta que el porcentaje de carbono alcanza aproximadamente 0.85%.

La ductilidad y la soldabilidad decrecen a medida que el contenido de carbón aumenta.

#### MANGANESO

Este produce una acción benéfica para la calidad de la superficie en todos los rangos de carbono y particularment en los aceros con alto contenido de azufre.

Aunque en una proporción menor que el carbono la ductilidad y la soldabilidad decrecen a medida que el contenido de manganeso aumenta.

#### FOSFORO

Generalmente al incrementar el contenido de fósforo se aumenta la resistencia y la dureza del acero, pero decrece la ductilidad, esto es particularmente cierto en los aceros de alto carbono que son tratados térmicamente para darle mayor dureza al metal. La presencia de fósforo mejora la resistencia a la corrosión atmosférica.

#### AZUFRE

Actúa disminuyendo la calidad de la superficie y en particular en los aceros de bajo carbono y manganeso, así como una disminución en la ductilidad, soldabilidad. Un mayor contenido de azufre mejora notablemente la maquinabilidad.

#### COBRE

Este perjudica la calidad de la superficie y amplifica los defectos de superficie inherentes a los aceros de alto contenido de azufre. Este no mejora significativamente las propiedades mecánicas, sin embargo mejora la resistencia a la corrosión.

**CARACTERISTICAS DEL  
ACERO ESTRUCTURAL**

**CROMO**

Después del silicio y el manganeso el cromo es el metal mas utilizado en aceros aleados.

Este elemento endurece la ferrita ligeramente y aumenta su resistencia a la corrosión mientras aumenta moderadamente la dureza. En aceros de alto carbono aumenta la resistencia a la abrasión y por lo tanto la resistencia al desgaste, su principal aplicación es en aceros inoxidables.

Otros factores que afectan las características mecánicas del acero son: Tratamiento térmico; Geometría; Rango de esfuerzos; Estados de esfuerzos.

**ACEROS ESTRUCTURALES**

Estos aceros dependen de la cantidad de carbono usado para desarrollar su resistencia, através de un rango amplio de espesores. Hasta antes de 1960 el AISC en sus especificaciones de erección y fabricación sólo incluía el acero ASTM A-7, el cual se usaba para edificios y puentes, su límite de fluencia es de 33 KSI, (2320 Kg/cm<sup>2</sup>).

En 1969 el AISC eliminó el A-7 y A-373 pero añadió otros nueve aceros a la lista obteniendo trece diferentes aceros estructurales designación ASTM.

**PROPIEDADES MECANICAS DE ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBON**

TIPO ASTM	ESPESOR	PUNTO FLUENCIA	RESISTENCIA A TENSION
	Pulg.	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
A-7	-	2320.0	4220-5275
A-373	0 - 4	2250.0	4080-5275
A-36	0 - 8	2530.0	4080-5625

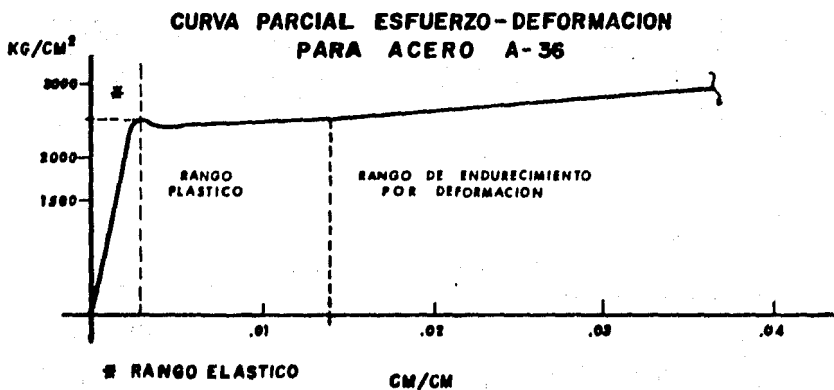
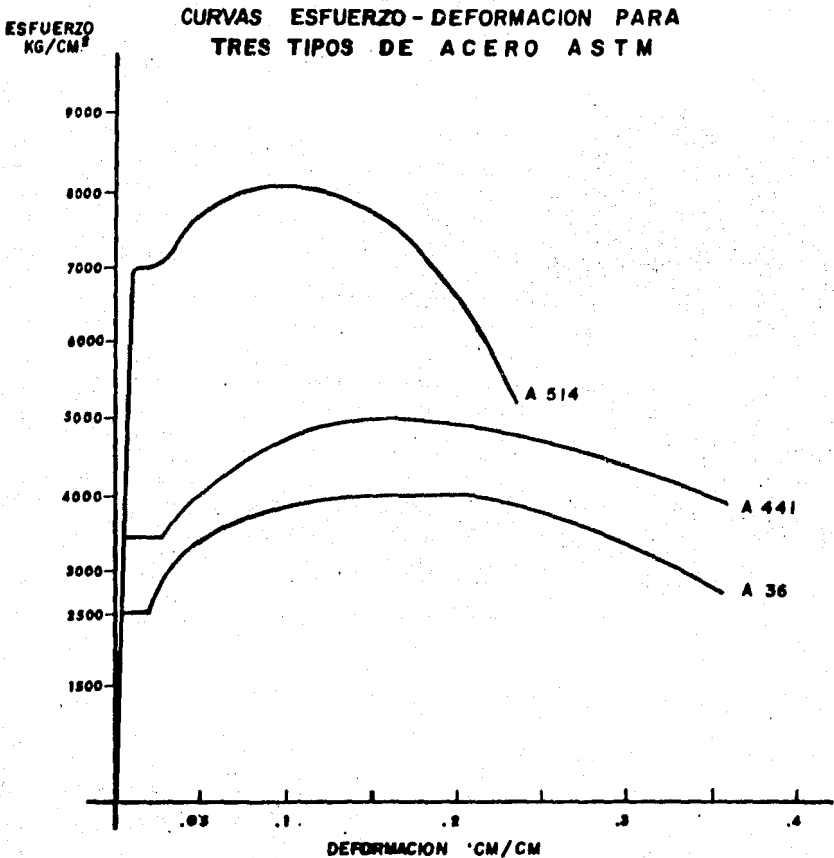
**ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION**

Este grupo de aceros incluye varios niveles de resistencia y también aceros cuyas composiciones químicas se varían para adaptarse a los diferentes requisitos de construcción. La resistencia deseada se obtiene por medio de elementos de aleación.

El punto de fluencia para estos aceros varía de acuerdo a los diferentes espesores del material.

**PROPIEDADES MECANICAS DE ACEROS ESTRUCTURALES  
DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION**

TIPO ASTM	ESPESOR	PUNTO FLUENCIA	RESISTENCIA A TENSION
	Pulg.	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
A-242	0 - 3/4	3515.0	4920
A-441	3/4 - 1 1/2	3235.0	4710
A-441	1 1/2 - 4	2955.0	4430
A-572 -42	0 - 4	2955.0	4220
A-572 -45	hasta - 1 1/2	3165.0	4220
A-572 -50	hasta - 1 1/2	3515.0	4570
A-572 -55	hasta - 1 1/2	3865.0	4920



CAPITULO III

ANALISIS

ESTRUCTURAL

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CONDICIONES GENERALES

Una estructura debe estar diseñada para cumplir una misión específica, para lo cual debe tener la suficiente resistencia y rigidez.

Para realizar esto se deberán conocer de antemano las cargas que estará actuando sobre esta, con estos datos se procede al análisis, determinar los efectos que producen dichas cargas sobre los diversos elementos que forman la estructura, llámense estas columnas, traveses, contravientos etc. Esto es determinar la composición de cada parte de la estructura.

Las cargas que actúan sobre una estructura se suelen dividir en tres grandes grupos :

a .- CARGAS MUERTAS (CM). Las que actúan en forma permanente en la estructura, consta el peso propio de la estructura, peso de instalaciones, acabados, escaleras y cualquier equipo que este permanentemente adherido a la estructura.

b .- CARGAS VIVAS (CV). Estas difieren de las muertas en ser variables e indefinibles. Estas cargas incluyen el peso de personas, muebles, accesorios de acuerdo con el uso del inmueble. Tomando en cuenta esto se puede imaginar la gran posibilidad de combinaciones posibles en esta condición. Por lo que los reglamentos de construcción prevén tablas donde se indica la carga adecuada para el tipo de edificio, estas cargas se dan como cargas por unidad de área.

c .- CARGAS ACCIDENTALES (S, VIE, NI). Este tipo de carga es como su nombre lo indica accidentales, debido a que no actúan en forma constante sobre las estructuras, estas son afectadas de diferentes formas de acuerdo con la zona, altura, uso, por citar algunos. En nuestro país la principal de estas es el sismo, por ser la fuente principal de perturbaciones en la zona centro y sur del país. En las costas la acción de viento resulta significativa para el diseño. La nieve y los efectos por cambios de temperatura en el norte es donde toman importancia.

Como se observa las posibilidades son muchas y muy diversas, para este proyecto se eligieron una serie de combinaciones, las más usuales dentro del análisis estructural, estas son :

CM + CV

CM + CV\* + SISMO

CM + CV\* + VIENTO

Estas combinaciones se aplicarán en ambas estructuras. Se explicará de donde se obtienen los datos que se proporcionaron a la computadora para que con estos se lograra el análisis estructural de los dos proyectos motivo de este trabajo.

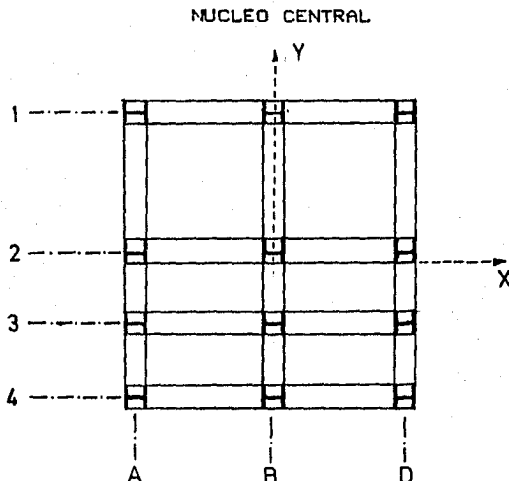
Cada condición se explicará por separado. Aclarando que la condición de sismo resulta ser la más crítica por lo cual este punto será el que se estudie más a fondo.

Para el caso de las estructuras en proyecto, los núcleos centrales son los elementos que soportarán la mayoría de los efectos a consecuencia de las cargas y sus combinaciones, este es motivo para que sólo los elementos que forman los núcleos sean analizados como marcos.

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA METALICA

En este caso el núcleo central quedo constituido por una serie de marcos, cuatro de ellos en dirección 'X', tres mas en dirección 'Y'. El acomodo final se muestra en siguiente dibujo.



De las condiciones de carga aplicadas la combinación C.M. + C.V.\* + SISMO resultó ser la mas desfavorable, en este caso intervienen diversos aspectos combinados, las fuerzas gravitacionales y las accidentales como sismo y viento.

En las gravitacionales tenemos:

- a) Las fuerzas que resultan como reacción de las armaduras superiores que son las encargadas de soportar los entrepisos.
- b) Las reacciones de cada entrepiso en su unión con el núcleo central
- c) Las fuerzas de empotramiento correspondientes a las vigas que forman el núcleo central (generadas por las cargas que soportan estas)
- d) Además se considera el peso propio de los elementos que forman la estructura.

En las accidentales se presenta:

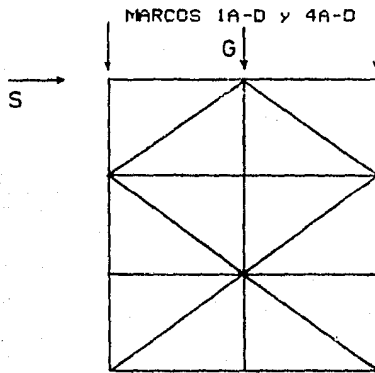
- a) Las fuerzas sísmicas resultado de un análisis dinámico y sus efectos de torsión, estas fuerzas se aplican como cargas concentradas en cada entrepiso, repartida entre los marcos conforme a su rigidez.
- b) Dentro de las fuerzas sísmicas se considera el efecto de 'inercia rotacional', aplicado en la parte superior del núcleo central. Dicho efecto actúa como un momento aplicado. Este se reparte entre los marcos conforme a su rigidez.
- c) Las fuerzas causadas por viento, son aplicadas como fuerzas concentradas en cada entrepiso.

Para el análisis de los marcos de la estructura metálica, hay que notar que los marcos denominados 1AD, 2AD, 3AD y 4AD, son simétricos razón por la que sólo se analizan en una dirección.

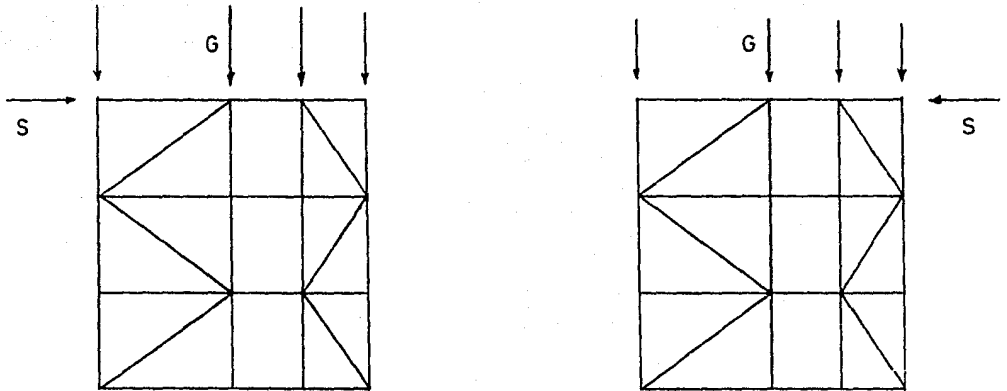
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA METALICA

En tanto que para los marcos A14, B14, y D14 no son simétricos por lo que se analizan en dos direcciones.



MARCOS A1-4 y D1-4





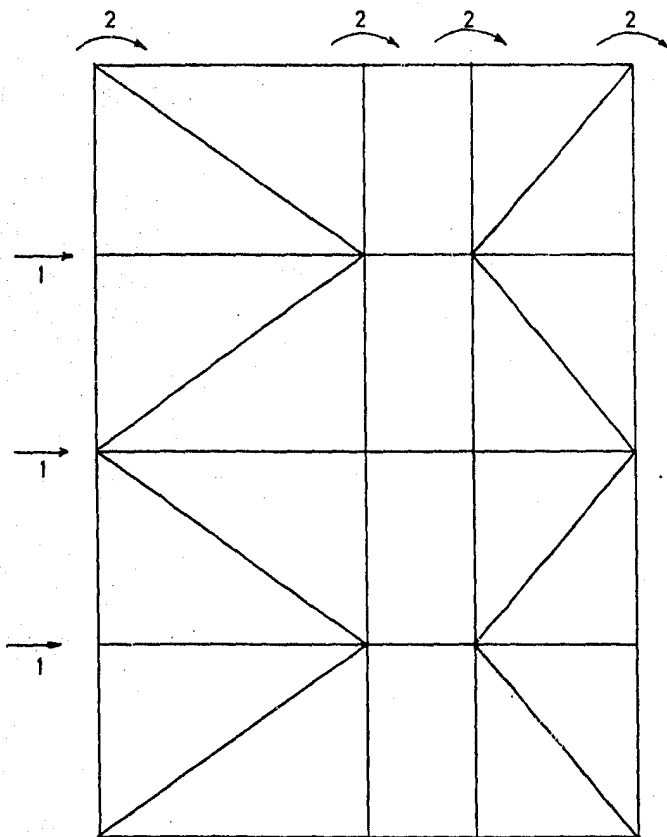
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO A1-4 y D1-4  
SISMO

## NOTAS:

- a) 1 Representa las fuerzas sísmicas que se aplican a cada entrespiso.  
b) 2 Representa los momentos debidos al efecto de inercia rotacional.



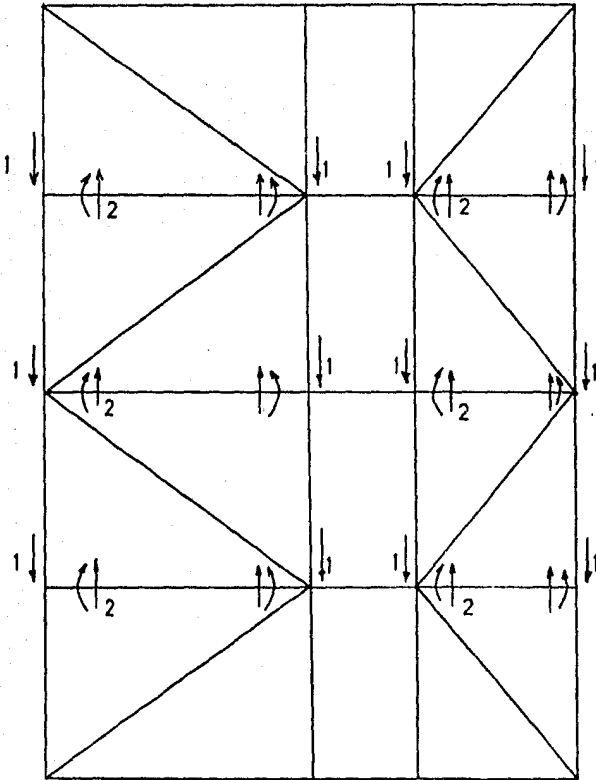
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO A1-4 y D1-4  
CARGAS GRAVITACIONALES

## NOTAS:

- a) 1 Representa las reacciones del antepiso en su conexión al Núcleo central.  
b) 2 Representa las fuerzas de empotramiento debidas a cargas gravitacionales internas del Núcleo central.



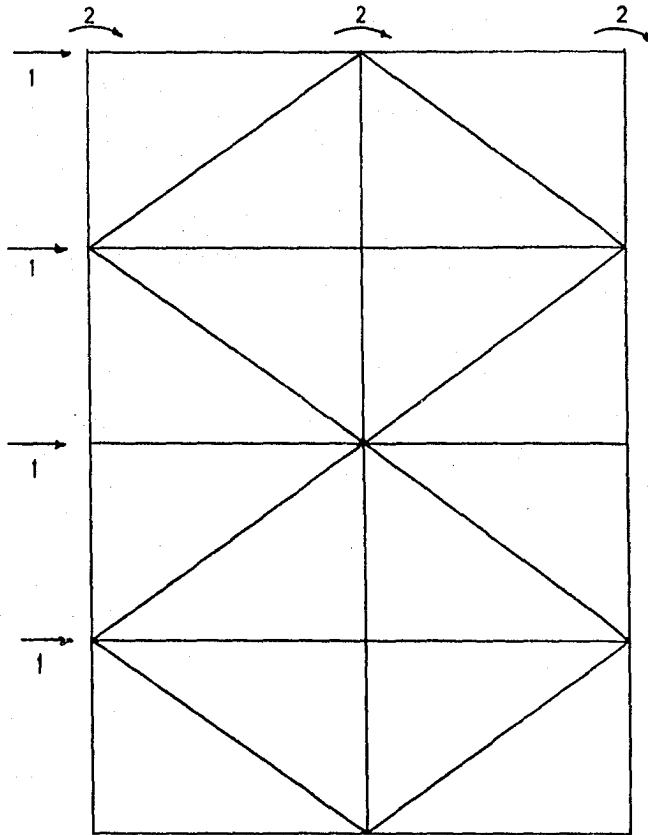
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO 1A-D y 4A-D  
SISMO

## NOTAS:

- a) 1 Representa las fuerzas sísmicas que se aplican a cada entrepiso.  
b) 2 Representa los momentos debidos al efecto de inercia rotacional.



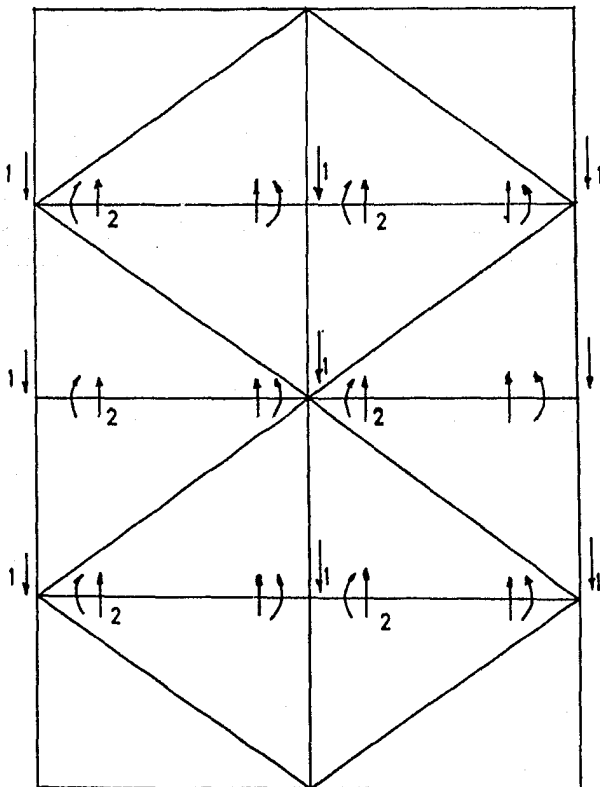
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA METALICA

MARCO 1A-D y 4A-D  
CARGAS GRAVITACIONALES

NOTAS:

- a) 1 Representa las reacciones del entrepiso en su conexión al Núcleo central.
- b) 2 Representa las fuerzas de empotramiento debidas a cargas gravitacionales internas del Núcleo central.



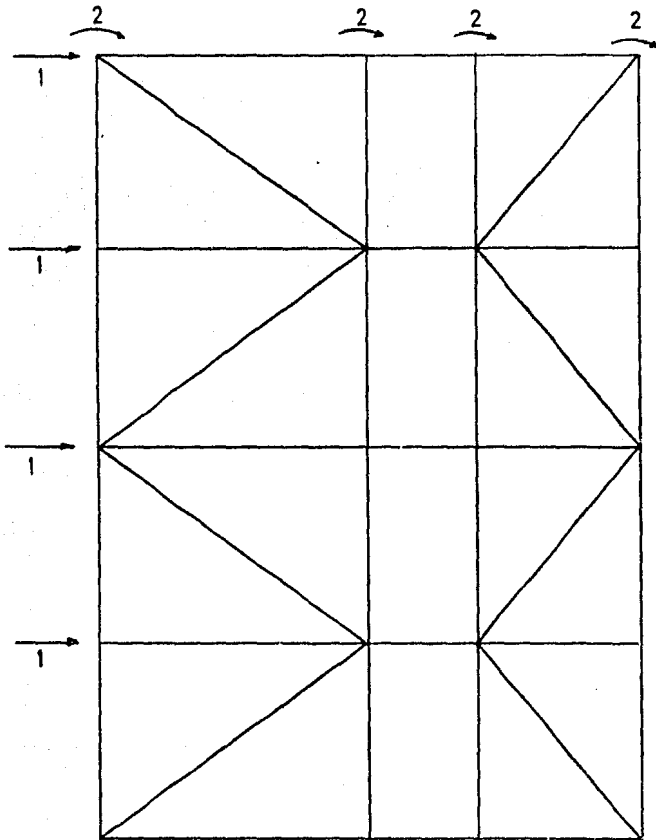
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO BI-4  
SISMO

## NOTAS:

- a) 1 Representa las fuerzas sísmicas que se aplican a cada entrepiso.  
b) 2 Representa los momentos debidos al efecto de inercia rotacional.



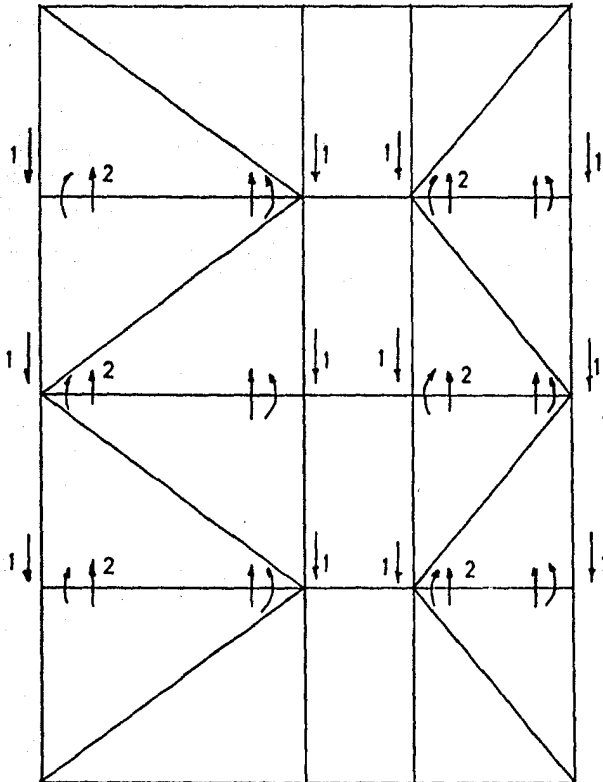
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO B14  
CARGAS GRAVITACIONALES

## NOTAS:

- a) 1 Representa las reacciones del entrepiso en su conexión al Núcleo central.  
b) 2 Representa las fuerzas de empotramiento debidas a cargas gravitacionales internas del Núcleo central.



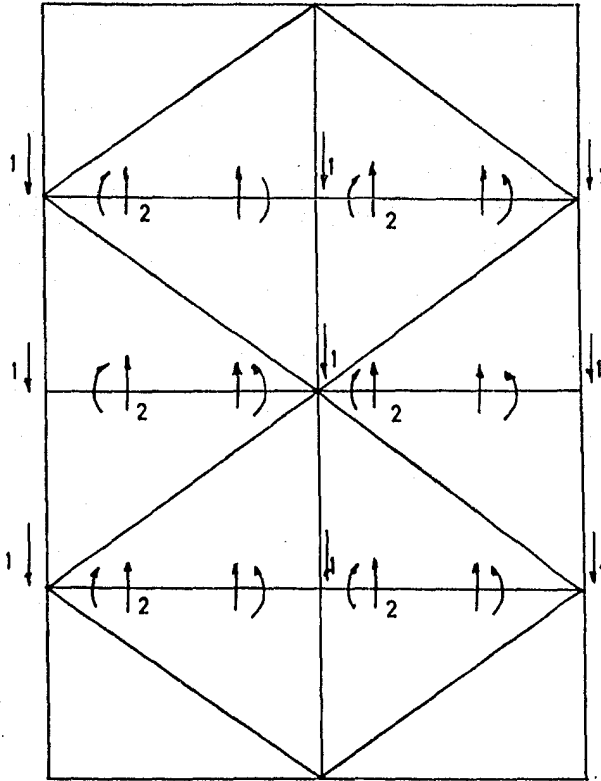
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA METALICA

MARCO 2AD - 3AD  
CARGAS GRAVITACIONALES

NOTAS:

- a) 1 Representa las reacciones del entrepiso en su conexión al Núcleo central.  
 b) 2 Representa las fuerzas de empotramiento debidas a cargas gravitacionales internas del Núcleo central.



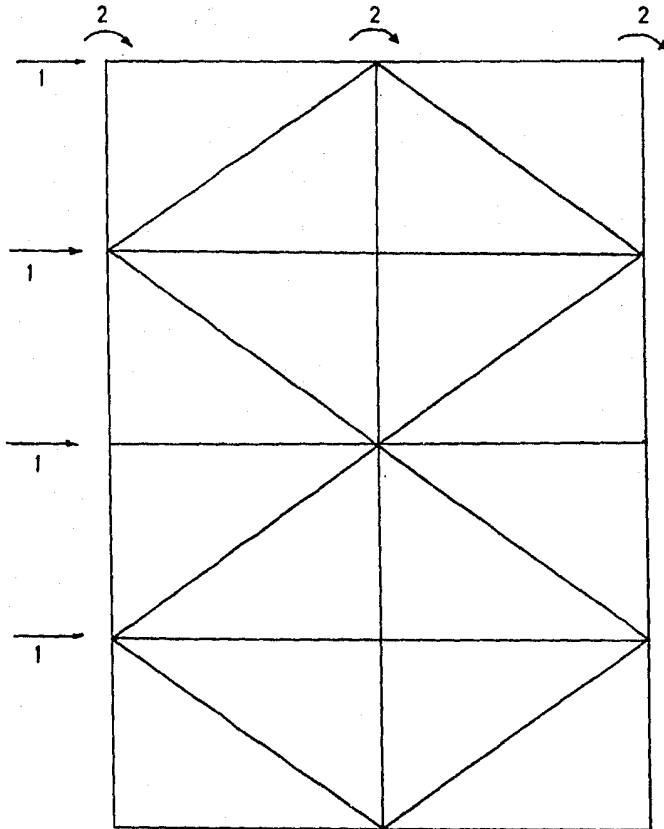
DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA METALICA

MARCO 2AD - 3AD  
SISMO

## NOTAS:

- a) 1 Representa las fuerzas sísmicas que se aplican a cada entrepiso.  
b) 2 Representa los momentos debidos al efecto de inercia rotacional.



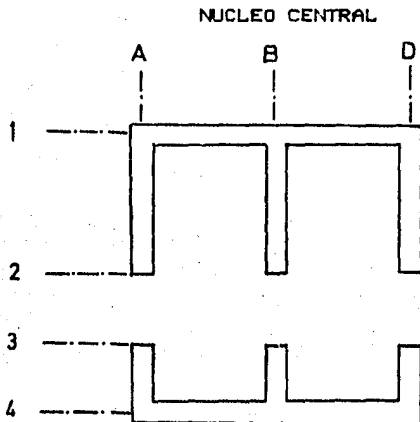


DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE CONCRETO

Para la estructura de concreto, al igual que la de acero, el núcleo central es el encargado de soportar la mayoría de las acciones o fuerzas que llevará la estructura. Además de las fuerzas producidas por sismo y viento.

El núcleo central en este caso quedo estructurado por muros de concreto dispuestos de la siguiente forma.



De la planta mostrada y debido a la distribución de carga considerada se toman en cuenta dos tipos de marcos, IAD y B14, en estos marcos las vigas tienen la peculiaridad de que en la unión con las columnas se consideran simplemente apoyadas, esto es forma una articulación en el extremo final de la viga, no en la columna, y en el otro extremo empotradas, en la unión con los muros.

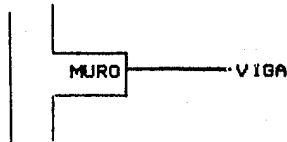
Para el análisis de los marcos del núcleo central se utilizó el método de 'LA COLUMNA ANCHA', donde los muros se idealizan como columnas, con sus propiedades, como momento de inercia, área, concentrados al eje del muro.

# DATOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## ESTRUCTURA DE CONCRETO

En el método de la columna ancha se crean unas vigas infinitamente rígidas en la zona del ancho del muro, a estas se les une las vigas reales del marco.

De esta forma los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, como marco rígido.



Debido a que los marcos están unidos entre sí, las propiedades se acostumbra calcularlas en base a la sección bruta, incluyendo el aporte de los muros perpendiculares en los extremos, que trabajan como si fueran patines formando secciones tipo L o T, en este caso el muro que sirve como patín tiene un espesor 't', su ancho efectivo puede considerarse igual a  $6t$ , a menos que el ancho real sea menor.



Al igual que para la estructura de acero la condición de carga más desfavorable resultó ser:

$$CM + CV* + SISMO$$

Para el análisis de los marcos se consideraron las siguientes combinaciones de carga:

a) La combinación  $CM + CV$  representada por las cargas que actúan uniformemente repartidas sobre las vigas que forman los marcos, además del peso propio de la estructura, y las cargas que actúan en el núcleo central.

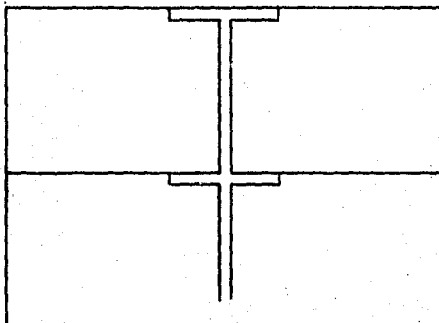
b) La combinación  $CM + CV* + SISMO$  aquí se incluye la carga viva reducida, el peso propio de la estructura y los efectos de sismo resultado del análisis dinámico y sus correspondientes efectos de torsión, estos aplicados como fuerzas concentradas en cada entrepiso.

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

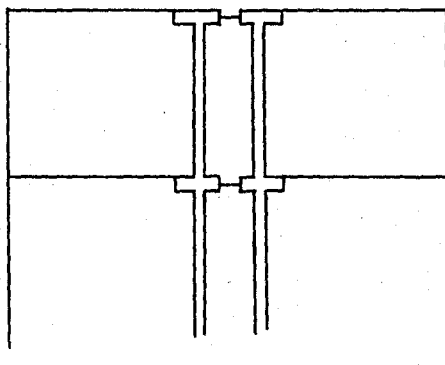
## ESTRUCTURA DE CONCRETO

Para el análisis de los marcos 1AD y 4AD, por su simetría se analizan en una dirección. No así para los marcos A14, B14 y D14.

MARCO 1AD



MARCO A14

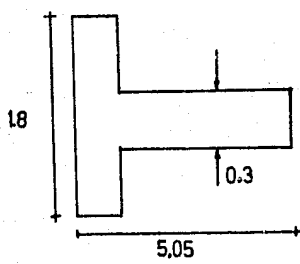


ANÁLISIS PARA EL ESTRUCTURAL

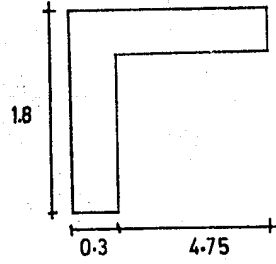
ESTRUCTURA DE CONCRETO

PROPIEDADES DE LOS MUROS

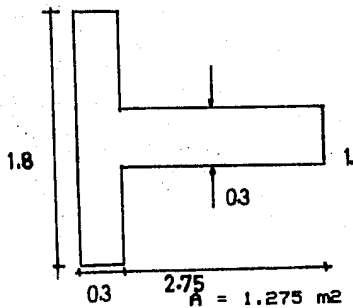
MURO  $t=30\text{cm}$



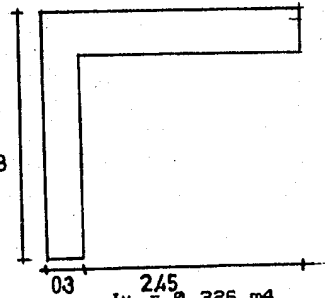
$A = 1.965 \text{ m}^2$   
 $A_v = 1.425 \text{ m}^2$



$I_x = 0.377 \text{ m}^4$   
 $I_y = 5.18 \text{ m}^4$



$A = 1.275 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.735 \text{ m}^2$

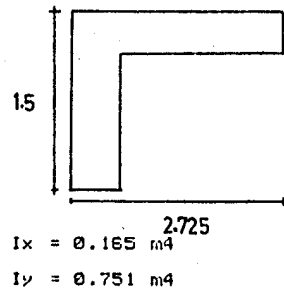
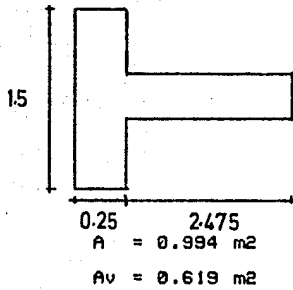
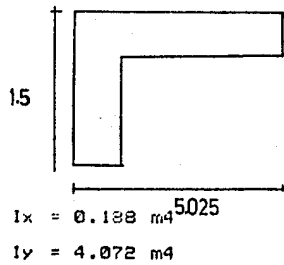
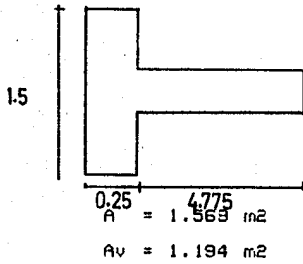


$I_x = 0.326 \text{ m}^4$   
 $I_y = 0.96 \text{ m}^4$

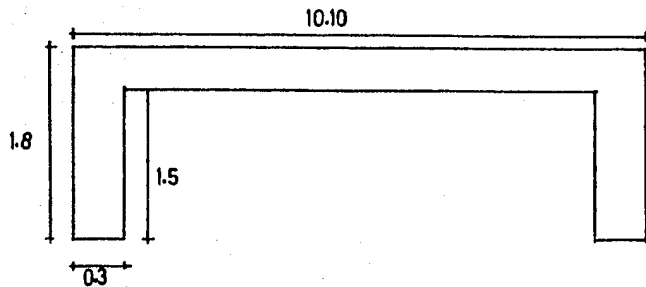
DATOS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE CONCRETO  
PROPIEDADES DE LOS MUROS

MURO t=25cm.



MURO t=30 cm



$A = 3.93 \text{ m}^2$

$I_x = 0.754 \text{ m}^4$

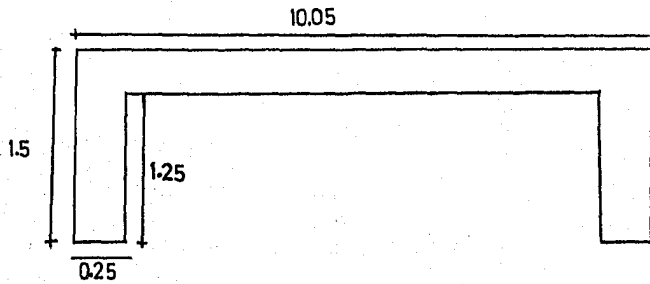
$A_v = 2.85 \text{ m}^2$

$I_y = 47.37 \text{ m}^4$

dat7

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE CONCRETO  
PROPIEDADES DE LOS MUROS  
MURO  $t=25$  cm



$$A = 3.138 \text{ m}^2$$

$$I_x = 0.376 \text{ m}^4$$

$$A_v = 2.38 \text{ m}^2$$

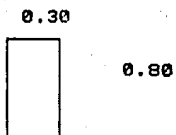
$$I_y = 36.16 \text{ m}^4$$

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE CONCRETO  
PROPIEDADES LAS SECCIONES

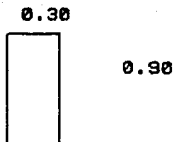
De un diseño preliminar se obtuvieron las siguientes secciones para las vigas y las columnas, mismas que se utilizarán como datos para el análisis estructural.

V I G A S  
TIPO 1



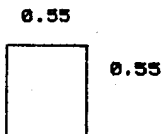
$F'c = 2,500 \text{ tn/m}^2$   
 $E = 10,000 \sqrt{F'c} = 1.581 \text{ E}5 \text{ tn/m}^2$   
 AREA  $A = 0.240 \text{ m}^2$   
 AREA A CORTANTE  $A_v = 0.225 \text{ m}^2$   
 MOMENTO INERCIA  $I_x = 0.0128 \text{ m}^4$

TIPO 2



$F'c = 2,500 \text{ tn/m}^2$   
 $E = 10,000 \sqrt{F'c} = 1.581 \text{ E}5 \text{ tn/m}^2$   
 AREA  $A = 0.270 \text{ m}^2$   
 AREA A CORTANTE  $A_v = 0.255 \text{ m}^2$   
 MOMENTO INERCIA  $I_x = 0.0182 \text{ m}^4$

C O L U M N A S  
TIPO



$F'c = 2,500 \text{ tn/m}^2$   
 $E = 10,000 \sqrt{F'c} = 1.581 \text{ E}5 \text{ tn/m}^2$   
 AREA  $A = 0.303 \text{ m}^2$   
 AREA A CORTANTE  $A_v = 0.275 \text{ m}^2$   
 MOMENTO INERCIA  $I_x = 0.0076 \text{ m}^4$

DATOS PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE ACERO

ANÁLISIS DE CARGAS

A continuación se presentan las cargas que actuarán sobre la estructura.

CARGA DE ENTREPISO

CARGA VIVA (C.V.) = 250 Kg/m<sup>2</sup>  
CARGA MUERTA (C.M.) = 410 Kg/m<sup>2</sup>

LOSA CONCRETO 240 Kg/m<sup>2</sup>  
INSTALACIONES 14 Kg/m<sup>2</sup>  
MUROS DIVISORIOS 50 Kg/m<sup>2</sup>  
ESTRUCTURA 50 Kg/m<sup>2</sup>  
PLAFON FALSO 20 Kg/m<sup>2</sup>  
RECUBRIMIENTO 35 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V. = 660 Kg/m<sup>2</sup>

C.V.\* carga viva reducida

C.M. + C.V.\* = 560 Kg/m<sup>2</sup>

CARGA DE AZOTEA

CARGA VIVA (C.V.) = 100 Kg/m<sup>2</sup>  
CARGA MUERTA (C.M.) = 430 Kg/m<sup>2</sup>

LOSA CONCRETO 240 Kg/m<sup>2</sup>  
RELLENO 60 Kg/m<sup>2</sup>  
IMPERMEABILIZANTE 15 Kg/m<sup>2</sup>  
ESTRUCTURA 50 Kg/m<sup>2</sup>  
PLAFON FALSO 20 Kg/m<sup>2</sup>  
RECUBRIMIENTO 30 Kg/m<sup>2</sup>  
INSTALACIONES 15 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V. = 530 Kg/m<sup>2</sup>

C.V.\* carga viva reducida

C.M. + C.V.\* = 490 Kg/m<sup>2</sup>



D A T O S   P A R A   E L  
A N A L I S I S   E S T R U C T U R A L

ESTRUCTURA DE CONCRETO

ANALISIS DE CARGAS

A continuación se presentan las cargas que actuarán sobre la estructura.

CARGA DE ENTREPISO

CARGA VIVA (C.V.) = 250 Kg/m<sup>2</sup>

CARGA MUERTA (C.M.) = 460 Kg/m<sup>2</sup>

LOSA CONCRETO 240 Kg/m<sup>2</sup>

INSTALACIONES 15 Kg/m<sup>2</sup>

MUROS DIVISORIOS 50 Kg/m<sup>2</sup>

ESTRUCTURA 100 Kg/m<sup>2</sup>

PLAFON FALSO 20 Kg/m<sup>2</sup>

RECUBRIMIENTO 35 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V. = 710 Kg/m<sup>2</sup>

C.V.\* carga viva reducida

C.M. + C.V.\* = 610 Kg/m<sup>2</sup>

CARGA DE AZOTEA

CARGA VIVA (C.V.) = 100 Kg/m<sup>2</sup>

CARGA MUERTA (C.M.) = 480 Kg/m<sup>2</sup>

LOSA CONCRETO 240 Kg/m<sup>2</sup>

RELLENO 60 Kg/m<sup>2</sup>

IMPERMEABILIZANTE 15 Kg/m<sup>2</sup>

ESTRUCTURA 100 Kg/m<sup>2</sup>

PLAFON FALSO 20 Kg/m<sup>2</sup>

RECUBRIMIENTO 30 Kg/m<sup>2</sup>

INSTALACIONES 15 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V. = 580 Kg/m<sup>2</sup>

C.V.\* carga viva reducida

C.M. + C.V.\* = 540 Kg/m<sup>2</sup>

ANALISIS DINAMICO  
DE LA  
ESTRUCTURA METALICA

Para realizar el análisis dinámico de la estructura metálica se utilizó un modelo matemático, con el fin de discretizar el sistema, para que representara los efectos producidos por un sismo en forma aproximada, en la realidad se requiere de mecanismos más complejos que relacionen la interacción suelo-estructura.

El razonamiento seguido para obtener el modelo matemático que se ajustara más a las características de nuestro proyecto fue:

Se consideró a la cimentación infinitamente rígida, por lo que la estructura se dice 'empotrada' al terreno.

En el momento de llegar el tren de ondas sísmicas a la base de la cimentación la estructura sufre deformaciones y desplazamientos, en esos instantes se considera que la masa está concentrada en los niveles de piso y sujeta a desplazamientos laterales únicamente.

Los tensores, que transportan la reacción exterior de cada entrepiso a las armaduras superiores, no tienen capacidad para resistir fuerzas horizontales.

Con las deformaciones que experimenta el núcleo central, que es, quien soporta toda carga, las armaduras superiores tienden a girar un cierto ángulo sobre un eje perpendiculares a su plano, este giro produce aceleraciones verticales que son consecuencia de las aceleraciones sísmicas del terreno. El giro que se presenta en las armaduras superiores producirá un momento debido, a considerar, el efecto producido por la suma de las reacciones de cada entrepiso llevadas a la parte superior del núcleo central.

Este momento, se incluye en el análisis sísmico como un efecto de inercia rotacional, que se aplica en la parte superior del modelo, el cual quedó formado por masas unidas por resortes, donde la rigidez de cada resorte es aproximadamente la suma de las rigideces de las columnas que forman el núcleo central.

En lo que respecta al tren de ondas sísmicas, o más bien al efecto de representar un sismo, se utilizó el método denominado ESPECTRO DE RESPUESTA, que es un caso especial simplificado, del análisis modal. Los modos de vibración son determinados, en período y forma, de la manera usual (val. carac) y las magnitudes de respuesta máximas correspondientes a cada modo de vibrar es obtenida con referencia a un espectro de respuesta. Para nuestro proyecto toma en cuenta el correspondiente a ZONA B (RDF) terreno firme.

ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICADATOS PARA ANALISIS  
DINAMICO

## \*\* M A S A S

Las masas concentradas que se aplican al nivel de piso se consideran como la suma de las reacciones de cada entrepiso:

$$\text{Suma De Reacciones Entrepiso} = 438.21 \text{ tns} \\ \text{[ CM + CV* ]}$$

$$\text{Masa De Entrepiso} = 44.67 \text{ tn sg}^2/\text{m} \\ \text{[ CM + CV* ]}$$

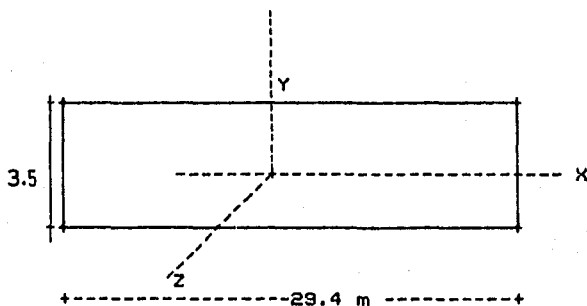
$$\text{Masa De Azotea} = 39.10 \text{ tn sg}^2/\text{m} \\ \text{[ CM + CV* ]}$$

$$\text{Masa Armaduras} = 287.95 \text{ tn sg}^2/\text{m} \\ \text{[ CM + CV* ]}$$

## \*\* INERCIA ROTACIONAL

La inercia rotacional,  $J_z$ , de la masa,  $m$ , de un cuerpo respecto a su centroide, se define como el momento polar de inercia de su sección transversal, multiplicado por su longitud,  $L$ , y su peso volumétrico,  $\gamma$ , dividido entre la aceleración de la gravedad,  $g$ .

Por lo tanto, la inercia rotacional respecto a un eje paralelo será igual al momento de inercia rotacional centroidal sumado al producto de la masa por el cuadrado de su distancia al eje [ Steiner ejes paralelos ], y considerando una placa rectangular de masa conocida :



$$I_x = [ m a^2 ] / 12$$

$$I_y = [ m b^2 ] / 12$$

$$I_z = J_z = I_x + I_y$$

$$I_z = [ a^2 + b^2 ] m / 12$$

$$J_z = 287.95 * [ 3.5^2 + 29.4^2 ] / 12$$

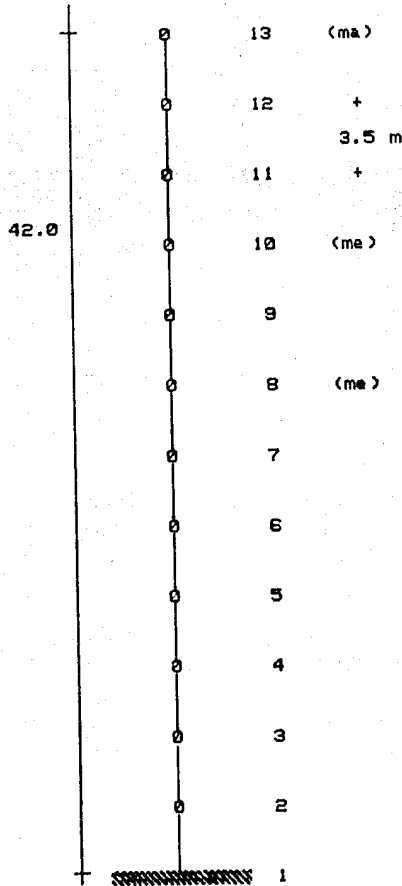
$$J_z = 21,035.0 \text{ tn-m-sg}^2$$

ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

MODELO MATEMATICO

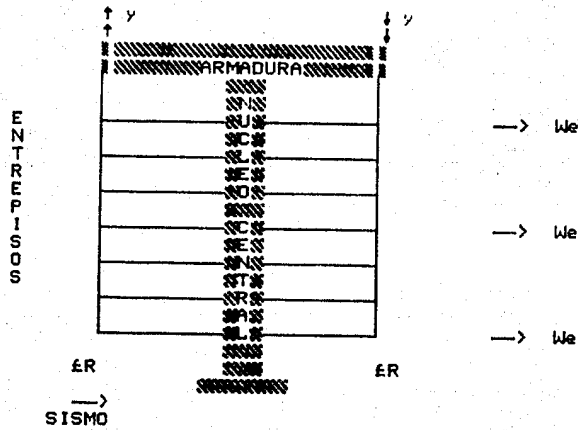
El modelo matemático resultado de las anteriores consideraciones es; Una columna formada por resortes, donde la rigidez de los resortes es aproximadamente la suma de rigideces de las columnas que forman el núcleo central, las masas se encuentran actuando al nivel de piso (entrepiso) correspondiente, además del efecto de inercia rotacional, actuando como un momento aplicado en la parte superior de la estructura o modelo.

Masa de entrepiso (me) = 44.67 tn sg2/m  
 Masa de azotea (ma) = 39.10 tn sg2/m  
 Inercia rotacional (i) = 21,035.0 tn-m-sg2

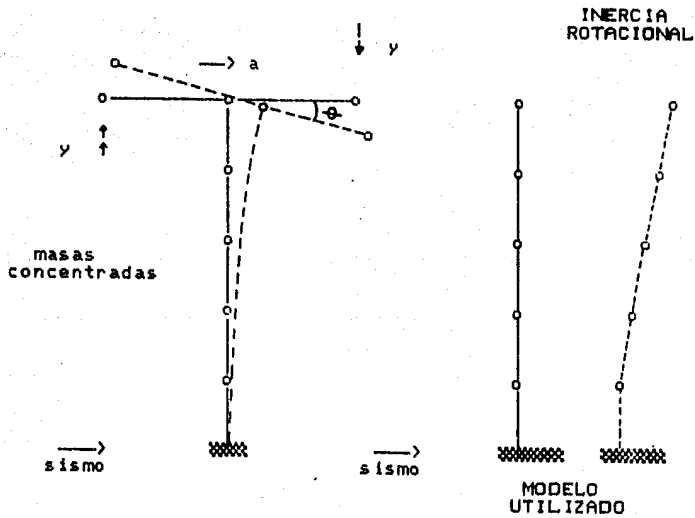


ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

ESTRUCTURA ESQUEMATICA



MODELO MATEMATICO  
CONSIDERANDO EL  
EFECTO DE INERCIA ROTACIONAL



ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

## MOMENTO DE INERCIA

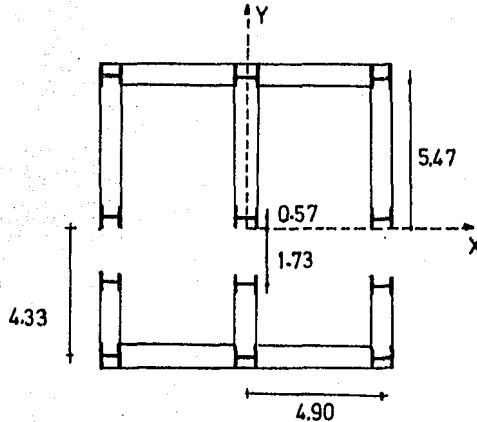
Para determinar el momento de inercia del núcleo central se aplicó el teorema de los ejes paralelos de STEINER ( $I_x = I_{x0} + A \cdot d^2$ ), la disposición final de las columnas, es la mostrada en la figura, de un análisis aproximado se obtienen secciones tipo WF 14x176, en base a estas se determina las propiedades geométricas del núcleo central, mismas que se utilizaron como datos para la computadora. Los datos fueron los siguientes:

$$A_r = 0.4008 \text{ m}^2$$

$$I_x = 5.2134 \text{ m}^4$$

$$I_y = 6.4262 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_{y0} + A \cdot d^2$$



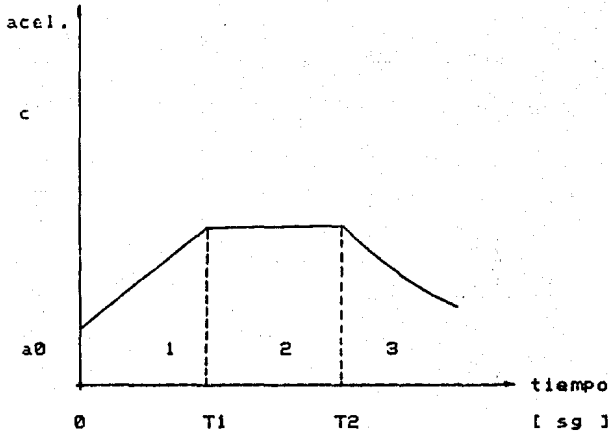
ANALISIS DINAMICO  
ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro utilizado corresponde a:

Zona B Terreno firme Q = 2

c = 0.15 a0 = 0.03 T1 = 0.30 T2 = 0.8 r = 0.5

Por ser estructura del grupo A las ordenadas espectrales se multiplican por 1.3



T	a	a'	T	a	a'
.15	.124	.062	.90	.196	.098
.20	.151	.076	.95	.181	.096
.30	.208	.104	1.0	.186	.093
.55	.208	.104	1.1	.177	.089
.80	.208	.104	1.5	.152	.076
.85	.202	.101	1.9	.135	.067
	a x 1.3			a' = a/Q	

zona	1	T < T1	a = a0 + [(c-a0)/T1] T
2	T1 < T < T2	a = c	
3	T > T2	a = c [(T2/T) ^ r]	

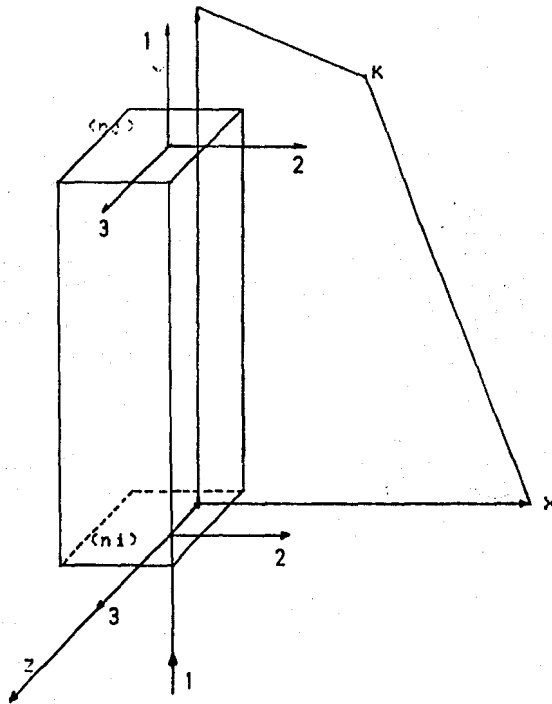
ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

Geometria Para  
El S A P IV

Los analisis, tanto dinamicos como estaticos de las estructuras idealizadas se resolvieron por medio de un programa de computadora, el SAP IV, este utiliza el metodo de los elementos finitos para la solucion de sistemas elasticos lineales.

Para la correcta aplicacion de el programa este requiere de una serie de datos tales como coordenadas de los nodos que forman la estructura, como de un nodo de referencia, para que con este se determine los sentidos positivos de los esfuerzos que actuan en los elementos que forman la estructura. En otras palabras el nodo 'K' define la direccion de los ejes locales para cada barra.

El diagrama siguiente muestra la orientacion de los ejes considerados para los analisis de las estructuras.



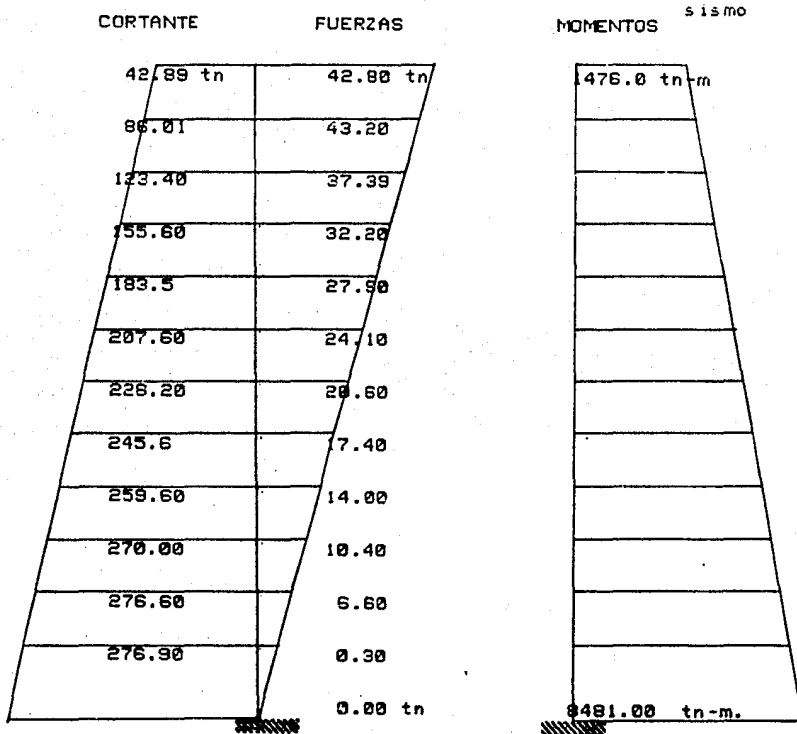
El diagrama muestra que en este caso el eje '2' local corresponde al 'X' global, el eje '3' local al 'Z' global del sistema.



ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

RESULTADOS  
ANALISIS SISMICO

Los resultados obtenidos por la computadora, después de realizar el análisis dinámico de la estructura metálica (modelo), con la acción del sismo en dirección del eje 'y', produciendo esfuerzos sobre el eje 'x'. Actuando en la dirección Ixx de la sección.



Para Marcos A1-4 y D1-4

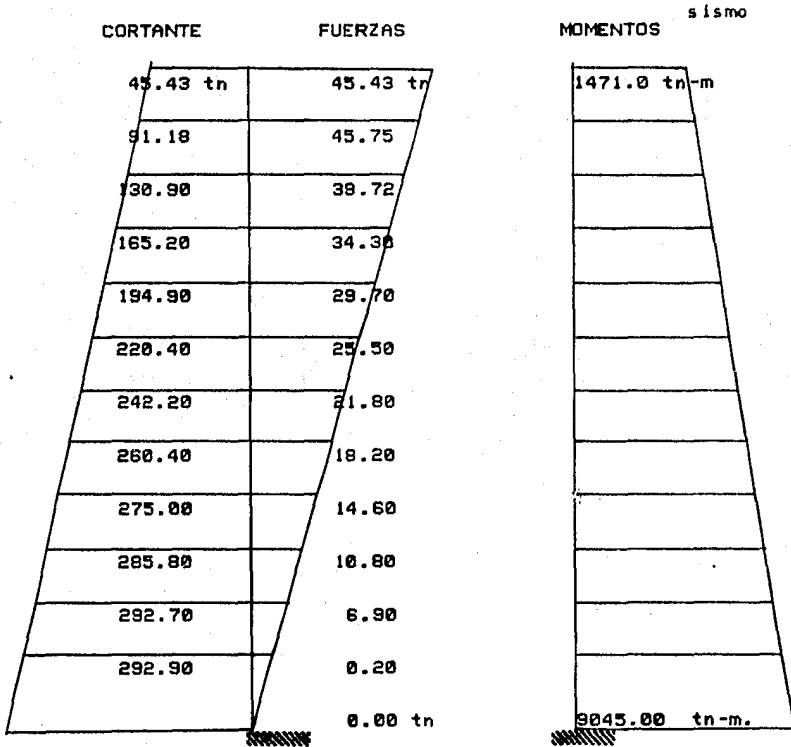
El momento producto del efecto de inercia rotacional y las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los marcos correspondientes conforme a la rigidez de cada uno.

MODO	FRECUENCIA (rad/sg)	PERIODO (seg)
1	4.74	1.330
2	15.19	0.414
3	32.00	0.196
4	56.16	0.112
5	82.38	0.076

ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA METALICA

RESULTADOS  
ANALISIS SISMICO

Los resultados obtenidos por la computadora, después de realizar el análisis dinámico de la estructura metálica (modelo), con la acción del sismo en dirección del eje 'x', produciendo esfuerzos sobre el eje 'y'. Actuando en la dirección lyy de la sección.



Para Marcos 1A-D y 4A-D

El momento producto del efecto de inercia rotacional y las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los marcos correspondientes conforme a la rigidez de cada uno.

MODO	FRECUENCIA (rad/sg)	PERIODO (seg)
1	5.194	1.210
2	16.370	0.384
3	33.430	0.188
4	57.470	0.109
5	83.540	0.075

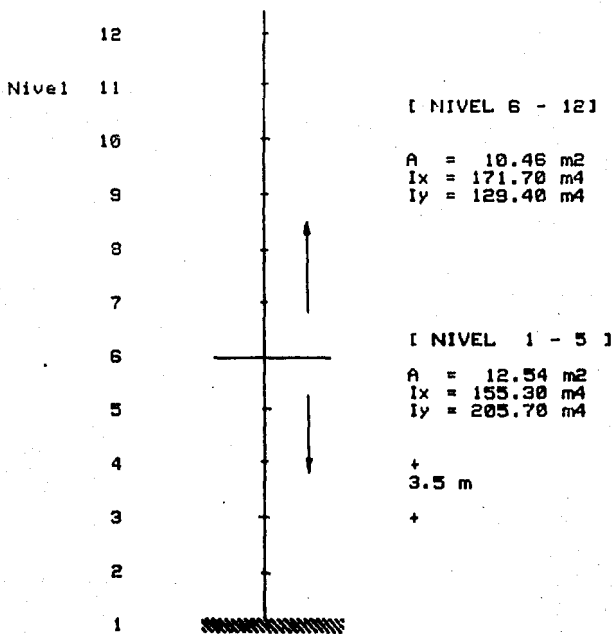
ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

Para el análisis dinámico de la estructura de concreto reforzado, se utiliza un modelo matemático semejante al correspondiente a la estructura de acero, donde se suponen las masas concentradas en el nivel de piso correspondiente, estas se encuentran sujetas a desplazamientos laterales, producidos por una excitación sísmica en la base del terreno. Las masas igualmente unidas por resortes, cuya rigidez está formada por la suma de las columnas y muros del entrepiso en cuestión, para este caso particular se tomó exclusivamente las rigideces de los muros de concreto, debido a que para efectos sísmicos se está despreciando la posible participación de las columnas.

Las masas concentradas son resultado del peso del entrepiso tomando en cuenta CM + CV.

El espectro de respuesta utilizado para resolver el sistema, corresponde a terreno firme ZONA B con factor de ductilidad Q=2 [RDF].

$W_e = 527.26 \text{ tns}$        $M_a = 53.744 \text{ tn sg}^2/\text{m}$   
 $W_a = 466.75 \text{ tns}$        $M_a = 47.579 \text{ tn sg}^2/\text{m}$



Cargas de diseño sísmico 610 Kg/m<sup>2</sup> (entrepiso)  
 540 Kg/m<sup>2</sup> (azotea)

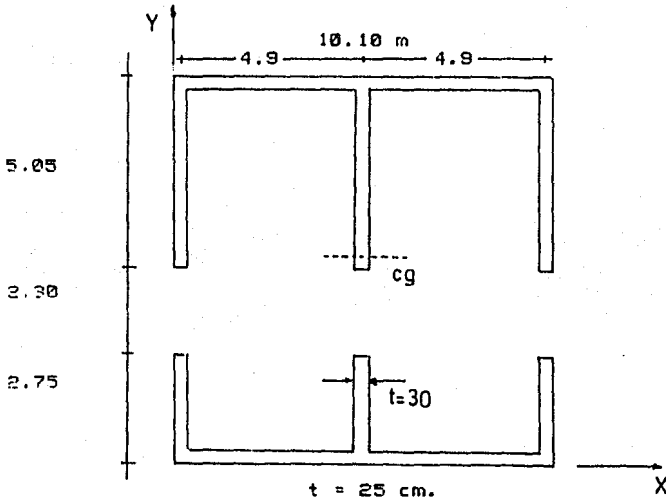
ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

SECCIONES UTILIZADAS  
EN NUCLEO CENTRAL

Los siguientes diagramas muestran las secciones transversales del núcleo central para la estructura de concreto, se toman en cuenta dos secciones, una para los niveles 1-5, la otra para 6-12, con espesores de muro de 30 cm y 25 cm respectivamente. Estos datos fueron los utilizados para realizar los análisis dinámicos.

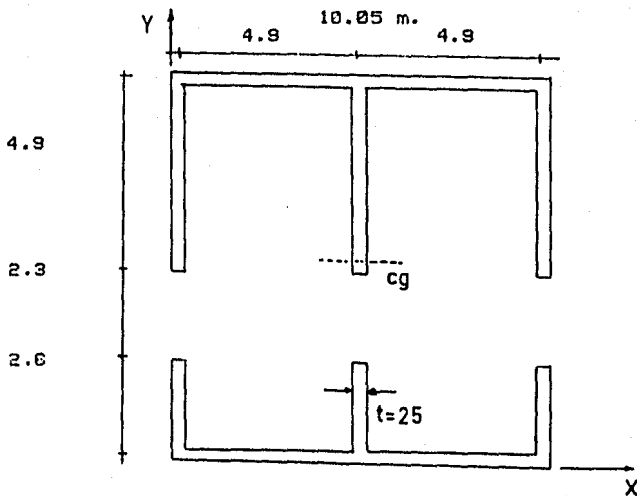
$t = 30 \text{ cm.}$

$x = 5.05 \text{ m.}$      $y = 5.24 \text{ m.}$   
 $A = 12.54 \text{ m}^2.$   
 $I_x = 205.70 \text{ m}^4.$      $I_y = 155.30 \text{ m}^4.$



$t = 25 \text{ cm.}$

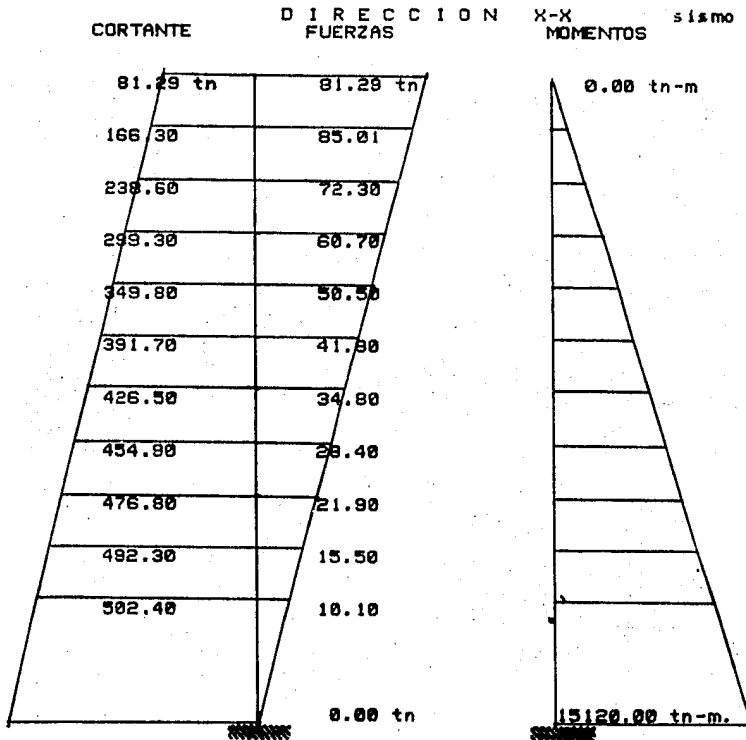
$x = 5.03 \text{ m}$      $y = 5.22 \text{ m}$   
 $A = 10.46 \text{ m}^2$   
 $I_x = 171.70 \text{ m}^4$      $I_y = 129.40 \text{ m}^4$



ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

RESULTADOS  
ANALISIS SISMICO

Los resultados obtenidos por la computadora, despues de realizar el analisis dinamico de la estructura de concreto reforzado, con la accion del sismo en direccion del eje 'y', produciendo volteamiento sobre el eje 'x'. Actuando en la direccion Ixx de la seccion.



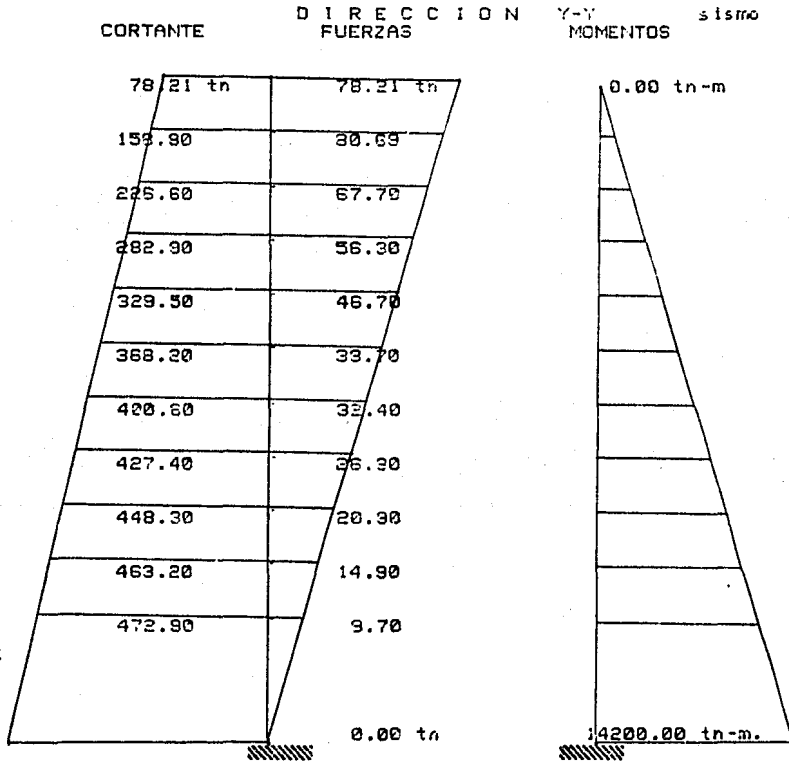
Para Marcos A1-4 y D1-4  
El resultado de el analisis dinamico de la estructura idealizada muestra los valores caracteristicos, asi como las frecuencias y periodos de vibracion, para el espectro correspondiente.

MOD0	FRECUENCIA (rad/sg)	PERI000 (seg)
1	7.289	0.061
2	32.020	0.186
3	68.170	0.092
4	100.200	0.063
5	103.900	0.060

ANALISIS DINAMICO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

RESULTADOS  
ANALISIS SISMICO

Los resultados obtenidos por la computadora, despues de realizar el analisis dinamico de la estructura de concreto reforzado, con la accion del sismo en direccion del eje 'x', produciendo volteamiento sobre el eje 'y'. Actuando en la direccion lxx de la seccion.



Para Marcos 1A-D y 4A-D El resultado de el analisis dinamico de la estructura idealizada muestra los valores caracteristicos, asi como las frecuencias y periodos de vibracion, para el espectro correspondiente.

MODO	FRECUENCIA (rad/sg)	PERIODO (seg)
1	6.474	0.971
2	29.870	0.214
3	55.070	0.096
4	100.200	0.063
5	101.190	0.062

**DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS**

A continuación se describe el procedimiento que se sigue para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos de las estructuras, las cuales deberán ser absorbidas por los diferentes elementos resistentes verticales como lo son: marcos, muros, contrafuertes, etc. Para este procedimiento se acepta la suposición de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano.

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas es el siguiente:

a).- Las fuerza horizontal  $F_i$  se aplica al centro de gravedad de cada nivel.

b).- Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.

$$K = P / u$$

c).- Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Las expresiones para calcular este punto son:

$$x_t = \sum R_{jy} X_j / \sum R_{jy}$$

$$y_t = \sum R_{jx} Y_j / \sum R_{jx}$$

$X_j, Y_j$  son las coordenadas de los elementos resistentes.

$R_{jx}, R_{jy}$  son las rigideces en la dirección considerada.

d).- La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento cualquiera será igual a la suma de dos efectos:

1.- El debido a la fuerza cortante del piso, que se supone actúa al centro de torsión. 2.- La fuerza cortante que resulte de los momentos de torsión, que son resultado de las excentricidades de la estructura.

Así obtenemos:

Para el cortante aplicado al centro de torsión:

$$V_i = M_{ti} \cdot R_{jx} X_{jt} / \left[ \sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2 \right]$$

Donde:

$V_x$  - fuerza cortante sísmica para el entrepiso y la dirección considerada.

$X_{jt}$  - distancia de los elementos resistentes al centro de torsión.

$M_{ti}$  - momento torsionante en el entrepiso, que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso, por la más desfavorable de las siguientes excentricidades.

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_2 = e_s - 0.1 b$$

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

Donde ;

e - excentricidad calculada como la distancia entre la linea de acción de el cortante y el centro de torsión.

b - la mayor dimensión en planta del entrepiso medido perpendicularmente a la dirección del sismo.

e.- Se calculan las fuerzas laterales debidas a la suma del 100 % de los efectos del sismo actuando en una dirección mas el 30 % de los efectos producidos por el sismo actuando en la otra dirección.

$$V = V_x + 0.3 V_y$$

$$V = V_y + 0.3 V_x$$



DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

RIGIDECES DE ENTREPISO  
ESTRUCTURA METALICA  
MARCO 1A-D

Las rigideces de entrepiso se obtienen de:

$$K = P / u$$

aplicando una fuerza  $P = 10$  ton. a cada entrepiso.

ENTR	DESPL TOT [m]	DESPL REL [m]	RIGIDES ENTR [tn-m]
	0.346170		
12	0.030903	0.003714	2692.64
11	0.027079	0.003024	2615.11
10	0.023417	0.003662	2730.42
9	0.019761	0.003655	2735.91
8	0.016243	0.003512	2847.25
7	0.013103	0.003146	3178.15
6	0.0010067	0.003036	3293.80
5	0.007216	0.002851	3507.15
4	0.004919	0.002296	4354.83
3	0.002819	0.002109	4741.90
2	0.000783	0.002028	4932.03
1	0.00	0.000783	12774.98

De la misma forma se obtuvieron las rigideces de los demás marcos que forman la estructura metálica.

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA METALICA  
CENTRO DE TORSION

NIVEL 1

1	12774.98			
6		6		6
7		7		7
2		2		2
6		6		6
·		·		·
1	3647.38	1		1
6		6		6
2				
3	3647.38			
4				
	12774.98			
	A	B	D	

$$Y_t = \sum (R_j \times Y_j) / \sum R_j = 4.65 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 4.65 - 4.33 = 0.32 \text{ m.}$$

$$e_{sx} = 4.90 - 4.90 = 0.00$$

NIVEL 2

1	4932.03			
3		3		3
9		9		9
4		4		4
5		5		5
·		·		·
7	2093.12	7		7
2		2		2
2				
3	2093.12			
4				
	4932.03			
	A	B	D	

$$Y_t = \sum (R_j \times Y_j) / \sum R_j = 4.56 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 4.56 - 4.33 = 0.33 \text{ m.}$$

$$e_{sx} = 4.90 - 4.90 = 0.00$$

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA METALICA  
CENTRO DE TORSION

De la misma forma se obtienen, para los demás entrepisos, sus correspondientes, centros de torsión.

A continuación se muestran las excentricidades de cada entrepiso.

NIVEL 3

$$y_t = 4.68 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 4

$$y_t = 4.68 \quad e_y = 0.36 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 5

$$y_t = 4.66 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 6

$$y_t = 4.66 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 7

$$y_t = 4.66 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 8

$$y_t = 4.66 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 9

$$y_t = 4.66 \quad e_y = 0.33 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 10

$$y_t = 4.67 \quad e_y = 0.34 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 11

$$y_t = 4.67 \quad e_y = 0.34 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

NIVEL 12

$$y_t = 4.67 \quad e_y = 0.34 \text{ m.}$$

$$y_t = 4.90 \quad e_x = 0.00 \text{ m.}$$

Con estos datos se procederá a calcular los cortantes sísmicos así como los que se producen por torsión.

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

E N T R E P I S O 1

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	292.9	0.32	29.4	3.42	-2.62	1001.72	-767.40
Y	207.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	814.09	-814.09

\*\*\*  
 $\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 954\ 933.39$   
 $Y_t = 4.65 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$   
 $Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	12774.98	4.65	113.92	62.33	176.25	50.64	191.44	103.52
2x	3647.38	2.05	32.53	7.85	40.38	6.37	42.29	18.48
3x	3647.38	0.26	32.53	-1.00	31.53	0.81	31.77	10.27
4x	12774.98	5.16	113.92	-69.17	44.75	56.20	61.61	69.63

\*\*\*

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	6726.16	4.90	101.11	28.10	129.21	34.58	139.58	73.34
2y	4868.43	0.00	74.69	0.00	74.69	0.00	74.69	22.41
3y	6726.16	4.90	101.11	-28.10	73.01	34.58	83.38	56.48

\*\*\*

E N T R E P I S O 2

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	292.7	0.23	29.4	3.29	-2.71	961.52	-793.22
Y	276.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	813.20	-813.20

\*\*  
 $\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 224\ 911.57$   
 $Y_t = 4.56 \quad X_t = 4.90$   
 $Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90$

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	4932.03	4.53	102.75	49.63	152.38	41.97	164.97	87.68
2x	2093.12	1.96	43.60	9.05	52.65	7.66	54.95	23.46
3x	2093.12	0.34	43.60	-1.57	42.83	1.33	42.43	13.94
4x	4932.03	5.24	102.75	-57.03	45.72	48.23	60.19	61.95

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3945.72	4.90	105.17	34.65	139.82	40.97	152.11	82.92
2y	2486.02	0.00	65.26	0.00	66.26	0.00	66.26	19.82
3y	3945.72	4.90	105.17	-34.65	70.52	40.97	82.81	62.13

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

E N T R E P I S O 3

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	285.8	0.35	29.4	3.47	-2.59	990.30	-740.22
Y	270.0	0.00	29.4	2.94	-2.94	793.80	-793.80

$\Sigma Rx2 + \Sigma Ry2 = 357$   
 $Yt = 4.68 \quad Xt = 4.90 \text{ m.}$   
 $Yg = 4.33 \quad Xg = 4.90 \text{ m.}$

\*\*\*\*

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	4741.90	4.68	115.58	61.41	176.99	49.23	191.76	102.33
2x	1120.65	2.08	27.32	6.45	33.77	5.17	35.32	15.30
3x	1120.65	0.22	27.32	-0.68	26.64	0.55	26.81	8.54
4x	4741.90	5.12	115.58	-67.19	48.39	53.86	64.55	68.38

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	2598.64	4.90	100.17	28.25	128.44	35.24	139.99	74.07
2y	1807.08	0.00	69.66	0.00	69.66	0.00	69.66	20.90
3y	2598.64	4.90	100.17	-28.25	71.92	35.24	82.49	56.82

\*\*\*

E N T R E P I S O 4

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	275.0	0.36	29.4	3.42	-2.58	957.00	-709.50
Y	259.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	763.22	-763.22

$\Sigma Rx2 + \Sigma Ry2 = 318 \text{ 333.15}$   
 $Yt = 4.69 \quad Xt = 4.90$   
 $Yg = 4.33 \quad Xg = 4.90$

\*\*\*\*

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	4354.83	4.69	112.27	61.40	176.67	48.97	188.36	101.07
2x	978.42	2.09	25.23	6.15	31.38	4.90	32.85	14.31
3x	978.42	0.21	25.23	-0.62	24.61	0.49	24.76	7.87
4x	4354.83	5.11	112.27	-66.90	45.37	53.35	61.38	66.96

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	2176.45	4.90	97.12	25.57	122.69	32.06	132.31	68.87
2y	1464.77	0.00	65.36	0.00	65.36	0.00	65.36	19.61
3y	2176.45	4.90	97.12	-25.57	71.55	32.06	81.17	53.53

\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

E N T R E P I S O 5

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	260.4	0.33	29.4	3.44	-2.61	894.47	-679.64
Y	245.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	722.06	-722.06

\*\*\*\*

$$\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 258\ 998.43$$

$$Y_t = 4.66 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3507.15	4.66	103.46	56.44	159.90	45.56	173.57	93.53
2x	906.32	2.06	26.74	6.45	33.19	5.21	34.75	15.17
3x	906.32	0.24	26.74	-0.75	25.99	0.61	26.17	8.41
4x	3507.15	5.14	103.46	-62.26	41.20	50.26	56.28	62.62

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1796.81	4.90	90.71	24.55	115.26	30.41	124.38	64.99
2y	1271.13	0.00	64.17	0.00	64.17	0.00	64.17	19.25
3y	1796.81	4.90	90.71	-24.55	66.16	30.41	75.28	50.26

\*\*\*

E N T R E P I S O 6

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	242.2	0.33	29.4	3.44	-2.61	831.96	-632.14
Y	228.2	0.00	29.4	2.94	-2.94	670.91	-670.91

\*\*\*\*

$$\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 241\ 610.09$$

$$Y_t = 4.66 \quad X_t = 4.90$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3293.80	4.66	96.19	52.85	149.04	42.62	161.83	87.33
2x	852.79	2.06	24.91	6.05	30.36	4.88	32.06	14.06
3x	852.79	0.24	24.91	-0.70	24.21	0.57	24.38	7.83
4x	3293.80	5.14	96.19	-58.30	37.89	47.01	51.99	58.38

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1653.36	4.90	84.93	22.50	107.43	27.90	115.00	60.13
2y	1135.72	0.00	58.34	0.00	58.34	0.00	58.34	17.50
3y	1653.36	4.90	84.93	-22.50	62.43	27.90	70.80	46.63

\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

E N T R E P I S O 7

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	220.4	0.33	29.4	3.44	-2.61	757.07	-575.24
Y	207.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	610.34	-610.34

\*\*\*\*

$$\sum R_x^2 + \sum R_y^2 = 224\ 911.57$$

$$Y_t = 4.66 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3178.15	4.66	86.93	49.85	136.78	40.19	148.84	81.22
2x	850.63	2.06	23.27	5.90	29.17	4.76	30.60	13.51
3x	850.63	0.24	23.27	-0.69	22.58	0.55	22.75	7.32
4x	3178.15	5.14	86.93	-54.99	31.94	44.33	45.24	53.91

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1421.74	4.90	76.05	18.90	94.95	23.44	101.98	51.93
2y	1237.56	0.00	55.50	0.00	55.50	0.00	55.50	16.65
3y	1421.74	4.90	76.05	-18.90	57.15	23.44	64.18	40.59

\*\*\*

E N T R E P I S O 8

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	194.9	0.33	29.4	3.44	-2.61	669.48	-508.69
Y	183.5	0.00	29.4	2.94	-2.94	539.49	-539.49

\*\*\*\*

$$\sum R_x^2 + \sum R_y^2 = 201\ 664.92$$

$$Y_t = 4.66 \quad X_t = 4.90$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	2847.25	4.66	77.31	44.05	121.36	35.49	132.01	71.90
2x	741.67	2.06	20.14	5.07	25.21	4.09	26.40	11.65
3x	741.67	0.24	20.14	-0.59	19.55	0.48	19.69	6.35
4x	2847.25	5.14	77.31	-48.58	28.73	39.15	40.48	47.77

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1279.06	4.90	66.09	16.77	82.86	20.81	89.10	45.67
2y	993.15	0.00	51.32	0.00	51.32	0.00	51.32	15.40
3y	1279.06	4.90	66.09	-16.77	49.32	20.81	55.56	35.61

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

E N T R E P I S O 9

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	185.2	0.33	29.4	3.44	-2.61	567.46	-431.17
Y	155.3	0.00	29.4	2.94	-2.94	456.58	-456.58

$$\sum R_x2 + \sum R_y2 = 182\ 219.34$$

$$Y_t = 4.66 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$$

\*\*\*\*

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	2735.91	4.66	65.36	37.64	103.00	30.28	112.08	61.18
2x	721.53	2.06	17.24	4.39	21.63	3.53	22.69	10.02
3x	721.53	0.24	17.24	-0.51	16.73	0.41	16.85	5.43
4x	2735.91	5.14	65.36	-41.55	23.85	33.40	33.87	40.56

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1195.80	4.90	55.54	13.92	69.46	17.30	74.65	38.14
2y	951.80	0.00	44.21	0.00	44.21	0.00	44.21	13.26
3y	1195.20	4.90	55.54	-13.92	41.62	17.30	46.81	29.79

\*\*\*

E N T R E P I S O 10

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	130.9	0.34	29.4	3.45	-2.60	451.61	-340.34
Y	123.4	0.00	29.4	2.94	-2.94	362.80	-362.80

$$\sum R_x2 + \sum R_y2 = 185\ 421.79$$

$$Y_t = 4.67 \quad X_t = 4.90$$

$$Y_g = 4.33 \quad X_g = 4.90$$

\*\*\*\*

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	2730.42	4.67	52.28	31.06	83.34	24.95	90.83	49.95
2x	687.89	2.07	13.17	3.47	16.64	2.79	17.48	7.78
3x	687.89	0.23	13.17	-0.39	12.78	0.31	12.87	4.14
4x	2730.42	5.13	52.28	-34.12	18.16	27.41	26.38	32.86

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	1062.77	4.90	43.00	9.67	52.67	12.03	56.28	27.83
2y	924.56	0.00	37.41	0.00	37.41	0.00	37.41	11.22
3y	1062.77	4.90	43.00	-9.67	33.33	12.03	36.94	22.03

\*\*\*



DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

ENTREPISO 11

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	91.18	0.34	29.4	3.45	-2.60	314.57	-237.07
Y	86.01	0.00	29.4	2.94	-2.94	252.87	-252.87

\*\*\*\*  
 $\sum Rx2 + \sum Ry2 = 174\ 401.26$   
 $Yt = 4.67$   $Xt = 4.90$  m.  
 $Yg = 4.33$   $Xg = 4.90$  m.

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	2615.11	4.67	36.47	22.03	58.50	17.71	63.81	35.26
2x	653.63	2.07	9.12	2.44	11.56	1.96	12.15	5.43
3x	653.63	0.23	9.12	-0.27	8.85	0.22	8.92	2.88
4x	2615.11	5.13	36.47	-24.20	12.27	19.45	18.11	23.13

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	951.93	4.90	29.01	6.76	35.77	8.41	38.29	19.14
2y	918.11	0.00	27.98	0.00	27.98	0.00	27.98	8.39
3y	951.53	4.90	29.01	-6.76	22.25	8.41	24.77	15.09

\*\*\*

ENTREPISO 12

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	45.43	0.34	29.4	3.45	-2.60	156.73	-118.12
Y	42.89	0.00	29.4	2.94	-2.94	126.10	-126.10

\*\*\*\*  
 $\sum Rx2 + \sum Ry2 = 178\ 788.13$   
 $Yt = 4.67$   $Xt = 4.90$   
 $Yg = 4.33$   $Xg = 4.90$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	2692.64	4.67	18.17	10.96	29.13	8.82	31.78	17.56
2x	674.21	2.07	4.55	1.22	5.77	0.98	6.06	2.71
3x	674.21	0.23	4.55	-0.14	4.41	0.11	4.44	1.43
4x	2692.64	5.13	18.17	-12.04	6.13	9.69	9.04	11.56

\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	984.55	4.90	14.60	3.38	17.98	4.21	19.24	9.60
2y	922.25	0.00	13.68	0.00	13.68	0.00	13.68	4.10
3y	984.55	4.90	14.60	-3.38	11.22	4.21	12.48	7.58

\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS



CORTANTES SISMICOS Y TORSION

FUERZAS SISMICAS  
ESTRUCTURA METALICA

Una vez conocido el sistema de fuerzas generado por efectos de sismo, que actúa en cada elemento resistente, para nuestro caso los marcos, se procede al análisis estructural de los mismos.

A continuación se muestran en forma esquemática las fuerzas sísmicas que se aplican al entrepiso de cada marco.

M A R C O			M A R C O		
1A-D			A1-4		
FZAS. tn.	N	CTE. tn.	FZAS. tn.	N	CTE. tn.
31.78	12	31.78	19.24	12	19.24
32.03	11	63.81	19.05	11	38.29
27.02	10	90.83	17.99	10	56.28
21.25	9	112.08	18.37	9	74.65
19.93	8	132.01	14.36	8	89.01
16.83	7	148.84	12.97	7	101.98
12.98	6	161.83	13.82	6	115.80
11.74	5	173.57	8.58	5	124.38
14.79	4	188.36	7.93	4	132.31
3.40	3	191.76	7.68	3	139.99
26.79	2	164.97	12.12	2	152.11
26.47	1	191.44	12.53	1	139.58

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

FUERZAS SISMICAS  
ESTRUCTURA METALICA

De igual forma se muestran los esquemas para los marcos restantes.

M A R C O			M A R C O		
B1-4			2A-D		
FZAS. tn.	N	CTE. tn.	FZAS. tn.	N	CTE. tn.
13.68	12	13.68	6.06	12	6.06
14.30	11	27.98	6.08	11	12.15
9.43	10	37.41	5.33	10	17.48
6.80	9	44.21	5.21	9	22.69
7.11	8	51.32	3.75	8	26.44
4.18	7	55.50	4.16	7	30.60
2.84	6	58.34	1.46	6	32.06
5.83	5	64.17	2.69	5	34.75
1.19	4	65.17	-1.90	4	32.85
4.30	3	69.66	2.47	3	35.32
3.40	2	66.26	19.63	2	54.95
8.43	1	74.69	-12.66	1	42.29

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION

FUERZAS SISMICAS  
ESTRUCTURA METALICA

Los momentos debidos a los desplazamientos (giros) de la armadura superior, serán distribuidos conforme a las rigideces de los marcos. De tal forma se obtienen los siguientes datos:

SISMO DIRECCION X-X

Marco 1A-D	39.17 % [ 1471 tn-m]	= 576.19 tn-m / 3 cols
		= 192.06 tn-m / col
Marco 2A-D	10.83 % [1471 tn-m]	= 159.31 tn-m / 3 cols
		= 53.01 tn-m / col

SISMO DIRECCION Y-Y

Marco A1-4	36.60 % [ 1476 tn-m]	= 540.22 tn-m / 4 cols
		= 135.05 tn-m / col
Marco B1-4	26.79 % [ 1476 tn-m]	= 395.42 tn-m / 4 cols
		= 98.86 tn-m / col

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

El procedimiento que se siguió en esta sección es igual que el mostrado para la estructura metálica.

RIGIDEZES DE ENTREPISO  
ESTRUCTURA DE CONCRETO  
MARCO A1-4

Las rigideces de entrepiso se obtienen de  

$$K = P / u$$
 aplicando una fuerza  $P = 10$  ton. a cada entrepiso.

ENTR	DESPL TOT [m]	DESPL REL [m]	RIGIDES ENTR [tn-m]
	0.028611		
12	0.025801	0.002811	3558.72
11	0.022964	0.002837	3524.85
10	0.020164	0.002800	3571.43
9	0.017415	0.002749	3637.69
8	0.014707	0.002707	3694.13
7	0.012055	0.002653	3769.32
6	0.0094611	0.002644	3782.15
5	0.0069459	0.002465	4056.63
4	0.0045842	0.002357	4243.22
3	0.0025010	0.002088	4788.81
2		0.002510	3998.40
1	0.00		

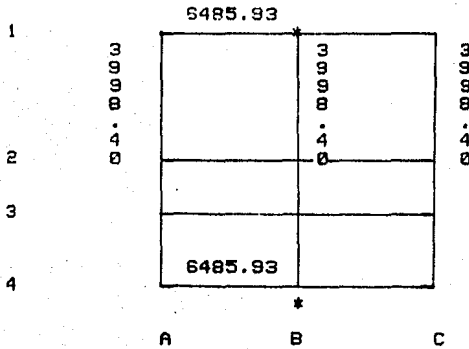
Entiendase por rigidez; la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de aplicación de la fuerza.

De la misma forma se obtuvieron las rigideces de los demás marcos que forman la estructura metálica.

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA DE CONCRETO  
CENTRO DE TORSION

NIVEL 1



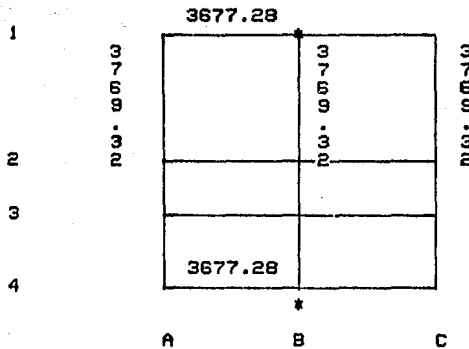
$$Y_t = \sum (R_{jx} Y_j) / \sum R_{jx} = 4.90 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 5.09 - 4.90 = 0.19 \text{ m.}$$

$$e_{sx} = 4.90 - 4.90 = 0.00$$

Debido a que las rigideces son iguales en todos los niveles, las excentricidades en 'Y' serán constantes entre los niveles 1-5, de aquí en adelante serán ;

NIVEL 2



$$Y_t = \sum (R_{jx} Y_j) / \sum R_{jx} = 4.90 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 5.09 - 4.90 = 0.19 \text{ m.}$$

$$e_{sx} = 4.90 - 4.90 = 0.00$$

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

ENTREPISO 1

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	472.9	0.19	29.4	3.23	-2.75	1525.10	-1300.50
Y	502.4	0.00	29.4	2.94	-2.94	1477.06	-1477.06

\*\*\*\*\*

$\sum Rx2 + \sum Ry2 = 503\ 457.53$   
 $Yt = 4.90$   $Xt = 4.90$  m.  
 $Yg = 5.09$   $Xg = 4.90$  m.

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	6485.93	4.90	236.50	96.27	332.77	93.24	360.74	193.07
2x	6485.93	4.90	236.50	-96.27	140.23	93.24	168.20	135.31

\*\*\*

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3998.40	4.90	167.47	57.48	224.95	59.35	242.76	126.84
2y	3998.40	0.00	167.47	0.00	167.47	0.00	167.47	50.24
3y	3998.40	4.90	167.47	-57.48	109.99	59.35	127.80	92.35

\*\*\*

ENTREPISO 2

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	463.2	0.19	29.4	3.23	-2.75	1493.82	-1273.80
Y	492.3	0.00	29.4	2.94	-2.94	1447.36	-1447.36

\*\*\*

$\sum Rx2 + \sum Ry2 = 503\ 457.53$   
 $Yt = 4.90$   $Xt = 4.90$   
 $Yg = 5.09$   $Xg = 4.90$

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	6572.03	4.90	231.60	88.18	319.78	85.44	345.31	181.37
2x	6572.03	-4.90	231.60	-88.18	143.42	85.44	169.05	128.47

\*\*\*

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	4788.81	4.90	164.10	62.25	226.35	64.25	245.93	132.16
2y	4788.81	0.00	164.10	0.00	164.10	0.00	164.10	48.23
3y	4788.81	4.90	164.10	-62.25	101.85	64.25	121.13	94.81

\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

E N T R E P I S O , 3

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	448.3	0.19	29.4	3.23	-2.75	1495.77	-1232.83
Y	476.8	0.00	29.4	2.94	-2.94	1401.79	-1401.79

\*\*\*\*

$$\Sigma R_x^2 + \Sigma R_y^2 = 457\ 645.49$$

$$Y_t = 4.90 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$$

$$Y_g = 5.09 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	5287.09	4.90	224.15	81.84	305.99	79.35	329.80	171.15
2x	5287.09	4.90	224.15	-81.84	142.31	79.35	166.12	122.04

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	4243.22	4.90	158.93	63.69	222.62	65.68	242.22	132.47
2y	4243.22	0.00	158.93	0.00	158.93	0.00	158.93	47.68
3y	4243.22	4.90	158.93	-63.69	35.24	65.68	114.94	94.25

\*\*\*\*

E N T R E P I S O 4

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	427.4	0.19	29.4	3.23	-2.75	1378.37	-1173.35
Y	454.9	0.00	29.4	2.94	-2.94	1337.40	-1337.40

\*\*\*

$$\Sigma R_x^2 + \Sigma R_y^2 = 411\ 888.19$$

$$Y_t = 4.90 \quad X_t = 4.90$$

$$Y_g = 5.09 \quad X_g = 4.90$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	4520.80	4.90	213.70	74.13	287.83	71.93	309.41	158.28
2x	4520.80	-4.90	213.70	-74.13	139.57	71.93	161.15	113.80

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	4056.63	4.90	151.63	64.54	216.17	66.52	236.13	131.37
2y	4056.63	0.00	151.63	0.00	151.63	0.00	151.63	45.49
3y	4056.63	4.90	151.63	-64.54	216.17	66.52	107.05	92.65

\*\*\*\*



DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

ENTREPISO 5

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	400.6	0.19	29.4	3.23	-2.75	1291.41	-1101.65
Y	476.8	0.00	29.4	2.94	-2.94	1253.91	-1253.91

\*\*

$E R_x^2 + E R_y^2 = 376\ 205.01$   
 $Y_t = 4.90$   $X_t = 4.90$  m.  
 $Y_g = 5.09$   $X_g = 4.90$  m.

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	4052.19	4.90	200.30	68.19	269.49	66.18	288.34	146.73
2x	4052.19	4.90	200.30	-68.19	132.11	66.18	151.96	105.81

\*\*\*

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3782.15	4.90	142.17	61.77	223.03	63.64	223.03	124.82
2y	3782.15	0.00	142.17	0.00	142.17	0.00	142.17	42.65
3y	3782.15	4.90	142.17	-61.77	80.40	63.64	99.49	87.76

\*\*\*

ENTREPISO 6

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	368.2	0.19	29.4	3.23	-2.75	1187.45	-1012.55
Y	391.7	0.00	29.4	2.94	-2.94	1151.60	-1151.60

\*\*\*

$E R_x^2 + E R_y^2 = 357\ 585.73$   
 $Y_t = 4.90$   $X_t = 4.90$   
 $Y_g = 5.09$   $X_g = 4.90$

EJE	RJ	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3677.28	4.90	184.10	59.84	243.94	58.03	261.35	131.21
2x	3677.28	-4.90	184.10	-59.84	124.29	58.03	141.67	95.31

\*\*\*\*

EJE	RJ	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3769.32	4.90	130.57	59.48	190.05	61.33	208.45	118.35
2y	3769.32	0.00	130.57	0.00	130.57	0.00	130.57	39.17
3y	3769.32	4.90	130.57	-59.48	71.09	61.33	89.49	82.66

\*\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

ENTREPISO 7

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	329.5	0.19	29.4	3.23	-2.75	1062.64	-906.13
Y	349.8	0.00	29.4	2.94	-2.94	1028.41	-1028.41

\*\*\*\*

$E R_x^2 + E R_y^2 = 342\ 013.33$   
 $Y_t = 4.90$   $X_t = 4.90$  m.  
 $Y_g = 5.09$   $X_g = 4.90$  m.

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3428.18	4.90	164.75	52.19	216.94	50.51	232.09	115.59
2x	3428.18	4.90	164.75	-52.19	112.56	50.51	127.71	84.28

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3694.13	4.90	116.60	54.43	171.03	56.24	187.90	107.55
2y	3694.13	0.00	116.60	0.00	116.60	0.00	116.60	34.98
3y	3694.13	4.90	116.60	-54.43	62.17	56.24	79.04	74.83

\*\*\*\*

ENTREPISO 8

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	282.8	0.19	29.4	3.23	-2.75	912.35	-777.98
Y	299.3	0.00	29.4	2.94	-2.94	879.94	-879.94

\*\*\*

$E R_x^2 + E R_y^2 = 331\ 661.17$   
 $Y_t = 4.90$   $X_t = 4.90$   
 $Y_g = 5.09$   $X_g = 4.90$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3269.04	4.90	141.45	44.06	185.51	42.50	198.26	98.15
2x	3269.04	-4.90	141.45	-44.06	97.39	42.50	110.14	71.72

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3637.69	4.90	99.77	47.29	147.06	49.03	161.77	93.15
2y	3637.69	0.00	99.77	0.00	99.77	0.00	99.77	29.93
3y	3637.69	4.90	99.77	-47.29	52.48	49.03	67.18	64.77

\*\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

ENTREPISO 9

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	226.6	0.19	29.4	3.23	-2.75	730.79	-623.15
Y	226.6	0.00	29.4	2.94	-2.94	701.48	-701.48

\*\*\*\*

$$\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 323\ 944.36$$

$$Y_t = 4.90 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$$

$$Y_g = 5.09 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3174.60	4.90	113.30	35.09	148.39	33.68	158.49	78.20
2x	3174.60	4.90	113.30	-35.09	78.21	33.68	88.31	57.14

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3571.43	4.90	79.53	37.90	117.43	39.48	129.27	74.71
2y	3571.43	0.00	79.53	0.00	79.53	0.00	79.53	23.86
3y	3571.43	4.90	79.53	-37.90	41.63	39.48	53.47	51.97

\*\*\*\*

ENTREPISO 10

SEN	V	e	b	e1 1.5e+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	158.9	0.19	29.4	3.23	-2.75	512.45	-436.98
Y	166.3	0.00	29.4	2.94	-2.94	488.92	-488.92

\*\*\*

$$\Sigma R_x2 + \Sigma R_y2 = 319\ 325.80$$

$$Y_t = 4.90 \quad X_t = 4.90$$

$$Y_g = 5.09 \quad X_g = 4.90$$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3125.00	4.90	79.45	24.57	104.02	23.44	111.05	54.65
2x	3125.00	-4.90	79.45	-24.57	54.08	23.44	61.91	39.90

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3524.85	4.90	55.43	26.44	81.87	27.72	90.19	52.29
2y	3524.85	0.00	55.43	0.00	55.43	0.00	55.43	16.63
3y	3524.85	4.90	55.43	-26.44	28.98	27.72	37.31	36.42

\*\*\*\*

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA CONCRETO

ENTRE P I S O 11

SEN	V	e	b	e1 l. Ee+.1b	e2 e-.1b	M1	M2
X	78.21	0.19	29.4	3.23	-2.75	252.23	-215.08
Y	78.21	0.00	29.4	2.94	-2.94	238.89	-238.99

\*\*\*\*

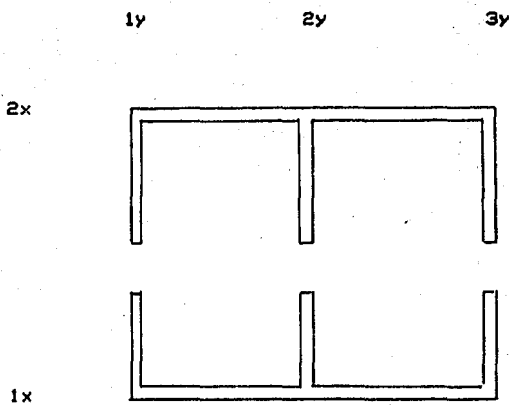
$E R_x 2 + E R_y 2 = 320 252.10$   
 $Y_t = 4.90 \quad X_t = 4.90 \text{ m.}$   
 $Y_g = 5.09 \quad X_g = 4.90 \text{ m.}$

EJE	Rj	yt	Vd	Vtor	VTx	Vy	Vx+.3Vy	Vy+.3Vx
1x	3110.42	4.90	39.11	12.00	51.11	11.37	54.52	26.70
2x	3110.42	4.90	39.11	-12.00	27.11	11.37	30.52	18.50

\*\*\*\*

EJE	Rj	xt	Vd	Vtor	VTy	Vx	Vy+.3Vx	Vx+.3Vy
1y	3558.72	4.90	27.10	13.01	40.11	13.73	44.23	23.76
2y	3558.72	0.00	27.10	0.00	27.10	0.00	27.10	8.13
3y	3558.72	4.90	27.10	-13.01	14.09	13.73	18.21	17.96

\*\*\*\*



EJES CONSIDERADOS

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS  
RESISTENTES DE LAS ESTRUCTURAS

CORTANTES SISMICOS Y TORSION  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

FUERZAS SISMICAS

Una vez conocido el sistema de fuerzas, generado por efectos de sismo, que actúa en cada elemento resistente, para nuestro caso los marcos, se procede al análisis estructural de los marcos. A continuación se muestran en forma esquemática las fuerzas que se aplican a cada marco.

M A R C O A1-4			M A R C O 1A-D		
FZAS. tn.	N	CTE. tn.	FZAS. tn.	N	CTE. tn.
44.23	11	44.23	54.52	11	54.52
45.96	10	90.19	56.53	10	111.05
39.08	9	129.27	47.44	9	158.49
32.50	8	161.77	39.77	8	198.26
26.13	7	187.90	33.83	7	232.09
20.55	6	208.45	29.26	6	261.35
14.58	5	223.03	26.99	5	288.34
13.10	4	236.13	21.07	4	309.41
6.19	3	242.32	20.39	3	329.80
3.31	2	191.76	15.51	2	139.99
2.87	1	242.76	15.43	1	360.74
	0			0	

Aprovechando la simetría de la estructura se presentan solo dos condiciones de carga sísmica, por así decirlo, una para el sismo actuando en dirección del eje X, lo cual afecta solo a los marcos 1A-D y 2A-D, el sismo en la otra dirección (Y) afecta a los marcos A1-4 y B1-4.

## ANÁLISIS POR VIENTO

En esta sección se consideran los efectos causados por turbulencia de viento, que afecten a las estructuras de este proyecto, se presenta el criterio marcado por el R.D.F.

Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

### DATOS BASICOS

ESTRUCTURA GRUPO	'B'	
TIPO	2	
ZONA EOLICA	5	
VELOCIDAD REGIONAL	$V_r = 90$ km/hr	
PERIODO DE RETORNO	$T_r = 50$ años	
FACTOR TOPOGRAFICO	$K = 0.7$	
FACTOR DE TERRENO (centro grandes cd.)	$Q = 0.33$	
ALTURA GRADIENTE	$\& = 460$ mts.	

### VELOCIDADES

VELOCIDAD BASICA :

$$V_B = K V_r = 63 \text{ km/hr}$$

VARIACION DE LA VELOCIDAD  
CON LA ALTURA :

$$V_z = V_B \quad z < 10 \text{ m.}$$

$$V_z = V_B \left[ \frac{z}{10} \right]^0 \quad 10 < z < 460 \text{ m.}$$

VELOCIDAD DE DISEÑO :

$$V_d = F_r V_z = 1.3 V_z$$

### EMPUJES ESTATICOS

PRESIONES O SUCCIONES DE VIENTO :

$$p = 0.0055 c V_d^2$$

DONDE :

FACTOR DE EMPUJE :

$$c = -0.68 \quad c = 0.75$$

(succion)                      (presion)

$V_d$  velocidad de diseño.

Debido a que ambas estructuras presentan la misma area expuesta, el análisis por empujes estático de viento será el mismo en ambos casos.

ANÁLISIS POR  
VIENTO

## PRESIONES DE DISEÑO

En esta sección se aplican las fórmulas expuestas en la página anterior donde:

$$P_s = 0.0037 V_d^2$$

sotavento

$$P_b = 0.0041 V_d^2$$

barlovento

Las fuerzas que resultan para cada entrepiso, considerando el área expuesta  $a=3.5 \times 29.4m=102.9m^2$

$$F = P_s \times a$$

T A B L A V-1

N	Z	Vz	Vd	Ps	Pb	Fs	Fb	FT
	(m)	(km/hr)	(km/hr)	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg)	(kg)	Fs+Fb
1	7.0	63.00	81.90	-24.82	27.50	1276.99	1414.88	2691.87
2	10.5	64.02	83.23	-25.63	28.40	2927.48	2927.48	5564.84
3	14.0	70.40	91.52	-30.99	34.34	3188.82	3533.55	6722.37
4	17.5	75.78	98.51	-35.91	39.79	3694.79	4094.23	7789.02
5	21.0	80.48	104.62	-40.50	44.88	4165.25	4617.76	8785.01
6	24.5	84.68	110.08	-44.84	49.68	4613.54	5112.30	9725.84
7	28.0	88.49	115.04	-48.97	54.26	5038.59	5583.30	10621.90
8	31.5	92.00	119.60	-52.92	58.65	5445.90	6034.65	11480.55
9	35.0	95.25	123.83	-56.74	62.87	5838.08	6469.22	12307.30
10	39.5	98.30	127.79	-60.42	66.95	6217.12	6889.24	13106.36
11	42.0	101.16	131.51	-63.99	70.91	6584.60	7296.45	13881.05

Estas fuerzas se aplican al entrepiso de las estructuras, y se distribuyen conforme a las rigideces de los marcos.

Estas son las mismas para los dos casos, acero y concreto.

En la siguiente sección se analizarán los efectos dinámicos causados por turbulencia de viento.

## VIBRACIONES GENERALES

Los efectos de vibraciones generales se pueden representar como fuerzas armónicas perpendiculares a la dirección del viento, cuyo período es  $T_K$  cuya amplitud máxima por unidad de longitud referida al eje de la estructura es  $W_K$ , la cual se puede calcular mediante:

$$W_K = 0.0055 C_K d V_d^2$$

$C_K$  - coef. de empuje por efectos de vorticidad, adimensional.

PARA SECCION RECTANGULAR :

$$C_K = 0.5 + 50/V_d d \quad V_d d > 50$$

$$C_K = 1.5 \quad V_d d < 50$$

$d$  - ancho de la sección, perpendicular al flujo, en metros.

$V_d$  - velocidad de diseño, Km/hr.

ANÁLISIS POR  
VIENTO

## VIBRACIONES GENERALES

cont....

Para el diseño se deberán utilizar las sollicitaciones dinámicas mas desfavorable que pueda presentarse para cualquier valor de Vd menor o igual a la velocidad de diseño V para empujes estáticos y para algún valor de TK comprendido entre :

$$d/s Vd \leq TK \leq 1.3 d/s Vd$$

Donde:

- s - coeficiente adimensional
- s = 0.04 para sección rectangular

Del análisis sísmico dinámico se toman los siguientes datos, los cuales servirán para determinar los efectos dinámicos causados por viento.

- a .- Períodos de vibración.
- b .- Frecuencias.
- c .- Modos de vibrar.

Para ambos casos (acero, concreto), se toman en cuenta sólo los efectos mas desfavorables.

## ESTRUCTURA METALICA.

El caso mas desfavorable es/ viento actuando sobre el eje Y-Y de la estructura.

T A B L A V-2

MODO	FREC.	PERIODO
	rd/sg.	sg.
1	5.19	1.210
2	16.37	0.384
3	33.43	0.188
4	57.47	0.108
5	83.54	0.075

El valor máximo de V1 para empujes estáticos es cuando H=42 m. ver V-1

$$V1 = 131.51 \text{ Km/hr.} \quad d = 29.40 \text{ m.}$$

Con esta velocidad se obtiene :

$$\begin{aligned} Wk &= 1434.46 \text{ Kg/m.} \\ TK1 &= 5.38 \text{ sg.} \quad w1 = 1.124 \text{ rd/sg.} \\ TK2 &= 7.27 \text{ sg.} \quad w2 = 0.865 \text{ rd/sg.} \end{aligned}$$

Al periodo fundamental le corresponde :

$$T1 = 1.21 \text{ sg.}$$

$$V1 = q ( 29.4 / 0.04 \times 1.21 ) = 607.44q \text{ Km/hr.}$$

para q=1

$$V1 = 607.44 \text{ Km/hr.}$$

Por lo que esta condición no es aplicable ya que corresponde a una altura H > 42.0 mt.

Aplicando la condición critica estática tenemos :

$$TK = 1.21 \text{ sg.} \quad w1 = 5.19 \text{ rd/sg.}$$



ANÁLISIS POR  
VIENTO

## VIBRACIONES GENERALES

cont....

Como resultado de la condición crítica tenemos :

T A B L A V-3

H	V1	Wk	Wki	Fi
(m)	(Km/hr)	(Kg/m)	(Kg)	(Kg)
42.0	131.50	1434.24	5019.84	18900.89
38.5	127.79	1355.45	4744.06	17850.42
35.0	123.83	1273.80	4458.29	16765.59
31.5	119.60	1189.38	4162.83	15643.38
28.0	115.04	1101.62	3855.67	14477.56
24.5	110.08	1009.98	3534.93	13260.77
21.0	104.62	913.70	3197.96	11982.97
17.5	98.51	811.68	2840.87	10629.89
14.0	91.52	702.36	2458.26	9180.63
10.5	83.23	582.96	2040.34	7605.18
7.0	81.90	564.83	1976.91	4668.78

Ya que para el análisis se utilizan condiciones mas desfavorables, y en este caso no es crítico, debido a que las fuerzas resultan menores que los efectos a causa de los sismos, por lo cual este análisis no regira para el diseño de la estructura.

## ESTRUCTURA DE CONCRETO

El caso mas desfavorable es: viento actuando sobre el eje X-X de la estructura.

T A B L A V-4

MOD0	FREC.	PERIODO
	rd/sg.	sg.
1	7.30	0.861
2	32.02	0.196
3	68.17	0.092
4	100.20	0.063
5	103.90	0.061

Al período fundamental le corresponde :

$$T_1 = 0.861 \text{ sg.}$$

$$V_1 = q ( 29.4 / 0.04 \times 0.861 ) = 853.66 \text{ Km/hr.}$$

para  $q=1$

$$V_1 = 853.66 \text{ Km/hr.}$$

Nuevamente esta condición no es aplicable ya que corresponde a una altura  $H > 42.0$  mt.

Aplicando la condición crítica estática tenemos (igual en ambos casos) :

$$TK = 1.21 \text{ sg.}$$

$$u_1 = 5.19 \text{ rd/sg.}$$

De donde resulta la tabla V-3 de fuerzas producto de viento.

Con este punto se da por terminado el análisis por viento de las estructuras, el cual no regira para ningún caso de carga por su poca magnitud comparado con los efectos producidos por sismo.

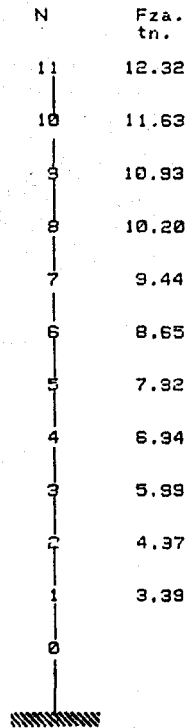
ANÁLISIS POR  
VIENTO

## FUERZAS RESULTANTES

En el diagrama se muestran las fuerzas que actúan en la estructura tomando en cuenta los efectos estáticos y los dinámicos, causados por viento.

Estos efectos serán los mismos para ambas estructuras ya que presentan áreas iguales de exposición al viento.

## ESTRUCTURA



Aprovechando la simetría de la estructura se presenta solo un diagrama de carga por viento.

CAPITULO IV

DISEÑO

ESTRUCTURAL

**DISEÑO  
ESTRUCTURA  
DE  
CONCRETO**

## DISEÑO ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

El procedimiento utilizado es el denominado METODO PLASTICO, o de resistencia última. Los elementos se dimensionan para que tengan una resistencia determinada.

En este método se definen las acciones interiores, correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, esta pueda ser constante o variable según los elementos para así obtener las resistencias de diseño. El dimensionamiento se hace entonces con las hipótesis de comportamiento inelástico. De hecho se trata de lograr que las características acción-respuesta de la estructura estén dentro de límites que se consideran aceptables por los reglamentos de diseño.

### CONSTANTES DE DISEÑO

CONCRETO  $f'c = 250.0 \text{ Kg/cm}^2$

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

$$f * c = 200.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.85 f * c$$

$$f'c = 170.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 10000\sqrt{f'c}$$

$$Ec = 158100 \text{ Kg/cm}^2$$

### ACERO

$$fy = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Es = 2.1E06 \text{ Kg/cm}^2$$

### PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO [Pb]

$$Pb = \frac{f'c \cdot 4800}{fy (fy + 6000)} = 0.0190$$

$$Pb \text{ max} = 0.75 Pb = 0.0143$$

$$Pb \text{ min} = 0.7\sqrt{f'c} / fy = 0.0026$$

$$q = Pb \text{ max } fy / f'c = 0.3530$$

La estructura de concreto se consideró formada por dos tipos de marcos denominados 1A-D y A1-4. Conforme a lo presentado en los datos para el análisis de los marcos.

A continuación se presentan los diseños de los elementos que forman estos marcos.

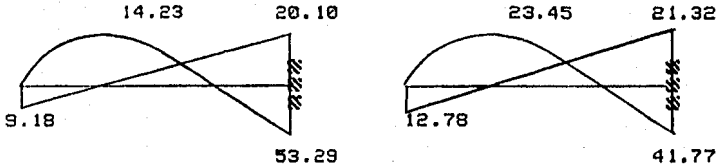
**DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**

En esta sección se diseñarán los diferentes elementos que forman el marco denominado A1-4. Se iniciará por diseñar las vigas. Los diseños se inician de abajo hacia arriba, por las vigas con esfuerzos máximos a las de menores.

**DISEÑO DE LA VIGA # 48**

CM + CV\* + SISMO

CM + CV



$$\begin{aligned} M_u &= 23.45 \times 1.4 = 32.83 \text{ tn-m.} \\ M_u &= 47.26 \times 1.1 = 51.99 \text{ tn-m.} \\ M_u &= 36.04 \times 1.4 = 50.47 \text{ tn-m.} \\ M_r &= 0.8 \times f'c \times b d^2 \times q(1-0.5q) \\ M_r &= 75.05 \text{ tn-m.} \end{aligned}$$

b=30 cm. d=75 cm.

Con estos datos obtenemos el factor  $M/bd^2$  con el cual se entra a las gráficas para determinar la cuantía de acero, en las ayudas de diseño del R.C.D.F.

	M	M/bd <sup>2</sup>	P	As
pos	32.83	19.45	0.0057	12.83
neg	51.99	30.81	0.0092	20.70

En la práctica se recomienda pasar dos varillas corridas a todo lo largo de la viga, arriba y abajo, equivalente a 20% aproximadamente del área mayor

$$\begin{aligned} A_s (+) &= 12.83 - 5.7(2\#6) = 7.13 \text{ cm}^2. \\ A_s (-) &= 20.70 - 5.7 = 15.00 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

El refuerzo queda formado por:

$$\begin{aligned} 7.13 \text{ cm}^2 &= 3 \# 6 & A_s &= 8.55 \text{ cm}^2. \\ 15.00 \text{ cm}^2 &= 4 \# 7 & A_s &= 15.52 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Longitud de desarrollo:

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0.06 \text{ as } f_y / f'c \geq 0.006 \text{ db } f_y \\ \text{Haciendo unas simplificaciones tenemos:} \\ L_{db} &= 15.938 \text{ as } \geq 25.2 \text{ db} \\ \text{as} &= \text{área de acero de la varilla} \\ \text{db} &= \text{diámetro nominal de la varilla.} \end{aligned}$$

De este modo tenemos:

En las secciones donde según el diagrama de momentos, ya no se requiera el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta debe ser mayor a  $L_{db} + d$ , siendo d el peralte de la sección.

$$\text{var \# 7 } L_{db} = 61.68 > 55.94$$

Para varillas en lecho superior se multiplica por 1.4 la  $L_d$ .

$$\begin{aligned} L_{db7} &= 1.4 \times 61.68 = 86.35 \text{ cm.} \\ L_{db} &= 86.35 + 75 = 161.35 \text{ cm. sup} \\ L_{db} &= & &= 130.90 \text{ cm. inf} \\ \text{var \# 6 } L_{db} &= 45.42 < 47.88 \\ L_{db6} &= 1.4 \times 47.88 = 67.03 \text{ cm.} \\ L_{db} + d &= 142.03 \text{ cm. sup} \\ L_{db} + d &= 126.88 \text{ cm. inf} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DE LA VIGA # 48

cont...

Momentos resistentes de grupos de barras

Refuerzo positivo.

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (23.45/12.83) = 5.21 \text{ tn-m.}$$

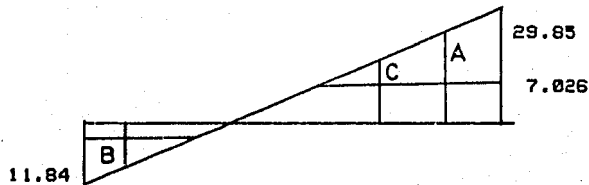
Refuerzo negativo.

$$\text{var \# 7} \quad 3.88 (47.26/20.70) = 8.86 \text{ tn-m.}$$

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (47.26/20.70) = 6.51 \text{ tn-m.}$$

REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

Diagrama de fuerza cortante (máximo)



$$P = 0.0025 < 0.01$$

$$V_c = FR \text{ bd } (0.2 + 30P) f^*c = 7.026 \text{ tn.}$$

$$V_u = 24.98 \text{ tn}$$

$$V_E(A) = 24.98 - 7.026 = 17.95 \text{ tn.}$$

$$V_E(B) = 13.02 - 7.026 = 5.99 \text{ tn.}$$

$$V_u < 2.5 \text{ bd FR } f^*c = 74.25 \text{ tn.}$$

$$74.25 > 24.98 \text{ OK}$$

La separación de estribos debe cumplir con:

$$V_0 = 1.5 \text{ bd FR } f^*c = 44.55 \text{ tn. } > 29.85 \text{ tn.}$$

$$\text{Por lo tanto } S_{\text{max}} = d/2 = 37.5 \text{ cm.}$$

separación de estribos :

$$S = \frac{FR \text{ av } f_y d}{VE}$$

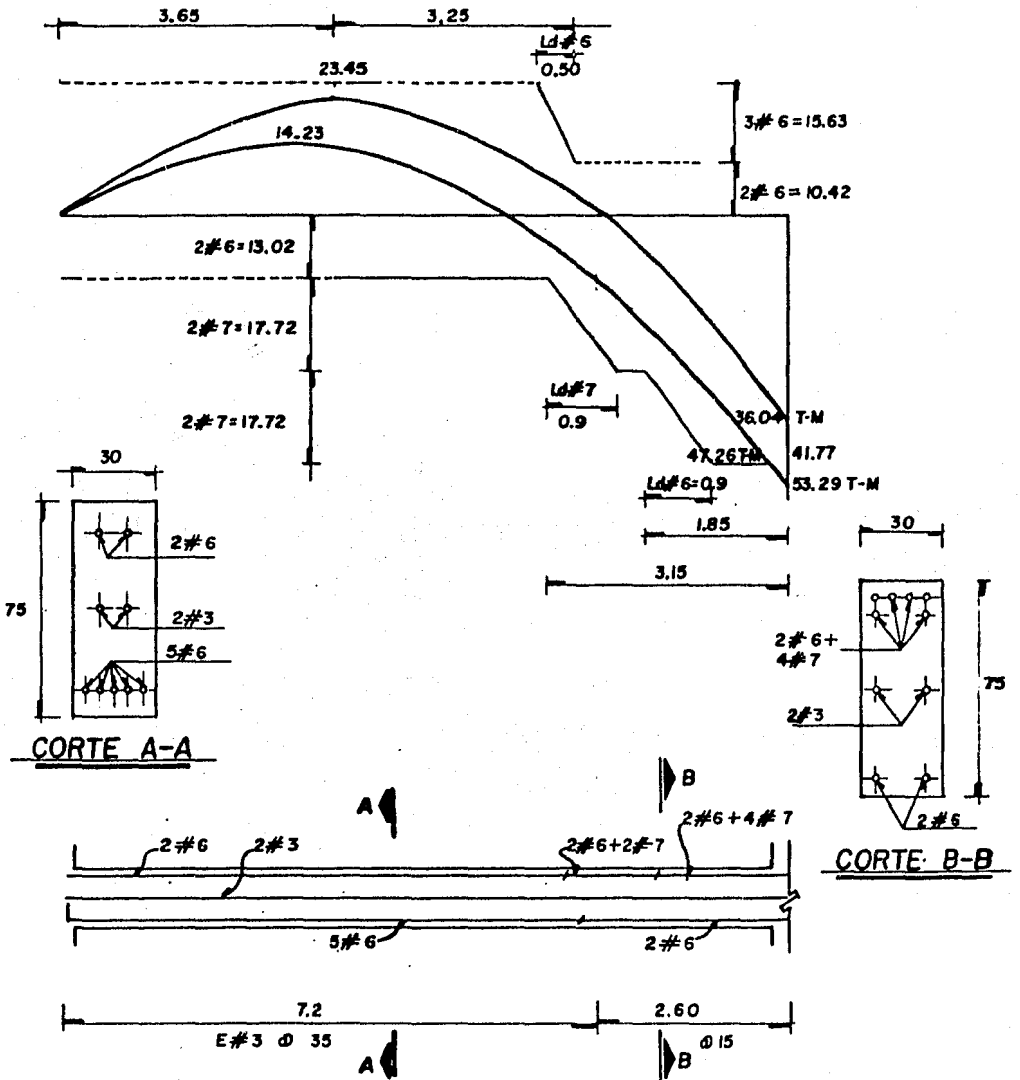
$$S_a = (0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75) / 17950 = 19.93 \text{ cm.}$$

$$S_a = \text{estribos @ } 15 \text{ cm.}$$

$$S_b = 357840 / 5990 = 59.0 \text{ cm.} \quad @ \text{ } 35 \text{ cm.}$$

$$S_c = 357840 / 10014 = 35.7 \text{ cm.} \quad @ \text{ } 35 \text{ cm.}$$

Los estribos serán de varilla # 3 av = 0.71 cm<sup>2</sup>



**V I G A 4 8 I**



DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

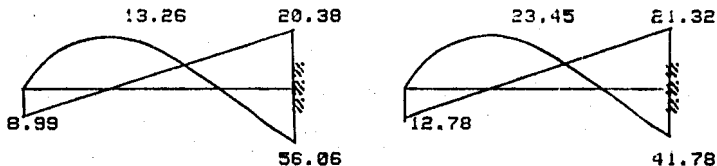
MARCO A1-4

DISEÑO DE LA VIGA # 52

El procedimiento de diseño es el mismo que para la viga 48.

CM + CV\* + SISMO

CM + CV



MOMENTOS  $M_u = 23.45 \times 1.4 = 32.83 \text{ tn-m.}$

$M_u = 50.50 \times 1.1 = 55.55 \text{ tn-m.}$

$M_u = 31.21 \times 1.4 = 43.69 \text{ tn-m.}$

$b=30 \text{ cm. } d=75 \text{ cm. } M_r = 0.87 f'_c b d^2 q (1-0.5q)$

$M_r = 75.05 \text{ tn-m.}$

Con estos datos obtenemos el factor  $M/bd^2q$  con el cual se entra a las gráficas para determinar la cuantía de acero, en las ayudas de diseño del R.C.D.F.

	M	M/bd <sup>2</sup> q	P	As
pos	32.83	19.45	0.0057	12.83
neg	55.55	32.92	0.0100	22.50

En la práctica se recomienda pasar dos varillas corridas a todo lo largo de la viga, arriba y abajo, equivalente a 20% aproximadamente del área mayor.

$A_s (+) = 12.83 - 5.7(2\#6) = 7.13 \text{ cm}^2.$

$A_s (-) = 22.50 - 5.7 = 16.80 \text{ cm}^2.$

El refuerzo queda formado por:

$7.13 \text{ cm}^2 = 3 \# 6 \quad A_s = 8.55 \text{ cm}^2.$

$16.80 \text{ cm}^2 = 4 \# 7 + 1 \# 6 \quad A_s = 18.27 \text{ cm}^2.$

Longitud de desarrollo:

$L_{db} = 15.938 a_s \geq 25.2 \text{ db}$

$a_s =$  area de acero de la varilla

$db =$  diámetro nominal de la varilla.

De este modo tenemos:

var # 7  $L_{db} = 61.68 > 55.94$   
 -  $L_{db7} = 1.4 \times 61.68 = 86.35 \text{ cm.}$   
 $L_{db} = 86.35 + 75 = 161.35 \text{ cm.} \quad \text{sup}$   
 $L_{db} = 130.90 \text{ cm.} \quad \text{inf}$

var # 6  $L_{db} = 45.42 < 47.88$   
 -  $L_{db6} = 1.4 \times 47.88 = 67.03 \text{ cm.}$   
 $L_{db} + d = 142.03 \text{ cm.} \quad \text{sup}$   
 $L_{db} + d = 126.88 \text{ cm.} \quad \text{inf}$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DE LA VIGA # 52

cont...

Momentos resistentes de grupos de barras

Refuerzo positivo.

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (23.45/12.83) = 5.21 \text{ tn-m.}$$

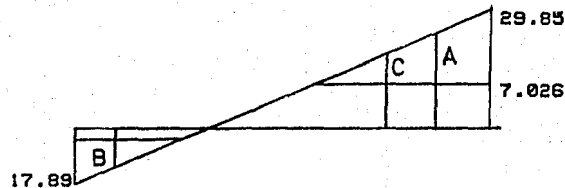
Refuerzo negativo.

$$\text{var \# 7} \quad 3.88 (50.50/22.50) = 8.70 \text{ tn-m.}$$

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (50.50/22.50) = 6.40 \text{ tn-m.}$$

REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

Diagrama de fuerza cortante (máximo)



$$P = 0.0025 < 0.01$$

$$V_c = FR \text{ bd } (0.2 + 30P) f^*c = 7.026 \text{ tn.}$$

$$V_u = 24.98 \text{ tn}$$

$$V_E(A) = 24.98 - 7.026 = 17.95 \text{ tn.}$$

$$V_E(B) = 13.02 - 7.026 = 5.99 \text{ tn.}$$

$$V_u < 2.5 \text{ bd FR } f^*c = 74.25 \text{ tn.}$$

$$74.25 > 24.98 \text{ OK}$$

La separación de estribos debe cumplir con:

$$V_0 = 1.5 \text{ bd FR } f^*c = 44.55 \text{ tn. } > 29.85 \text{ tn.}$$

Por lo tanto  $S_{\max} = d/2 = 37.5 \text{ cm.}$

separación de estribos :

$$S = \frac{FR \text{ av } f_y d}{VE}$$

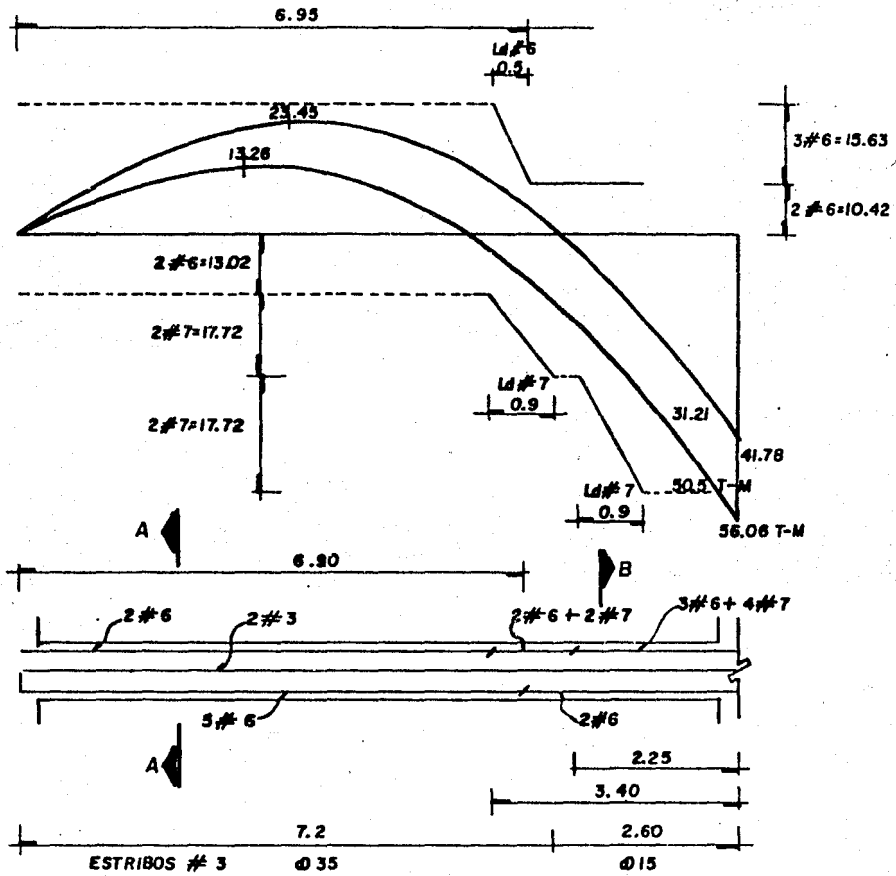
$$S_a = (0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75) / 17950 = 19.93 \text{ cm.}$$

$S_a =$  estribos @ 15 cm.

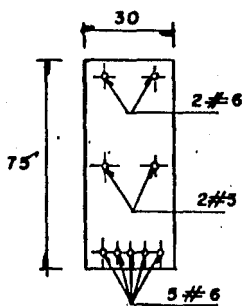
$$S_b = 357840 / 5990 = 59.0 \text{ cm.} \quad @ 35 \text{ cm.}$$

$$S_c = 357840 / 10014 = 35.7 \text{ cm.} \quad @ 25 \text{ cm.}$$

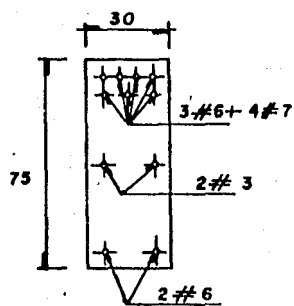
Los estribos serán de varilla # 3  $av = 0.71 \text{ cm}^2$



**VIGA 52 I**



**CORTE A-A**



**CORTE B-B**

**DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**

MARCO A1-4

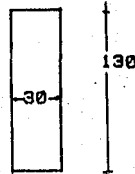
**DISEÑO DE LA VIGA # 80**

Esta viga es diseñada como una viga diafragma que une muros de cortante.

ACCIONES DE DISEÑO



SECCION



$$\text{MOMENTOS } M_u = 97.21 \times 1.1 = 106.93 \text{ tn-m.}$$

$$V_u = 84.33 \times 1.1 = 92.76 \text{ tn.}$$

Revisión por fuerza cortante. Sección 30 x 125 cm.

$$V_u = 2 FR bd f'c = 95.46 \text{ tn} > 92.76 \text{ OK}$$

$$L/h = 230 / 130 = 1.77 < 4$$

Por lo tanto se diseña como viga diafragma.

$$T_u = C_u = A_s f_y$$

$$V_u = 2 T_u \text{ sen } \alpha$$

$$A_s = V_u / 2f_y \text{ sen } \alpha$$

$$A_s = 92760 / [2 \times 4200 \times \text{sen } (27.55)] = 23.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4 \# 9 = 25.64 \text{ cm}^2.$$

**REFUERZO POR CORTANTE**

$$V_{cr} = 0.5 FR bd f'c [ 3.5 - (2.5 M/Vd) ]$$

$$V_{cr} = 28500.0 \text{ Kg} = 28.5 \text{ tn.}$$

Este cortante se tomará con estribos verticales y horizontales.

$$V_E = 92.76 - 28.50 = 64.26 \text{ tn.}$$

$$V_E = V_{Eh} + V_{Ev}$$

$V_{Eh}$  cortante estribos hor.

$V_{Ev}$  cortante estribos ver.

$$V_{Eh} = 0.083 FR f_y d A_v (1 - L/d) / s_h$$

$$V_{Ev} = 0.083 FR f_y d A_v (1 + L/d) / s_v$$

$$a_v = \text{área de la varilla} (\#4 = 1.27 \text{ cm}^2)$$

$$d = \text{peralte de la sección}$$

$$L = \text{longitud de la viga}$$

$$s_h = \text{separación horizontal}$$

$$s_v = \text{separación vertical}$$

$$V_{Eh} = 912450.042 / s_h$$

$$V_{Ev} = 282899.360 / s_v$$

$$V_E = (912450.042/15) + (282899.360/15)$$

$$V_E = 79.69 \text{ tn} > 64.48 \text{ OK}$$

Longitud de desarrollo de # 9 = 145 cm.

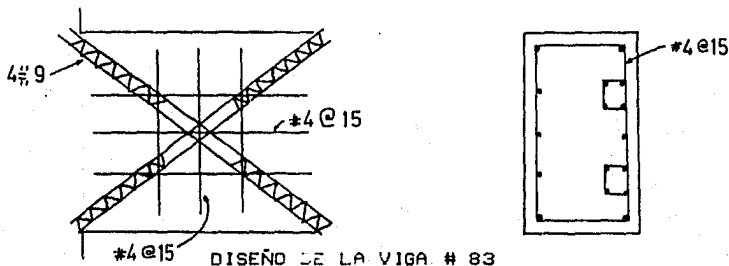
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

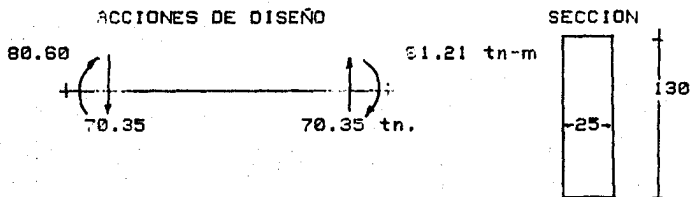
DISEÑO DE LA VIGA # 80

...cont

ARMADO FINAL DE LA VIGA 80



Esta viga es diseñada como una viga diafragma que une muros de cortante.



$$\text{MOMENTOS } M_u = 81.21 \times 1.1 = 89.33 \text{ tn-m.}$$

$$V_u = 70.35 \times 1.1 = 77.34 \text{ tn.}$$

Revisión por fuerza cortante. Sección 25 x 125 cm.

$$V_u = 2 FR bd f'c = 79.55 \text{ tn} > 77.34 \text{ OK}$$

$$L/h = 230 / 130 = 1.77 < 4$$

Por lo tanto se diseña como viga diafragma.

$$T_u = C_u = A_s f_y$$

$$V_u = 2 T_u \text{ sen } a$$

$$A_s = V_u / 2 f_y \text{ sen } a$$

$$A_s = 77340 / [2 \times 4200 \times \text{sen}(27.55)] = 23.87 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4 \# 8 = 20.28 \text{ cm}^2.$$

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_{cr} = 0.5 FR bd f'c [ 3.5 - (2.5 M/Vd) ]$$

$$V_{cr} = 23660.0 \text{ kg} = 23.66 \text{ tn.}$$

Este cortante se tomará con estribos verticales y horizontales.

$$V_E = 77.34 - 23.66 = 53.68 \text{ tn.}$$

$$V_E = V_{Eh} + V_{Ev} \quad \begin{array}{l} V_{Eh} \text{ cortante estribos hor.} \\ V_{Ev} \text{ cortante estribos ver.} \end{array}$$

$$V_{Eh} = 0.083 FR f_y d A_v (1 - L/d) / s_h$$

$$V_{Ev} = 0.083 FR f_y d A_v (1 + L/d) / s_v$$

dis8

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DE LA VIGA # 83

...cont

av = varilla # 4 = 1.27 cm<sup>2</sup>  
d = peralte de la viga 125 cm  
L = longitud de la viga 230 cm  
sh = separación horizontal 20cm  
sv = separación vertical 20cm

$$VEh = 912450.042 / sh$$

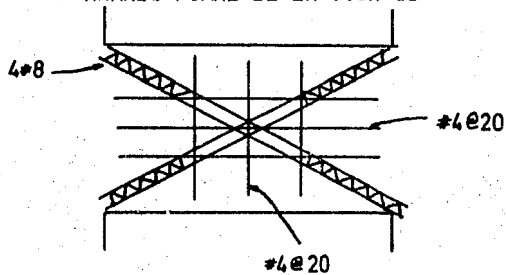
$$VEv = 282899.360 / sv$$

$$VE = (912450.042/20) + (282899.360/20)$$

$$VE = 59.77 \text{ tn} > 53.68 \text{ OK}$$

Longitud de desarrollo de # 8 = 115 cm.

ARMADO FINAL DE LA VIGA 83



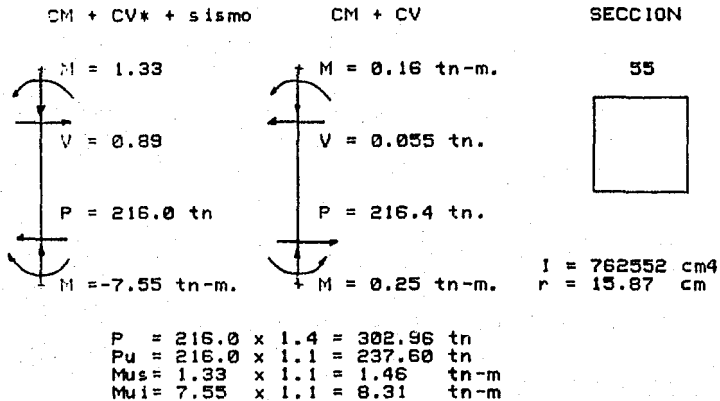
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DE LA COLUMNA # 34

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de las columnas que corresponden a este marco.

## ACCIONES DE DISEÑO



Tomando en cuenta la excentricidad accidental ( $0.05h$  o  $2 \text{ cm}$ ) para con esta calcular los momentos de diseño.

$$\begin{aligned}
 e_a &= 0.05 \times 55 = 2.75 \text{ cm} > 2 \\
 e_i &= 2.75 + 3.49 = 6.24 \text{ cm} \quad \text{inferior} \\
 e_s &= 2.75 + 0.61 = 3.36 \text{ cm} \quad \text{superior}
 \end{aligned}$$

Con estas excentricidades se obtienen los momentos de diseño.

$$M_{us} = P_u \times e_s = 237.6 \times 0.0336 = 7.98 \text{ tn-m}$$

$$M_{ui} = P_u \times e_i = 237.6 \times 0.0624 = 14.83 \text{ tn-m}$$

## EFECTOS DE ESBELTEZ

En este punto se utilizará el método de amplificación de momentos que marca el reglamento D.F.

Los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando la relación  $Kl_u/r$  sea menor que  $34 - 12M_1/M_2$  en marcos contraventeados, para marcos no contraventeado se desprecian cuando  $Kl_u/r$  es menor que 22. Para valuar  $M_1$  y  $M_2$  se incluirán las excentricidades accidentales. Los momentos de diseño se obtendrán de amplificar el momento real (análisis) por el factor amplificador.

Tomando al factor  $K = 1.2$  por las condiciones de la columna.

$$\begin{aligned}
 Kl_u/r &= 1.2 \times 630 / 15.87 \\
 &= 46.89 > 22 \text{ se deben considerar.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 34 - 12(7.89/14.83) &= 27.54 \\
 27.54 < 46.89 \text{ se pueden despreciar.}
 \end{aligned}$$

$$Kl_u = H'$$

$$P_c = \frac{P(1 + 2EI/FR)}{H'} \quad EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + U}$$

$$U = 8.33 / (8.33 + 14.85) = 0.36$$

$$EI = [0.4 \times 158114 \times 762552] / (1 + 0.36)$$

$$EI = 3.5462 E 10 \text{ Kg cm}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DE LA COLUMNA # 34

....cont

$$P_c = [ P_i + 2 \times 3.5462E10 \times 0.8 ] / 74412 = 505.838 \text{ Kg}$$

$$P_c = 505.8 \text{ tn.}$$

$$c_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) = 0.6 + 0.4 (7.89/14.83) = 0.81$$

El factor de amplificación se expresa como :

$$F_a = \frac{c_m}{1 - P_u/P_c} \quad F_a = 0.81 / [ 1 - (237.6/505.8) ]$$

$$F_a = 1.53$$

Con este factor ahora se puede diseñar la columna.

$$P_u = 237.6 \text{ tn.} \quad M_u = 1.53 \times 7.98 = 12.21 \text{ tn-m.}$$

$$M_u = 1.53 \times 14.83 = 22.96 \text{ tn-m.}$$

$$e_m = 22.69/237.6 = 9.55 \text{ cm.} \quad e/h = 9.55/55 = 0.1737$$

Utilizando las ayudas de diseño del reglamento y los diagramas de interacción se diseña la columna.

$$d/h = 0.91 = .9 \text{ pag 181 (401)}$$

$$K = P_u / (FR b h^2 f''c) = 237.6E3 / (0.8 \times 55^2 \times 170)$$

$$K = 0.58 \quad R = K (e/h) = 0.58 \times 0.1737 = 0.1$$

Con estos datos entramos a los diagramas de interacción y obtenemos el  $p$  con el cual se proporcionará acero a la columna; este acero cubrirá los requerimientos de las fuerzas que actúan en la columna.

$$q = 0.09 \quad A_s = q b h (f''c/f_y)$$

$$A_s = 0.09 \times 55^2 \times 2 (170/4200) = 11.02 \text{ cm}^2.$$

Se chequea el porcentaje de acero.  $P = 0.0041 < 0.005$  por lo tanto se usará el  $P$  mínimo (0.005 o .5%).

$$A_s = P b d = 0.005 \times 55 \times 50 = 15.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8 \# 5 = 15.84 \text{ cm}^2$$

## REVISION POR CORTANTE

Las fuerzas cortantes en la columna son muy bajas.

$$P_u = 0.7 A_g + 2000 A_s = 0.7 \times 55^2 \times 170 + 2000 \times 15.84$$

$$P_u = 391.65 > P_u \text{ por lo tanto se aplica :}$$

$$V_c = FR b d (0.2 + 30P) f''c [1 + 0.007(p_u/A_g)]$$

$$V_c = 16111.5 \text{ Kg} \gg V_u \text{ ok}$$

## REFUERZO TRANSVERSAL

Para que el refuerzo longitudinal cumpla con sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, se deberá restringir contra el pandeo y contra movimientos laterales, por este motivo el reglamento marca que existan estribos, estos se espacian de acuerdo a las normas siguientes :



DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DE LA COLUMNA # 34

....cont

Para la zona confinada definida como la máxima distancia de  $L/6$ ,  $C1$ , o 60 cm., esta zona se extiende arriba y abajo de la columna.

$S1$  : la menor de:  $C1/2, C2/2$  , 20 cm. o  $425db/ fy$

En el resto de la longitud la separación  $S2$  será la menor entre :

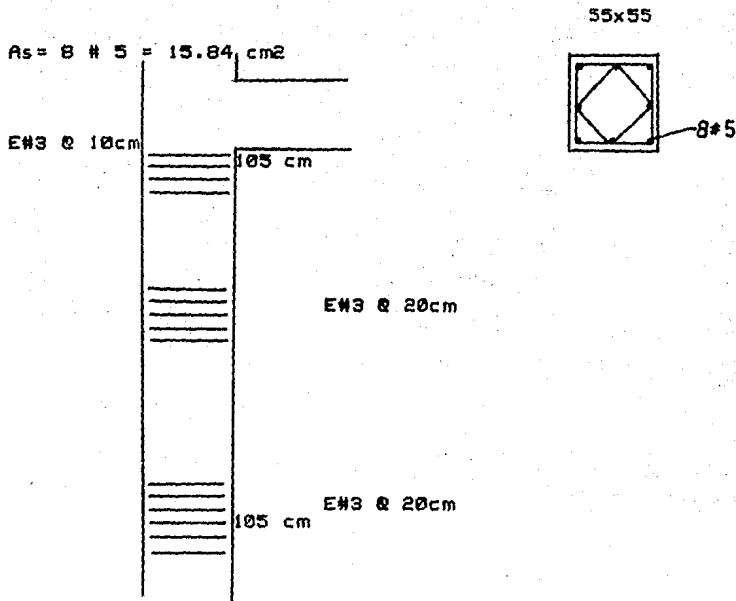
$S2$  :  $C1, C2$  ,  $48db$  o  $850db/ fy$

La longitud confinada se da como  $Lc/6 = 103$  cm.

La sep 1  $S1 = 425 db/ fy = 6.56 \times 1.90 = 12.46$  @ 10cm

La sep 2  $S2 = 850 db/ fy = 13.0 \times 1.90 = 24.70$  @ 20cm

Los estribos serán # 3 db = 0.95

DISTRIBUCION DEL REFUERZO  
EN LA COLUMNA # 34

Debido a que esta columna tiene las condiciones de esfuerzos máximas para este marco, y que de su diseño se obtiene el refuerzo mínimo, las demás columnas de este marco serán iguales a esta; armadas con 8#5  $As=15.84\text{cm}^2$ .

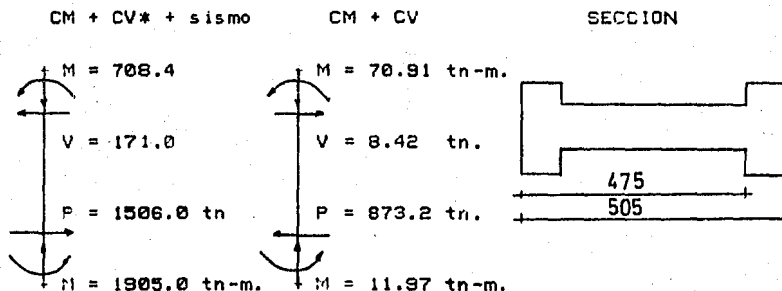
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 12

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

## ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 1506.0 = 1987.92 \text{ tn} \\
 M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 1905.0 = 2514.60 \text{ tn-m} \\
 V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 171.0 = 225.72 \text{ tn}
 \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 126.49 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'c ab b + A_s f_y - A_s f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} Bd$$

$$\text{Si } A_s = A_s \quad P_b = 0.85 f'c ab$$

$$ab = [0.003 \times 2.1 \times 10^6 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 475$$

$$ab = 242.25 \text{ cm}$$

$$\text{como } A_s = A_s$$

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 242.25 \times 30 \times 0.7 = 1061.04 < 1987.92$$

Por lo tanto rige la falla a compresión.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico.

$$P_u = \left[ \frac{A_s f_y}{d-d'} + 0.5 \frac{f'c bh}{d^2} + \frac{3he}{d^2} + \frac{6dh - 3ht^2}{2d^2} \right] FR$$

Igualando con  $P_u$  (1987.92 tn) para obtener  $A_s$ :

$$A_s = 228.48 \text{ cm}^2 \quad 20 \# 11 = A_s = 228 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero para resistir los efectos sísmicos debe ser mayor que 0.0075

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 12

...cont

$$A's + A_s / A \text{ muro} = 2 \times 228.0 / [ 445 \times 30 + 30 \times 60 \times 2 ]$$

$$= 0.026 > 0.0075$$

Por tanto se necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. La cuantía de refuerzo por este concepto debe ser :

$$P' = 0.45 \left| \frac{A_g}{A_c} - 1 \right| \frac{f'c}{f_y} > = 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

Substituyendo valores tenemos:  $P' = 0.0089$

Para columnas con estribos  $A_v = 0.4 P' d_c \text{ sh}$

$$\text{sh} = 2.5 A_v / P' d_c = 2.5 \times 2.54 / 0.0089 \times 20$$

$$\text{sh} = 35.7 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 4 @ 20 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 225.72 \text{ tn} \quad v_u = 225.72 \text{E}03 / 0.8 \times 505 \times 30$$

$$v_u = 18.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR 0.5 f'c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 13.4 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h f_y = v_e / FR = 13.4 / (0.8 \times 4200) = 0.004 > 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$\text{sh} = A_s / (t P_h) = 11.86 \text{ cm}$$

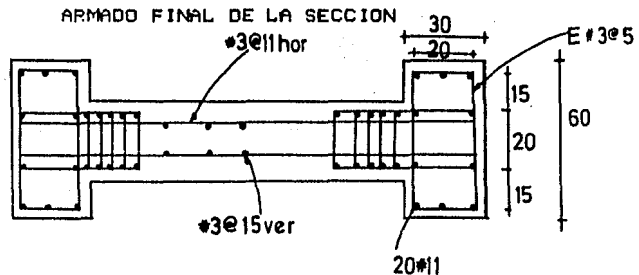
Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 10cm

## REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 (\text{min})$$

$$s_v = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.9 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15 cm



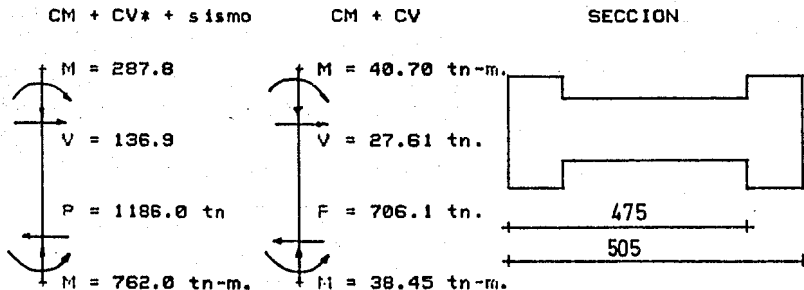
DISEÑO ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 14

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 1186.0 = 1565.52 \text{ tn} \\
 M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 762.0 = 1005.84 \text{ tn-m} \\
 V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 136.9 = 180.71 \text{ tn}
 \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total deba considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 64.25 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'c ab b + A_s f_y - A_s f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} B d$$

$$\text{Si } A's = A_s \quad P_b = 0.85 f'c ab$$

$$ab = [0.003 \times 2.1E06 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 475$$

$$ab = 242.25 \text{ cm}$$

$$\text{como } A's = A_s$$

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 242.25 \times 30 \times 0.7 = 1081.04 < 1565.22$$

Por lo tanto rige la falla a compresión.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico.

$$P_u = \left[ \frac{A's f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} + \frac{f'c b h}{\frac{3he}{dt} + \frac{6dh - 3ht}{2dt}} \right] FR$$

Igualando con  $P_u$  (1565.52 tn) para obtener  $A's$  :

$$A's = 41.33 \text{ cm}^2 \quad 6 \# 10 = A's = 47.52 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero para resistir los efectos sísmicos debe ser mayor que 0.0075

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 14

...cont

$$A's + A_s / \text{Amuro} = 2 \times 47.52 / [ 30 \times 505 ]$$

$$= 0.0063 < 0.0075$$

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. Se dará refuerzo como columna, con estribos en la zona de confinamiento en toda la altura.

La separación será las menor entre :  $C1/2$ ,  $C2/2$  o 20cm

$$C1/2 = 15 \text{ cm} \quad 425 \times 3.18 / 64.81 = 20.85 \text{ cm}$$

$$sh = 15.0 \text{ cm} \quad 425 \text{ db} / f_y$$

Por tanto se usarán estribos # 3 @ 15 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$Vu = 180.71 \text{ tn} \quad vu = 180.71 \text{E}03 / 0.8 \times 505 \times 30$$

$$vu = 14.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vr = FR \ 0.5 \ f'c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ve = vu - vr = 9.71 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$Ph \ fy = ve / FR = 9.71 / (0.8 \times 4200) = 0.0029 > 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$sh = A_s / (t \ Ph) = 16.32 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 15cm

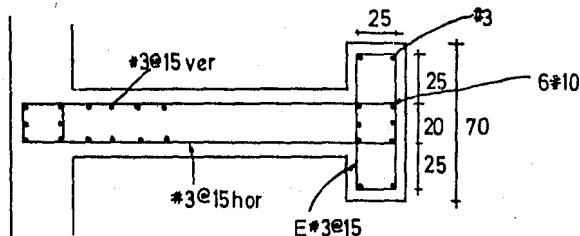
## REFUERZO VERTICAL

$$Pv = 0.0025 (\text{min})$$

$$sv = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.9 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15 cm

## ARMADO FINAL DE LA SECCION



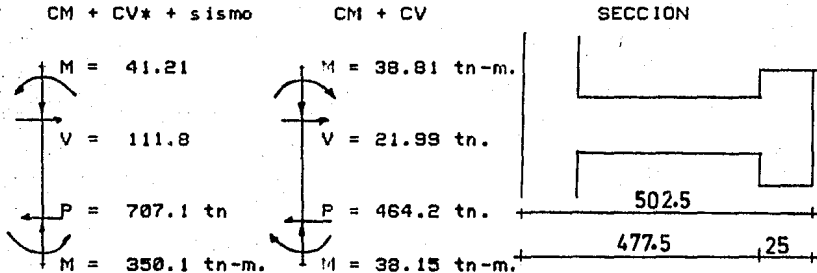
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 17

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

## ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 707.1 = 933.37 \text{ tn} \\ M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 350.1 = 462.30 \text{ tn-m} \\ V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 111.8 = 147.58 \text{ tn} \end{aligned}$$

Esta muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 49.51 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'_c ab + A_s f_y - A_s f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} Bd$$

$$\text{Si } A'_s = A_s \quad P_b = 0.85 f'_c ab$$

$$\begin{aligned} ab &= [0.003 \times 2.1 \times 10^6 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 477.5 \\ ab &= 243.53 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{como } A'_s = A_s$$

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 243.53 \times 25 \times 0.7 = 905.63 < 933.37$$

Por lo tanto rige la falla a compresión.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico. Y tomando área de acero del muro colindante  $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$

$$P_u = \left[ \frac{A'_s f_y}{d-d'} + 0.5 \frac{f'_c b h}{3h e} + \frac{6dh - 3h^2}{2d^2} \right] FR$$

Resolviendo la ecuación para determinar la capacidad de la sección con el área de acero de 4 # 8 (20.28 cm<sup>2</sup>), encontramos:

$$P_u = 1243.63 \text{ tn} > 933.37 \text{ tn} \quad \text{El muro resiste.}$$

El porcentaje de acero para resistir los efectos sísmicos debe ser mayor que 0.0075

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 17

...cont

$$A's + A_s / A \text{ muro} = 2 \times 20.26 / [ 30 \times 502.5 ]$$

$$= 0.0032 < 0.0075$$

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. Se dará refuerzo como columna, con estribos en la zona de confinamiento en toda la altura.

Separación sera la menor entre :  $C1/2$  ,  $C2/2$  o 20 cm

$$C1/2 = 12.5 \text{ cm} \quad 425 \times 2.54/64.80 = 16.6 \text{ cm}$$

$$s1 = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 3 @ 12 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 147.58 \text{ tn} \quad v_u = 147.58 \times 10^3 / 0.8 \times 502.5 \times 25$$

$$v_u = 14.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR \cdot 0.5 f_c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 9.48 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h f_y = v_e / FR = 9.48 / (0.8 \times 4200) = 0.0028 > 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$s_h = A_s / (t P_h) = 20.28 \text{ cm}$$

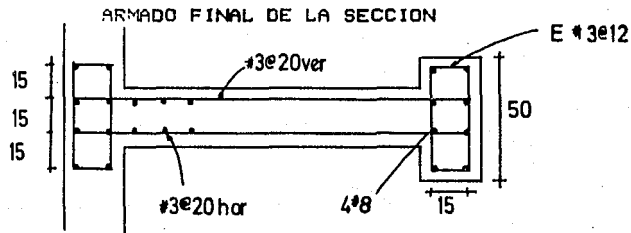
por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 20cm

## REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 (\text{min})$$

$$s_v = 1.42 / (25 \times 0.0025) = 22.7 \text{ cm}$$

por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 20 cm



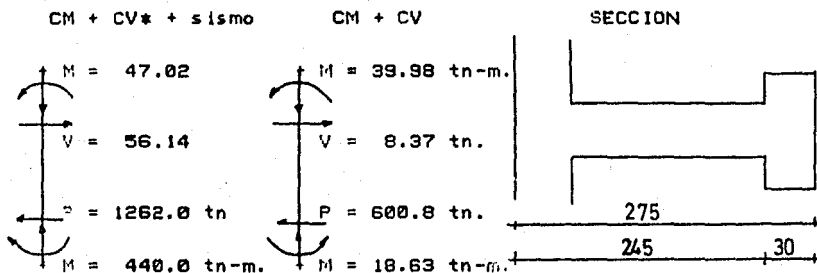
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 23

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

## ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 1262.0 = 1665.84 \text{ tn} \\ M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 440.0 = 580.80 \text{ tn-m} \\ V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 56.1 = 74.10 \text{ tn} \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 34.86 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'c ab b + A_s f_y - A_s' f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} Bd$$

$$\text{Si } A_s' = A_s \quad P_b = 0.85 f'c ab$$

$$\begin{aligned} ab &= [0.003 \times 2.1E06 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 477.5 \\ ab &= 124.95 \text{ cm} \end{aligned}$$

como  $A_s' = A_s$ 

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 124.95 \times 30 \times 0.7 = 557.60 < 1665.84 \text{ tn.}$$

Por lo tanto rige la falla a compresión.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico. Y tomando area de acero del muro colindante  $A_s = 20.23 \text{ cm}^2$

$$P_u = \left[ \frac{A_s' f_y}{d-d'} + 0.5 \frac{f'c bh}{d^2} + \frac{3he}{d^2} + \frac{6dh - 3ht^2}{2d^2} \right] FR$$

Resolviendo la ecuación para determinar el área de acero. Igualando  $P_u = 1665.84 \text{ tn.}$

$$\begin{aligned} A_s &= 208.99 \text{ cm}^2 \text{ del muro } 12 \text{ (1A-D) } 20 \text{ \# } 12 \\ A_s &= 228.0 \text{ cm}^2 > 208.99 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

El porcentaje de acero para resistir los efectos sísmicos debe ser mayor que 0.0075



DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 23

...cont

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. Se dará refuerzo como columna, con estribos en la zona de confinamiento en toda la altura.

Separación será la menor entre :  $C1/2$  ,  $C2/2$  o 20 cm

$$C1/2 = 12.5 \text{ cm} \quad 425 \times 3.49/64.80 = 22.8 \text{ cm}$$

$$s1 = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 4 @ 12 cm.

REFUERZO POR CORTANTE

$$Vu = 74.10 \text{ tn} \quad vu = 74.10E03 / 0.8 \times 275.0 \times 30$$

$$vu = 10.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vr = FR \ 0.5 \ f^*c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ve = vu - vr = 5.40 \text{ Kg/cm}^2$$

REFUERZO HORIZONTAL

$$Ph \ fy = ve / FR = 5.40 / (0.8 \times 4200) = 0.0016 < 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$sh = As / (t \ Ph) = 18.90 \text{ cm}$$

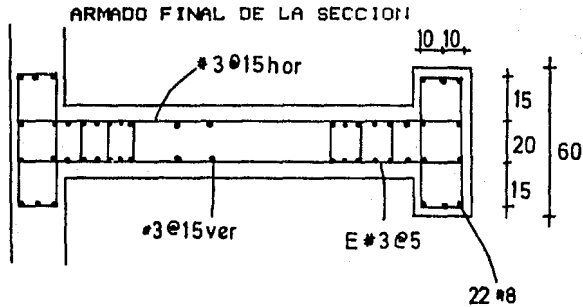
Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 15cm

REFUERZO VERTICAL

$$Pv = 0.0025 (\text{min})$$

$$sv = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.90 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15



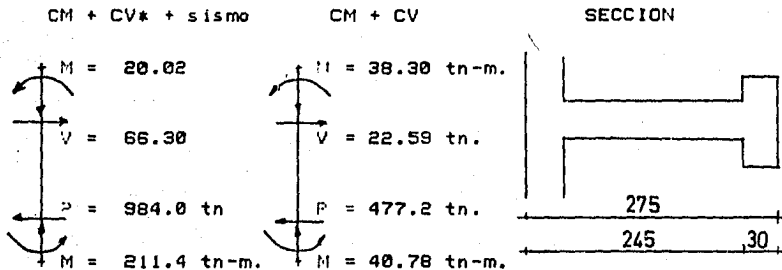
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

## DISEÑO DEL MURO # 25

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

## ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 984.0 = 1299.00 \text{ tn} \\ M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 211.4 = 279.05 \text{ tn-m} \\ V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 66.4 = 87.52 \text{ tn} \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 21.84 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'_c ab + A_s f_y - A_s f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} B d$$

$$\text{Si } A'_s = A_s \quad P_b = 0.85 f'_c ab$$

$$ab = [0.003 \times 2.1 \times 10^6 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 477.5$$

$$ab = 124.95 \text{ cm}$$

$$\text{como } A'_s = A_s$$

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 124.95 \times 30 \times 0.7 = 557.60 < 1299.00 \text{ tn.}$$

Por lo tanto rige la falla a compresión.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico. Y tomando área de acero del muro colindante  $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$

$$P_u = \left[ \frac{A'_s f_y}{e - d'} + 0.5 \right] + \left[ \frac{f'_c b h}{3h e + \frac{6dh - 3h^2}{2d}} \right] FR$$

Resolviendo la ecuación para determinar el área de acero de la sección y tomando base a 6#10 del muro 14 (A-D)  $A_s = 47.52 \text{ cm}^2$ , e igualando  $P_u = 1299 \text{ tn}$ .

$$\begin{aligned} A'_s &= 99.08 \text{ cm}^2 - 47.52 = 51.56 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 7 \# 10 = 55.44 \text{ cm}^2 \text{ que se añaden.} \\ A_s \text{ tot} &= 13 \# 10 = 102.96 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 25

...cont

$$A's + A_s / A_{muro} = 2 \times 102.96 / [ 30 \times 235.0 ]$$

$$= 0.0125 > 0.0075$$

Por tanto se necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. Se dará refuerzo como columna, con estribos en la zona de confinamiento en toda la altura.

Separación sera la menor entre :  $C1/2$  ,  $C2/2$  o 20 cm  
o  $425 \text{ db} / f_y$

$$C1/2 = 12.5 \text{ cm} \quad 425 \times 3.49/64.80 = 22.8 \text{ cm}$$

$$s1 = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 3 @ 12 cm.

REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 87.52 \text{ tn} \quad v_u = 87.52E03 / 0.8 \times 502.5 \times 25$$

$$v_u = 12.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR \ 0.5 \ f'c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 7.28 \text{ Kg/cm}^2$$

REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h \ f_y = v_e / FR = 7.28 / (0.8 \times 4200) = 0.0022 < 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$s_h = A_s / (t \ P_h) = 18.98 \text{ cm}$$

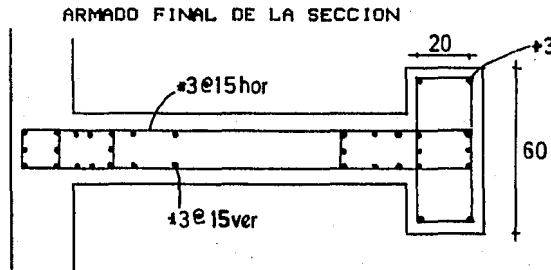
Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 15cm

REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 (\text{min})$$

$$s_v = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.9 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15 cm



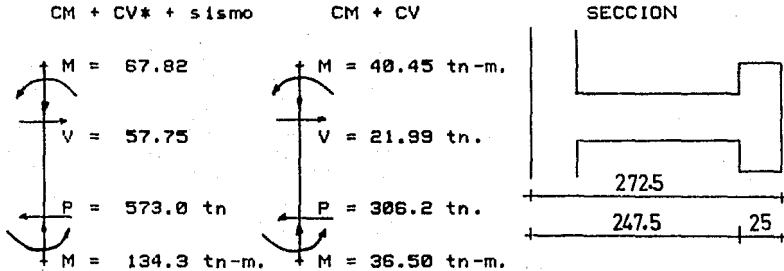
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 28

A continuación se muestra el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

ACCIONES DE DISEÑO



Rige sismo.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 573.0 = 756.36 \text{ tn} \\
 M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 134.3 = 177.35 \text{ tn-m} \\
 V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 57.7 = 23.44 \text{ tn}
 \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para lo cual se utilizarán las ecuaciones que propone Whitney, para falla a compresión.

En el diseño de un elemento que tome mas del 25% del cortante total debe considerarse un factor de seguridad adicional de 1.2, de acuerdo con el R.C.D.F.

Excentricidad

$$e = 23.44 \text{ cm}$$

La carga última de la sección esta dada por:

$$P_b = [0.85 f'c ab b + A_s f_y - A_s f_y] FR$$

$$ab = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} B d$$

$$\text{Si } A'_s = A_s \quad P_b = 0.85 f'c ab$$

$$ab = [0.003 \times 2.1 \times 10^6 / (4200 + 6300)] \times 0.85 \times 247.5$$

$$ab = 126.23 \text{ cm}$$

$$\text{como } A'_s = A_s$$

$$P_b = 0.85 \times 250 \times 126.23 \times 30 \times 0.7 = 469.42 < 756.36 \text{ tn.}$$

Por lo tanto rige la falla a compresion.

Aplicando la ecuación de Whitney para refuerzo simétrico.  
Y tomando área de acero del muro colindante  $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$

$$P_u = \left[ \frac{A'_s f_y}{e} + 0.5 \right] + \left[ \frac{f'c b h}{d t^2} + \frac{6 d h - 3 h t^2}{2 d t^2} \right] FR$$

Resolviendo la ecuación para determinar la capacidad de la sección.

$$P_u = 782.56 \text{ tn} > 756.36 \text{ tn} \text{ OK}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO A1-4

DISEÑO DEL MURO # 28

...cont

$$A's + A_s / A \text{ muro} = 2 \times 20.28 / [ 25 \times 272.5 ]$$

$$= 0.0060 < 0.0075$$

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. Se dará refuerzo como columna, con estribos en la zona de confinamiento en toda la altura.

Separación sera la menor entre :  $C1/2$  ,  $C2/2$  o 20 cm  
o 425 db/  $f_y$

$$C1/2 = 12.5 \text{ cm} \quad 425 \times 3.49/64.80 = 22.8 \text{ cm}$$

$$s1 = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 3 @ 12 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 76.23 \text{ tn} \quad v_u = 76.23E03 / 0.8 \times 502.5 \times 25$$

$$v_u = 13.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR \ 0.5 \ f_c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 8.78 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h \ f_y = v_e / FR = 8.78 / (0.8 \times 4200) = 0.0026 > 0.0025 (\text{min})$$

usando estribos # 3

$$s_h = A_s / (t \ P_h) = 21.73 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 20cm

## REFUERZO VERTICAL

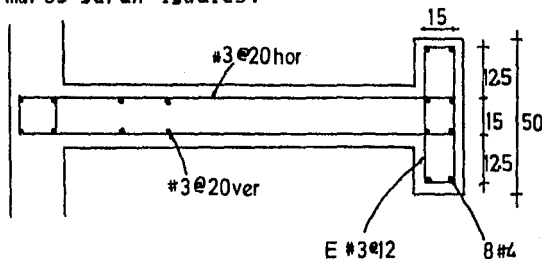
$$P_v = 0.0025 (\text{min})$$

$$s_v = 1.42 / (25 \times 0.0025) = 22.7 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 20 cm

## ARMADO FINAL DE LA SECCION

Los demás muros serán iguales.



Con esta sección se da por terminado los diseños del marco tipo A1-4.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
CONCRETO REFORZADO

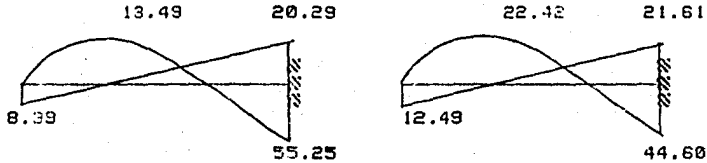
MARCO 1A-D

## DISEÑO DE LA VIGA # 37

El procedimiento de diseño es el mismo que para la viga 48.

CM + CV\* + SISMO

CM + CV



MOMENTOS  $M_u = 22.40 \times 1.4 = 31.36 \text{ tn-m.}$   
 $M_u = 49.70 \times 1.1 = 54.67 \text{ tn-m.}$   
 $M_u = 38.60 \times 1.4 = 54.04 \text{ tn-m.}$   
 $M_r = 0.4 f'c b d^2 q (1 - 0.5q)$   
 $M_r = 75.05 \text{ tn-m.}$

$b = 30 \text{ cm. } d = 75 \text{ cm.}$

Con estos datos obtenemos el factor  $M/bd^2$  con el cual se entra a las gráficas para determinar la cuantía de acero, en las ayudas de diseño del R.C.D.F.

	M	M/bd <sup>2</sup>	P	As
pos	31.36	18.60	0.0055	12.37
neg	54.62	32.39	0.0098	22.05

En la práctica se recomienda pasar dos varillas corridas a todo lo largo de la viga, arriba y abajo, equivalente al 20% aproximadamente del área mayor.

$$A_s (+) = 12.37 - 5.7(2\#6) = 6.67 \text{ cm}^2.$$

$$A_s (-) = 22.05 - 5.7 = 16.35 \text{ cm}^2.$$

El refuerzo queda formado por:

$$6.67 \text{ cm}^2 = 3 \# 6 \quad A_s = 8.55 \text{ cm}^2.$$

$$16.35 \text{ cm}^2 = 4 \# 7 + 1 \# 6 \quad A_s = 18.37 \text{ cm}^2.$$

Longitud de desarrollo:

$$L_{db} = 15.938 a_s \geq 25.2 d_b$$

$a_s$  = área de acero de la varilla

$d_b$  = diámetro nominal de la varilla.

De este modo tenemos:

$$\begin{aligned} \text{var \# 7} \quad L_{db} &= 61.68 > 55.94 \\ - \quad L_{db7} &= 1.4 \times 61.68 = 86.35 \text{ cm.} \\ &L_{db} = 86.35 + 75 = 161.35 \text{ cm. sup} \\ &L_{db} = 130.90 \text{ cm. inf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{var \# 6} \quad L_{db} &= 45.42 < 47.88 \\ - \quad L_{db6} &= 1.4 \times 47.88 = 67.03 \text{ cm.} \\ &L_{db} + d = 142.03 \text{ cm. sup} \\ &L_{db} + d = 126.88 \text{ cm. inf} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

## DISEÑO DE LA VIGA # 37

...cont

Momentos resistentes de grupos de barras

Refuerzo positivo.

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (22.40/12.37) = 5.16 \text{ tn-m.}$$

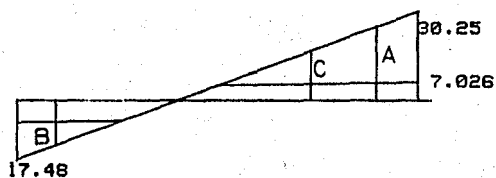
Refuerzo negativo.

$$\text{var \# 7} \quad 3.88 (49.70/22.05) = 8.74 \text{ tn-m.}$$

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (49.70/22.05) = 6.42 \text{ tn-m.}$$

## REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

Diagrama de fuerza cortante (máximo)



$$P = 0.0025 < 0.01$$

$$V_c = FR \cdot b \cdot d (0.2 + 30P) f'_{tc} = 7.026 \text{ tn.}$$

$$V_u = 25.38 \text{ tn}$$

$$VE(A) = 25.38 - 7.026 = 18.35 \text{ tn.}$$

$$VE(B) = 12.61 - 7.026 = 5.58 \text{ tn.}$$

$$V_u < 2.5bd \cdot FR \cdot f'_{tc} = 74.25 \text{ tn.}$$

$$74.25 > 25.38 \text{ OK}$$

La separación de estribos debe cumplir con:

$$V_0 = 1.5bd \cdot FR \cdot f'_{tc} = 44.55 \text{ tn.} > 29.85 \text{ tn.}$$

$$\text{Por lo tanto } S_{\max} = d/2 = 37.5 \text{ cm.}$$

separación de estribos :

$$S = \frac{FR \cdot a_v \cdot f_y \cdot d}{VE}$$

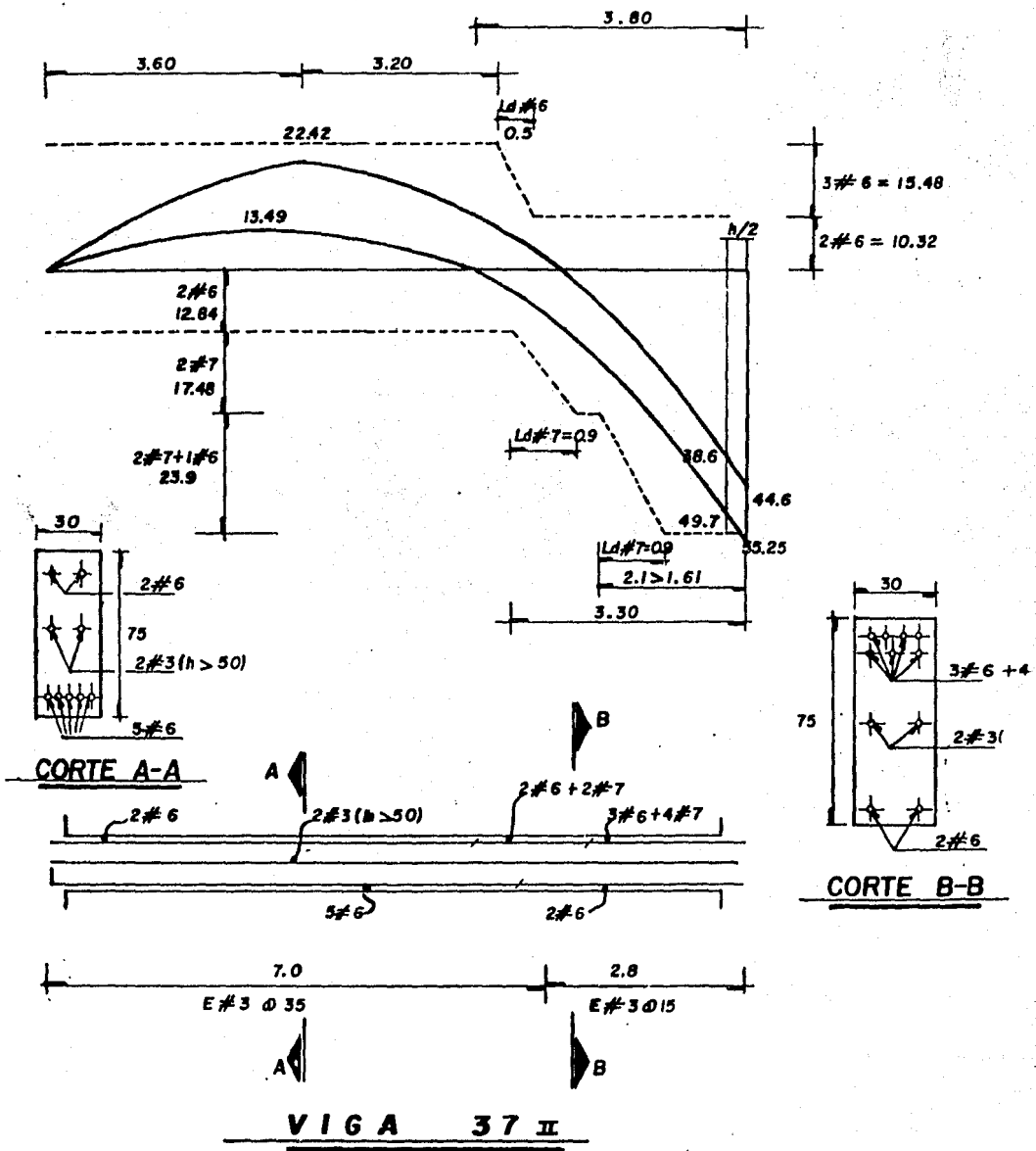
$$S_a = (0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75) / 18350 = 19.50 \text{ cm.}$$

$$S_a = \text{estribos @ 15 cm.}$$

$$S_b = 357840 / 5580 = 64.13 \text{ cm.} \quad @ 35 \text{ cm.}$$

$$S_c = 357840 / 10023 = 35.70 \text{ cm.} \quad @ 35 \text{ cm.}$$

Los estribos serán de varilla # 3  $a_v = 0.71 \text{ cm}^2$





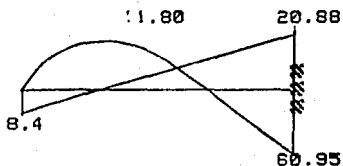
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

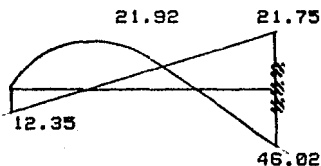
DISEÑO DE LA VIGA # 41

El procedimiento de diseño es el mismo que para la viga 48.

CM + CV\* + SISMO



CM + CV



MOMENTOS  $M_u = 21.78 \times 1.4 = 30.49$  tn-m.  
 $M_u = 50.90 \times 1.1 = 55.99$  tn-m.  
 $M_u = 40.80 \times 1.4 = 57.12$  tn-m.  
 $M_r = 0.4 \times 1.4 \times b d^2 q (1 - 0.5q)$   
 $M_r = 75.05$  tn-m.

$b = 30$  cm.  $d = 75$  cm.

Con estos datos obtenemos el factor  $M/bd^2$  con el cual se entra a las gráficas para determinar la cuantía de acero, en las ayudas de diseño del R.C.D.F.

	M	M/bd <sup>2</sup>	P	As
pos	30.49	18.07	0.0051	11.47
neg	57.12	33.85	0.0110	24.75

En la práctica se recomienda pasar dos varillas corridas a todo lo largo de la viga, arriba y abajo, equivalente al 20% aproximadamente del área mayor.

$$A_s (+) = 11.47 - 5.7(2\#6) = 5.77 \text{ cm}^2.$$

$$A_s (-) = 24.75 - 5.7 = 19.05 \text{ cm}^2.$$

El refuerzo queda formado por:

$$5.77 \text{ cm}^2 = 2 \# 6 \quad A_s = 5.70 \text{ cm}^2.$$

$$19.05 \text{ cm}^2 = 5 \# 7 \quad A_s = 19.40 \text{ cm}^2.$$

Longitud de desarrollo:

$$L_{db} = 15.938 a_s > 25.2 \text{ db}$$

$a_s$  = área de acero de la varilla

$db$  = diámetro nominal de la varilla.

De este modo tenemos :

$$\begin{aligned} \text{var } \# 7 \quad L_{db} &= 61.68 > 55.94 \\ &-- \quad L_{db7} = 1.4 \times 61.68 = 86.35 \text{ cm.} \\ & \quad L_{db} = 86.35 + 75 = 161.35 \text{ cm.} \quad \text{sup} \\ & \quad L_{db} = \quad \quad \quad = 130.90 \text{ cm.} \quad \text{inf} \\ \text{var } \# 6 \quad L_{db} &= 45.42 < 47.88 \\ &-- \quad L_{db6} = 1.4 \times 47.88 = 67.03 \text{ cm.} \\ & \quad L_{db} + d = 142.03 \text{ cm.} \quad \text{sup} \\ & \quad L_{db} + d = 126.88 \text{ cm.} \quad \text{inf} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-0

DISEÑO DE LA VIGA # 41

...cont

Momentos resistentes de grupos de barras

Refuerzo positivo.

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (21.78/11.47) = 5.41 \text{ tn-m.}$$

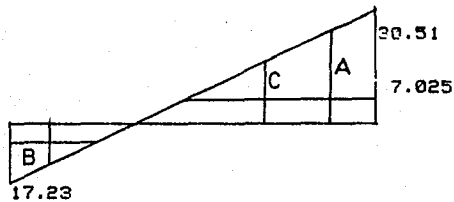
Refuerzo negativo.

$$\text{var \# 7} \quad 3.88 (57.12/24.75) = 8.95 \text{ tn-m.}$$

$$\text{var \# 6} \quad 2.85 (57.12/24.74) = 6.58 \text{ tn-m.}$$

## REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

Diagrama de fuerza cortante (máximo)



$$P = 0.0025 < 0.01$$

$$V_c = FR \text{ bd} (0.2 + 30P) f'c = 7.026 \text{ tn.}$$

$$V_u = 25.64 \text{ tn}$$

$$V_e(A) = 25.64 - 7.026 = 18.61 \text{ tn.}$$

$$V_e(B) = 12.40 - 7.026 = 5.37 \text{ tn.}$$

$$V_u < 2.5 \text{ bd FR } f'c = 74.25 \text{ tn.}$$

$$74.25 > 25.64 \text{ OK}$$

La separación de estribos debe cumplir con:

$$V_0 = 1.5 \text{ bd FR } f'c = 44.55 \text{ tn.} > 25.64 \text{ tn.}$$

$$\text{Por lo tanto } S_{\text{max}} = d/2 = 37.5 \text{ cm.}$$

separación de estribos :

$$S = \frac{FR \text{ av } f_y d}{V_e}$$

$$S_a = (0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75) / 18610 = 19.23 \text{ cm.}$$

$$S_a = \text{estribos @ } 15 \text{ cm.}$$

$$S_b = 357840 / 5370 = 66.63 \text{ cm.} \quad @ \text{ } 35 \text{ cm.}$$

$$S_c = 357840 / 9540 = 37.50 \text{ cm.} \quad @ \text{ } 35 \text{ cm.}$$

Los estribos serán de varilla # 3 av = 0.71 cm<sup>2</sup>

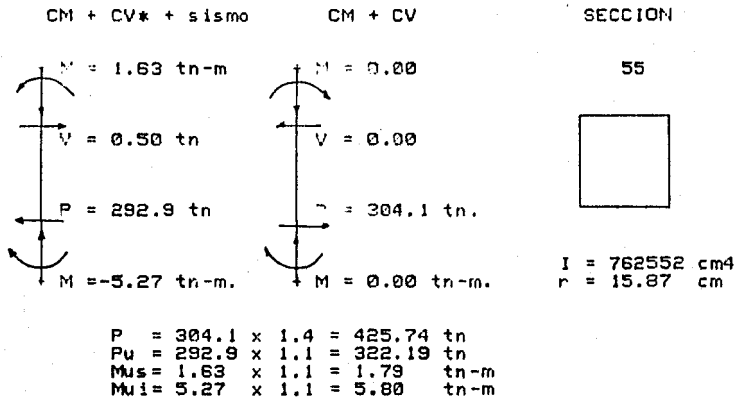
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DE LA COLUMNA # 23

En lo siguiente se presenta el procedimiento seguido para el diseño de las columnas que corresponden a este marco.

ACCIONES DE DISEÑO



Tomando en cuenta la excentricidad accidental (0.05h o 2 cm) para con esta calcular las excentricidades de diseño.

$$\begin{aligned}
 e_a &= 0.05 \times 55 = 2.75 \text{ cm} > 2 \\
 e_i &= 2.75 + 1.80 = 4.55 \text{ cm} \quad \text{inferior} \\
 e_s &= 2.75 + 0.50 = 3.25 \text{ cm} \quad \text{superior}
 \end{aligned}$$

Con estas excentricidades se obtienen los momentos de diseño.

$$\begin{aligned}
 M_{us} &= P_u \times e_s = 322.19 \times 0.0325 = 10.47 \text{ tn-m} \\
 M_{ui} &= P_u \times e_i = 322.19 \times 0.0455 = 14.67 \text{ tn-m}
 \end{aligned}$$

EFECTOS DE ESBELTEZ

En este punto se utilizará el método de amplificación de momentos que marca el reglamento D.F.

Los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando la relación  $Kl_u/r$  sea menor que  $34-12M_1/M_2$  en marcos contraventeados, para marcos no contraventeados se desprecian cuando  $Kl_u/r$  es menor que 22. Para evaluar  $M_1$  y  $M_2$  se incluirán las excentricidades accidentales. Los momentos de diseño se obtendrán de amplificar el momento real (análisis) por el factor amplificador.

Tomando al factor  $K = 1.2$  por las condiciones de la columna.

$$\begin{aligned}
 Kl_u/r &= 1.2 \times 630 / 15.87 \\
 &= 46.88 > 22 \text{ se deben considerar}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 34-12(10.47/14.67) &= 25.44 \\
 25.44 < 46.88 \text{ se pueden despreciar}
 \end{aligned}$$

$$Kl_u = H'$$

$$P_c = \frac{P_1 + 2 EI FR}{H'} \quad EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + U}$$

$$U = 11.70 / (11.70 + 14.67) = 0.44$$

$$EI = [ 0.4 \times 159114 \times 762552 ] / [ 1 + 0.44 ]$$

$$EI = 3.3493 E_{10} \text{ Kg cm}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DE LA COLUMNA # 23

....cont

$$P_c = [ P_l + 2 \times 3.3492 E 10 \times 0.8 ] / 744 + 2 = 477733 \text{ Kg}$$

$$P_c = 477.73 \text{ tn.}$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 (M_1 / M_2) = 0.6 + 0.4 (10.47 / 14.67) = 0.88$$

El factor de amplificación se expresa como :

$$F_a = \frac{c_m}{1 - P_u / P_c} \quad F_a = 0.88 / [ 1 - (322.2 / 477.7) ]$$

$$F_a = 2.70$$

Con este factor ahora se puede diseñar finalmente la columna

$$P_u = 322.2 \text{ tn.} \quad M_u = 2.70 \times 10.47 = 28.27 \text{ tn-m.}$$

$$M_u = 2.70 \times 14.67 = 39.61 \text{ tn-m.}$$

$$e_m = 39.61 / 322.19 = 12.29 \text{ cm.} \quad e/h = 12.29 / 35 = 0.22$$

Utilizando las ayudas de diseño del reglamento y los diagramas de interacción se diseña la columna.

$$d/h = 0.91 = 0.9 \text{ pag 181 (401)}$$

$$K = P_u / (F_R b h^2 f'c) = 322.19 E 03 / (0.8 \times 55^2 \times 170)$$

$$K = 0.783 \quad R = K (e/h) = 0.783 \times 0.22 = 0.1723$$

Con estos datos entramos a los diagramas de interacción y obtenemos el P con el cual se proporcionará acero a la columna, este acero cubrirá los requerimientos de las fuerzas que actúan en la columna.

$$q = 0.30 \quad A_s = q b h (f'c / f_y)$$

$$A_s = 0.30 \times 55^2 (170 / 4200) = 36.73 \text{ cm}^2.$$

Se checa el porcentaje de acero.  $P = 0.0134 > 0.005$ 

$$A_s = 8 \# 8 = 40.56 \text{ cm}^2$$

## REVISION POR CORTANTE

Las fuerzas cortantes en la columna son muy bajas.

$$P_u = 0.7 A_g + 2000 A_s = 0.7 \times 55^2 \times 170 + 2000 \times 15.84$$

$$P_u = 391.65 > P_u \text{ por lo tanto se aplica :}$$

$$V_c = F_R b d (0.2 + 30P) f'c [ 1 + 0.007 (p_u / A_g) ]$$

$$V_c = 16111.5 \text{ Kg} \gg V_u \text{ OK}$$

## REFUERZO TRANSVERSAL

Para que el refuerzo longitudinal cumpla con sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, se deberá restringir contra el pandeo y contra movimientos laterales, por este motivo el reglamento marca que existan estribos, estos se espacian de acuerdo a las normas siguientes:

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DE LA COLUMNA # 23

....cont

Para la zona confinada definida como la máxima distancia de  $L/6$ ,  $C1$ , o 60 cm. esta zona se extiende arriba y abajo de la columna.

$S1$  : la menor de  $C1/2, C2/2$  , 20 cm. o 425db/ fy

En el resto de la longitud la separación  $S2$  será la menor entre :

$S2$  :  $C1, C2$  , 48db o 850db/ fy

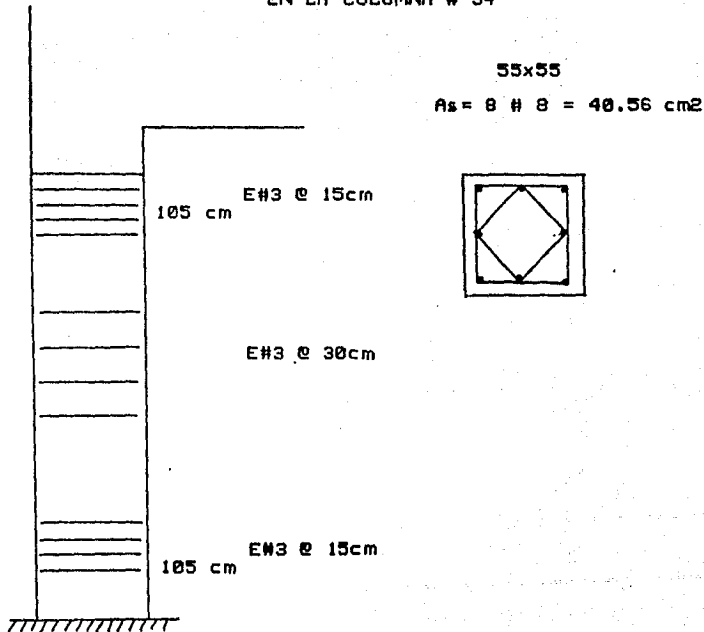
La longitud confinada de da como  $Lc/6 = 103$  cm.

La sep 1  $S1 = 425$  db/ fy =  $6.56 \times 2.54 = 16.66$  @ 15cm

La sep 2  $S2 = 850$  db/ fy =  $13.0 \times 5.54 = 33.31$  @ 30cm

Los estribos serán # 3 db = 0.95

DISTRIBUCION DEL REFUERZO  
EN LA COLUMNA # 34

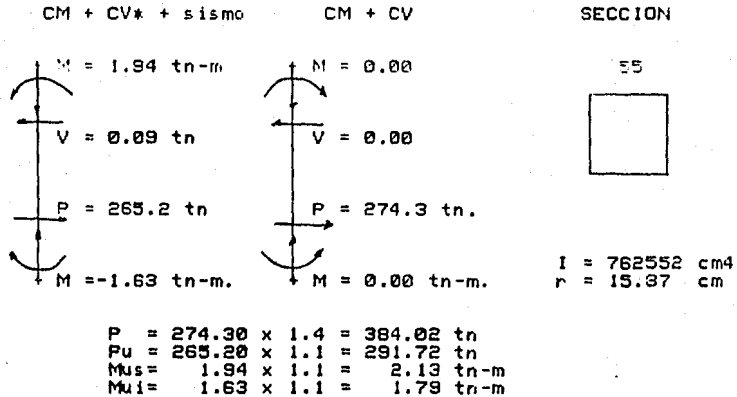


DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DE LA COLUMNA # 24

ACCIONES DE DISEÑO



Tomando en cuenta la excentricidad accidental (0.05h o 2 cm) para con esta calcular las excentricidades de diseño.

$$\begin{aligned}
 e_a &= 0.05 \times 55 = 2.75 \text{ cm} > 2 \\
 e_i &= 2.75 + 0.73 = 3.48 \text{ cm} \quad \text{inferior} \\
 e_s &= 2.75 + 0.61 = 3.36 \text{ cm} \quad \text{superior}
 \end{aligned}$$

Con estas excentricidades se obtienen los momentos de diseño.

$$M_{us} = P_u \times e_s = 291.72 \times 0.0348 = 10.15 \text{ tn-m}$$

$$M_{ui} = P_u \times e_i = 291.72 \times 0.0336 = 9.80 \text{ tn-m}$$

EFECTOS DE ESBELTEZ

En este punto se utilizará el método de amplificación de momentos que marca el reglamento D.F. Los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando la relación  $Kl_u/r$  sea menor que  $34-12M_1/M_2$  en marcos contraventeados, para marcos no contraventeados se desprecian cuando  $Kl_u/r$  es menor que 22. Para valuar  $M_1$  y  $M_2$  se incluirán las excentricidades accidentales. Los momentos de diseño se obtendrán de amplificar el momento real (análisis) por el factor amplificador.

Tomando al factor  $K = 1.2$  por las condiciones de la columna.

$$Kl_u/r = 1.2 \times 270 / 15.07$$

$$= 20.41 < 22 \text{ se pueden despreciar}$$

$$34 - 12(9.80/10.15) = 22.41$$

$$22.41 > 20.41 \text{ se pueden despreciar}$$

Por tanto no se considerarán efectos de esbeltez.

$$e_m = 10.15/384.02 = 2.64 \text{ cm. } e/h = 2.64/55 = 0.048 \text{ cm}$$

Utilizando las ayudas de diseño del reglamento y los diagramas de interacción se diseña la columna.

$$d/h = 0.91 = 0.9 \text{ pag 181 (401)}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

## DISEÑO DE LA COLUMNA # 24

....cont

$$d/h = 0.91 = 0.9 \text{ pag 181 (401)}$$

$$K = Pu / (FR b h^2 f'c) = 384.02E03 / (0.8 \times 55^2 \times 170)$$

$$K = 0.93 \quad R = K (e/h) = 0.048 \times 0.93 = 0.045$$

Con estos datos entramos a los diagramas de interacción y obtenemos el P con el cual se proporcionará acero a la columna, este acero cubrirá los requerimientos de las fuerzas que actúan en la columna.

$$q = 0.09 \quad As = q bh (f'c/fy)$$

$$As = 0.09 \times 55^2 (170/4200) = 11.02 \text{ cm}^2.$$

Se checa el porcentaje de acero.  $P = 0.0041 < 0.005$   
Por tanto se usará el porcentaje mínimo.

$$As = 0.005 \times 50 \times 55 = 13.75 \text{ cm}^2$$

$$As = 8 \# 5 = 15.85 \text{ cm}^2$$

## REVISION POR CORTANTE

Las fuerzas cortantes en la columna son muy bajas.

$$Pu = 0.7 Ag + 2000 As = 0.7 \times 55^2 \times 170 + 2000 \times 15.84$$

$$Pu = 391.65 > Pu \text{ por lo tanto se aplica :}$$

$$Vc = FR bd (0.2 + 30 P) f'c [1 + 0.007 (pu/Ag)]$$

$$Vc = 16111.5 \text{ Kg } >> Vu \text{ OK}$$

## REFUERZO TRANSVERSAL

Para que el refuerzo longitudinal cumpla con sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, se deberá restringir contra el pandeo y contra movimientos laterales, por este motivo el reglamento marca que existan estribos, estos se espacian de acuerdo a las normas siguientes:

Para la zona confinada definida como la máxima distancia de  $L/6$ ,  $C1$ , o 60 cm. esta zona se extiende arriba y abajo de la columna.

$$S1 : \text{ la menor de: } C1/2, C2/2, 20 \text{ cm. o } 425db / fy$$

En el resto de la longitud la separación  $S2$  será la menor entre :

$$S2 : C1, C2, 48db \text{ o } 850db / fy$$

La longitud confinada da  $Lc = 60 \text{ cm.}$

$$\text{La sep 1 } S1 = 425 \text{ db} / fy = 6.56 \times 1.59 = 10.43 @ 10\text{cm}$$

$$\text{La sep 2 } S2 = 850 \text{ db} / fy = 13.0 \times 1.59 = 20.67 @ 20\text{cm}$$

Los estribos serán  $\# 3 \text{ db} = 0.95$

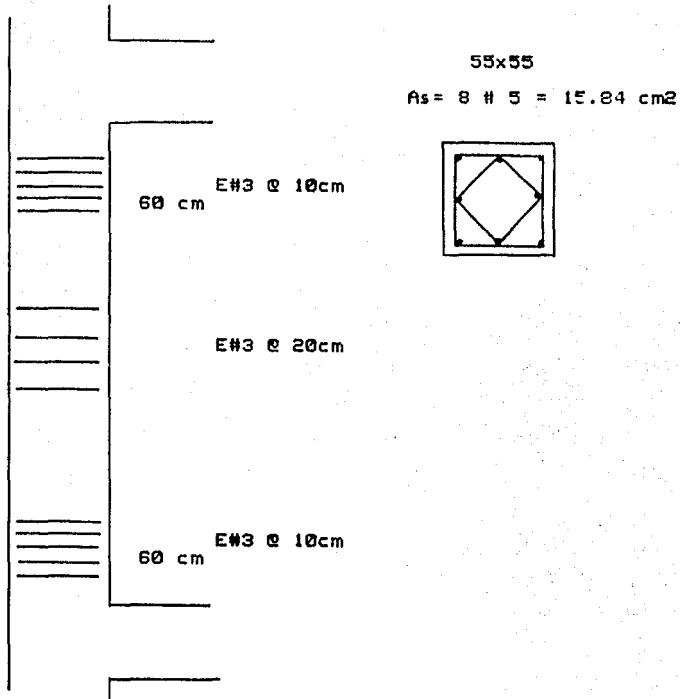
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DE LA COLUMNA # 24

....cont

DISTRIBUCION DEL REFLIERZO  
EN LA COLUMNA # 24



Como el acero para esta columna ya corresponde al mínimo las columnas superiores, que tienen menores sollicitaciones de carga, serán iguales a esta.



DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

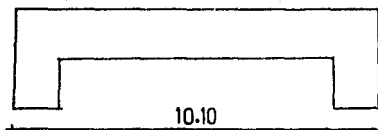
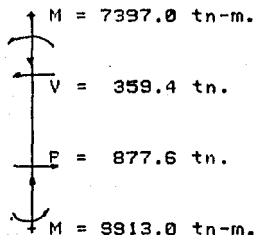
DISEÑO DEL MURO # 12

A continuación se muestra el procedimiento seguido para el diseño de los muros del marco.

ACCIONES DE DISEÑO

CM + CV\* + sismo

SECCION  
t = 30 cm



Rige sismo.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 877.6 = 1158.40 \text{ tn} \\ M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 9913.0 = 13085.16 \text{ tn-m} \\ V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 359.4 = 474.41 \text{ tn} \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para la primera aproximación se propone la ecuación, en esta la suposición principal es que el muro fallará a la tensión y no a compresión como se vio anteriormente (ecuación de Whitney).

$$M_u = FR \left[ A_s f_y d' + 0.5 P_u L \right] \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]$$

Las cantidades se definen en la figura; FR = 0.85 ya que se proporcionará refuerzo por confinamiento en los extremos.

Despejando  $A_s$  se tiene :

$$A_s = \frac{(M_u/FR) - 0.5 P_u L \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]}{f_y d}$$

$$A_s = 272.18 \text{ cm}^2$$

La resistencia del muro a carga axial es:

$$P_u = 0.85 [ 30 \times 60 + 30(0.8 k_d - 60) ] 170 = 1158.4 \text{ tn.}$$

Si tomamos a FR = 0.85 obtenemos :

$$k_d = 334.025 \text{ cm}$$

Tomando momentos con respecto al centro de la sección.

$$M_u/FR = (277.9 \times 4200 \times 950) + (30 \times 60 \times 170 \times 505) + (0.8 k_d - 60) 30 \times 170 (505 \times 0.4 k_d)$$

$$M_u/FR = 1108422000 + 154530000 + 392403122.6$$

$$M_u/FR = 1.555 \text{ E } 09 = 1407.28 \text{ tn-m} > 13085.16 \text{ tn-m OK}$$

Si se mantienen iguales las áreas de acero  $A_s = A_s$  y la carga axial no cambia, la cantidad de acero puede reducirse.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-0

## DISEÑO DEL MURO # 12

...cont

$$13095.16E05 - (154530000 + 392493122.6) \cdot 0.85 = 943546345.8$$

$$= 8435 \text{ tn-m}$$

$$A_s f_y d' = 8453 / 0.85$$

$$\text{Despejando } A_s = 248.71 \text{ cm}^2 = 22 \# 12 = 250.3 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero en la zona de compresión conviene que sea menor que 0.06. Para considerar el porcentaje de acero se toma una parte del muro adyacente perpendicular al que se diseña, esto también se utilizó en el análisis de los marcos.

$$A's + A_s / A_{\text{muro}} = 2 \times 250.3 / [1010 \times 30 + 2 \times 30 \times 30]$$

$$= 0.016 > 0.0075$$

Por tanto se necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos. La cuantía de refuerzo por este concepto debe ser:

$$P' = 0.45 \left| \frac{A_g}{A_c} - 1 \right| \left| \frac{f'c}{f_y} \right| > 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$\text{Substituyendo valores tenemos: } P' = 0.0089$$

$$\text{Para columnas con estribos } A_v = 0.4 P' d_c \text{ sh}$$

$$\text{sh} = 2.5 A_v / P' d_c = 2.5 \times 2.54 / 0.0089 \times 20$$

$$\text{sh} = 35.7 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 4 @ 20 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 474.40 \text{ tn} \quad v_u = 474.40E03 / 0.8 \times 1010 \times 30$$

$$v_u = 19.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR \cdot 0.5 f'c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 14.37 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h f_y = v_e / FR = 14.37 / (0.8 \times 4200) = 0.0043 > 0.0025$$

usando estribos # 3

$$\text{sh} = A_s / (t P_h) = 11.01 \text{ cm}$$

por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 10cm

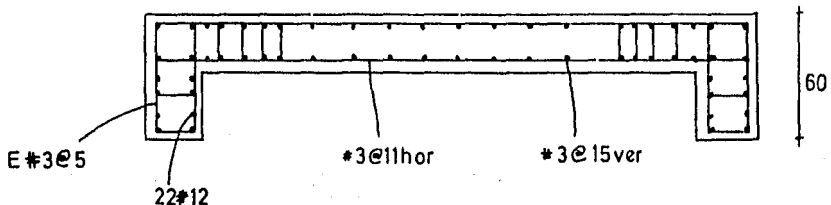
## REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 \text{ (min)}$$

$$s_v = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.9 \text{ cm}$$

por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15 cm

## ARMADO FINAL DE LA SECCION



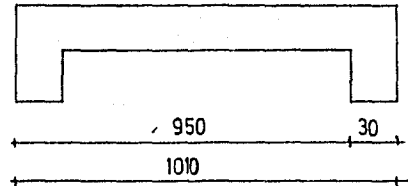
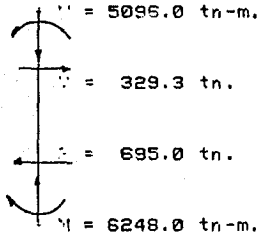
DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-0

DISEÑO DEL MURO # 14

## ACCIONES DE DISEÑO

D + CV + sismo

SECCION  
t = 30 cm

Rige sismo.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 695.0 = 917.40 \text{ tn} \\
 M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 6248.0 = 8247.36 \text{ tn-m} \\
 V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 329.3 = 434.68 \text{ tn}
 \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para la primera aproximación se propone la ecuación, en esta, la suposición principal es que el muro fallará a la tensión y no a compresión como se vio anteriormente (ecuación de Whitney).

$$M_u = FR \left[ A_s f_y d' + 0.5 P_u L \right] \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]$$

Las cantidades se definen en la figura; FR = 0.85 ya que se proporcionará refuerzo por confinamiento en los extremos.

Despejando  $A_s$  se tiene :

$$A_s = \frac{(M_u/FR) - 0.5 P_u L}{f_y d'} \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]$$

$$A_s = 272.18 \text{ cm}^2$$

La resistencia del muro a carga axial es:

$$P_u = 0.85 [ 30 \times 60 + 30(0.8 k_d - 60) ] 170 = 917.4 \text{ tn.}$$

Si tomamos a FR = 0.85 obtenemos :

$$k_d = 264.53 \text{ cm}$$

Tomando momentos con respecto al centro de la sección.

$$M_u/FR = (150.48 \times 4200 \times 950) + (30 \times 60 \times 170 \times 505) + (0.8 k_d - 60) 30 \times 170 (505 \times 0.4 k_d)$$

$$M_u/FR = 600415200 + 154530000 + 392493122.6$$

$$M_u = 9040.74 \text{ tn-m} > 8247.36 \text{ tn-m} \quad \text{OK}$$

Si se mantienen iguales las áreas de acero  $A'_s = A_s$  / la carga axial no cambia la cantidad de acero puede reducirse.

$$8247.36 \times 0.85 = (154530000 + 392493122.6) \times 0.85 = 4320.14$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DEL MURO # 14

...cont

$$A_s \text{ fy } d' = 4310.14 / 0.85$$

Despejando  $A_s$ 

$$A_s = 127.08 \text{ cm}^2 = 16 \# 10 = 126.72 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero en la zona de compresión conviene que sea menor que 0.06. Para considerar el porcentaje de acero se toma una parte del muro adyacente perpendicular al que se diseña, esto también se utilizó en el análisis de los marcos.

$$A's + A_s / A \text{ muro} = 2 \times 126.72 / [1010 \times 30 + 2 \times 30 \times 30] \\ = 0.0042 < 0.0075$$

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos

Para columnas con estribos  $A_v = 0.4 P' d_c \text{ sh}$

$$\text{sh} = 2.5 A_v / P' d_c = 2.5 \times 2.54 / 0.0089 \times 20$$

$$\text{sh} = 35.7 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 4 @ 20 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$V_u = 434.69 \text{ tn} \quad v_u = 434.68 \text{ E}03 / 0.8 \times 1010 \times 30 \\ v_u = 17.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_r = FR 0.5 f_{tc} = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 12.73 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h \text{ fy} = v_e / FR = 12.73 / (0.8 \times 4200) = 0.0038 > 0.0025$$

usando estribos # 3

$$\text{sh} = A_s / (t P_h) = 12.45 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 10cm

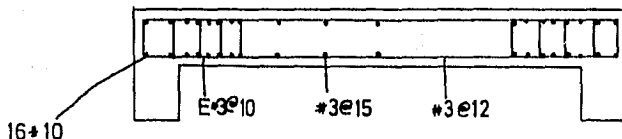
## REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 \text{ (min)}$$

$$s_v = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 18.9 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 15 cm

## ARMADO FINAL DE LA SECCION



DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

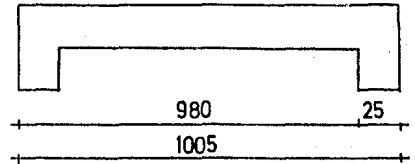
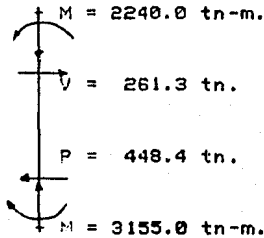
DISEÑO DEL MURO # 17

ACCIONES DE DISEÑO

CM + CV\* + sismo

SECCION

t = 25 cm



Rige sismo.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \times 1.2 \times 448.0 = 591.88 \text{ tn} \\ M_u &= 1.1 \times 1.2 \times 3155.0 = 4164.66 \text{ tn-m} \\ V_u &= 1.1 \times 1.2 \times 261.3 = 344.92 \text{ tn} \end{aligned}$$

Este muro se diseñará como si fuese una columna con el acero de refuerzo concentrado en los extremos. Para la primera aproximación se propone la ecuación, en esta la suposición principal es que el muro fallará a la tensión y no a compresión como se vio anteriormente (ecuación de Whitney).

$$M_u = FR \left[ A_s f_y d' + 0.5 P_u L \right] \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]$$

Las cantidades se definen en la figura FR = 0.85 ya que se proporcionará refuerzo por confinamiento en los extremos.

Despejando  $A_s$  se tiene :

$$A_s = \frac{(M_u/FR) - 0.5 P_u L \left[ 1 - \frac{P_u}{L t f'c} \right]}{f_y d}$$

$$A_s = 58.89 \text{ cm}^2$$

La resistencia del muro a carga axial es:

$$P_u = 0.85 [ 25 \times 60 + 25(0.8 Kd - 60) ] 170 = 591.88 \text{ tn.}$$

Si tomamos a FR = 0.85 obtenemos :

$$Kd = 204.80 \text{ cm}$$

Tomando momentos con respecto al centro de la sección.

$$M_u/FR = (60.84 \times 4200 \times 945) + (25 \times 60 \times 170 \times 505) + (0.8 Kd - 60) 25 \times 170 (505 \times 0.4 Kd)$$

$$M_u/FR = 241473960 + 128137500 + 185610365.6$$

$$M_u = 4719.39 \text{ tn-m} > 4164.60 \text{ tn-m} \quad \text{OK}$$

Si se mantienen iguales las áreas de acero  $A_s = A_s$  y la carga axial no cambia, la cantidad de acero puede reducirse.

$$4164.60 \times 0.85 - (128137500 + 18561065.5) \times 0.85 = 1027.12$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO

MARCO 1A-D

DISEÑO DEL MURO # 17

...cont

$$A_s f_y d' = 1027.12 / 0.85$$

Despejando  $A_s$ 

$$A_s = 30.44 \text{ cm}^2 = 8 \# 8 = 40.56 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero en la zona de compresión conviene que sea menor que 0.06. Para considerar el porcentaje de acero se toma una parte del muro adyacente perpendicular al que se diseña, esto también se utilizó en el análisis de los marcos.

$$\begin{aligned} A's + A_s / A \text{ muro} &= 2 \times 40.56 / [ 1005 \times 25 ] \\ &= 0.0032 < 0.0075 \end{aligned}$$

Por tanto no necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos

$$\text{Para columnas con estribos } A_v = 0.4 P' d_c \text{ sh}$$

$$\text{sh} = 2.5 A_v / P' d_c = 2.5 \times 1.42 / 0.0083 \times 20$$

$$\text{sh} = 19.94 \text{ cm}$$

Por tanto se usarán estribos # 3 @ 20 cm.

## REFUERZO POR CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &= 344.92 \text{ tn} & v_u &= 344.92 \times 10^3 / 0.8 \times 1005 \times 25 \\ & & v_u &= 17.16 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$v_r = FR 0.5 f'c = 0.8 \times 0.5 \times 13.08 = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_e = v_u - v_r = 11.96 \text{ Kg/cm}^2$$

## REFUERZO HORIZONTAL

$$P_h f_y = v_e / FR = 11.96 / (0.8 \times 4200) = 0.0036 > 0.0025$$

usando estribos # 3

$$\text{sh} = A_s / (t P_h) = 15.77 \text{ cm}$$

por tanto se usarán barras # 3 horizontalmente @ 15cm

## REFUERZO VERTICAL

$$P_v = 0.0025 \text{ (min)}$$

$$s_v = 1.42 / (30 \times 0.0025) = 22.72 \text{ cm}$$

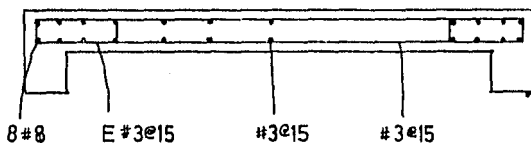
por tanto se usarán barras # 3 verticales @ 20 cm

Debido a la carga de este muro y a su armado, los muros restantes serán iguales a este.

\*\*\*\*

Con el diseño de este muro se terminan los diseños para la estructura de concreto.

## ARMADO FINAL DE LA SECCION



DISEÑO  
ESTRUCTURA  
DE  
ACERO

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

En esta sección se presentan los diseños de los elementos que forman la estructura metálica.

Para llevar a cabo estos diseños se utilizó el método de diseño elástico o de esfuerzos permisibles. Este se basa en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, donde su comportamiento es elástico y lineal, bajo supuestas sollicitaciones de servicio. Estos esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de la resistencia, del acero en este caso. Suponiéndose que así se logra un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio amén de un razonable margen de seguridad.

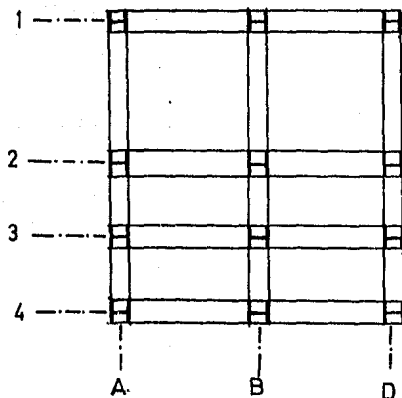
En los diseños se utilizarán las normas americanas AISC por considerar estas están mejor elaboradas además de ser más completas.

Las secciones que resulten de los diseños serán las que se incluyen en el manual AISC, para posteriormente formar estas en base a placas soldadas para de este modo fabricarlas en taller, cubriendo las dimensiones que marca el manual.

En este trabajo se utiliza acero tipo A-36, con un  $f_y=2530.0$  kg/cm<sup>2</sup>, para dimensionar todos los elementos.

## NUCLEO CENTRAL

La planta del núcleo central quedó estructurada de la siguiente manera:





## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

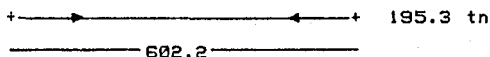
## MARCO 1A-D

Iniciaremos por el marco tipo 1A-D. Diseñando primeramente los contravientos, estos se diseñarán en forma conservadora a fin de evitar desplazamientos indeseables en los marcos, lo cual produciría mayores momentos en vigas y columnas.

## CONTRAVIENTOS

## BARRA # 13

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14x119

$$A = 225.92 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 9.53 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$

$$Kl/r_y = 63.19$$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 63.19 \quad Fa = 1207.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = P/A = 195.3E03 / 225.92 = 864.85 \text{ Kg/cm}^2$$

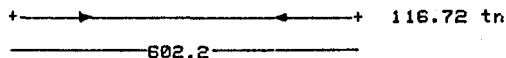
La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + SIS.

$$n = F_a / f_a = 71.6 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 119}$$

\*\*\*\*\*

## BARRA # 6

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14 x 78

$$A = 147.70 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 7.62 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$

$$Kl/r_y = 79.03$$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 79.03 \quad Fa = 1090.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = P/A = 116.3E03 / 147.70 = 790.25 \text{ Kg/cm}^2$$

La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + SIS.

$$n = F_a / f_a = 72.6 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 78}$$

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

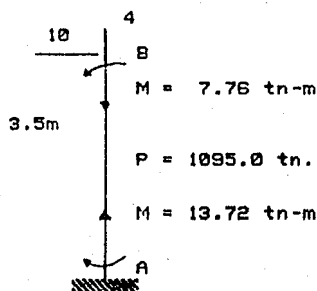
MARCO 1A-D

COLUMNAS

## COLUMNA # 25

Este elemento esta acutando a flexocompresión por lo que en su diseño intervienen fórmulas de flexión y de compresión, donde en su combinación de esfuerzos no deberá exceder, su valor de eficiencia, de 1.33 por ser CM+CV+SIS, la condición mas desfavorable.

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$4 \quad I/L = 451.9$$

$$10 \quad I/L = 419.0$$

$$G_a = 1.0 \text{ empotrada}$$

$$G_b = 451.9 \times 2 / 419$$

$$G_b = 2.16$$

$$K = 0.85 \quad KL = 287.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(7.76/13.72)$$

$$c_m = 0.83$$

SE PROPONE W 14 x 342

$$A = 651.65 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 9160.35 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.77 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 26.65 \quad F'_e = 14755.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1415.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 1095.003 / 651.65 = 1680.35 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar al patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.66F_y$ .

$$\text{Para esta sección } L_c = 17.34t = 5.27 \text{ m} > 3.5\text{m} \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 13.72 \text{ tn-m} / 9160.35 = 149.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.66F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.18 + 0.08 = 1.27 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.20 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 342}$$

\*\*\*\*\*

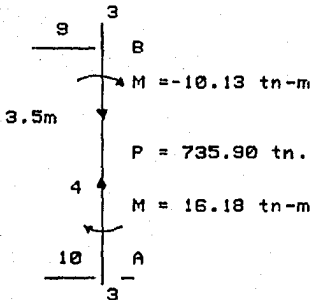
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 1A-D

COLUMNAS

## COLUMNA # 30

Esta se diseña siguiendo el anterior procedimiento.



3 I/L = 394.5

4 I/L = 451.9

9 I/L = 379.7

10 I/L = 419.0

Ga = 394.5 x 2 / 419.0

Gb = 394.5 x 2 / 379.7

Ga = 1.88 Gb = 2.08

K = 0.85 KL = 287.0

cm = 0.6 - 0.4(10.13/16.18)

cm = 0.35 &lt; 0.4 SE TOMA 0.4

SE PROPONE W 14 x 246

A = 466.48 cm<sup>2</sup>

S<sub>x</sub> = 6505.64 cm<sup>3</sup>

r<sub>y</sub> = 10.46 cm

KL/r<sub>y</sub> = 28.44 F'<sub>e</sub> = 12956.9 Kg/cm<sup>2</sup>

F<sub>a</sub> = 1415.0 Kg/cm<sup>2</sup>

fa = 735.9E03 / 466.48 = 1577.46 Kg/cm<sup>2</sup>

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como 0.66F<sub>y</sub>.

Para esta sección Lc = 16.9ft = 5.15 m > 3.5m F<sub>b</sub> = 0.66F<sub>y</sub>

F<sub>b</sub> = 1670.00 Kg/cm<sup>2</sup>

fb = 16.18E03 / 6505.64 = 248.71 Kg/cm<sup>2</sup>

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{fa}{Fa} + \frac{cm fb}{[1 - fa/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } fa/Fa > 0.15 \quad | \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33 \quad \text{si } fa/Fa < 0.15 \quad |$$

$$3.- Q = \frac{fa}{0.6Fy} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33 \quad (b)$$

fa / Fa = 1577.46 / 1415.0 = 1.11

Como fa/Fa &gt; 0.15 aplicamos 1 y 3

1.- Q = 1.11 + 0.07 = 1.18 &lt; 1.33 OK

3.- Q = 1.19 &lt; 1.33 OK SE ACEPTA W 14 x 246

\*\*\*\*\*

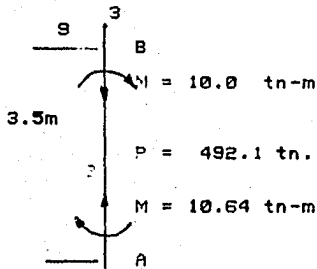
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 1A-D

COLUMNAS

COLUMNA # 34

Esta se diseña igual a la anterior.



$$3 \quad I/L = 394.5$$

$$9 \quad I/l = 379.7$$

$$G_a = 394.5 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 394.5 \times 2 / 379.7$$

$$G_a = G_b = 2.06$$

$$K = 0.66 \quad KL = 301.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(10.0/10.64)$$

$$c_m = 0.22 < 0.4 \text{ SE TOMA } 0.4$$

SE PROPONE W 14 x 176

$$A = 333.57 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 4621.13 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.21 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 29.48 \quad F'e = 12058.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1410.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 492.1E03 / 333.57 = 1475.25 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.66F_y$ .

$$\text{Para esta sección } L_c = 16.6\text{ft} = 5.06 \text{ m} > 3.5\text{m} \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 10.64E05 / 4621.13 = 230.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'e]} \quad (<= 1.33 \text{ si } f_a/F_a > 0.15) \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \quad (<= 1.33 \text{ si } f_a/F_a < 0.15)$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \quad (<= 1.33) \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1475.25 / 1410.0 = 1.05$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.05 + 0.06 = 1.11 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.11 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 176}$$

\*\*\*\*\*

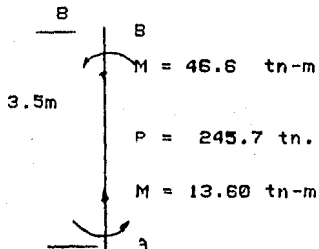
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## MARCO 1A-D

## COLUMNAS

## COLUMNA # 12

Esta se diseña igual a la anterior.



$$3 \quad l/L = 394.5$$

$$9 \quad l/L = 379.7$$

$$8 \quad l/L = 1045.0$$

$$G_a = 394.5 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 394.5 \times 2 / 1045$$

$$G_a = 2.08 \quad G_b = 0.38$$

$$K = 0.75 \quad KL = 263.0$$

$$cm = 0.6 - 0.4(13.6/46.60)$$

$$cm = 0.48 > 0.4 \text{ SE TOMA } 0.48$$

SE PROPONE W 14 x 175

$$A = 333.57 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 4621.13 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.21 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 29.48$$

$$F'e = 12058.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1410.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 254.7E03 / 333.57 = 763.56 \text{ kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.66F_y$ .

$$\text{Para esta sección } L_c = 16.6\text{ft} = 5.06 \text{ m} > 3.5\text{m} \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 46.60E05 / 4621.13 = 1008.41 \text{ kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 763.56 / 1424.1 = 0.54$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 0.54 + 0.30 = 0.84 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.11 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 175}$$

\*\*\*\*\*

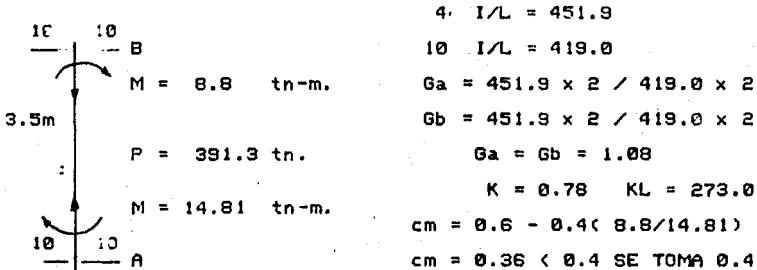
## DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

MARCO 1A-D

COLUMNAS

COLUMNA # 14

Esta se diseña igual a la anterior.



SE PROPONE W 14 x 142

$$A = 269.69 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 3719.80 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.08 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 27.08$$

$$F'e = 14291.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1419.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 391.3E03 / 269.69 = 1450.93 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.66F_y$ .

$$\text{Para esta sección } L_c = 16.4\text{ft} = 4.99 \text{ m} > 3.5\text{m} \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 14.81E05 / 3719.85 = 398.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \ f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a/F_a = 1450.93 / 1419.0 = 1.02$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.02 + 0.11 = 1.13 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.19 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 142}$$

\*\*\*\*\*

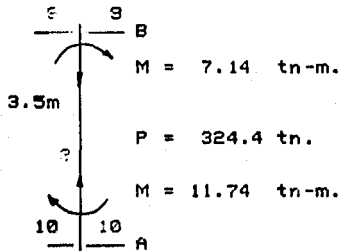
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## MARCO 1A-D

## COLUMNAS

## COLUMNA # 18

Esta se diseña igual a la anterior.



$$3 \quad I/L = 394.5$$

$$9 \quad I/L = 379.7$$

$$10 \quad I/L = 419.0$$

$$Ga = 394.5 \times 2 / 419.0 \times 2$$

$$Gb = 394.5 \times 2 / 379.7 \times 2$$

$$Ga = 0.94 \quad Gb = 1.04$$

$$K = 0.77 \quad KL = 296.5$$

$$cm = 0.6 - 0.4(7.14/11.74)$$

$$cm = 0.36 < 0.4 \text{ SE TOMA } 0.4$$

SE PROPONE W 14 x 119

$$A = 225.82 \text{ cm}^2$$

$$Sx = 3097.14 \text{ cm}^3$$

$$ry = 9.53 \text{ cm}$$

$$KL/ry = 28.28$$

$$F'e = 13103.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fa = 1415.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa = 324.4E03 / 225.82 = 1436.52 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.66Fy$ .

$$\text{Para esta sección } Lc = 15.5ft = 4.72 \text{ m} > 3.5m \quad Fb = 0.66Fy$$

$$Fb = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fb = 11.74E05 / 3097.14 = 379.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{fa}{Fa} + \frac{cm \ fb}{[1 - fa/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } fa/Fa > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33 \quad \text{si } fa/Fa < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{fa}{0.66Fy} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$fa/Fa = 1436.52 / 1415.0 = 1.02$$

Como  $fa/Fa > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.02 + 0.10 = 1.12 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.17 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 119}$$

\*\*\*\*\*

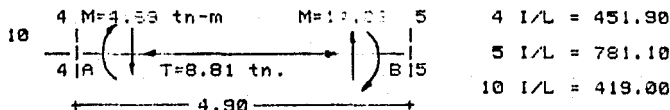
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 1A-D

V I G A S

VIGA # 43

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán los de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.66F_y$ .



3.5m

$$G_a = 419.0 \times 2 / 451.9 \times 2$$

$$G_b = 419.0 / 781.1 \times 2$$

$$G_a = 0.93 \quad G_b = 0.27$$

$$K = 0.68 \quad KL = 333.2$$

SE PROPONE W 18 x 40

$$A = 85.17 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 1120.87 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 18.31 \text{ cm} \quad KL/r_x = 18.19$$

Por ser un elemento que trabaja a tensión  $F_a = 0.6F_y$ .

$$F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 8.81E03 / 85.17 = 103.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 14.03E05 / 1120.87 = 1251.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c m f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a/F_a = 103.44 / 1520.0 = 0.07$$

Como  $f_a/F_a < 0.15$  aplicamos 3

$$3.- Q = 0.07 + 0.82 = 0.89 < 1.33$$

SE ACEPTA W 18 x 40

\*\*\*\*\*



## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 1A-D

V I G A S

VIGA # 60

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán los de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.66F_y$ .

$M = 101.6 \text{ tn-m}$      $M = 152.4 \text{ tn-m}$      $2 \text{ I/L} = 126.10$   
 $T = 50.22 \text{ tn}$

$3 \text{ I/L} = 394.50$   
 $8 \text{ I/L} = 1045.00$   
 $G_a = 1045.0 \times 2 / 126.1$   
 $G_b = 1045.0 / 394.5$   
 $G_a = 16.57$      $G_b = 2.65$   
 $K = 0.92$      $KL = 450.8$   
 $cm = 0.6 - 0.4(50.24/152.4)$   
 $cm = 0.47 > 0.4 \text{ OK}$

SE PROPONE W 36 x 194

$A = 369.05 \text{ cm}^2$   
 $S_x = 10897.36 \text{ cm}^3$   
 $r_x = 37.08 \text{ cm}$      $KL/r_x = 12.16$

Por ser un elemento que trabaja a tensión  $F_a = 0.6F_y$ .

$$F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 50.20E03 / 369.05 = 136.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 158.40E05 / 10897.36 = 1453.56 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \ f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a/F_a = 136.08 / 1520.0 = 0.09$$

Como  $f_a/F_a < 0.15$  aplicamos 3

$$3.- Q = 0.09 + 0.96 = 1.05 < 1.33$$

SE ACEPTA W 36 x 194  
 \*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

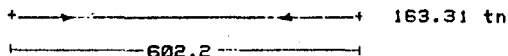
## MARCO A1-4

Continuamos por el marco tipo A1-4. Diseñando primeramente los contravientos, estos se diseñarán en forma conservadora a fin de evitar desplazamientos indeseables en los marcos, lo cual produciría mayores momentos en vigas y columnas.

## CONTRAVIENTOS

## BARRA # 19

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14x103

$$A = 195.50 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 8.45 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$

$$Kl/r_y = 63.72$$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 63.72 \quad Fa = 1200.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa = P/a = 163.3103 / 195.50 = 835.35 \text{ Kg/cm}^2$$

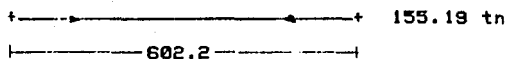
La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + Sis.

$$n = Fa / fa = 70.0 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 103}$$

\*\*\*\*\*

## BARRA # 21

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14 x 95

$$A = 180.01 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 8.42 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$

$$Kl/r_y = 63.33$$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 63.33 \quad Fa = 1200.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa = P/a = 155.1903 / 180.01 = 862.12 \text{ Kg/cm}^2$$

La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + Sis.

$$n = Fa / fa = 72.0 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 95}$$

\*\*\*\*\*

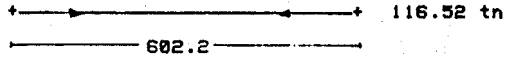
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO A1-4

CONTRAVENTOS

BARRA # 24

L = 602.2 cm.



Se propone W 14x84

A = 159.36 cm<sup>2</sup>r<sub>y</sub> = 7.67 cm

Por su tipo de conexión se considera K = 1.0

K<sub>1</sub>/r<sub>y</sub> = 78.51      F<sub>a</sub> = 1089.5 Kg/cm<sup>2</sup>f<sub>a</sub> = P/a = 116.52E03 / 159.36 = 731.17 Kg/cm<sup>2</sup>

La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + Sis.

n = F<sub>a</sub> / f<sub>a</sub> = 67.0 % << 1.33 Se acepta W 14 x 84  
\*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

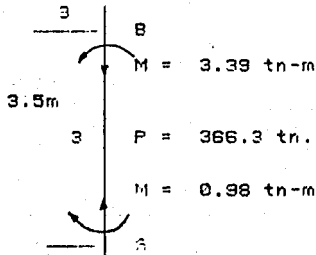
MARCO A1-4

COLUMNAS

## COLUMNA # 11

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .  
Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.

3

4  $I/L = 451.9$ 10  $I/L = 419.0$  $G_a = 139.0 \times 2 / 715.0$  $G_b = 139.0 \times 2 / 715.0$  $G_a = G_b = 0.39$  $K = 0.66 \quad KL = 231.0$  $c_m = 0.6 - 0.4(0.98 / 3.39)$  $c_m = 0.48$ 

SE PROPONE W 14 x 119

 $A = 225.82 \text{ cm}^2$  $S_y = 1099.57 \text{ cm}^3$  $r_y = 9.53 \text{ cm}$  $KL/r_y = 24.25$  $F'_e = 17821.23 \text{ kg/cm}^2$  $F_a = 1433.0 \text{ kg/cm}^2$  $f_a = 366.3E03 / 225.92 = 1622.08 \text{ kg/cm}^2$ 

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.75F_y$ . Por estar actuando en Y, y ser sección compacta.

 $F_b = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$  $f_b = 3.39E05 / 1099.57 = 308.30 \text{ kg/cm}^2$ 

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15 \quad (a)$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1622.08 / 1433 = 1.14$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.14 + 0.09 = 1.23 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.23 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 119}$$

\*\*\*\*\*

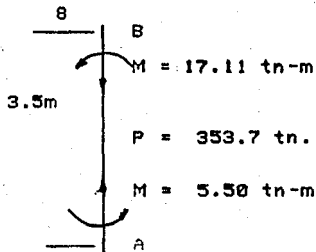
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## MARCO A1-4

## COLUMNAS

## COLUMNA # 12

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .  
Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$3 \quad I/L = 139.0$$

$$9 \quad I/L = 715.6$$

$$8 \quad I/L = 1969.0$$

$$G_a = 139.0 \times 2 / 715.6$$

$$G_b = 139.0 / 1969$$

$$G_a = 0.39 \quad G_b = 0.07$$

$$K = 0.60 \quad KL = 210.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4 < 5.5/17.60$$

$$c_m = 0.47 > 0.4 \text{ SE TOMA } 0.47$$

SE PROPONE W 14 x 176

$$A = 333.57 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 1671.47 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.21 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 19.98$$

$$F'_e = 23808.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1451.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 353.7E03 / 333.57 = 1060.35 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.75F_y$ . Por estar actuando en Y y ser sección compacta.

$$F_b = 1898.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 17.11E05 / 1671.47 = 1023.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 1060.35 / 1451.0 = 0.73$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 0.73 + 0.26 = 0.99 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.24 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 176}$$

\*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

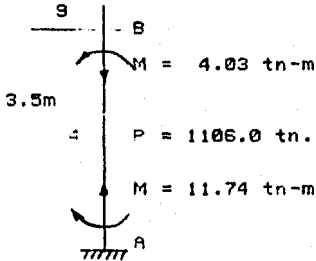
MARCO A1-4

COLUMNAS

## COLUMNA # 25

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$4 \quad I/L = 165.1$$

$$10 \quad I/L = 379.7$$

$$G_a = 165.1 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 165.1 \times 2 / 379.7$$

$$G_a = 1.0 \quad G_b = 0.87$$

$$K = 0.78 \quad KL = 273.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(4.03/11.74)$$

$$c_m = 0.46$$

SE PROPONE W 14 x 398

$$A = 754.88 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 4293.39 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.95 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 24.93 \quad F'_e = 16862.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1429.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 1106.0 \text{ E}03 / 754.88 = 1465.13 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.75F_y$ . Por estar actuando en Y, y ser sección compacta.

$$F_b = 1898.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 11.74 \text{ E}05 / 4293.39 = 273.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 1465.13 / 1429.0 = 1.03$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.03 + 0.07 = 1.10 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.10 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 398}$$

\*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

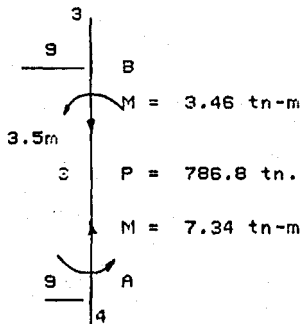
MARCO A1-4

COLUMNAS

## COLUMNA # 29

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$4 \quad I/L = 161.1$$

$$9 \quad I/L = 379.7$$

$$G_a = 139.0 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 165.1 + 139.0 / 379.7$$

$$G_a = 0.79 \quad G_b = 0.73$$

$$K = 0.73 \quad KL = 255.3$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(3.46/7.34)$$

$$c_m = 0.41 > 0.40 \quad \text{OK.}$$

SE PROPONE W 14 x 264

$$A = 500.68 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 2720.24 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.52 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 24.29 \quad F'_e = 17762.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1433.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 786.8E03 / 500.68 = 1571.46 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'L<sub>c</sub>' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.75F_y$ . Por estar actuando en Y, y ser sección compacta.

$$F_b = 1898.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 7.34E05 / 2720.24 = 269.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1571.46 / 1433.0 = 1.10$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.10 + 0.06 = 1.16 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.18 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 264}$$

\*\*\*\*\*





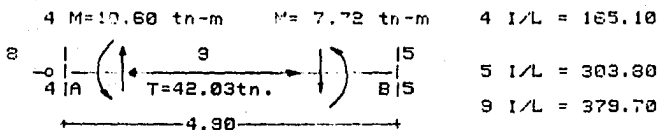
DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO A1-4

V I G A S

VIGA 4 62

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán los de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.66F_y$ .



4 I/L = 165.10

5 I/L = 303.80

9 I/L = 379.70

Ga = 379.7 / 165.1 x 2

Gb = 379.7 / 303.8 x 2

Ga = 1.15      Gb = 0.62

K = 0.75      KL = 367.5

cm = 0.6 - 0.4(7.72/10.60)

SE PROPONE W 18 x 40      cm = 0.31 < 0.4 Se toma 0.4

A = 76.13 cm<sup>2</sup>

Sx = 1120.87 cm<sup>3</sup>

rx = 18.31 cm      KL/rx = 20.06

Por ser un elemento que trabaja a tensión  $F_a = 0.6F_y$ .

$F_a = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 42.03E03 / 76.13 = 552.08 \text{ kg/cm}^2$

$f_b = 10.60E05 / 1120.87 = 945.69 \text{ kg/cm}^2$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm f_b}{[1 - f_a/F_y e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$f_a/F_a = 552.08 / 1520.0 = 0.36$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 3 por ser flexotensión.

3.-  $Q = 0.36 + 0.62 = 0.99 < 1.33$

SE ACEPTA W 18 x 40  
\*\*\*\*\*

Por ser una sección ligera y que soporta los esfuerzos máximos se utiliza en todas las vigas del marco excepto la 72 y 60 que serán W36x170.

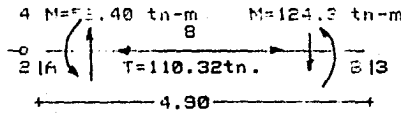
DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO A1-4

VIGAS

VIGA # 59

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión será el de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_t = 0.66F_y$ .



2 I/L = 45.67  
 3 I/L = 139.00  
 8 I/L = 1044.82

$G_a = 1044.82 / 45.67$   
 $G_b = 1044.82 / 139.00$   
 $G_a = 22.8 \quad G_b = 7.52$   
 $K = 0.98 \quad KL = 480.2$   
 $cm = 0.6 - 0.4(52.4/124.3)$

SE PROPONE W 36 x 170

$cm = 0.43 > 0.4 \quad OK$

$A = 322.60 \text{ cm}^2$   
 $S_x = 9504.46 \text{ cm}^3$   
 $r_x = 36.83 \text{ cm} \quad KL/r_x = 13.04$

Por ser un elemento que trabaja a tensión  $F_a = 0.6F_y$ .

$F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 110.32E03 / 322.6 = 341.97 \text{ Kg/cm}^2$

$f_b = 132.6E05 / 9504.46 = 1409.82 \text{ Kg/cm}^2$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm f_b}{[1 - f_a/F'a]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$f_a/F_a = 341.97 / 1520.0 = 0.22$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 3 por ser flexotensión.

$$3.- Q = 0.22 + 0.93 = 1.15 < 1.33$$

SE ACEPTA W 36 x 170  
 \*\*\*\*\*

Con el diseño de este elemento se termina con el marco

A1-4.

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

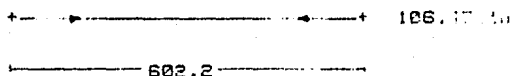
## MARCO B1-4

Continuamos con el marco tipo B1-4. Diseñando primeramente los contravientos, estos se diseñarán en forma conservadora a fin de evitar desplazamientos indeseables en los marcos, lo cual produciría mayores momentos en vigas y columnas.

## CONTRAVIENTOS

## BARRA # 24

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14x87

$$A = 159.36 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 3.40 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$   
 $Kl/r_y = 64.06$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 64.06 \quad F_a = 1200.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = P/a = 106.47 \times 10^3 / 159.36 = 669.11 \text{ Kg/cm}^2$$

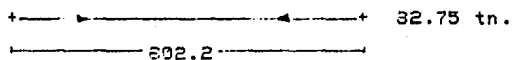
La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + S

$$n = F_a / f_a = 56.0 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 87}$$

\*\*\*\*\*

## BARRA # 20

$$L = 602.2 \text{ cm.}$$



Se propone W 14 x 87

$$A = 159.36 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 3.40 \text{ cm}$$

Por su tipo de conexión se considera  $K = 1.0$   
 $Kl/r_y = 64.06$

Con este dato se entra a las tablas del manual para obtener el esfuerzo admisible 'Fa' actuante, con este esfuerzo se obtendrá la capacidad de la sección a compresión.

$$Kl/r_y = 64.06 \quad F_a = 1200.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = P/a = 32.75 \times 10^3 / 159.36 = 519.26 \text{ Kg/cm}^2$$

La eficiencia de la sección 'n' deberá ser menor que el valor 1.33 ya que esta condición de carga es para CM+ CV\* + Sis.

$$n = F_a / f_a = 43.0 \% \ll 1.33 \text{ Se acepta W 14 x 87}$$

\*\*\*\*\*

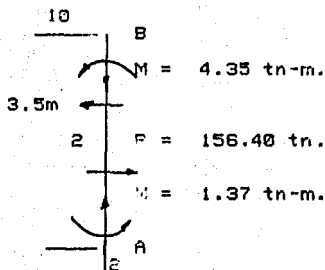
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO B1-4

COLUMNAS

## COLUMNA # 12

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .  
Para calcular el valor de 'k' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$2 \quad I/L = 45.62$$

$$9 \quad I/L = 715.6$$

$$10 \quad I/L = 1969.09$$

$$G_a = 45.62 \times 2/715.6$$

$$G_b = 45.62 \times 2/1969.09$$

$$G_a = 0.13 \quad G_b = 0.02$$

$$K = 0.54 \quad KL = 189.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(1.37/4.35)$$

$$c_m = 0.47 > 0.40 \text{ OK}$$

SE PROPONE W 14 x 78

$$A = 147.75 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 565.35 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 7.62 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 24.80$$

$$F'_e = 17093.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1429.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 156.40E03 / 147.75 = 1058.54 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, a la cual el esfuerzo debido a flexión puede considerarse como  $0.75F_y$ . Por estar actuando en Y, y ser sección compacta.

$$F_b = 1898.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 4.35E05 / 565.35 = 769.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1058.54 / 1429 = 0.74$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 0.74 + 0.20 = 0.94 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.10 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 78}$$

\*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

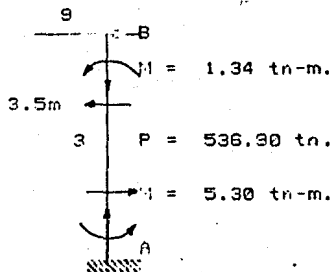
## MARCO B1-4

## COLUMNAS

## COLUMNA # 25

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$3 \quad I/L = 165.1$$

$$9 \quad I/L = 379.7$$

$$G_a = 1.0 \text{ Empotrada.}$$

$$G_b = 165.1 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 0.02$$

$$K = 0.76 \quad KL = 266.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(1.34 / 5.30)$$

$$c_m = 0.50 > 0.40 \text{ OK}$$

SE PROPONE W 14 x 184

$$A = 349.05 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 1851.75 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.26 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 26.08$$

$$F'_e = 15407.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1424.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 506.90 \text{ E03} / 349.05 = 1535.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Por ser una sección doblemente simétrica, que trabaja a flexión sobre su eje de menor inercia, débil, el esfuerzo permisible máximo a flexión se puede considerar como  $0.75F_y$ . Además por ser una sección compacta.

$$F_b = 1899.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 5.30 \text{ E05} / 1851.75 = 286.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 1535.31 / 1424 = 1.08$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.08 + 0.02 = 1.16 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.16 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 184}$$

\*\*\*\*\*

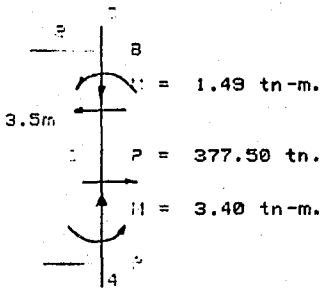
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO B1-4

COLUMNAS

COLUMNA # 29

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .  
Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$4 \quad I/L = 165.1$$

$$9 \quad I/L = 379.7$$

$$Ga = 165.1 + 139.0/379.7$$

$$Gb = 139.0 \times 2 / 379.7$$

$$Ga = 0.80 \quad Gb = 0.73$$

$$K = 0.75 \quad KL = 262.5$$

$$cm = 0.6 - 0.4(1.49 / 3.40)$$

$$cm = 0.42 > 0.40 \text{ OK}$$

SE PROPONE W 14 x 127

$$A = 240.66 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 1176.59 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 9.55 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 27.50$$

$$F'_e = 13857.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1415.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 377.50E03 / 240.66 = 1568.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Por ser una sección doblemente simétrica, que trabaja a flexión sobre su eje de menor inercia débil, el esfuerzo permisible máximo a flexión se puede considerar como  $0.75F_y$ . Además por ser una sección compacta.

$$F_b = 1898.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 3.40E05 / 1176.59 = 288.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \ f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 1568.60 / 1415 = 1.11$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 1.11 + 0.07 = 1.18 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.18 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 127}$$

\*\*\*\*\*

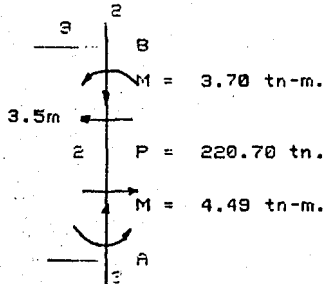
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO E1-4

COLUMNAS

## COLUMNA # 33

Cabe mencionar que las columnas de este marco trabajan sobre su eje de menor inercia  $I_y$ .  
Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas arriostradas.



$$2 \quad l/L = 45.67$$

$$3 \quad l/L = 139.0$$

$$9 \quad l/L = 379.7$$

$$G_a = 139.0 + 45.67 / 379.7$$

$$G_b = 45.67 \times 2 / 379.7$$

$$G_a = 0.49 \quad G_b = 0.24$$

$$K = 0.65 \quad KL = 227.5$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(3.70 / 4.49)$$

$$c_m = 0.27 < 0.40 \text{ Se toma } 0.4$$

SE PROPONE W 14 x 87

$$A = 164.53 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 789.85 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 9.40 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 24.26$$

$$F'_e = 17806.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1433.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 220.70E03 / 164.53 = 1341.40 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser una sección doblemente simétrica, que trabaja a flexión sobre su eje de menor inercia, débil, el esfuerzo permisible máximo a flexión se puede considerar como  $0.75F_y$ . Además por ser una sección compacta.

$$F_b = 1896.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 4.49E05 / 789.85 = 568.46 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \quad \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \quad \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \quad \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 1341.40 / 1433.4 = 0.94$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 / 3

$$1.- Q = 0.94 + 0.13 = 1.07 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.18 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 87}$$

\*\*\*\*\*

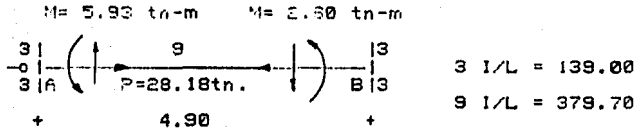
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO B1-4

VIGAS

VIGA # 66

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán los de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.66F_y$ .



$$G_a = G_b = 139 / 379.7 \times 2$$

$$G_a = G_b = 1.37$$

$$K = 0.80 \quad K L = 392$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(2.66/5.90)$$

$$c_m = 0.42 > 0.4$$

SE PROPONE W 16 x 26

$$A = 49.49 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 627.62 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 15.88 \text{ cm}$$

$$K L / r_x = 24.28$$

Por ser un elemento que trabaja a compresión.

$$F_a = 1429.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_e = 17191.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 28.18E03 / 49.49 = 569.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 5.90E05 / 627.62 = 940.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{(a)}$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{(b)}$$

$$f_a/F_a = 569.41 / 1429.0 = 0.40$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 0.40 + 0.24 = 0.64 \ll 1.33 \quad \text{OK}$$

$$3.- Q = 0.99 + \ll 1.33$$

SE ACEPTA W 16 x 26

\*\*\*\*\*

Por ser una sección ligera y que soporta los esfuerzos máximos se utiliza en todas las vigas del marco excepto la 72 y 60 que serán W33x141.



DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

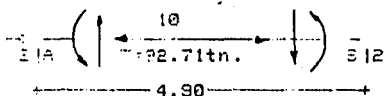
MAPCO B1-4

V I G A S

VIGA # 7E

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán el de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.50F_y$ .

$M = 33.27 \text{ tn-m}$      $M = 57.43 \text{ tn-m}$



$2 l/L = 45.67$   
 $10 l/L = 1044.82$

$G_a = G_b = 1044.82 / 45.67$

$G_a = G_b = 22.98$

$K = 0.97$      $KL = 475.3$

$cm = 0.6 - 0.4(97.49/33.27)$

SE PROPONE W 33 x 141     $cm = 0.20 < 0.4$  Se toma 0.4

$A = 270.34 \text{ cm}^2$   
 $S_x = 7341.38 \text{ cm}^3$   
 $r_x = 34.04 \text{ cm}$      $KL/r_x = 13.96$

Por ser un elemento que trabaja a tensión.

$F_a = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 92.79E03 / 270.34 = 342.94 \text{ kg/cm}^2$

$f_b = 33.27E05 / 7341.38 = 1338.58 \text{ kg/cm}^2$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

1.-  $Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33$  si  $f_a/F_a > 0.15$  (a)

2.-  $Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$  si  $f_a/F_a < 0.15$

3.-  $Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$  (b)

$f_a/F_a = 342.94 / 1520.0 = 0.23$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 3 por ser flexotensión.

3.-  $Q = 0.23 + 0.88 = 1.11 < 1.33$

SE ACEPTA W 33 x 141

Con este elemento se da por terminado el marco B1-4.

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

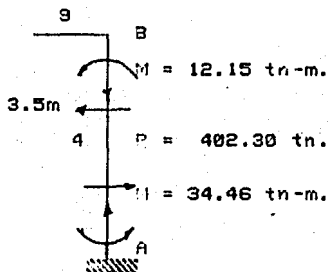
## MARCO 2A-D

Continuamos con el marco tipo 2A-D. Diseñando primeramente las columnas, posteriormente las vigas.

## COLUMNAS

## COLUMNA # 25

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas no arriostradas.



$$4 \quad I/L = 451.96$$

$$9 \quad I/L = 379.70$$

$$G_a = 1.0 \text{ Empotrada.}$$

$$G_b = 451.96 \times 2 / 379.7$$

$$G_b = 2.38$$

$$K = 0.82 \quad KL = 287.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(12.15/34.46)$$

$$c_m = 0.46 > 0.40 \text{ OK}$$

SE PROPONE W 14 x 193

$$A = 365.83 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 5079.90 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.29 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 27.89 \quad F'_e = 13473.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1415.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 402.30E03 / 365.83 = 1099.69 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, al cual el esfuerzo debido a flexión, puede considerarse como 0.66Fy.

$$L_c = 5.06 > 3.5 \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 34.46E05 / 5079.90 = 678.36 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1099.69 / 1415 = 0.78$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- Q = 0.78 + 0.20 = 0.98 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- Q = 1.13 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 193}$$

\*\*\*\*\*

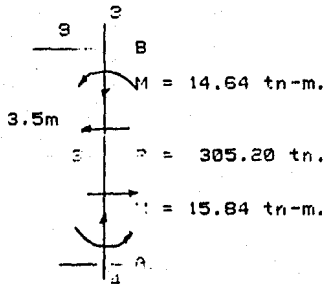
## DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

MARCO 2A-D

COLUMNAS

COLUMNA # 29

Para calcular el valor de 'K' se utilizaron los nomogramas para el caso de columnas no arriostradas.



$$3 \quad I/L = 394.50$$

$$4 \quad I/L = 451.96$$

$$9 \quad I/L = 379.70$$

$$G_a = 394.5 + 451.96 / 379.7$$

$$G_b = 394.50 \times 2 / 379.7$$

$$G_a = 2.23 \quad G_b = 2.09$$

$$K = 0.87 \quad KL = 305.0$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(14.64/15.84)$$

$$c_m = 0.23 < 0.40 \text{ Se toma } 0.4$$

SE PROPONE W 14 x 127

$$A = 242.60 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 3310.17 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 9.55 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = 31.94 \quad F'_{ie} = 10273.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 305.20 \times 10^3 / 242.60 = 1258.04 \text{ Kg/cm}^2$$

De las propiedades de la sección obtenemos 'Lc' que es la longitud máxima sin arriostrar el patín a compresión, al cual el esfuerzo debido a flexión, puede considerarse como  $0.66F_y$ .

$$L_c = 4.75 > 3.5 \quad F_b = 0.66F_y$$

$$F_b = 1670.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 15.84 \times 10^5 / 3310.17 = 478.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- 0 = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F'_{ie}]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- 0 = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- 0 = \frac{f_a}{0.66F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$$f_a/F_a = 1258.04 / 1395 = 0.90$$

Como  $f_a/F_a > 0.15$  aplicamos 1 y 3

$$1.- 0 = 0.90 + 0.13 = 1.03 < 1.33 \text{ OK}$$

$$3.- 0 = 1.11 < 1.33 \text{ OK} \quad \text{SE ACEPTA W 14 x 127}$$

\*\*\*\*\*

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 2A-D

V I G A S

VIGA # 38

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión serán los de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.60F_y$ .

$M = 40.60 \text{ tn-m}$      $M = 41.60 \text{ tn-m}$

4 I/L = 451.90  
 9 I/L = 379.70

$G_a = 379.7 / 451.9 \times 2$   
 $G_b = 379.7 \times 2 / 451.9 \times 2$   
 $G_a = 0.42$      $G_b = 0.84$   
 $K = 0.71$      $KL = 348.0$   
 $cm = 0.6 - 0.4(40.60/41.60)$   
 $cm = 0.21 < 0.4$  Se toma 0.4

SE PROPONE W 24 x 84     $cm = 0.21 < 0.4$  Se toma 0.4

$A = 159.36 \text{ cm}^2$   
 $S_x = 3228.24 \text{ cm}^3$   
 $r_x = 24.21 \text{ cm}$      $KL/r_x = 13.99$

Por ser un elemento que trabaja a compresión.

$F_a = 1470.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 12.39E03 / 159.36 = 77.75 \text{ Kg/cm}^2$

$f_b = 41.60E05 / 3228.24 = 1288.63 \text{ Kg/cm}^2$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15 \quad (a)$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad (b)$$

$f_a/F_a = 77.75 / 1470.0 = 0.05$

Como  $f_a/F_a < 0.15$  aplicamos 2 y 3 .

2.-  $Q = 0.05 + 0.85 = 0.90 < 1.33$

3.-  $Q = 0.05 + 0.85 = 0.90 < 1.33$

SE ACEPTA W 24 x 84  
 \*\*\*\*\*

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

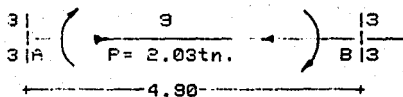
MARCO 2A-D

V I G A S

VIGA # 41

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión será el de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.60F_y$ .

$M = 24.64 \text{ tn-m}$      $M = 37.75 \text{ tn-m}$



$3 \text{ I/L} = 394.50$

$9 \text{ I/L} = 379.70$

$G_a = 379.7 / 394.5 \times 2$

$G_b = 379.7 \times 2 / 394.5 \times 2$

$G_a = 0.48$      $G_b = 0.96$

$K = 0.73$      $KL = 358.0$

$cm = 0.6 - 0.4(34.64/37.55)$

SE PROPONE  $W 24 \times 68$      $cm = 0.23 < 0.4$  Se toma 0.4

$A = 129.04 \text{ cm}^2$

$S_x = 2507.21 \text{ cm}^3$

$r_x = 24.21 \text{ cm}$

$KL/r_x = 14.79$

Por ser un elemento que trabaja a compresión.

$F_a = 1472.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 2.03E03 / 129.04 = 15.74 \text{ Kg/cm}^2$

$f_b = 37.55E05 / 2507.21 = 1497.70 \text{ Kg/cm}^2$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

1.-  $Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_b}{[1 - f_a/F'e]} \leq 1.33$  si  $f_a/F_a > 0.15$

2.-  $Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$  si  $f_a/F_a < 0.15$

3.-  $Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$

$f_a/F_a = 15.74 / 1472.0 = 0.01$

Como  $f_a/F_a < 0.15$  aplicamos 2 y 3 .

2.-  $Q = 0.01 + 0.90 = 0.91 < 1.33$

3.-  $Q = 0.01 + 0.90 = 0.91 < 1.33$

SE ACEPTA  $W 24 \times 68$   
\*\*\*\*\*

Esta por ser ligera se utiliza en todas las vigas del marco excepto la 48 y 60 que serán  $W33 \times 130$ .

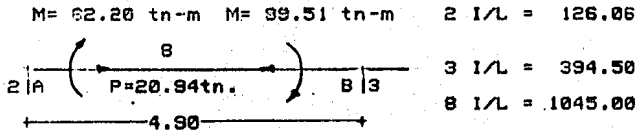
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

MARCO 2A-D

V I G A S

VIGA # 48

Esta se diseña aprovechando la restricción al pandeo lateral que ofrece la losa de concreto, por lo que los esfuerzos permisibles a flexión sera el de una viga arriostrada a todo lo largo por tanto  $F_b = 0.60F_y$ .



$$G_a = 1045.0 / 126.06$$

$$G_b = 1045 \times 2 / 126.06$$

$$G_a = 8.29 \quad G_b = 16.59$$

$$K = 0.98 \quad KL = 480.02$$

$$c_m = 0.6 - 0.4(99.51/62.20)$$

$$\text{SE PROPONE } W 33 \times 130 \quad c_m = 0.35 < 0.4 \text{ Se toma } 0.4$$

$$A = 247.11 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 6653.12 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 33.53 \text{ cm} \quad KL/r_x = 14.32$$

Por ser un elemento que trabaja a compresión.

$$F_a = 1475.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 20.94E03 / 247.11 = 84.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 99.51E03 / 6653.12 = 1495.89 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fórmulas de interacción que se utilizaron son dos una (a) entre puntos arriostrados y otra (b) para los puntos arriostrados.

$$1.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{[1 - f_a/F_a]} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a > 0.15$$

$$2.- Q = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33 \quad \text{si } f_a/F_a < 0.15$$

$$3.- Q = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a/F_a = 84.74 / 1475.5 = 0.06$$

Como  $f_a/F_a < 0.15$  aplicamos 2 y 3.

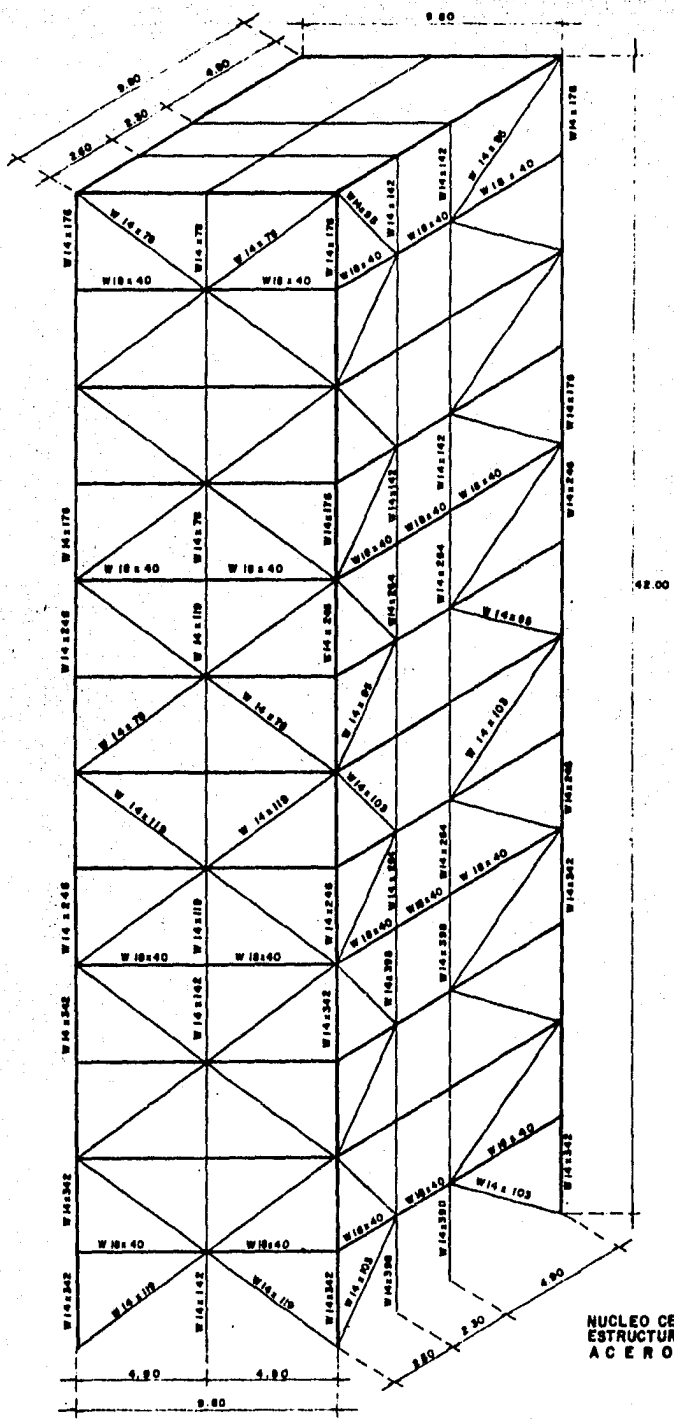
$$2.- Q = 0.06 + 0.98 = 1.04 < 1.33$$

$$3.- Q = 0.06 + 0.98 = 1.04 < 1.33$$

SE ACEPTA W 33 x 130

\*\*\*\*\*

Con este elemento se terminan los diseños de los marcos que forman el Núcleo Central.



**NUCLEO CENTRAL  
 ESTRUCTURA DE  
 ACERO**

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
S I S T E M A   D E   P I S O

En esta sección se presentan los análisis y diseños de las vigas que forman el sistema de piso para la estructura de acero. Todos los elementos diseñados son vigas con apoyos articulados que no transmiten momentos a los marcos.

Las cargas de diseño son:

ENTREPISO

C.M. + C.V. = 660 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V.\* = 560 Kg/m<sup>2</sup>

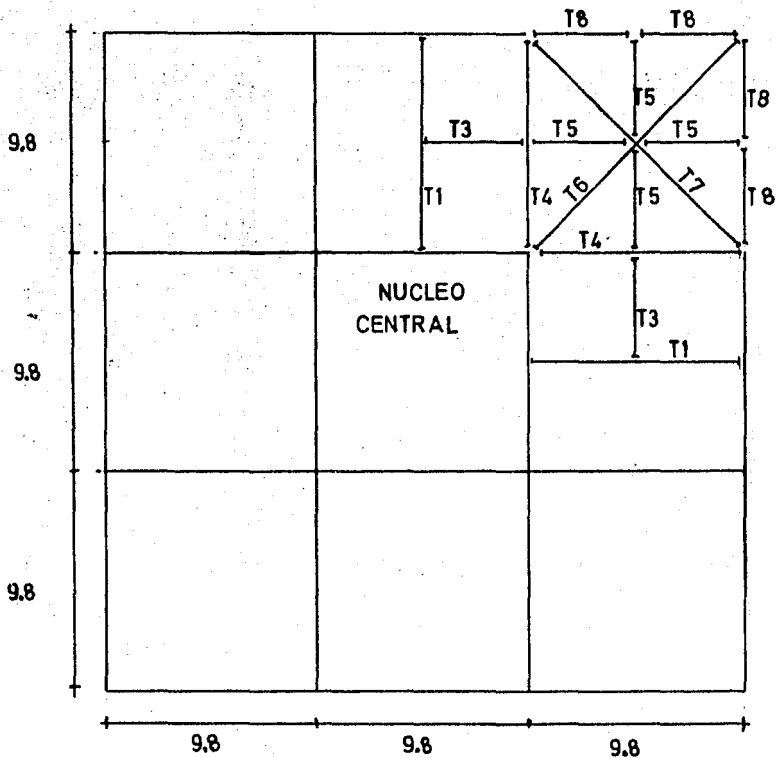
AZOTEA

C.M. + C.V. = 530 Kg/m<sup>2</sup>

C.M. + C.V.\* = 490 Kg/m<sup>2</sup>

El diagrama muestra la distribución de las vigas y sus áreas tributarias.

P L A N T A   T I P O





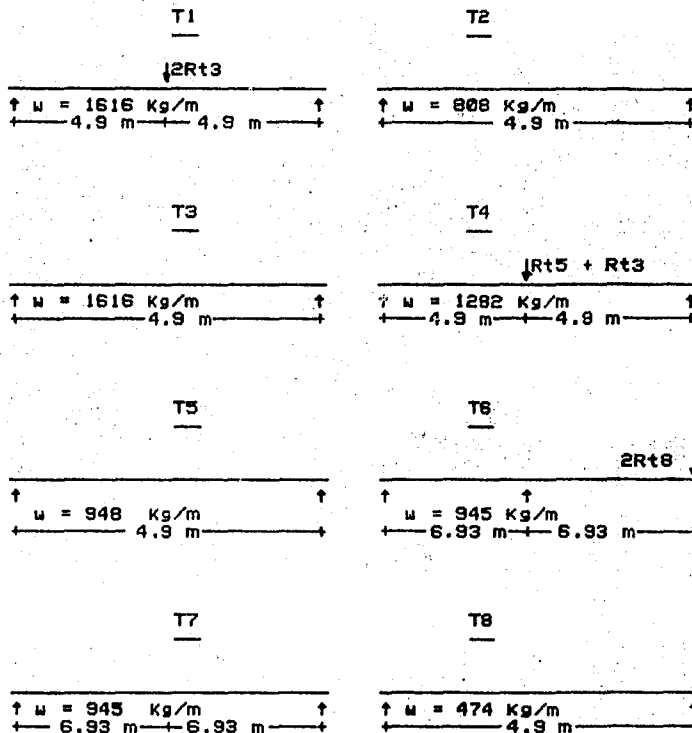
DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
S I S T E M A   D E   P I S O

En el diagrama anterior se observa la existencia de tres tipos de áreas tributarias, que se muestran a continuación con su correspondiente valor de carga.

C A R G A S

TIPO	AREA	ENTREPISO	AZOTEA
A1	3.52 m <sup>2</sup>	474 Kg/m	381 Kg/m
A2	4.96 m <sup>2</sup>	472 Kg/m	379 Kg/m
A3	6.00 m <sup>2</sup>	808 Kg/m	649 Kg/m

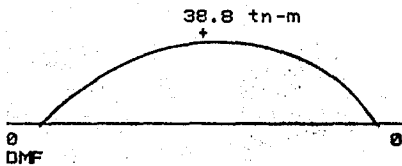
TIPOS DE VIGAS



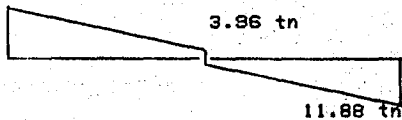
El diseño de las vigas se hará como vigas arriostradas lateralmente, por lo tanto el esfuerzo máximo a flexión será  $F_b = 0.66$   
 $F_b = 1670 \text{ Kg/cm}^2$

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
SISTEMA DE PISO  
DISEÑO DE VIGAS

## VIGA T1



11.88 tn



SE PROPONE :

W 24 x 76

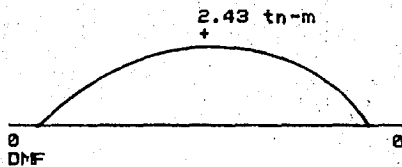
Sx = 2884.11 cm<sup>3</sup>A = 144.52 cm<sup>2</sup>Fb = 1670.0 Kg/cm<sup>2</sup>

fb = 38.8 E05/2884.11

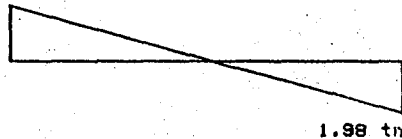
fb = 1345.3 Kg/cm<sup>2</sup>

n = 80.6 % OK.

## VIGA T2



1.98 tn



SE PROPONE :

W 10 x 11.5

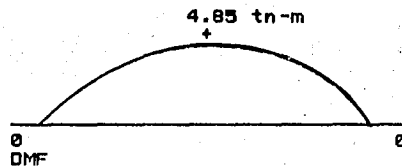
Sx = 172.06 cm<sup>3</sup>A = 21.87 cm<sup>2</sup>Fb = 1670.0 Kg/cm<sup>2</sup>

fb = 2.43 E05/172.06

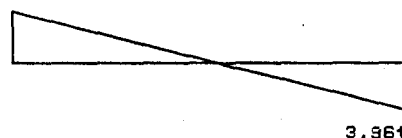
fb = 1412.3 Kg/cm<sup>2</sup>

n = 84.6 % OK.

## VIGA T3



3.96 tn



SE PROPONE :

W 12 x 19

Sx = 349.04 cm<sup>3</sup>A = 36.07 cm<sup>2</sup>Fb = 1670.0 Kg/cm<sup>2</sup>

fb = 4.85 E05/349.04

fb = 1389.51 Kg/cm<sup>2</sup>

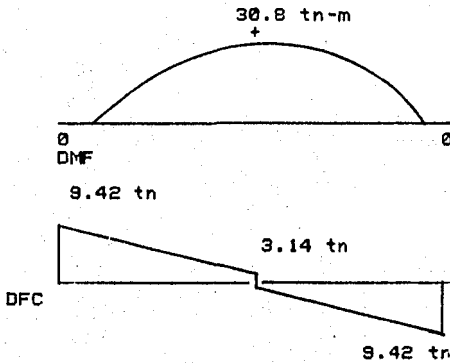
n = 83.2 % OK.

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
SISTEMA DE PISO  
DISEÑO DE VIGAS

## VIGA T4

SE PROPONE :

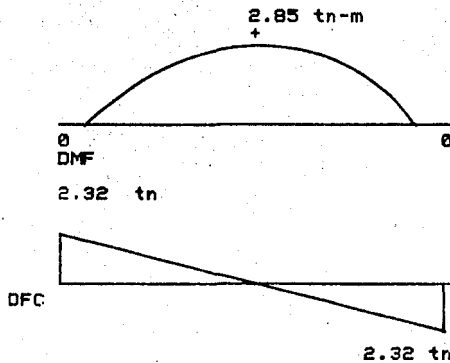
W 24 x 61

 $S_x = 2130.30 \text{ cm}^3$  $A = 116.14 \text{ cm}^2$  $F_b = 1670.0 \text{ Kg/cm}^2$  $f_b = 30.8 \text{ E05}/2130.30$  $f_b = 1444.8 \text{ Kg/cm}^2$  $n = 86.5 \% \text{ OK.}$ 

## VIGA T5

SE PROPONE :

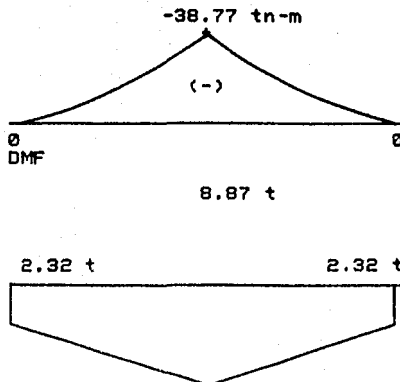
M 12 x 11.8

 $S_x = 196.64 \text{ cm}^3$  $A = 22.39 \text{ cm}^2$  $F_b = 1670.0 \text{ Kg/cm}^2$  $f_b = 2.85 \text{ E05}/196.64$  $f_b = 1449.3 \text{ Kg/cm}^2$  $n = 86.8 \% \text{ OK.}$ 

## VIGA T6

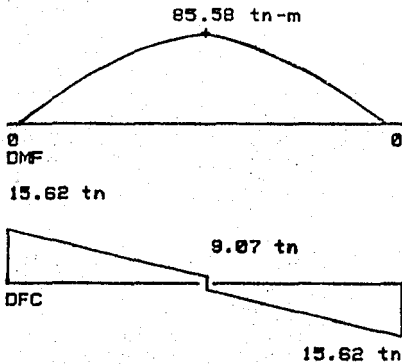
SE PROPONE :

W 24 x 84

 $S_x = 3228.24 \text{ cm}^3$  $A = 159.36 \text{ cm}^2$  $F_b = 1670.0 \text{ Kg/cm}^2$  $f_b = 38.77 \text{ E05}/3228.24$  $f_b = 1200.90 \text{ Kg/cm}^2$  $n = 72.0 \% \text{ OK.}$ 

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
S I S T E M A   D E   P I S O  
DISEÑO DE VIGAS

## VIGA T7

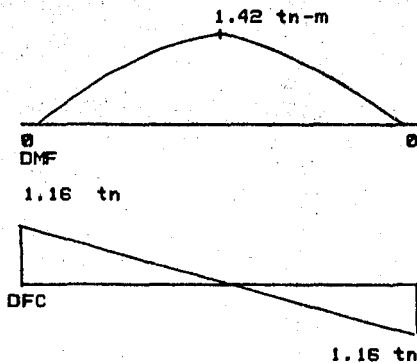


SE PROPONE :

W 33 x 130

 $S_x = 6653.12 \text{ cm}^3$  $A = 247.11 \text{ cm}^2$  $F_b = 1670.0 \text{ Kg/cm}^2$  $f_b = 85.58 \text{ E05}/6653.12$  $f_b = 1286.3 \text{ Kg/cm}^2$  $n = 77.0 \% \text{ OK.}$ 

## VIGA T8



SE PROPONE :

M 10 x 9

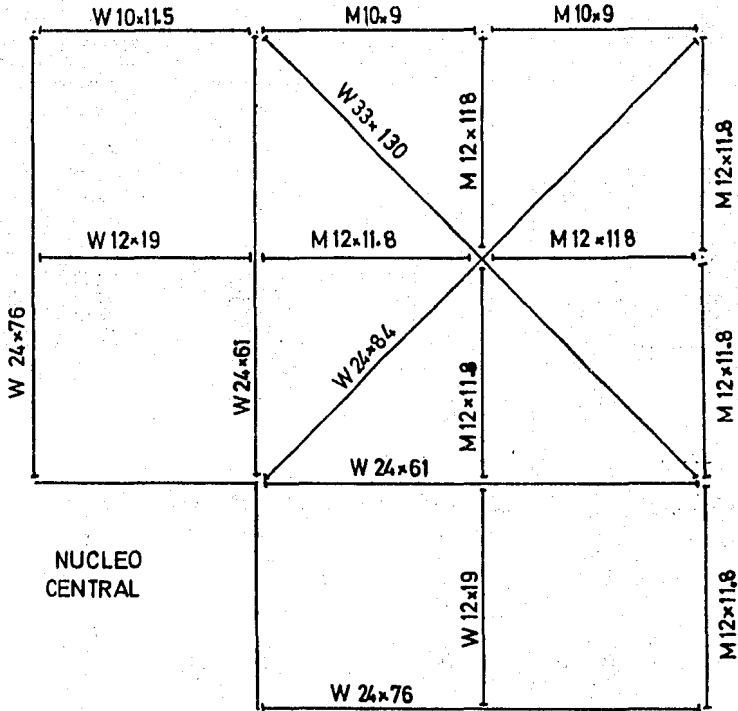
 $S_x = 127.60 \text{ cm}^3$  $A = 17.10 \text{ cm}^2$  $F_b = 1520.0 \text{ Kg/cm}^2$  $f_b = 1.42 \text{ E05}/17.10$  $f_b = 1112.85 \text{ Kg/cm}^2$  $n = 73.2 \% \text{ OK.}$ 

Con estos elementos se termina el diseño del sistema de piso de la estructura metálica, por cuestiones prácticas las vigas M10x9, W10x11.5 se cambiaron por M12x11.8.

De la cuantificación del sistema resulta un peso de 39.05Kg/m<sup>2</sup> el que resulta menor que el supuesto de 50Kg/m<sup>2</sup>, de este modo se mantiene dentro del rango de seguridad.

q

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
 SISTEMA DE PISO  
 ARREGLO FINAL DE VIGAS  
 PLANTA TIPO

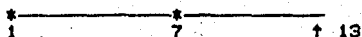


**DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO**  
**ARMADURAS SUPERIORES**

En el diseño de las armaduras superiores se toma en cuenta la suma de reacciones de las vigas que forman el sistema de piso de la estructura, en los puntos de referencia. Las reacciones de entrepiso se multiplican por 10 niveles útiles mas la de azotea. De este modo se tienen tres diferentes tipos de armaduras, para cargas diferentes las armaduras se denominan sencillamente I, II, III; Siendo las cargas que actuan en ellas las que a continuación se presentan.

CONDICION	C.M. + C.V.	
I	50.13 tn	0.0 tn
II	304.43 tn	50.13 tn
III	171.12 tn	0.0 tn

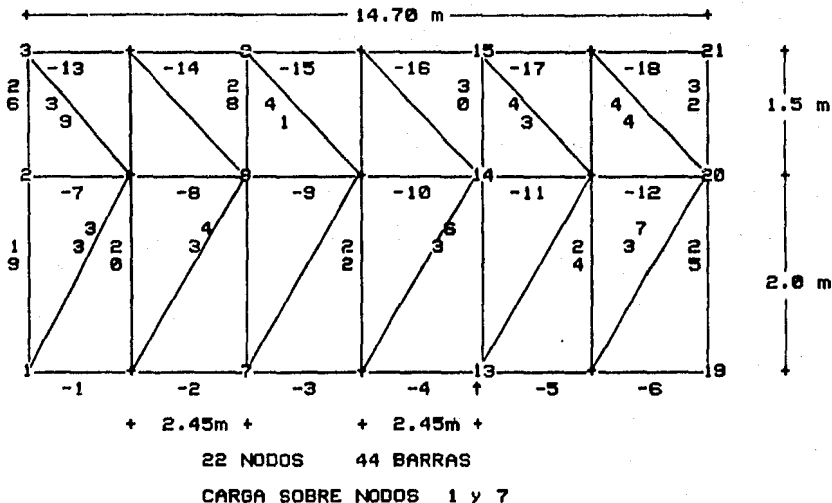
CONDICION	C.M. + C.V.*	
I	42.54 tn	0.0 tn
II	258.30 tn	42.54 tn
III	145.19 tn	0.0 tn



Esquema que muestra los puntos de aplicación de las cargas en la armadura, los números indican el nodo correspondiente. La condición de CM+CV resultó ser la mas desfavorable, por tanto la de diseño.

**M O D E L O**

Las armaduras en cuestión serán de la siguiente forma y dimensiones.



## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

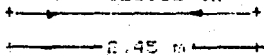
## ARMADURAS SUPERIORES

A continuación se presentan los diseños de las barras que forman las armaduras.

Iniciando por la I, de esta se diseñarán los siguientes elementos : 3, 4, 15, 16, 23, 36. Por ser armadura  $K=1.0$

## A R M A D U R A I

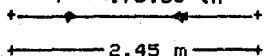
## BARRA # 3

$P = 125.62 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 61  

 $A = 115.49 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.22 \text{ cm}$

$Kl/r_y = 245 / 6.22 = 39.37$      $F_a = 1357.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 1087.71 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 80.1 \% \text{ OK}$

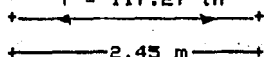
## BARRA # 4

$P = 178.65 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 74  

 $A = 140.65 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.29 \text{ cm}$

$Kl/r_y = 245 / 6.29 = 38.95$      $F_a = 1357.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 1270.17 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 93.6 \% \text{ OK}$

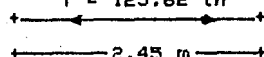
## BARRA # 15

$T = 117.27 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 61  

 $A = 115.49 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.22 \text{ cm}$

$Kl/r_y = 245 / 6.22 = 39.37$      $F_a = 1357.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 1016.27 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 67.0 \% \text{ OK}$

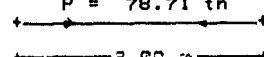
## BARRA # 16

$T = 125.62 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 68  

 $A = 129.09 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.25 \text{ cm}$

$Kl/r_y = 245 / 6.22 = 39.21$      $F_a = 1357.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_a = 1141.58 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 75.1 \% \text{ OK}$

## BARRA # 23

$P = 78.71 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 38  

 $A = 72.26 \text{ cm}^2$      $r_y = 3.91 \text{ cm}$

$Kl/r_y = 200 / 3.91 = 51.13$      $F_a = 1286.50 \text{ Kg/cm}^2$

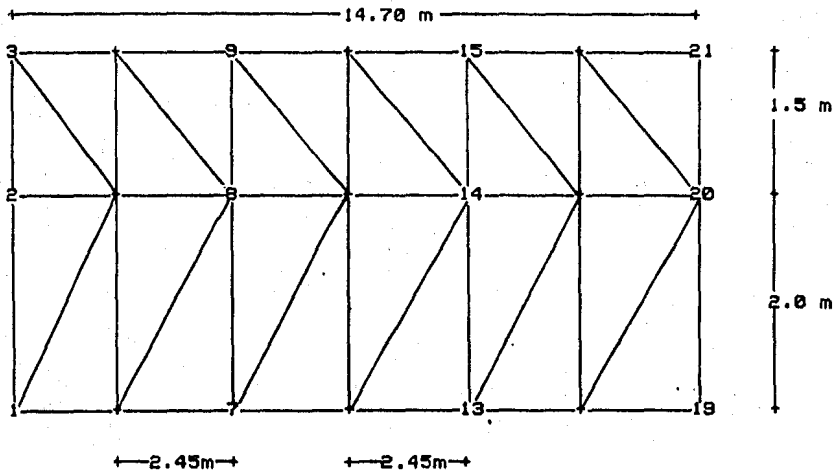
$f_a = 1089.23 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 84.7 \% \text{ OK}$

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
ARMADURAS SUPERIORES

.... cont

BARRA # 36

$$\begin{aligned}
 & \overleftarrow{\hspace{1.5cm}} T = 68.46 \text{ tn} \hspace{1cm} \text{Se propone W 14 x 38} \\
 & \overleftarrow{\hspace{1.5cm}} + 3.16 \text{ m} + \hspace{1cm} A = 72.26 \text{ cm}^2 \hspace{0.5cm} r_y = 3.91 \text{ cm} \\
 & K_l / r_y = 316 / 3.91 = 80.82 \hspace{1cm} F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 & f_a = 927.41 \text{ Kg/cm}^2 \hspace{2cm} n = 62.3 \% \text{ OK}
 \end{aligned}$$



Peso de la armadura  $7270.28 \times 2 = 14540.56 \text{ Kg.}$



## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## ARMADURAS SUPERIORES

Continuamos con II, de esta se diseñarán los siguientes elementos : 3, 4, 15, 16, 12, 22, 23, 36, 38, 41, 44. Por ser armadura  $k=1.0$ .

## A R M A D U R A    I I

## BARRA # 3

$$\begin{array}{l}
 \overline{\overline{P = 712.10 \text{ tn}}} \quad \text{Se propone W 14 x 287} \\
 \overline{\overline{2.45 \text{ m}}} \quad \text{A} = 544.50 \text{ cm}^2 \quad r_y = 10.50 \text{ cm} \\
 K1/r_y = 245 / 10.5 = 23.10 \quad F_a = 1437.90 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a = 1307.81 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 91.0 \% \quad \text{OK}
 \end{array}$$

## BARRA # 4

$$\begin{array}{l}
 \overline{\overline{P = 1000.20 \text{ tn}}} \quad \text{Se propone W 14 x 370} \\
 \overline{\overline{2.45 \text{ m}}} \quad \text{A} = 703.27 \text{ cm}^2 \quad r_y = 10.85 \text{ cm} \\
 K1/r_y = 245 / 10.8 = 22.50 \quad F_a = 1442.40 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a = 1422.21 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 98.6 \% \quad \text{OK}
 \end{array}$$

## BARRA # 16

$$\begin{array}{l}
 \overline{\overline{T = 888.27 \text{ tn}}} \quad \text{Se propone W 14 x 342} \\
 \overline{\overline{2.45 \text{ m}}} \quad \text{A} = 651.70 \text{ cm}^2 \quad r_y = 10.77 \text{ cm} \\
 K1/r_y = 245 / 10.7 = 22.90 \quad F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a = 1363.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 89.7 \% \quad \text{OK}
 \end{array}$$

## BARRA # 15

$$\begin{array}{l}
 \overline{\overline{T = 663.35 \text{ tn}}} \quad \text{Se propone W 14 x 264} \\
 \overline{\overline{2.45 \text{ m}}} \quad \text{A} = 500.70 \text{ cm}^2 \quad r_y = 10.52 \text{ cm} \\
 K1/r_y = 245 / 10.5 = 23.29 \quad F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a = 1324.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 87.2 \% \quad \text{OK}
 \end{array}$$

## BARRA # 12

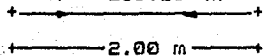
$$\begin{array}{l}
 \overline{\overline{P = 174.10 \text{ tn}}} \quad \text{Se propone W 14 x 78} \\
 \overline{\overline{2.45 \text{ m}}} \quad \text{A} = 147.75 \text{ cm}^2 \quad r_y = 7.62 \text{ cm} \\
 K1/r_y = 245 / 7.62 = 32.15 \quad F_a = 1394.70 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a = 1178.34 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 84.5 \% \quad \text{OK}
 \end{array}$$

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
ARMADURAS SUPERIORES

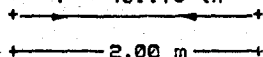
... Cont II

A R M A D U R A    I I

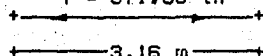
## BARRA # 22

$P = 233.23 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 87  

 $A = 165.17 \text{ cm}^2$      $r_y = 9.39 \text{ cm}$   
 $K1/r_y = 200 / 9.39 = 21.30$      $F_a = 1446.80 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1412.06 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 97.6 \% \text{ OK}$

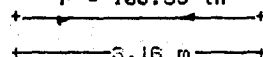
## BARRA # 23

$P = 401.75 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 150  

 $A = 284.53 \text{ cm}^2$      $r_y = 10.14 \text{ cm}$   
 $K1/r_y = 200 / 10.1 = 19.72$      $F_a = 1451.10 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1411.98 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 97.3 \% \text{ OK}$

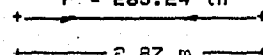
## BARRA # 36

$T = 371.98 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 142  

 $A = 269.69 \text{ cm}^2$      $r_y = 10.08 \text{ cm}$   
 $K1/r_y = 316 / 10.1 = 31.35$      $F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1379.29 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 90.7 \% \text{ OK}$

## BARRA # 38

$P = 100.55 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 48  

 $A = 90.97 \text{ cm}^2$      $r_y = 4.85 \text{ cm}$   
 $K1/r_y = 316 / 4.85 = 65.16$      $F_a = 1193.60 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1105.31 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 92.6 \% \text{ OK}$

## BARRA # 41

$P = 285.24 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 111  

 $A = 210.98 \text{ cm}^2$      $r_y = 9.47 \text{ cm}$   
 $K1/r_y = 287 / 9.47 = 30.31$      $F_a = 1404.80 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1352.02 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 96.2 \% \text{ OK}$

## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## ARMADURAS SUPERIORES

.... cont II

BARRA # 44

$$T = 127.96 \text{ tn}$$

Se propone W 14 x 48

$$\overbrace{\hspace{10em}}^{2.87 \text{ m}}$$

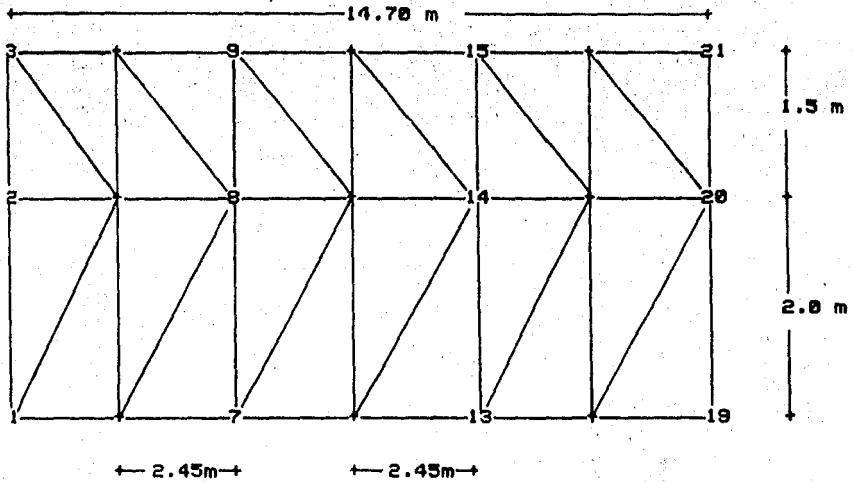
$$A = 90.97 \text{ cm}^2 \quad r_y = 4.85 \text{ cm}$$

$$k1/r_y = 287 / 4.85 = 59.20$$

$$F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 1406.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 92.5 \% \text{ OK}$$



Peso de la armadura  $22\ 849.42 \times 2 = 45\ 698.85 \text{ Kg.}$

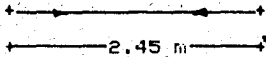
## DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO

## ARMADURAS SUPERIORES

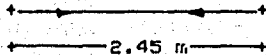
Continuamos con III, de esta se diseñarán los siguientes elementos : 3, 4, 15, 16, 22, 23, 36, 38, 40, 44. Por ser armadura  $K=1.0$ .

## A R M A D U R A III

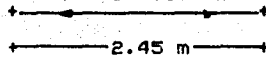
## BARRA # 3

$P = 386.70 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 150  

 $A = 284.53 \text{ cm}^2$      $r_y = 10.14 \text{ cm}$   
 $Kl/r_y = 245 / 10.1 = 24.16$      $F_a = 1433.40 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1359.03 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 94.8 \% \text{ OK}$

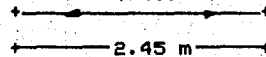
## BARRA # 4

$P = 534.17 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 202  

 $A = 383.25 \text{ cm}^2$      $r_y = 10.31 \text{ cm}$   
 $Kl/r_y = 245 / 10.3 = 23.70$      $F_a = 1433.40 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1393.79 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 97.2 \% \text{ OK}$

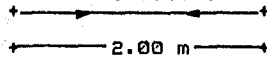
## BARRA # 15

$T = 362.16 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 127  

 $A = 240.66 \text{ cm}^2$      $r_y = 9.55 \text{ cm}$   
 $Kl/r_y = 245 / 9.55 = 25.65$      $F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1504.86 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 99.0 \% \text{ OK}$

## BARRA # 16

$T = 474.73 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 167  

 $A = 316.79 \text{ cm}^2$      $r_y = 10.19 \text{ cm}$   
 $Kl/r_y = 245 / 10.2 = 24.04$      $F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1498.56 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 98.6 \% \text{ OK}$

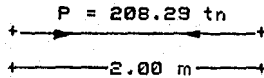
## BARRA # 22

$P = 118.41 \text{ tn}$       Se propone W 14 x 48  

 $A = 90.97 \text{ cm}^2$      $r_y = 4.85 \text{ cm}$   
 $Kl/r_y = 200 / 4.85 = 41.24$      $F_a = 1346.20 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_a = 1301.64 \text{ Kg/cm}^2$        $n = 96.7 \% \text{ OK}$

DISEÑO ESTRUCTURA DE ACERO  
ARMADURAS SUPERIORES

.... cont II

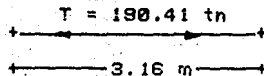
BARRA # 23



Se propone W 14 x 78

 $A = 147.75 \text{ cm}^2$      $r_y = 7.62 \text{ cm}$  $Kl/r_y = 200 / 7.62 = 26.25$      $F_a = 1421.10 \text{ Kg/cm}^2$  $f_a = 1409.75 \text{ Kg/cm}^2$      $n = 99.0 \% \text{ OK}$ 

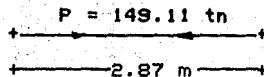
BARRA # 36



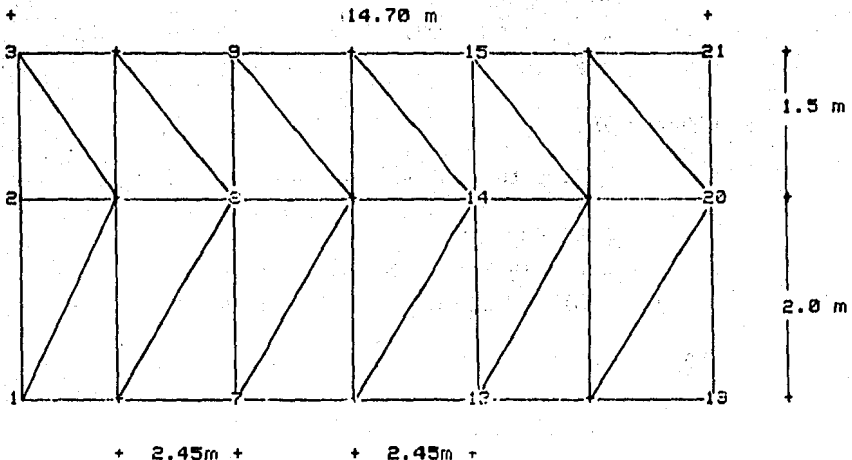
Se propone W 14 x 68

 $A = 129.04 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.25 \text{ cm}$  $Kl/r_y = 316 / 6.25 = 50.56$      $F_a = 1520.00 \text{ Kg/cm}^2$  $f_a = 1475.57 \text{ Kg/cm}^2$      $n = 97.1 \% \text{ OK}$ 

BARRA # 40



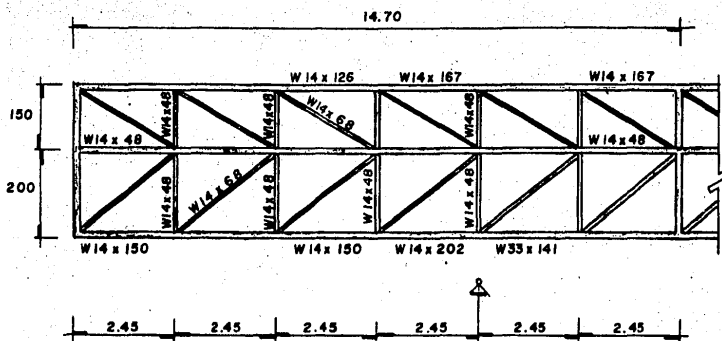
Se propone W 14 x 61

 $A = 115.49 \text{ cm}^2$      $r_y = 6.22 \text{ cm}$  $Kl/r_y = 287 / 6.22 = 46.14$      $F_a = 1317.10 \text{ Kg/cm}^2$  $f_a = 1291.11 \text{ Kg/cm}^2$      $n = 98.0 \% \text{ OK}$ Peso de la armadura 13  $037.14 \times 2 = 26 \ 074.28 \text{ Kg}$ .Peso total de las armaduras =  $293.11 \text{ tr}$ .

$14 \ 540.56 \times 4 = 58 \ 162.24 \text{ Kg}$   
 $45 \ 698.85 \times 4 = 182 \ 795.40 \text{ Kg}$   
 $26 \ 074.28 \times 2 = 52 \ 148.56 \text{ Kg}$

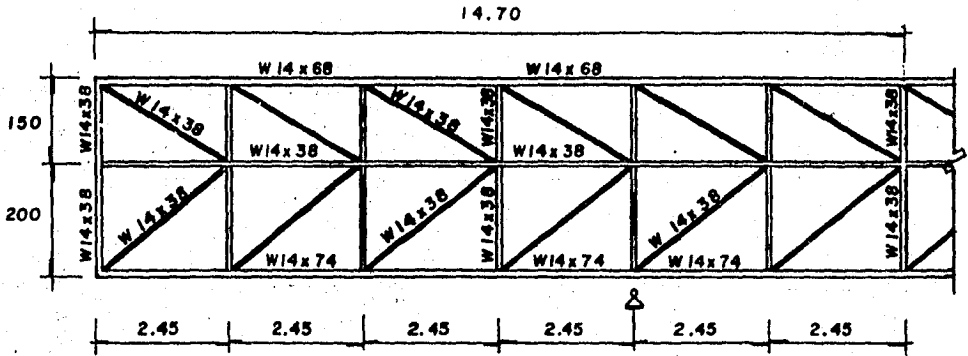
CON ESTA ETAPA SE DA POR TERMINADO LOS DISEÑOS EN LA ESTRUCTURA METALICA.

# ENSAMBLE FINAL

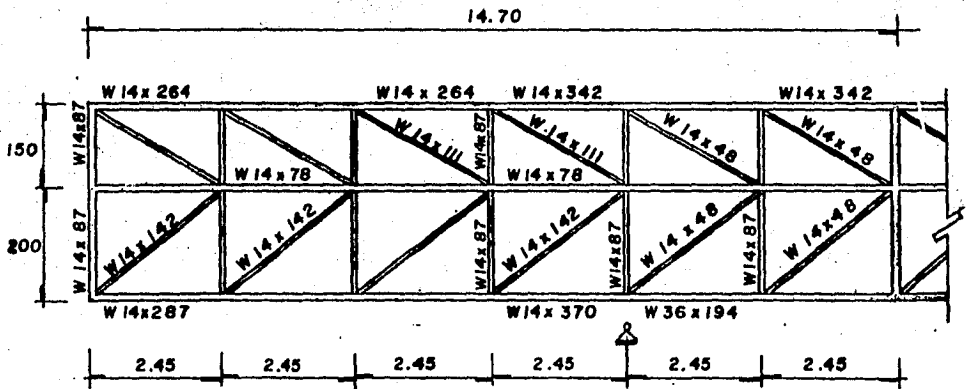


ARMADURA TIPO III

# ENSAMBLE FINAL



ARMADURA TIPO - I



ARMADURA TIPO - II

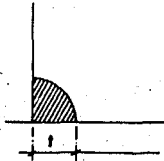
## CONEXIONES

Las conexiones en el caso de la estructura metálica se diseñarán de soldadura. Existen muchos procesos para realizar la soldadura, aquí solo nos referiremos a la soldadura de arco eléctrico, que consiste en la unión de piezas metálicas utilizando el calor generado por un arco eléctrico.

Las conexiones soldadas básicas son de dos tipos; a) De filete. b) De penetración o a tope.

Entre estos tipos de soldaduras las de penetración no requieren de un diseño específico, ya que se obtiene la misma resistencia del material base. Las soldaduras de filete es mas comunmente utilizada, donde su tamaño está definido por las longitudes del mayor triángulo rectángulo que pueda inscribirse en la sección transversal de la soldadura, se le denomina garganta efectiva, la cual por cierto es la dimensión crítica.

El area efectiva de una soldadura de filete será la longitud de la soldadura multiplicada por la garganta efectiva, independientemente de la dirección de aplicación de la carga.



Area efectiva

$$A = L t 0.7071$$

La resistencia de una conexión soldada es función de ;

- a) Tipo y tamaño de la soldadura.
- b) Manera en que se realiza.
- c) Tipo de electrodo.

Las soldaduras pueden transmitir esfuerzos de tensión, compresión y cortante, para el diseño por esfuerzos permisibles, resulta interesante resaltar que todos los esfuerzos finalmente resultan en esfuerzos cortantes, por lo que para proporcionar soldaduras de este tipo debe calcularse la resultante de estos esfuerzos.

## ESFUERZOS PERMISIBLES EN SOLDADURA DE FILETE

De acuerdo con las especificaciones del AISC el esfuerzo cortante permisible en el area efectiva será:

$$F_v = 0.3 F_u$$

Conforme a lo anterior y con los dos tipos de soldadura mas comunes el esfuerzo cortante admisible será:

$$\text{soldadura E-60 } 60000 \times 0.3 = 18 \text{ KSI} = 1265 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{E-70 } 70000 \times 0.3 = 21 \text{ KSI} = 1475 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de carga de la soldadura, por unidad de longitud será:

$$\text{E-60 } F = D \times 0.7071 \times 1265 = 890 \text{ D Kg/cm}$$

$$\text{E-70 } F = D \times 0.7071 \times 1475 = 1039 \text{ D Kg/cm}$$

De estos valores resulta la siguiente tabla:

t		E-60	E-70
pul	mm	Kg/cm	Kg/cm
3/16	5	445	519
1/4	6	534	623
5/16	8	712	831
3/8	10	890	1039
1/2	13	1157	1350
5/8	16	1424	1662
7/8	22	1958	2285
1	25	2225	2597

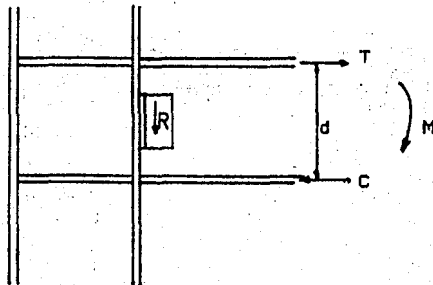


## C O N E X I O N E S

Para las conexiones entre vigas y columnas de los marcos del Nucleo Central se seguirá el procedimiento que a continuación se describe. Se utilizarán atiesadores donde sean requeridos de acuerdo con normas AISC.

La conexión utilizará placas en los patines de las vigas y ángulos en la unión por el alma de la viga al patín de la columna. La figura muestra el tipo de conexión por diseñar.

Atiesadores



El momento se transformara en fuerzas de Tensión y Compresión

$$T = C = M/d$$

El área de acero necesaria en las placas será:

$$A_p = T / F_t$$

La soldadura requerida esta en función del electrodo usado.

$$L = T / 1.039 D \quad E-70$$

$$L = T / 0.890 D \quad E-60 \text{ tn por cm sold.}$$

## A T I E S A D O R E S

Las normas AISC marcan una serie de condiciones que se deben cubrir para satisfacer las condiciones de los atiesadores para patín y alma.

Serán necesarios si:

$$t_c \leq 0.4 A_p \quad \text{Tensión}$$

$$w_c \leq \frac{A_p}{t_b + 3K_c} \quad \text{Compresión}$$

Donde:

- $t_b$  - Espesor patín viga.
- $K_c$  - Distancia entre el borde exterior del patín y el borde donde termina la curvatura de unión entre patín y alma.
- $A_p$  - Área patín.
- $w_c$  - Espesor columna.

C O N E X I O N E S

El area requerida de atiesadores;

$$A_s \Rightarrow A_p - w_c(t_b + 5K_c)$$

$A_s$  área total del par de atiesadores.

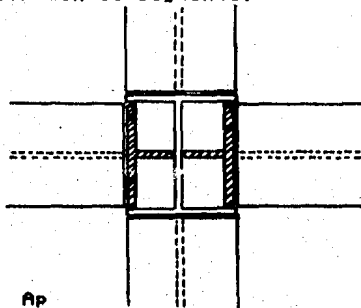
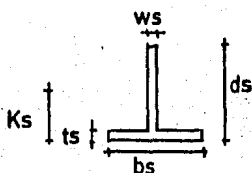
Para prevenir pandeo de los atiesadores se debe cumplir;

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 16$$

$b_s$  - ancho total del par de atiesadores.

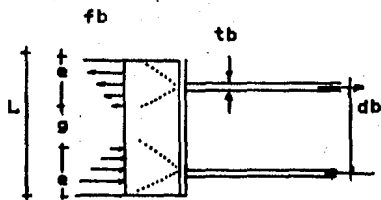
DISEÑO ATIESADORES PARA EL ALMA

Para el caso de las vigas que se unan a la columna por su eje de menor inercia, al alma, se utilizarán 'tes' como atiesadores verticales. Que deberán cumplir con lo siguiente.



$$\begin{aligned} t_s &\Rightarrow 0.4 A_p \\ b_s &\Rightarrow d_c - 2t_c \\ w_s &\Rightarrow t_b \quad w_s K_s \Rightarrow A_f b/3 \\ d_s &\Rightarrow (b_c - w_c)/2 \end{aligned}$$

Los esfuerzos de unión por el ALMA serán ;



$$\begin{aligned} L &= db + 5 K_s \\ g &= db - 2 t_b - 5 K_s \\ e &= t_b + 5 K_s \\ f_b &= 3 M L / (L t_3 - g t_3) \end{aligned}$$

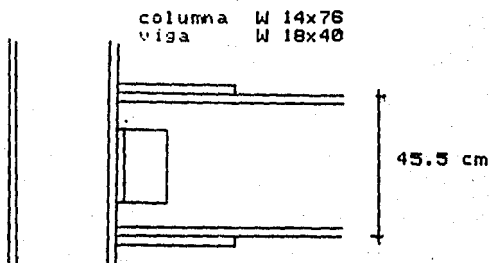
El esfuerzo de unión por el PATIN será ;

$$f_a = M / [ 3 (db-t_b)(t_b+5K_s) ]$$

Ambos esfuerzos,  $f_a$ ,  $f_b$ , deberán ser menores o iguales a la capacidad de la soldadura.

C O N E X I O N E S

Para el caso de los marcos tipo 1A-D, A1-4, todas las vigas son W18x40 por lo que las conexiones serán 'tipo' para estos.



Para prevenir cualquier posible falla de la conexión se diseñara esta para soportar el máximo momento flexionante que la viga sea capaz de resistir, así como su máximo esfuerzo cortante.

$$M = S_x F_b = 1120.87 \text{ cm}^3 \times 1520 \text{ kg/cm}^2 = 17.04 \text{ tn-m}$$

$$V = 82 \text{ Kips} = 37.9 \text{ tn}$$

Si igualamos las tensiones con compresiones ;

$$T = C = 17.04 \text{ tn-m} / 0.455 \text{ m} = 37.45 \text{ tn}$$

Utilizando soldadura E-70  $F = 1.039 D \text{ tn por cm de sold.}$

El área de las placas será ;  $A_{pl} = T / f_t$

$$A_{pl} = 37.45 \text{ E03} / 1502 = 24.45 \text{ cm}^2$$

Si el patín de la viga tiene un ancho  $b = 15.3 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Placa A} &= 13 \text{ cm} \times 3/4 \text{ superior} \\ \text{Placa B} &= 17 \text{ cm} \times 3/4 \text{ inferior} \end{aligned}$$

Tamaño de la soldadura ;

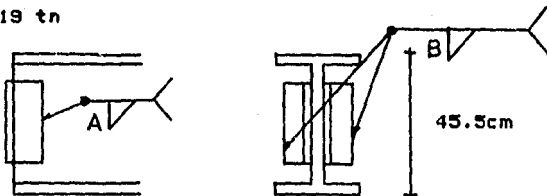
Espesor del patín viga = 1.33 cm < 1.9 cm por lo que se usará soldadura de 3/8

Longitud de la soldadura ;

$$L = 37.45 \text{ tn} / 1.039 (1) = 36.04 \text{ cm}$$

Angulos de unión por el alma ;

$$V = 37.19 \text{ tn}$$



Entrando a las tablas del AISC se requiere un angulo de ;

$$L 3 \times 3 \times 3/8$$

$$\text{Long} = 30.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soldadura A } e = 6 \text{ mm } 1/4$$

$$\text{Soldadura B } e = 8 \text{ mm } 5/16$$

C O N E X I O N E S

Atiesadores Verticales ;

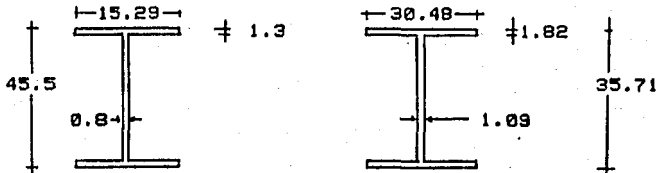
Para el marco 1A-D

$$t_c = 0.4 A_p$$

$$w_c = A_p / t_b + 5k_c$$

VIGA W18x40

COLUMNA W14x78



$$0.4 \cdot 15.29 \times 1.3 = 1.78 < 1.82$$

$$19.88 / 1.3 + 3.51 = 1.05 < 1.09$$

Por tanto no requiere atiesador.

Para el marco A1-4

La conexión se realiza utilizando 'tes'.

$$t_s \geq 0.4 A_p = 1.78 \text{ cm}$$

$$w_s \geq t_b = 1.30 \text{ cm}$$

Utilizando una WT 10.5 x 56

$$t_s = 2.19 > 0.4 A_p$$

$$w_s = 1.34 > t_b \quad \text{OK}$$

$$K_s = 4.13 \quad w_s K_s \geq A_f / 5$$

$$1.34 \times 4.13 = 5.53 > 3.97 = 19.88 / 5$$

$$b_s = 35.71 - 2 \times 1.82 = 32.07 \text{ cm}$$

$$d_s = 30.48 - 1.09 / 2 = 14.70 \text{ cm}$$

$$L = d_b + 5K_s = 63.50 = 63.00 \text{ cm}$$

$$g = d_b - 2t_b - 5K_s = 25.35 \text{ cm}$$

La máxima fuerza por flexión ;

$$f_b = 3 M L / (D + 3 - g + 3) = 1282.9 \text{ Kg/cm}$$

Usando soldadura E-70

$$D = 1282.9 / 1039 = 1.27 \text{ cm } 1/2$$

El esfuerzo de unión en los patines ;

$$f_a = 17.04 E05 / [3(45.5-1.3)(1.3+5 \times 3.51)]$$

$$= 674.33 \text{ Kg / cm}$$

Utilizando soldadura de penetración se obtendra la resistencia de las placas.

Cortante

$$V = 37.19 \text{ tn}$$

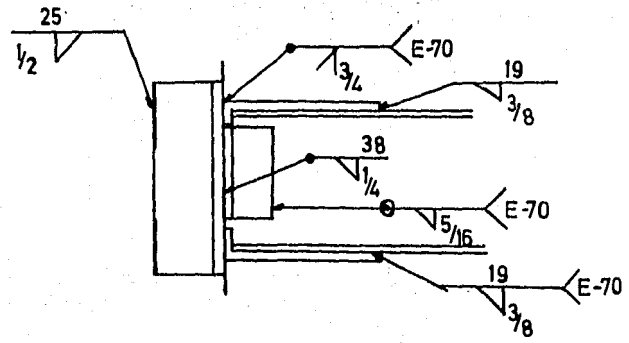
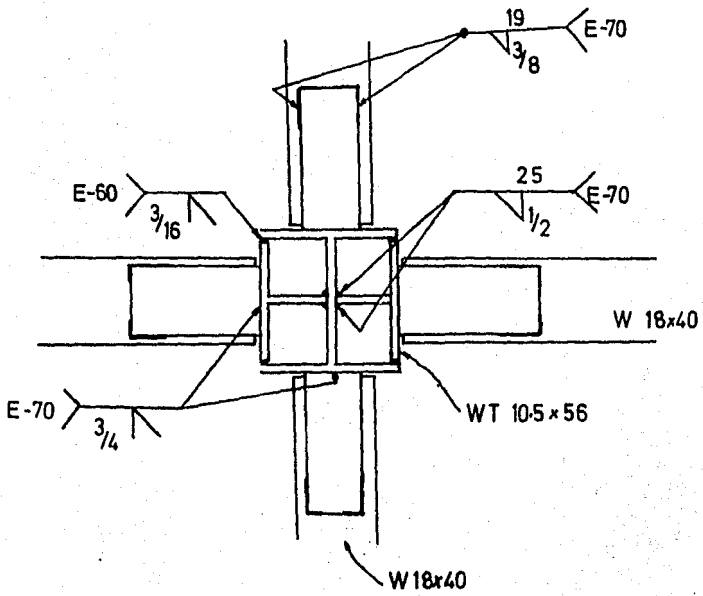
$$H = 2L + 4(t_b + 5K_s)$$

$$H = 217.8 \text{ cm}$$

$$f_v = 37.19 E03 / 217.8 = 170.75 \text{ Kg/cm}$$

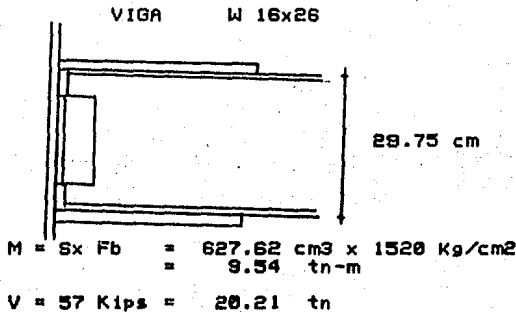
$$D = 170.75 / 1039 = 0.16 < 3/16 \text{ por lo que se acepta.}$$

CONEXION  
FINAL



C O N E X I O N E S

Para el marco tipo B1-4, todas las vigas son W16x26 la conexión será tal que permita desarrollar los máximos esfuerzos en la viga.



Si igualamos las tensiones con compresiones ;

$$T = C = 9.57 \text{ tn-m} / 0.397 \text{ m} = 24.08 \text{ tn}$$

Utilizando soldadura E-70  $F = 1.033 D$  tn por cm de soldadura.

El área de las placas será ;  $A_{pl} = T / f_t$

$$A_{pl} = 24.08 \text{ E03} / 1502 = 15.84 \text{ cm}^2$$

Si el patín de la viga tiene un ancho  $b = 14.0 \text{ cm}$

Placa A = 11 cm x 5/8 superior

Placa B = 16 cm x 5/8 inferior

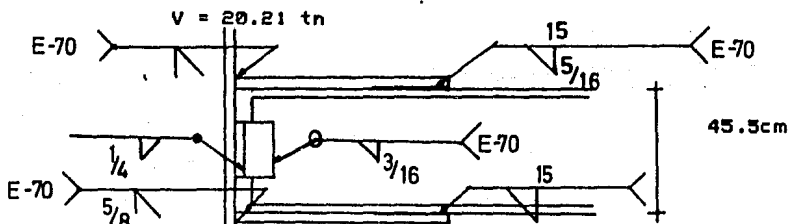
Tamaño de la soldadura ;

Espesor del patín viga = 0.85 cm < 1.3 cm por lo que se usará soldadura de 3/8-1/16 = 5/16 (0.8cm)

Longitud de la soldadura ;

$$L = 24.08 \text{ tn} / 0.831 (1) = 28.97 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Angulos de unión por el alma ;



Entrando a las tablas del AISC se requiere un angulo de ;

L 3 x 3 x 5/16

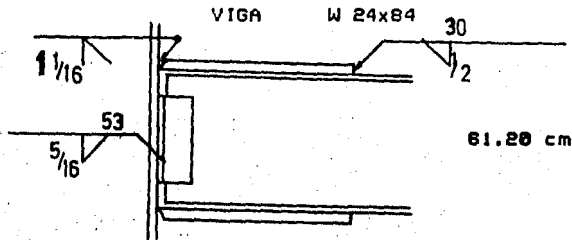
Long = 30.5 cm

Soldadura A  $a = 5 \text{ mm } 3/16$

Soldadura B  $a = 6 \text{ mm } 1/4$

## CONEXIONES

Para el marco tipo 2A-D, se tienen tres secciones diferentes para las vigas todas serán diseñadas como las anteriores. La primera es una W24x84.



$$M = S_x F_b = 3228.00 \text{ cm}^3 \times 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 49.07 \text{ tn-m}$$

$$V = 164 \text{ Kips} = 74.00 \text{ tn}$$

Si igualamos las tensiones con compresiones ;

$$T = C = 49.07 \text{ tn-m} / 0.612 \text{ m} = 80.18 \text{ tn}$$

Utilizando soldadura E-70  $F = 1.039 D \text{ tn por cm de soldadura.}$

El área de las placas será ;  $A_{pl} = T / f_t$

$$A_{pl} = 80.18 \text{ E03} / 1520 = 52.75 \text{ cm}^2$$

Si el patín de la viga tiene un ancho  $b = 23.0 \text{ cm}$

$$\text{Placa A} = 20 \text{ cm} \times 1 \frac{1}{16} \text{ superior}$$

$$\text{Placa B} = 18 \text{ cm} \times 1 \frac{1}{16} \text{ inferior}$$

Tamaño de la soldadura:

Espesor del patín viga = 1.90 cm < 2.7 cm por lo que se usará soldadura de 1 1/16-3/4 = 1 1/16 (1.3cm)

Longitud de la soldadura ;

$$L = 80.18 \text{ tn} / 1.35 (1) = 59.36 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Ángulos de unión por el alma ;

$$V = 74.00 \text{ tn}$$

Entrando a las tablas del AISC se requiere un ángulo de:

$$L \ 4 \times 3 \times 3/8$$

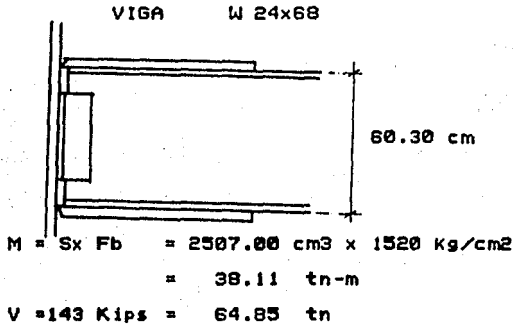
$$\text{Long} = 53.0 \text{ cm}$$

$$\text{Soldadura A } e = 6 \text{ mm } 1/4$$

$$\text{Soldadura B } e = 8 \text{ mm } 5/16$$

## CONEXIONES

Para el marco tipo 2A-D, la segunda sección será W24x68 esta se tomará como conexión tipo para las restantes.



Si igualamos las tensiones con compresiones ;

$$T = C = 38.11 \text{ tn-m} / 0.603 \text{ m} = 63.52 \text{ tn}$$

Utilizando soldadura E-70  $F = 1.039 D$  tn por cm de sold.

El área de las placas será ;  $A_{pl} = T / f_t$

$$A_{pl} = 63.52 \text{ E03} / 1520 = 42.18 \text{ cm}^2$$

Si el patín de la viga tiene un ancho  $b = 22.5 \text{ cm}$

Placa A = 18 cm x 7/8 superior

Placa B = 25 cm x 7/8 inferior

Tamaño de la soldadura;

Espesor del patín viga = 9/16 < 7/8 por lo que se usará  
soldadura de 9/16-1/16 = 1/2 (1.3cm)

Longitud de la soldadura ;

$$L = 38.11 \text{ tn} / 1.35 (1) = 28.23 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Angulos de unión por el alma ;

$$V = 64.85 \text{ tn}$$

Entrando a las tablas del AISC se requiere un angulo de;

L 4 x 3 x 3/8

Long = 51.0 cm

Soldadura A e = 6 mm 1/4

Soldadura B e = 8 mm 5/16



C O N E X I O N E S

A tiesadores Verticales )

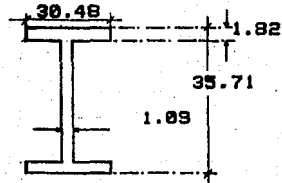
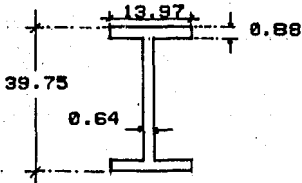
Para el marco B1-4 sobre el eje de menor inercia.

$$t_c = 0.4 \text{ Ap}$$

$$m_c = A_p / t_b + 5K_c$$

VIGA W16x26

COLUMNA W14x78



La conexión se realiza utilizando 'tes'.

$$t_s \geq 0.4 \text{ Ap} = 1.40 \text{ cm}$$

$$m_s \geq t_b = 0.88 \text{ cm}$$

Utilizando una WT 7 x 43.5

$$t_s = 1.75 > 0.4 \text{ Ap}$$

$$m_s = 1.07 > t_b \quad \text{OK}$$

$$K_s = 3.48 \quad m_s K_s \geq A_f/3$$

$$1.07 \times 3.48 = 3.73 > 2.45 = 12.25 / 5 \quad \text{OK}$$

$$b_s = 35.71 - 2 \times 1.82 = 32.07 \text{ cm}$$

$$d_s = 30.48 - 1.09 / 2 = 14.70 \text{ cm}$$

$$L = d_b + 5K_s = 57.20 = 58.00 \text{ cm}$$

$$g = d_b - 2t_b - 5K_s = 20.54 \text{ cm}$$

La máxima fuerza por flexión ;

$$f_b = 3 M L / (D^3 - g^3) = 917.21 \text{ Kg/cm}$$

Usando soldadura E-70

$$D = 917.21 / 1039 = 0.88 \text{ cm } 3/8$$

El esfuerzo de unión en los patines ;

$$f_a = 9.54 E05 / [3(39.75 - 0.88)(0.88 + 5 \times 1.75)]$$

$$= 849.54 \text{ Kg / cm}$$

Utilizando soldadura de penetración se obtendrá la resistencia de las placas.

Cortante

$$V = 20.21 \text{ tn} \quad H = 2L + 4(t_b + 5K_s)$$

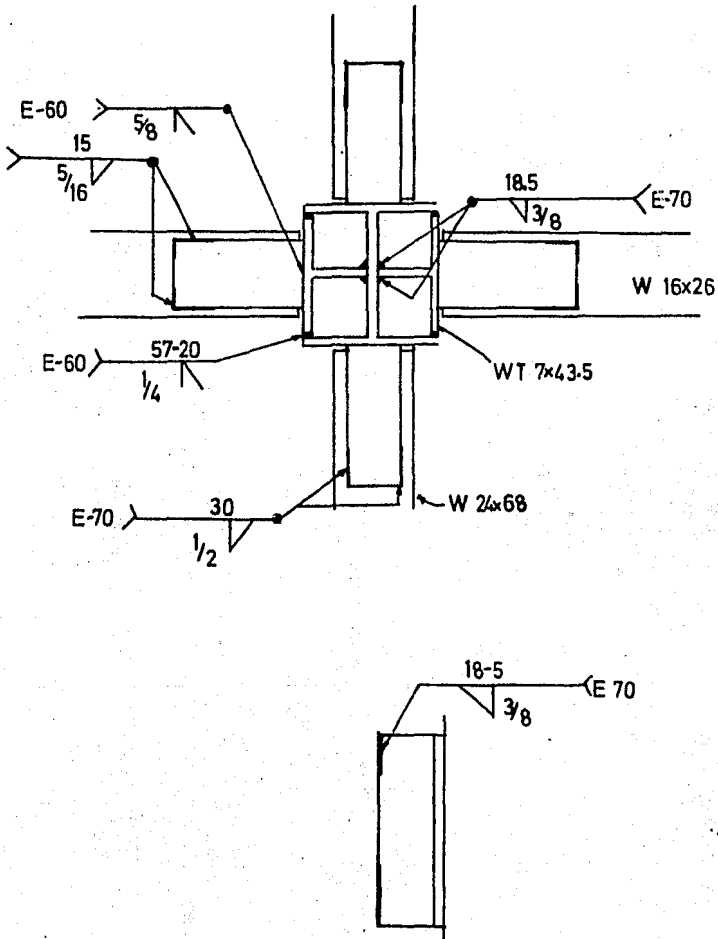
$$H = 107.72 \text{ cm}$$

$$f_v = 20.21 E03 / 107.75 = 107.66 \text{ Kg/cm}$$

$$D = 107.66 / 1039 = 0.10 < 3/16 \text{ por lo que se}$$

CONEXION  
FINAL

Con esta conexión se da por terminada la estructura metálica.



CAPITULO V

DISEÑO

CIMENTACIONES

## C I M E N T A C I O N E S

Las cimentaciones se diseñarán en base a una capacidad del terreno, en este caso una roca basáltica, sana, sin fracturas o fisuras. Las cimentaciones estarán formadas por pilas de concreto, las cuales permitirán absorber los esfuerzos producidos por las estructuras. Por ser el suelo una roca basáltica los asentamientos no suelen ser problema para diseño, los problemas emanan de las posibles grietas o fisuras del material, en este caso la roca es sana. La capacidad de la roca puede estimarse o bien obtenerse de una prueba de compresión simple. En caso de usar la capacidad de la prueba de compresión se ha de trabajar con 'qu', suponer  $\theta=0.0$  y calcular 'c'.

$$c = \frac{qu}{2}$$

Con este valor de c, la capacidad de la roca puede calcularse por medio de la expresión:

$$qc = c Nc + g Df$$

Una vez calculada la capacidad de la carga a la falla, puede usarse un factor de seguridad de 3 para obtener la capacidad de trabajo.

Las pilas de concreto se diseñarán para transmitir su carga al terreno por medio de su capacidad por la punta, esto es, transmitir las cargas de la estructura al terreno por apoyo directo con el estrato resistente, roca.

Así pues la capacidad de las pilas estará dada por :

$$c = qu / 2 \quad qa = 3 qa$$

$$c = 3 qa / 2$$

$$Qp = \frac{P1 D^2}{4} ( c Nc + g Df )$$

$$\text{Si } \theta = 0.0 \quad Nc = 5.7$$

$$qa = 600 \text{ tn/m}^2$$

$$g = 2.2 \text{ tn/m}^3$$

$$Qp = 0.7354 D^2 [ 5130 + 2.2 Df ]$$

De esta ecuación tenemos que nuestras variables, que determinan la capacidad de la 'pila son' su profundidad y principalmente el diámetro.

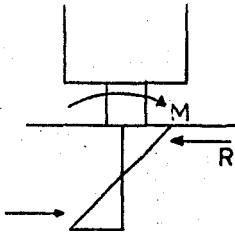
DISEÑO  
CIMENTACION  
ACERO

## CIMENTACIONES ESTRUCTURA DE ACERO

En esta sección se presentará el procedimiento que se utilizó para el diseño de las pilas que soportaran la estructura metálica.

Como se vio anteriormente la resistencia de la pila está regida por su capacidad por punta. Resulta importante en el diseño de la cimentación para la estructura metálica, que debido a su peculiar planta, se requiere de anclaje adecuado para las columnas, a modo de evitar que estas puedan volcarse, por efectos sísmicos, esto es, que los momentos de volteo producidos por sismo fuesen mayores que la capacidad de la cimentación para absorber estos esfuerzos.

Para resolver esto se supone una distribución de esfuerzos triangular en la cimentación.



$$M_r = R \frac{h}{3} = \frac{1}{2} q h D \frac{h}{3}$$

$$M_r = \frac{q h^2 D}{6}$$

$$M_r \leq M_{\max}$$

Donde ;  $M_{\max}$  - momento máximo de diseño  
 $q$  - resistencia del terreno  
 $D$  -  $n \cdot d = n \cdot \text{pila} \times \text{diam}$

$$\text{Si } f_c = f_{t,c} = 300 \times 0.8 = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

El momento de volteo máximo producido por sismo es:

$$M_{\max} = 904505 \text{ Kg-cm.}$$

La cimentación deberá ser capaz de soportar este momento y anclar las columnas para evitar la falla de la estructura. Conforme a las placas de base de las columnas las dimensiones de las pilas serán de 110cm y 95cm de diámetro, tomando el caso más desfavorable, la de 95 cm, y despejando de la ecuación anterior la profundidad se tiene:

$$h = \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{D q}}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 1.1 \times 904505}{12 \times 95 \times 60}} = 295.43 \text{ cm}$$

Es común utilizar un factor de seguridad de 1.5 por lo tanto ;

$$h = 450 \text{ cm}$$

Con esta profundidad se garantiza que la estructura no fallara en su cimentación.

Una vez conocida la profundidad y el diámetro de las pilas se procede a determinar su capacidad:

$$Q_p(110) = 4885.05 \text{ tn} \quad d = 110 \text{ cm} \quad h = 450 \text{ cm}$$

$$Q_p(95) = 3643.60 \text{ tn} \quad d = 95 \text{ cm} \quad h = 450 \text{ cm}$$

La descarga máxima sobre una pila es de 1209.6tn, por lo tanto las pilas están extremadamente sobradas en capacidad, pero sus dimensiones corresponden al volteo por sismo.

El diseño de las pilas será como columnas a compresión, donde la capacidad de estas, será la que el terreno permita, de este modo la falla no estará regida por la capacidad estructural sino por el terreno.

C I M E N T A C I O N E S  
E S T R U C T U R A D E A C E R O

D I S E Ñ O P I L A # 1

Este tipo de pila corresponde a las columnas ; A1, A4, D1, D4.

Para el diseño de las pilas se utilizarán los diagramas de interacción del título 401 (Normas complementarias).

$$P = 1209.6 \times 1.1 = 1330.56 \text{ tn.}$$

$$M = 13.7 \times 1.1 = 15.07 \text{ tn-m.}$$

$$\begin{aligned} e &= 1.3 \text{ cm} \\ e_a &= 0.05 \times 110 = 5.5 \text{ cm} \\ e_d &= 6.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$e_d / D = 0.062 \quad K = \frac{P_u}{F_R D^2 f'c}$$

$$R = \frac{e_d}{D} K \quad K = 0.634 \quad R = 0.039$$

Con estos datos se entra a los diagramas de interacción para obtener 'q' con el cual se determinará el área de acero requerida.

$$q = 0.1 \quad A_s = q \frac{f'c P_l D^2}{F_y 4}$$

$$A_s = 46.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.01 A_g = 95.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} > A_s \quad 12 \# 10 \quad A_s = 95.04 \text{ cm}^2$$

R E F U E R Z O T R A N S V E R S A L

Se proporcionará este con zunchos.

$$P_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$A_g = 9503.32 \text{ cm}^2 \quad A_c = 7853.98 \text{ cm}^2$$

$$0.0181 > 0.0086 \quad P_s = 0.0181$$

Cuando el confinamiento se da con zunchos el área de este se determina por ;

$$A_v = \frac{P_s d sh}{4} \quad \begin{array}{l} d \text{ -diámetro varilla} \\ sh \text{ -separación horizontal} \end{array}$$

$$\text{Usando E#3 } A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$sh = \frac{4 A_v}{P_s d} = 6.65 \text{ cm} = 7 \text{ cm OK}$$

Se utilizarán zunchos #3 @ 7 cm.

D I S E Ñ O P I L A # 2

Este tipo de pila corresponde a las columnas ; A2, A3, D2, D3.

$$P = 1106.0 \times 1.1 = 1216.60 \text{ tn.}$$

$$M = 11.7 \times 1.1 = 12.91 \text{ tn-m.}$$

Por la dimensión de la columna la pila será de 110 cm, y debido a que la carga es menor que la anterior, la cual se armo por especificación esta pila será igual a la anterior ;

$$\begin{aligned} D &= 110 \text{ cm} \\ A_s &= 95.04 \text{ cm}^2 \quad 12 \# 10 \\ sh &= 7 \text{ cm} \quad \text{zuncho } \# 3 \end{aligned}$$

C I M E N T A C I O N E S  
ESTRUCTURA DE ACERO

DISEÑO PILA # 3

Este tipo de pila corresponde a las columnas ; B1, B2, B3, B4.

$$P = 537.61 \times 1.1 = 591.36 \text{ tn.}$$

$$M = 5.30 \times 1.1 = 5.83 \text{ tn-m.}$$

$$e = 1.0 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.05 \times 95 = 4.75 \text{ cm}$$

$$e_d = 5.75 \text{ cm}$$

$$e_d / D = 0.061 \quad K = \frac{Pu}{FR D^2 f'c}$$

$$R = \frac{e_d}{D} K \quad K = 0.378 \quad R = 0.023$$

Con estos datos se entra a los diagramas de interacción para obtener 'q' con el cual se determinará el área de acero requerida.

$$q = 0.1 \quad A_s = q \frac{f'c P_l D^2}{F_y 4}$$

$$A_s = 34.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 A_g = 70.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} > A_s \quad 9 \# 10 \quad A_s = 71.28 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

Se proporcionará este con zunchos.

$$P_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} >= 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$A_g = 7088.22 \text{ cm}^2 \quad A_c = 5674.50 \text{ cm}^2$$

$$0.008 < 0.0086 \quad P_s = 0.0086$$

Cuando el confinamiento se da con zunchos el área de este se determina por ;

$$A_v = \frac{P_s d sh}{4} \quad \begin{array}{l} d \text{ -diámetro varilla} \\ sh \text{ -separación horizontal} \end{array}$$

$$\text{Usando E#3 } A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$sh = \frac{4 A_v}{P_s d} = 7.77 \text{ cm} = 7 \text{ cm OK}$$

Se utilizarán zunchos #3 @ 7 cm.

Así pues se termina el diseño de las pilas teniendo;

PILA 1

$$d = 110.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 95.04 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 10$$

$$z_u \# 3 @ 7 \text{ cm}$$

PILA 3

$$d = 95.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 71.28 \text{ cm}^2$$

$$9 \# 10$$

$$z_u \# 3 @ 7 \text{ cm}$$

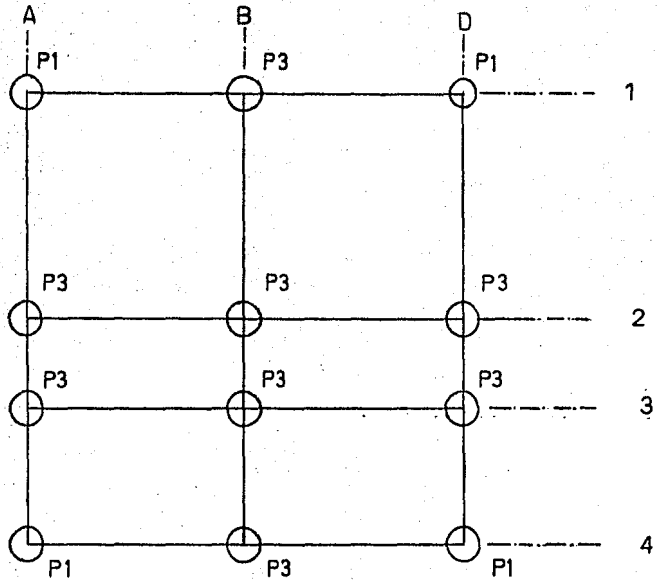


C I M E N T A C I O N E S  
E S T R U C T U R A D E A C E R O

La cimentación de la estructura de acero queda de la siguiente forma ;

PILA 1	PILA 3
d = 110.00 cm	d = 95.00 cm
As = 95.04 cm <sup>2</sup>	As = 71.28 cm <sup>2</sup>
12 # 10	9 # 10
zu # 3 @ 7 cm	zu # 3 @ 7 cm

P L A N T A   G E N E R A L   D E   L A S   P I L A S



**C I M E N T A C I O N E S**  
**E S T R U C T U R A D E A C E R O**

**DISEÑO PLACAS DE BASE**

Dado que las pilas son unicamente de dos tipos, las placas de base estaran en correspondencia directa con estas, lo que significa que se disenaran dos placas de base para las condiciones mas desfavorables.

Las placas seran de acero A-36; el concreto que resistira los esfuerzos tendra un  $f'c=300\text{Kg/cm}^2$ ; las anclas seran de acero A-307.

De las columnas que llegan a la cimentacion se tienen cuatro tipos las cuales presentan las siguientes condiciones de carga.

SECCION TIPO	P TN	A pl cm <sup>2</sup>	A an cm <sup>2</sup>	B = L cm	
W 14 x 324	+1209.6 - 231.3	5 544.0	180.99 16 #12	75	I
W 14 x 398	+1106.6 - 266.4	5 071.9	208.42 20 #12	75	
W 14 x 142	+ 434.4 - 128.5	1 991.0	100.53 14 #10	45	II
W 14 x 184	+ 537.6 - 64.5	2 464.0	50.49 10 #12	50	

Donde ;

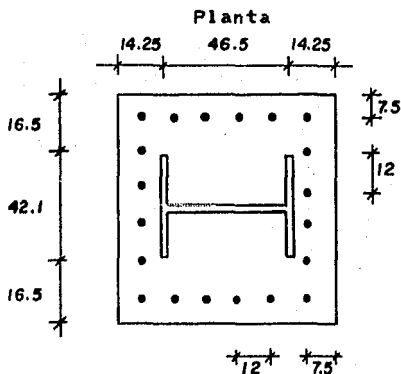
$$A_{pl} - \text{area placas} = P / f'c$$

$$A_{an} - \text{area anclas} = T / F_t$$

Para las posibles combinaciones de carga se presentan dos condiciones criticas, respecto a carga-momento, estas son para CM+CV+Sis, asi pues, se tiene ;

**PLACA I**

Para la columna A-3 (W14 x 398)



$$P = 143.60 \text{ tn}$$

$$M = 32.31 \text{ tn-m}$$

$$e = 22.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 20 \# 12$$

$$S_i = \frac{e}{H} > \frac{1}{3}$$

Se deberan revisar los esfuerzos en las anclas y el concreto.

$$u = H/2 - e$$

$$n = E_s/E_c$$

$$W = \frac{8n A_s (a + u)}{B}$$

$$X^3 + 3uX^2 + WX - W_a = 0$$

De resolver la ecuacion anterior se, obtiene el area donde los esfuerzos sobre el concreto.

$$n = 12$$

$$e/H = 0.30$$

$$u = 37.5 - 22.5 = 15 \text{ cm.}$$

C I M E N T A C I O N E S  
E S T R U C T U R A D E A C E R O  
D I S E Ñ O P L A C A S D E B A S E

...cont Placa I

$$A_s = 6 \#12 = 68.4 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{6 \times 12 \times 68.4 (67.5 + 15)}{75} = 5417.28$$

Se resuelve la ecuación cúbica ;

$$X^3 + 45X^2 + 5417.28X - 365666.4 = 0$$

$$X = 40.93 \text{ cm.}$$

$$T = P \left[ \frac{X + 3W}{3a - X} \right] = 143.6E3 (85.93/161.57)$$

$$T = 76.37 \text{ tn}$$

$$f_c = \frac{2 [P + T]}{B X} = \frac{2 [143.6 + 76.37] E3}{75 \times 40.93}$$

$$f_c = 143 \text{ Kg/cm}^2 < 200 f^*c \quad \text{OK}$$

La capacidad de las anclas es ;

$$C_a = A_s \times 1.33 \times F_t = 127.91 \text{ tn} > 73.86 (T) \quad \text{OK}$$

POR LO QUE LAS DIMENSIONES SON ADECUADAS.

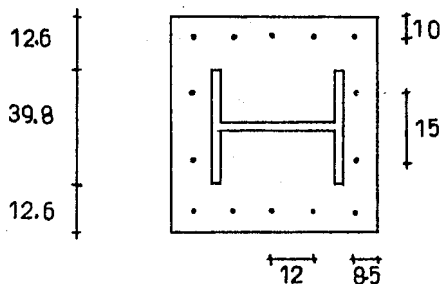
SE USARA PLACA DE 75 x 75

## P L A C A I I

Para este caso no se presenta la condición que requiera revisión de los esfuerzos en las anclas y el concreto.

Debido a que se usarán anclas de #10 la placa requiere de mayor espacio por las distancias mínimas al borde, por esta razón la placa de 50x50 pasa a ser de 65x65 cm.

## P L A C A



$$e/H = 17.14/65$$

$$= 0.26 < 1/3$$

En esta condición teóricamente no se requiere refuerzo por tensión ya que se hace coincidir la resultante de los esfuerzos a compresión con la fuerza externa.

Por lo que las anclas solo soportan esfuerzos de tensión por fuerza externa.

$$A_s = 14 \#10 = 110.98 \text{ cm}^2.$$

## C I M E N T A C I O N E S E S T R U C T U R A D E A C E R O

### D I S E Ñ O A N C L A J E S

Para evitar la excesiva longitud de las anclas, por ser estas lisas, se propone el uso de un anclaje mecánico, este deberá ser capaz de soportar los máximos esfuerzos posibles tanto a tensión como a cortante. Para nuestro caso los máximos esfuerzos se presentan a la tensión siendo esta la de la placa I, la fuerza máxima es  $T=266.4$  tn.

Si se tienen 20 # 12

$$266.4 / 20 = 13.32 \text{ tn/ancla}$$

$$f_a = T / a^2$$

$$f_a \leq f^*c$$

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \sqrt{13320/240} = 7.45$$

$$a = 8.0 \text{ cm} \quad f_a = 13320/8.0^2$$

$$f_a = 208.12 < 240 \text{ OK}$$

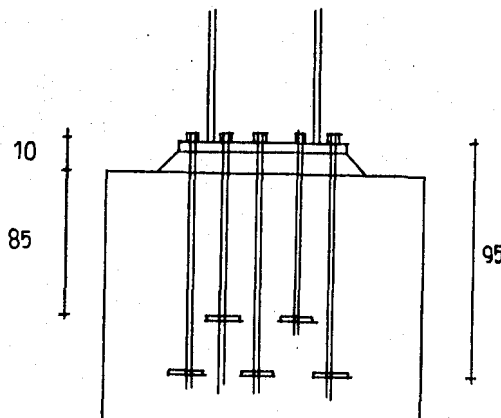
El espesor de la placa se diseña por cortante.

$$f_v = [T / P l D e] < 0.4 F_y \times 1.33$$

$$[13320 / 11.97 e] = 1012 \times 1.33$$

$$e = 0.83 \text{ cm } 3/8$$

SE USARAN PLACA DE 8 x 8 x 3/8.

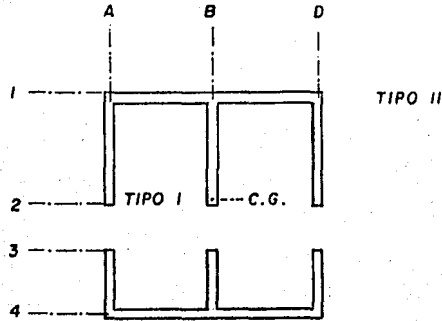


CON ESTO SE DA POR TERMINADO LA CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

DISEÑO  
CIMENTACION  
CONCRETO

CIMENTACIONES  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

PLANTA DE LA ESTRUCTURA



Se considerarán dos tipos de marcos (A1-4, 1A-D) para el análisis de la cimentación.

A continuación se presentan las descargas que actúan en los muros, para la condición de CM+CV y CM+CV+S, estas actúan en el centroide de los muros los que se muestran esquemáticamente.

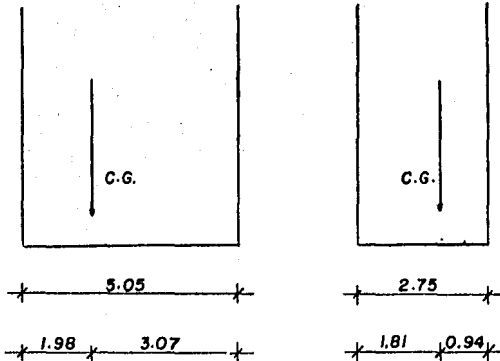
MARCO A1-4

CM + CV

MURO 12	MURO 25
P = 1222.5 tn	P = 841.12 tn
M = 16.76 tn-m	M = 26.10 tn-m

CM + CV\* + SISMO

MURO 12	MURO 25
P = 170.02 tn	P = 1665.84 tn
M = 2506.68 tn-m	M = 580.80 tn-m



C I M E N T A C I O N E S  
E S T R U C T U R A D E C O N C R E T O

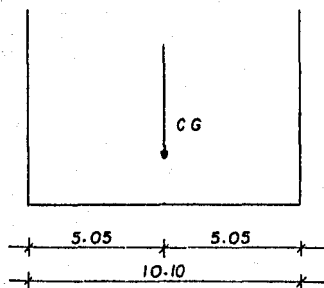
M A R C O 1A-D

CM + CV

MURO 12  
P = 1322.30 tn  
M = 0.00

CM + CV\* + SISMO

MURO 12  
P = 1138.40 tn  
M = 13085.16 tn-m



En el diseño de un elemento que tome más del 25% del cortante total se debe considerar un factor de seguridad adicional de 1.2 según el inciso VIII de artículo 237 del reglamento.

## CIMENTACIONES ESTRUCTURA DE CONCRETO

Debido a la magnitud de las descargas que producen los muros sobre el terreno, se utilizarán pilotes, al igual que para la estructura de acero.

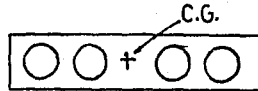
Las reacciones que ejercen los pilotes bajo una zapata sujeta a momento, se calculan en forma semejante a las de zapatas apoyadas sobre el terreno. Los cabezales de los pilotes se consideran como estructuras rígidas. Con esta suposición se logra un asentamiento plano del terreno. Si este asentamiento se supone constante, las cargas sobre los pilotes variarían en forma lineal. Estas suposiciones son completamente ciertas pero se aceptan.

En el siguiente diagrama se muestra las ecuaciones basadas en la fórmula de la escuadria, esfuerzos a flexión y carga axial, para la obtención de las cargas actuantes en cada pilote. Donde resulta evidente que la reacción total del grupo de pilotes deba ser igual al momento aplicado, de este modo se tiene ;

### PLANTA MURO

$$P = \varepsilon V$$

$$M = \varepsilon M$$



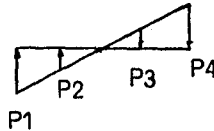
### COMPRESION

$$\frac{P}{A} = \frac{\varepsilon V}{n}$$



### FLEXION

$$\frac{M_c}{I} = \frac{\varepsilon M d_i}{\varepsilon d_i^2}$$



### REACCION TOTAL

$$\frac{\varepsilon V}{n} + \frac{\varepsilon M d_i}{\varepsilon d_i^2} = P_p$$



Donde ;

- $P_p$  - carga por pilote
- $n$  - número de pilotes
- $\varepsilon M$  - suma de momentos con relación al centroide
- $\varepsilon V$  - suma de cargas vert.
- $d_i$  - distancia al pilote
- $\varepsilon d_i^2$  - suma de las distancias al cuadrado

Así pues con base en lo anterior, se diseñaran los pilotes para soportar las reacciones que con el anterior procedimiento se calculen.



CIMENTACIONES  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

REACCIONES DE DISEÑO  
SOBRE PILOTES

M A R C O A1-4

CM + CV\* + SIS

CM + CV

MURO 12

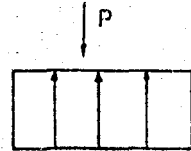
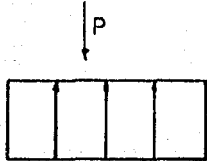
P = 1987.92 tn

P = 1222.5 tn

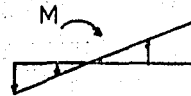
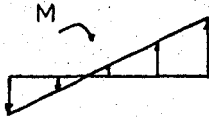
M = 2514.60 tn-m

M = 16.76 tn-m

COMPRESION



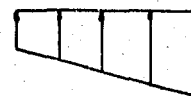
FLEXION



REACCION TOTAL



854.59



247.54

REACCION FINAL EN LOS PUNTOS ;

P1= 125.16 tn

P1= 242.69 tn

P2= 308.26 tn

P2= 243.89 tn

P3= 488.26 tn

P3= 245.10 tn

P4= 671.48 tn

P4= 246.32 tn

P5= 854.58 tn

P5= 247.54 tn

CIMENTACIONES  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

REACCIONES DE DISEÑO  
SOBRE PILOTES

MARCO A1-4

CM + CV\* + SIS

MURO 25

P = 1665.84 tn

M = 580.80 tn-m

MARCO 1A-D

CM + CV\* + SIS

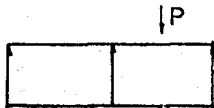
MURO 12

P = 1158.48 tn

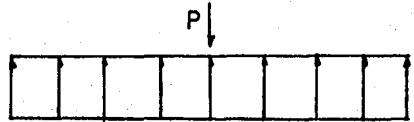
M = 13085.60 tn-m

COMPRESION

$\Sigma V/n = 55.28$  tn

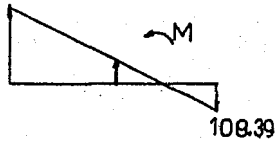


$\Sigma V/n = 128.11$  tn

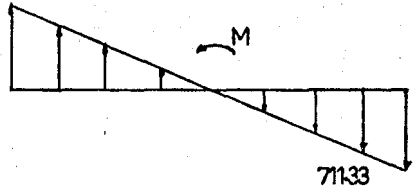


24835

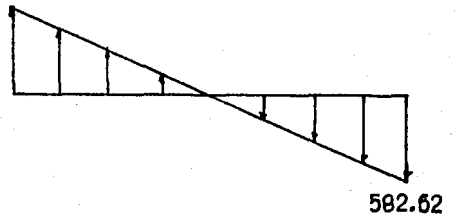
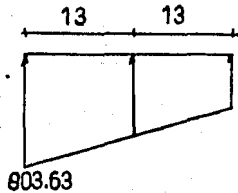
FLEXION



71133



REACCION TOTAL



REACCION FINAL EN LOS PUNTOS ;

P1- 803.63 tn  
P2- 625.26 tn  
P3- 446.38 tn  
P4- 671.48 tn  
P5- 854.58 tn

P1= 840.04 tn  
P2= 664.39 tn  
P3= 485.83 tn  
P4= 307.27 tn  
P5= 128.71 tn  
P6= -49.85 tn  
P7= -228.41 tn  
P8= -406.97 tn  
P9= -582.62 tn

C I M E N T A C I O N E S  
ESTRUCTURA DE CONCRETO

DISEÑO DE PILOTES

En base a los datos obtenidos se diseñaran unicamente dos pilotes, uno para una carga P1 = 854 tn, y otro para P2 = 664 tn.

Para determinar la capacidad de los pilotes, se utilizará la misma ecuación que para la estructura de acero, de tal modo que se tiene ;

$$Q_p = 0.7854 D^2 f_c ( 5130 + 2.30f_c )$$

Para las cargas mencionadas se tiene :

$$P_1 = 854 \text{ tn} \quad Q_p = 1008 \text{ tn}$$

$$D = 50 \text{ cm} \quad D_f = 200 \text{ cm}$$

$$P_2 = 664 \text{ tn} \quad Q_p = 817 \text{ tn}$$

$$D = 45 \text{ cm} \quad D_f = 200 \text{ cm}$$

Debido a la pequeña diferencia de diámetros se utilizara el mayor, 50 cm, en ambos casos, pero variando el acero de refuerzo. Los pilotes se diseñaran como columnas.

DISEÑO PILOTE 1

Este tipo de pilote se ubicara en los extremos de los muros.

Para el diseño de las pilas se utilizarán los diagramas de interacción del título 401 (Normas complementarias).

$$D = 50 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm}$$

$$P = 854 \text{ tn}$$

$$e_a = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_d / D = 0.050 \quad K = \frac{P_u}{FR D^2 f'c}$$

$$R = \frac{e_d}{D} K \quad K = 1.97 \quad R = 0.099$$

Con estos datos se entra a los diagramas de interacción para obtener 'q' con el cual se determinara el área de acero requerida.

$$q = 1.6 \quad A_s = q \frac{f'c P_1 D^2}{F_y 4}$$

$$A_s = 152.58 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.078 < 0.08 \text{ OK}$$

$$A_s = 14 \# 12 = 159.60 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL

Se proporcionará este con zunchos.

$$P_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$A_g = 1963.50 \text{ cm}^2 \quad A_c = 1256.64 \text{ cm}^2$$

$$0.0181 > 0.0086 \quad P_s = 0.0181$$

Cuando el confinamiento se da con zunchos el área de este se determina por ;

C I M E N T A C I O N E S  
E S T R U C T U R A D E C O N C R E T O

D I S E Ñ O D E P I L O T E S

...cont pilote 1

$$A_v = \frac{P_s d sh}{4} \quad \begin{array}{l} d \text{ -diámetro varilla} \\ sh \text{ -separación horizontal} \end{array}$$

Usando E#4  $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$sh = \frac{4 A_v}{P_s d} = 11.22 \text{ cm} > 7 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán zunchos #4 @ 7 cm

D I S E Ñ O P I L O T E 2

Para el diseño de las pilas se utilizarán los diagramas de interacción del título 401 (Normas complementarias).

$$D = 50 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm}$$

$$P = 671 \text{ tn}$$

$$e_a = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_d / D = 0.050 \quad K = \frac{P_u}{FR D^2 f'c}$$

$$R = \frac{e_d}{D} K \quad K = 1.55 \quad R = 0.078$$

Con estos datos se entra a los diagramas de interacción para obtener 'q' con el cual se determinará el área de acero requerida.

$$q = 1.15 \quad A_s = q \frac{f'c P_i D^2}{F_y 4}$$

$$A_s = 95.37 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.004 \ll 0.08 \text{ OK}$$

$$A_s = 9 \# 12 = 102.60 \text{ cm}^2$$

R E F U E R Z O T R A N S V E R S A L

Se proporcionará este con zunchos.

$$P_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$A_g = 1963.50 \text{ cm}^2 \quad A_c = 1256.64 \text{ cm}^2$$

$$0.0181 > 0.0086 \quad P_s = 0.0181$$

$$A_v = \frac{P_s d sh}{4} \quad \begin{array}{l} d \text{ -diámetro varilla} \\ sh \text{ -separación horizontal} \end{array}$$

Usando E#4  $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$sh = \frac{4 A_v}{P_s d} = 11.22 \text{ cm} > 7 \text{ cm}$$

Se usarán zunchos # 4 @ 7 cm

### CIMENTACIONES ESTRUCTURA DE CONCRETO

La cimentación de la estructura queda de la siguiente forma :

⊗ PILOTE 1

D = 50.0 cm

As = 159.60 cm<sup>2</sup>

14 # 12

zu # 4 @ 7 cm

○ PILOTE 2

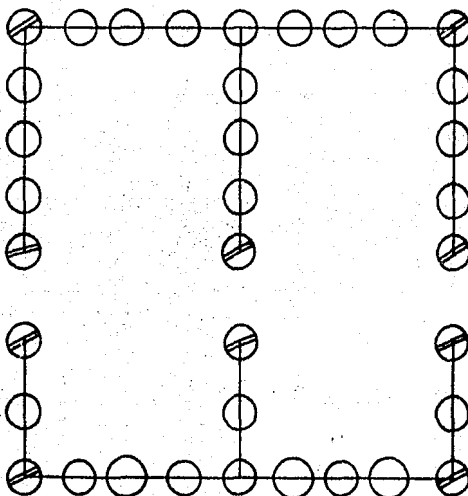
D = 50.0 cm

As = 95.37 cm<sup>2</sup>

9 # 12

zu # 4 @ 7 cm

PLANTA GENERAL DE LAS PILAS



## C I M E N T A C I O N E S E S T R U C T U R A D E C O N C R E T O

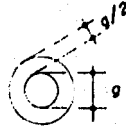
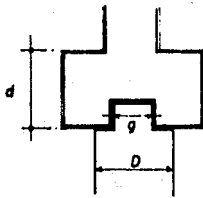
Para unir los pilotes a los muros se utiliza un dado de cimentación, este se diseñara para evitar que falle por penetración, así que en su diseño, rige cortante. El esfuerzo maximo que puede permitir el concreto será :

$$v_u = 0.8 f_{sc} = 12.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Haciendo unas simplificaciones tenemos ;

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{P_u}{\pi(g+d)d}$$

Donde;  $g$  - diámetro del pilote en la parte superior  
 $d$  - peralte del dado



Para el pilote 1

$$P = 854 \text{ tn} \quad d = 130 \text{ cm}$$

$$v_u = 854E03 / \pi(40+130)130$$

$$v_u = 11.62 < 12.32 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Por ser este el mayor, además de la simplicidad constructiva, el peralte se mantendrá constante  $d = 130 \text{ cm}$ .

El armado del dado sera por cambios volumétricos, por estar expuesto a la intemperie  $P=0.004$

$$A_s = 0.004 \times 100 \times 130 = 52 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en dos capas}$$

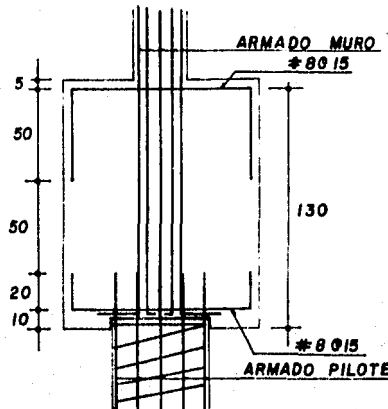
$$A_s = 11 \# 8 \quad 1 \# 8 @ 15 \text{ cm} \text{ ambos lechos}$$

La longitud de desarrollo de # 8 ;

$$I = 75 \text{ cm} \text{ inferior}$$

$$II = 105 \text{ cm} \text{ superior}$$

Por lo que se requiere de ganchos para lograr un anclaje correcto.



# CAPITULO VI

## COSTOS

ESTRUCTURA  
DE  
ACERO

PRESUPUESTO

NAUCALPAN A 28 ABRIL 1986

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
1.- LIMPIEZA Y TRAZO DE TERRENO.	M2	864.00	88.00	76,032.00
2.- EXCAVACION EN ZANJAS, TERRENO DURO A 1 M. PROFUNDIDAD.	M3	88.00	1,054.00	92,752.00
3.- EXCAVACION PREVIA PARA COLADO DE PILAS, 110 CM DIAM.	ML	36.00	8,745.00	314,820.00
4.- EXCAVACION PREVIA PARA COLADO DE PILAS, 95 CM DIAM.	ML	18.00	7,630.00	137,340.00
5.- PILAS DE CONCRETO f'c = 250 kg/cm2 ARMADOS CON 12 # 10 Y ZUNCHO # 3 # 7, COLADO EN SITIO. 110 CM.	PZA	8.00	275,686.00	2,205,488.00
6.- PILAS DE CONCRETO f'c = 250 kg/cm2 ARMADOS CON 9 # 10 Y ZUNCHO # 3 # 7, COLADO EN SITIO. 95 CM.	PZA	4.00	248,545.00	994,180.00
7.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE PLACAS DE BASE DE 75 X 75 CM PARA COLUMNAS, INCLUYE NIVELACION, ANCLAS 20#12, ASENTADA CON MORTERO EXPANSIVO.	PZA	8.00	72,003.00	576,024.00
8.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE PLACAS DE BASE DE 65 X 65 CM PARA COLUMNAS, INCLUYE NIVELACION, ANCLAS 14#12, ASENTADA CON MORTERO EXPANSIVO.	PZA	4.00	54,083.00	216,332.00
9.- SUMINISTRO Y FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA TIPO PESADA PERFILES TIPO "W" FORMADOS POR PLACAS DE 1/4 o 1 1/2 UNIDAS POR SOLDADURA DE ARCO ELECTRICO E-60 CONTINUA, MANIOBRAS.	TN	604.00	339,291.00	204,931,764.00
10.- MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA, TIPO PESADO, INCLUYE CONEXIONES DE CAMPO UTILIZANDO SOLDADURA E-7018, CON GRUA TIPO TORRE, PLOMEADO Y NIVELACION, NIVELES 1 - 5.	TN	166.00	17,567.00	2,916,122.00
11.- MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA, TIPO PESADO, INCLUYE CONEXIONES DE CAMPO UTILIZANDO SOLDADURA E-7018, CON GRUA TIPO TORRE, PLOMEADO Y NIVELACION, NIVELES 6 - 12.	TN	438.00	19,451.00	8,519,538.00
12.- LIMPIEZA CARDEADO Y PROTECCION DE ESTRUCTURA METALICA CON PINTURA ANTICORROSIVA AMERCOAT IV O SIMILAR, COLOR AZUL OSC.	TN	604.00	6,845.00	4,134,380.00
	IMPORTE TOTAL			\$ 225,114,772.00



ESTRUCTURA  
DE  
CONCRETO

PRESUPUESTO

NAUCALFAN A 28 ABRIL 1986

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
1.- LIMPIEZA Y TRAZO DE TERRENO	M2	864.00	88.23	76,230.72
2.- EXCAVACION EN ZANJAS, TERRENO DURO A 1 M. PROFUNDIDAD	M3	160.72	1,053.36	169,296.02
3.- EXCAVACION PARA CIMENTACION CON EXPLOSIVOS EN ROCA	M3	57.08	4,725.00	269,703.00
4.- PLANTILLA DE CONCRETO f'c = 100 kg/cm2	M2	160.72	2,881.00	463,034.32
5.- EXCAVACION PREVIA PARA COLADO DE PILOTES, 50 CM DIAM.	NL	95.07	5,571.00	529,634.97
6.- PILOTES DE CONCRETO f'c = 250 kg/cm2 ARMADOS CON 14 # 12 Y ZURCHO # 3 @ 7. COLADO EN SITIO.	PZA	10.00	121,638.00	1,216,380.00
7.- PILOTES DE CONCRETO f'c = 250 kg/cm2 ARMADOS CON 9 # 12 Y ZURCHO # 2 @ 7. COLADO EN SITIO.	PZA	6.00	108,554.00	651,324.00
8.- ZAPATAS DE CONCRETO ARMADO f'c = 250 kg/cm2 SECCION 280x280 #60 ARMADAS CON # 6 @ 20 Y # 5 @ 15. INCLUYE CIMBRADO ARMADO Y DESCIMBRADO	PZA	14.00	316,682.00	4,433,548.00
9.- BADO DE CIMENTACION DE CONCRETO ARMADO f'c = 300 kg/cm2 SECCION 130x150 ARMADO CON # 5 @ 12 Y # 6 @ 15. INCLUYE CIMBRADO, ARMADO Y DESCIMBRADO	NL	39.20	99,981.00	3,919,255.20
10.- RELLENO CON MATERIAL DE BANCO, COMPACTADO AL 90% PROCTOR.	M3	145.50	4,617.00	671,773.50
11.- CIMBRA METALICA EN COLUMNAS, CUBICA +/- 7.3 M2/M3, PARA NIVELES DEL 1-5	M2	646.80	3,603.00	2,330,420.40
12.- CIMBRA METALICA EN TRABES, CUBICA +/- 8.0 M2/M3, A UNA ALTURA DE 3.50 M. PARA NIVELES DEL 1-5	M2	1028.30	4,510.00	4,637,633.00
13.- CIMBRA METALICA EN MUROS, CUBICA +/- 6.7 M2/M3, PARA NIVELES DEL 1-5	M2	1449.80	5,329.00	7,725,984.20
14.- ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN COLUMNAS Y MUROS	TN	25.99	265,575.00	6,902,294.25
15.- ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 EN TRABES	TN	99.14	263,902.00	26,163,244.28
16.- CONCRETO PREMEZCLADO f'c=250 kg/cm2 T.M.A. 19 MM CURADO CON CURACRETO, ELEVACION CON BOMBA DEL 1 AL 5 NIVEL, EN TRABES	M3	125.05	42,460.00	5,309,623.00
17.- CONCRETO PREMEZCLADO f'c=250 kg/cm2 T.M.A. 19 MM CURADO CON CURACRETO, ELEVACION CON BOMBA DEL 1 AL 5 NIVEL, MUROS Y COL'S	M3	352.28	43,734.00	15,406,613.52
18.- CIMBRA METALICA EN COLUMNAS, CUBICA +/- 7.3 M2/M3, PARA NIVELES DEL 6-12	M2	646.80	5,663.00	3,662,828.40
19.- CIMBRA METALICA EN TRABES, CUBICA +/- 8.0 M2/M3, A UNA ALTURA DE 3.50 M. PARA NIVELES DEL 6-12	M2	1176.80	5,006.00	5,887,056.00
20.- CIMBRA METALICA EN MUROS, CUBICA +/- 6.7 M2/M3, PARA NIVELES DEL 6-12	M2	1350.00	5,904.00	7,970,400.00
21.- CONCRETO PREMEZCLADO f'c = 250 kg/cm2 T.M.A. 19 MM CURADO CON CURACRETO, ELEVACION CON BOMBA DEL 6 AL 12 NIVEL, EN TRABES	M3	148.57	46,310.00	6,869,276.70
22.- CONCRETO PREMEZCLADO f'c = 250 kg/cm2 T.M.A. 19 MM CURADO CON CURACRETO, ELEVACION CON BOMBA DEL 6 AL 12 NIVEL, MUROS Y COL'S	M3	308.59	47,584.00	14,683,946.56
IMPORTE TOTAL =				\$ 119,960,500.04

## CONCLUSIONES

Para evaluar un proyecto se debe tomar en cuenta los beneficios, ejecución técnica y los costos, conforme a lo anterior se tiene:

A.- En cuanto a beneficios de una estructura con respecto a la otra, son los mismos, ya que técnicamente se presentan dos alternativas, Acero vs. Concreto, las cuales cumplen los requisitos de servicio.

B.- Técnicamente ambas estructuras son realizables y están diseñadas optimizando materiales, para resistir eficazmente las cargas a las que estarán sometidos los inmuebles durante su vida útil.

C.- Económicamente resulta evidente el alto costo de la estructura metálica contra la de concreto, esto debido a que México, no es un gran productor de acero laminado, la fabricación de perfiles se realiza con placas soldadas, proceso en el cual se requiere de maquinaria y personal calificado ambos difíciles de conseguir en el país, lo que conduce a un alto costo de producción de elementos de este tipo.

Por otro lado la construcción de estructuras de concreto, no requiere de personal, calificado para su elaboración y colocación, no así en la supervisión, donde el trabajo es más delicado. La alta producción de agregados y cemento en el país tiene como resultado una disminución de los costos directos en la fabricación de estructuras de concreto reforzado.

Por esta razón son muy pocas las estructuras de acero que se fabrican en México.

D.- Evaluados los puntos anteriores, se llega a la conclusión de apoyar la construcción de la estructura de concreto reforzado.

Tal vez si el costo de una estructura respecto a la otra, difirieran en +/- 20%, entonces para decidir respecto a la construcción de alguna de estas, se evaluarían detalles técnicos, tales como tiempo de ejecución, proceso constructivo, personal técnico, mano de obra calificada, comportamiento estructural, acabados, mantenimiento e instalaciones.

ATENTAMENTE,

ALVARO PALMA SANCHEZ

JOSE LUIS OROPEZA TRUJILLO

JULIO 1986.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- 'ANALISIS ESTRUCTURAL'.  
Rodolfo White, R.S.I. , México 1979.
- 2.- 'ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO'.  
D.M. Gonzalez Cuevas, F. Robles, J. Casillas  
R. Diaz de Cosio, Limusa, México 1983.
- 3.- 'ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO'.  
R. Park, T. Paulay, Limusa, México 1983.
- 4.- 'DISEÑO ESTRUCTURAL CON NORMAS ACI'.  
P.F. Rice, E.S. Hoffman, Limusa, México 1984.
- 5.- 'CONCRETO REFORZADO EN INGENIERIA'.  
B.E. Bresler, Limusa, México 1981.
- 6.- 'MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES'.  
Comisión Federal de Electricidad, México 1979.
- 7.- 'MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS'.  
E. Bazan Zurita, R. Meli Piralla, Limusa, México 1985.
- 8.- 'MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS'.  
Instituto de Ingeniería UNAM, México 1983.
- 9.- 'DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS'.  
E. Rosembuent, L. Esteva, Folleto Complementario al  
Reglamento de Construcciones del Distrito Federal  
México 1962.
- 10.- 'THE FINITE ELEMENT METHOD IN ENGINEERING SCIENCE'.  
O.C. Zienkewicks, McGraw-Hill, New York 1977.
- 11.- 'THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS TABS'.  
Earthquake Engineering Research Center, Universidad de  
California, Berkley 1975.
- 12.- 'DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO'.  
Título IV del RCDF, Instituto de Ingeniería UNAM, 401  
México 1977.
- 13.- 'SAP IV: A STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM FOR STATIC AND  
DINAMIC RESPONSE OF LINEAR SYSTEMS'. Earthquake  
Engineering Research Center, Universidad de California  
Berkley 1973.
- 14.- 'MANUAL DE DISEÑO POR SISMO'.  
Título IV del RCDF, Instituto de Ingeniería, UNAM,  
406, México 1977.
- 15.- 'DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS, PARA  
INGENIEROS Y ARQUITECTOS'. D. J. Downick, Limusa  
México 1984.
- 16.- 'STEEL STRUCTURES'.  
W. McGuire, Prentice Hall, Canada 1975.

## B I B L I O G R A F I A

- 17.- 'STEEL BUILDINGS, ANALYSIS AND DESIGN'.  
S.W. Crauley, R.M. Dillon, Jhon Wiley and Sons  
New York 1984.
- 18.- 'MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION'.  
American Institute for Steel Construction, INC  
New York 1977.
- 19.- 'FUNDAMENTAL OF STRUCTURAL DESIGN'.  
L.A. Hill, Intext Educational Publishers  
New York 1975.
- 20.- 'ANALISIS ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS'.  
C.H. Norris, J.B. Wilbur, McGraw-Hill, Mexico 1979.
- 21.- 'FOUNDATION ENGINEERING'.  
A.D. Jumkins, Intext Educational Publishers  
New York 1971.
- 22.- 'STRUCTURAL ANALISIS'.  
H.J. Laursen, McGraw-Hill, New York 1978.
- 23.- 'STEEL DESIGNERS MANUAL'.  
Constructional Steel Research and Development  
Organisation, Londres 1979.
- 24.- 'STRUCTURAL STEEL DESIGN'.  
Lambert Tall, The Ronald Press Company  
New York 1964.
- 25.- 'HIGH RISE BUILDING STRUCTURES'.  
W. Schueller, Jhon Wiley and Sons, London 1977.
- 26.- 'MECANICA DE SUELOS'.  
T.W. Lambe, R.V. Whitman, Limusa, México 1972.
- 27.- 'FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN'.  
J.E. Bowels, McGraw-Hill, New York 1977.
- 28.- 'INGENIERIA DE CIMENTACIONES'.  
R.B. Peck, W.E. Hanson, Limusa, México 1982.
- 29.- 'MECANICA DE SUELOS'.  
J. Badillo, R. Rodriguez, Tomo II, Limusa, México 1982.
- 30.- 'COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACION'.  
C. Suarez Salazar, Limusa, México 1980.
- 31.- 'ESTIMACION DE LOS COSTOS DE CONSTRUCCION'.  
P.L. Peurifoy, Diana, México 1982.