

109



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO OPTIMO EN ACERO DE UN  
EDIFICIO TIPO

TESIS  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA

GONZALO ZARATE SANTILLAN



ASESOR: DR. DAVID DE LEON ESCOBEDO

MEXICO, D. F.

286370



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTTI/173/98

Señor  
GONZALO ZARATE SANTILLAN  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. DAVID DE LEON ESCOBEDO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

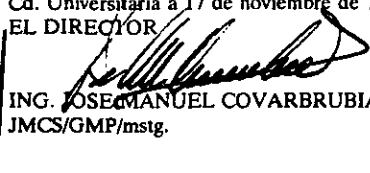
**"DISEÑO OPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO"**

- INTRODUCCION**
- I. BASES PARA EL DISEÑO OPTIMO DE ESTRUCTURAS DE ACERO SUJETAS A SISMO**
  - II. DESCRIPCION DEL EDIFICIO EN ESTUDIO**
  - III. MODELO SIMPLIFICADO PARA EVALUACION DE DAÑOS**
  - IV. GENERACION DE LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO**
  - V. DESARROLLO E IMPLEMENTACION DE TECNICAS DE SIMULACION DE MONTE CARLO**
  - VI. COSTOS DE EDIFICACION Y DE REPARACION**
  - VII. SELECCION DEL DISEÑO OPTIMO**
  - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 17 de noviembre de 1998  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSE MANUEL COVARBRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP/mstg.

AGRADEZCO A MI ASESOR DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO Y  
A LOS MIEMBROS DEL JURADO

A MIS PADRES

## INDICE

### INTRODUCCIÓN

### I. BASES PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE ESTRUCTURAS DE ACERO SUJETAS A SISMO

I.1 Criterios de diseño: Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design, AISC) y Normas Técnicas Complementarias del Gobierno del Distrito Federal	1
I.2 Método Estático Equivalente y Métodos Dinámicos	10
I.3 Plasticidad y efectos en la estructura	14

### II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

II.1 Definición del tipo estructural al que se limita el estudio: localización, uso, planta y elevación	16
II.2 Detalles constructivos y estructurales del caso por analizar	18
II.3 Descripción del ambiente de cargas a las que estará expuesta la estructura durante su vida útil	26
II.4 Aspectos estructurales de la cimentación	30

### III. MODELO SIMPLIFICADO PARA EVALUACIÓN DE DAÑOS

III.1 Datos en los que se apoyan los parámetros	32
III.2 Desarrollo y calibración de modelos de daño	34

### IV. GENERACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO

IV.1 Espacio factible de diseños	36
IV.2 Propuesta de varias opciones de diseño	39

## **V. DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE TÉCNICAS DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO**

V.1 Descripción de las técnicas de simulación de Monte Carlo	43
V.2 Aplicación de las técnicas de simulación de Monte Carlo a la estructura en estudio	47

## **VI. COSTOS DE EDIFICACIÓN Y DE REPARACIÓN**

VI.1 Determinación de precios unitarios	51
VI.2 Estimación de daños y pérdidas indirectas	52
VI.3 Estimación del costo de reparación	57
VI.4 Análisis del factor de valor presente	59
VI.5 Desarrollo de funciones de costo total	60

## **VII. SELECCIÓN DEL DISEÑO ÓPTIMO**

## **VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **APÉNDICES**

## **BIBLIOGRAFÍA**

### INTRODUCCIÓN

El objetivo de una construcción urbana es crear espacios en los que se viva y trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort; para ello, la estructura debe tener resistencia suficiente para soportar la combinación de efectos producidos por cargas verticales, viento o sismo, y rigidez adecuada para que sus deformaciones bajo esos efectos; no sean excesivas, con lo que se evita el pánico entre los ocupantes. Al menos en temblores no demasiado intensos, se reducen los daños en elementos no estructurales e instalaciones, y se regulan los efectos de segundo orden, provenientes de la interacción de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir; de manera significativa, en la resistencia de estructuras flexibles. Así pues, las estructuras pueden diseñarse, al menos en teoría, para que tengan la suficiente resistencia y rigidez para mantenerse en el intervalo elástico ante cualquier sollicitación. Sin embargo; esto llevaría al diseñador estructural a obtener secciones muy robustas, y como consecuencia; elevaría el costo de la estructura a niveles tan altos que no se podría construir. Por lo común, los diseños no suelen tener ésta característica y se realizan de tal forma que tengan un comportamiento "satisfactorio" ante las sollicitaciones que pudieran sobrevenir. Ahora bien: ¿Cómo determinar las sollicitaciones máximas a las que estará sujeta la estructura? Hay organismos, en instituciones educativas, profesionales y oficiales; que realizan estudios de sismología, sismicidad y riesgo sísmico necesarios para determinar las acciones de diseño, las cuales se proporcionan a los Ingenieros por medio de los reglamentos de construcciones que son de carácter legal y obligatorio. Sin embargo, no se puede garantizar que la información allí contenida indique las sollicitaciones máximas a las que estará sujeta la estructura durante su vida útil, pues, aunque las cargas muertas y vivas puedan ser determinadas con buena precisión por medio de estudios estadísticos, las incertidumbres relativas a las acciones producidas por viento y sismo son muy grandes, ya que se trata de fenómenos naturales, de los que hay pocos datos. De este modo, la base del diseño sísmico de los edificios no es el temblor más intenso que deberá resistir, que no se conoce; sino los sismos que ha afectado, en el pasado, el lugar donde se construirá. Como la información cuantitativa que se posee es muy limitada, de unas cuantas décadas a lo sumo; poco se sabe acerca del temblor de diseño. La intensidad probable de éste depende también del periodo de retorno que se considere, relacionado con la vida útil de la construcción. Aquí se origina otra fuente de incertidumbres, pues los edificios no se demuelen cuando termina su vida útil de diseño, sino que se conservan hasta que dejan de ser convenientes económicamente.

---



La amplitud y contenido de frecuencias de las ondas que produce un sismo en un sitio dado dependen de la magnitud del sismo, de la distancia a la zona donde se generó, de las propiedades mecánicas de los estratos de suelo que se atraviesan hasta llegar al sitio, y de las características del suelo en éste. Puede haber amplificaciones de ondas de determinadas frecuencias cuando pasan por estratos de suelos con ciertas propiedades, con lo que aumenta o disminuye la amplitud de los movimientos, y su frecuencia varía. Además, como las ondas que originan el movimiento del suelo en que se desplanta una construcción provienen de la zona de ruptura de una falla, llegan al edificio con una dirección determinada, pero las características de esas ondas, su interacción y los efectos locales, geológicos y topográficos, hacen que el movimiento real del suelo resulte aleatorio, predominantemente horizontal, con cierto énfasis direccional, y con una componente vertical que puede ser importante.

De igual forma que con el sismo de diseño, existen incertidumbres en el comportamiento de las estructuras: No se conoce el grado de amortiguamiento de estas que, además, cambia en las diversas etapas de su respuesta ante temblores y poco se sabe del sistema constituido por estructura, muros, losas, escaleras y cimentación. Otra incertidumbre importante proviene de la reducción que se hace en la respuesta elástica lineal al considerar la ductilidad de la estructura. El procedimiento más común consiste en dividirla entre un factor que depende principalmente de la ductilidad y la resistencia de la estructura, y que varía de uno a cuatro o más. Estos valores no pueden calcularse; son producto del juicio de grupos de expertos que se basan principalmente en el comportamiento ante sismos de diversos sistemas estructurales y en ocasiones no corresponden al comportamiento esperado. La obtención del modelo matemático para el análisis también tiene bastantes incertidumbres: En ocasiones es difícil determinar de manera satisfactoria la rigidez de los sistemas marco - contraventeos - muros. De igual manera sucede con los sistemas de piso y las escaleras. Adicionalmente esas rigideces cambian durante un temblor, debido al agrietamiento y al deterioro progresivo causado por intemperismo y por sucesión de temblores y, como la mayoría de las veces el deterioro no es uniforme, se altera la distribución de rigideces y la distribución de las fuerzas sísmicas, inmodificando las fuerzas de torsión que pueden verse incrementadas.

En lo que se refiere a la subestructura, para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño suele suponerse que la estructura se encuentra empotrada en su base, cosa que de ninguna manera es cierta puesto que el suelo también sufre deformaciones. Existe la práctica usual de fragmentar el conjunto suelo - cimentación - estructura en tres sistemas que se estudian por separado cuando en realidad trabajan en conjunto. Al mismo tiempo, cuando el terreno es blando, el período fundamental del edificio tiende a crecer debido a la componente rotacional del movimiento de la cimentación. Y, con respecto a la influencia de las construcciones vecinas, no se sabe cómo determinarla, y aún si se supiera ya no se podrían hacer modificaciones al diseño, en caso de existir cambios en el futuro en

las construcciones cercanas. Por el estilo sucede en el modelo matemático de la estructura ya que las incertidumbres inherentes en la determinación de los parámetros mecánicos y geométricos que intervienen en su modelado, como son la resistencia, el módulo de elasticidad del material, los momentos de inercia y áreas de las secciones de las barras no son despreciables. Es importante reconocer que aunque el modelo matemático sea analizado con las mejores herramientas disponibles, si no hay congruencia entre el modelo y la estructura real, dicho análisis y el posterior diseño de la estructura empleando estos resultados carecen de utilidad. Esto a pesar de que en ocasiones, aún cuando las hipótesis hechas y los parámetros empleados en el análisis y diseño son razonables, son invalidados al momento de construirla; ya sea por transmitir la información de manera inadecuada a través de los planos constructivos o bien por no respetarse las recomendaciones contenidas en ellos debido a que son difíciles de realizar o en campo se considere que no son necesarios ciertos detalles que allí se especifican. Así, por ejemplo; una de las causas más frecuentes de daños por sismo se debe a la manera inadecuada en que se construyen muros divisorios y otros elementos no estructurales que el proyectista consideró que no era conveniente que formaran parte integral de la estructura pero que, o no especificó claramente en los planos cómo se debían construir, (esto es, que holguras debía haber entre la estructura y sus elementos) o el constructor no respetó lo especificado, por falta de supervisión o negligencia.

Por último, desde el punto de vista arquitectónico; la tendencia es hacia la obtención de formas libres, que creen un exterior llamativo y proporcionen espacios interiores irregulares. En este aspecto el ingeniero estructural no juega un papel predominante en la determinación de la forma del edificio, y como resultado tiene que buscar dónde colocar los elementos que resistirán las cargas gravitacionales y las acciones sísmicas, sin interferir con la forma ni con el funcionamiento del edificio y deberá hallar la manera de conectarlos para obtener la continuidad necesaria de la construcción. Este panorama es el que debe enfrentar el diseñador estructural cuando se le encomienda el diseño de una estructura. El ingeniero estructural tendrá que adoptar un criterio que le permita obtener una estructura que sea segura y adicionalmente económicamente competitiva, puesto que proponer una estructura infalible lo dejará fuera de la contienda al existir otras propuestas que, con o sin un adecuado criterio de diseño, resulten más baratas. Así que el ingeniero se encuentra ante una disyuntiva: O utiliza los valores mínimos indispensables que especifican los reglamentos y, que como se verá posteriormente; son modificados en forma paulatina dejando en condición de riesgo sísmico a la estructura, o bien propone de forma racional un coeficiente sísmico que le permita obtener el adecuado equilibrio entre seguridad y economía. El presente trabajo pretende hacer justamente eso: Basado en criterios de reciente desarrollo, se establece una metodología que permitirá obtener la confiabilidad correspondiente al costo total esperado mínimo de la estructura propuesta.

# CAPITULO I

BASES PARA EL DISEÑO  
OPTIMO DE  
ESTRUCTURAS DE ACERO  
SUJETAS A SISMO

**I.1 CRITERIOS DE DISEÑO: DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN, AISC) Y NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL**

Para poder tratar adecuadamente el problema de la seguridad, es necesario plantear el diseño de elementos estructurales en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar factores de seguridad y qué consecuencias pretenden prevenir (19). Es claro que la condición que se deberá cumplir es que las demandas de resistencia sean menores o iguales que la resistencia nominal en la vida útil de la estructura. Una forma de operar podría ser a través de un solo factor de seguridad que relacionara la mejor estimación posible de la resistencia, representada por la media o valor esperado de ésta,  $m_R$ ; con la mejor estimación que puede hacerse de la acción,  $m_S$ . En este caso, habría que diseñar para que esta relación representara el factor de seguridad del elemento en el sentido expresado anteriormente, es decir:

$$FS = \frac{m_R}{m_S} \quad (I.1.1)$$

Este método tiene la siguiente desventaja: en cada caso particular, la magnitud de las incertidumbres que existen en las diversas variables y aspectos de diseño es diferente, por lo tanto; el factor de seguridad debería tomar distintos valores según las condiciones específicas. Entonces, el reglamento debería prever gran número de alternativas y permitir al ingeniero estructural determinar el factor de seguridad con base en estimaciones subjetivas con respecto a los factores que intervienen. Por facilidad de presentación, y para definir en forma más rígida los factores de seguridad; se toman en cuenta las incertidumbres en las variables donde éstas aparecen, por medio de factores de seguridad parciales, en lugar de acumularlos hasta determinar un solo factor de seguridad final. Así, la incertidumbre en la resistencia se considera tomando valores conservadores de las variables que determinan el valor de ésta, principalmente de los esfuerzos resistentes de los materiales y de los parámetros que intervienen en las expresiones de cálculo. Normalmente, en la práctica, se simplifica el tratamiento al considerar conservadoramente el valor de la acción como el máximo posible de la misma en la vida útil de la estructura, y el de resistencia como el mínimo ensayado en muchas pruebas; así mismo; los valores de la acción como los de resistencia se expresan en términos del mismo tipo de elemento mecánico (tensión, compresión, cortante, momento y torsión).

En lo que respecta a la incertidumbre en la acción, esta se considera especificando valores conservadores para las distintas cargas y aplicando, a las fuerzas determinadas para dichas acciones; factores de carga que dependen de la probabilidad de que se exceda el valor conjunto de las distintas acciones que intervienen en el estudio durante la vida útil de la estructura. Esta forma de proceder da lugar a falta de uniformidad en los niveles de seguridad, ya que la acumulación de factores parciales no conduce con precisión al factor de seguridad global que se pretende obtener.

Otro planteamiento del problema es posible cuando se puede expresar la resistencia como una función lineal de cierto esfuerzo resistente del material:

$$R_d = K f_d \quad (1.1.2)$$

en que K es un coeficiente que depende en general de las diversas propiedades geométricas de la sección. Si además los efectos de las acciones se expresan en términos de un esfuerzo actuante en la sección, al dividir la fuerza interna actuante en la sección entre el mismo factor K se obtiene:

$$f_a = \frac{S_d}{K} \quad (1.1.3)$$

y si se considera un solo factor de carga  $F_C$  igual para todas las acciones, se puede establecer una desigualdad en términos de esfuerzos:

$$F_R \frac{R_d}{K} \geq F_C \sum \frac{S_d}{K} \quad (1.1.4)$$

de donde

$$\frac{F_R}{F_C} f_d \geq f_a \quad (1.1.5)$$

el término  $(F_R/F_C) f_d$  se denomina esfuerzo admisible o permisible, y en él se han concentrado todos los factores parciales de seguridad:

$$f_p = \frac{F_R}{F_C} f_d \quad (1.1.6)$$

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

De esa manera se obtiene un criterio de revisión de la seguridad que consiste en la comparación de un esfuerzo actuante con uno permisible:

$$f_p \geq f_a \quad (I.1.7)$$

Este criterio de diseño es el que se ha usado tradicionalmente para la mayoría de los materiales, derivado de la hipótesis de que éstos tienen un comportamiento elástico lineal, de modo que los esfuerzos actuantes se determinan con una teoría elástica y los permisibles se fijan de manera que el comportamiento del material fuera claramente lineal para esfuerzos menores que ellos. En los reglamentos actuales, sin embargo, este criterio no está necesariamente ligado a una teoría elástica.

Existe otro enfoque para solucionar el problema de la seguridad. Este, que es relativamente reciente; es el planteamiento por estados límite. La formulación de estados límite conduce en forma directa a lo que se conoce como un criterio de diseño por resistencia en el cual, en términos generales; la revisión consiste en comprobar que se cumpla la desigualdad siguiente:

$$F_R R_d \geq F_C S_d \quad (I.1.8)$$

o sea, que la resistencia,  $R_d$ , calculada con los valores nominales de los esfuerzos resistentes de los materiales y con expresiones que son generalmente conservadoras, se multiplica por un factor de reducción de resistencia,  $F_R$ , que pretende tomar en cuenta algunos factores adicionales como la incertidumbre en el modo de falla involucrado en el estado límite en cuestión. En el otro lado de la desigualdad, los efectos de las acciones de diseño, o sea, las fuerzas internas,  $S_d$ , obtenidas del análisis de la estructura ante cada una de las cargas de diseño se multiplican, cada una, por factores de carga que toman en cuenta la probabilidad de que se exceda el efecto del conjunto de acciones promedio que interviene en la combinación de acciones que se está considerando. De esta manera, se tiene un juego de factores de seguridad que dan lugar a niveles de seguridad razonablemente uniformes.

El criterio de diseño por estados límite o sus variantes, llamados en algunos reglamentos criterios de diseño por resistencia última, constituye un planteamiento más claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una estructura y permite identificar más claramente dónde se toman los factores de seguridad y qué magnitud tienen éstos. Además, el desglosar el factor de seguridad total en diversos factores parciales proporciona una gama mucho más amplia de factores de seguridad global que permiten lograr un adecuado nivel de seguridad para una gran variedad de situaciones de diseño.

La preferencia por uno u otro criterio tiene raíces históricas. Los primeros procedimientos de diseño eran del tipo de esfuerzo admisible, ya que estaban basados en observaciones sobre las condiciones que producen la falla de determinadas estructuras o elementos, y en tomar cierto factor de seguridad para asegurar que los esfuerzos nunca rebasen los admisibles. Posteriormente, el desarrollo de la teoría de la elasticidad produjo la tendencia de calcular los esfuerzos en las distintas partes de la estructura con dicha teoría, y a tratar de limitar dichos esfuerzos a ciertas fracciones de la resistencia de los materiales. En las últimas tres décadas se ha reconocido que muchas situaciones salen de lo que puede predecirse por un comportamiento elástico, y que la mejor forma de plantear un criterio uniforme de diseño para los diferentes materiales y tipos de estructuras es mediante un procedimiento de estados límite, que es el que se ha adoptado en la mayoría de los códigos modernos. En particular, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha adoptado los criterios de diseño relativos a los estados límite de falla y de servicio. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (30), se detallan los criterios de diseño adoptados y se permite "utilizar algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195" del Título Sexto del Reglamento, el cual se enuncia a continuación:

**ARTICULO 195.** - Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este Capítulo y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción del Departamento, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Ordenamiento, tal justificación deberá realizarse previamente a la solicitud de la licencia.

Por tal motivo, se utilizará el criterio de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) el cual se ha implementado en la segunda edición editada por el AISC en 1993. Es pertinente aclarar que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal se ha apoyado en los criterios del AISC para editar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas en su edición de 1989, por lo tanto; estos dos reglamentos no son ajenos entre sí. Esto es debido a que ambos se apoyan en la misma teoría y el Reglamento Construcciones del Distrito Federal ha adoptado y adaptado muchas de las especificaciones del AISC. Adicionalmente, al ser dichas normas de reciente publicación, se aplican los criterios más actualizados que hay en su género. Además, las especificaciones de Diseño por Factores de Carga y resistencia del AISC para edificios de acero están basadas en la teoría de la confiabilidad (10). Como todas las especificaciones del Instituto Americano de Construcción en Acero, estas normas se fundamentan en experiencias pasadas, avances en el estado del conocimiento, y adecuaciones en la práctica del diseño. Las especificaciones LRFD han sido desarrolladas como un documento de consenso para proveer una práctica uniforme en el diseño de edificios de acero. La intención es proporcionar un criterio de



diseño de rutina y no dar criterios específicos para situaciones poco frecuentes que pueden ocurrir en el amplio campo de la práctica en el diseño estructural. Proporcionar provisiones definitivas para cubrir todos los casos haría a las especificaciones LRFD demasiado difíciles de aplicar en el uso de diseño rutinario. LRFD utiliza factores separados para cada carga y para la resistencia. Se requirió una gran cantidad de investigación y experiencia para establecer los factores adecuados. Debido a que los diferentes factores reflejan el grado de incertidumbre de diferentes cargas y combinaciones de cargas y la aproximación de la resistencia, es posible obtener una confiabilidad más uniforme.

Las especificaciones LRFD están fundamentadas en:

1. Modelos probabilísticos de carga y resistencia.
2. Una calibración del criterio LRFD a la edición de 1978 de las especificaciones ASD.
3. La evaluación del criterio resultante por juicios y experiencias pasadas auxiliados por estudios comparativos de estructuras representativas.

En este criterio, dos tipos de estados límite se aplican a las estructuras: estados límite de resistencia los cuales definen la seguridad contra las cargas extremas que puedan producir la falla durante la vida de la estructura, y estados límite de servicio los cuales definen los requerimientos funcionales. Las especificaciones LRFD se enfocan en los estados límite de falla debido a que son los que conciernen a la seguridad pública. Esto no significa que los estados límite de servicio no sean importantes para el diseñador, quien deberá asegurarse de la funcionalidad y economía del diseño por igual. Sin embargo, estas últimas permiten un ejercicio más amplio del criterio de los diseñadores. Por otra parte; las consideraciones mínimas de seguridad pública no son materia de juicio individual y por esto, las especificaciones se enfocan más en los estados límite de falla que en los estados límite de servicio. El método LRFD puede ser resumido por la expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (I.1.9)$$

Donde

$i$  Tipo de carga (carga muerta, carga viva, viento, etc.)

$Q_i$  Efecto nominal de la carga

$\gamma_i$  Factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$\sum \gamma_i Q_i$  Resistencia requerida

$R_n$  Resistencia nominal

$\phi$  Factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$\phi R_n$  Resistencia de diseño

El lado izquierdo de la desigualdad, representa la resistencia requerida, calculada por análisis estructural, basado en las cargas asumidas. El lado derecho, representa la capacidad estructural limitante que proporciona el miembro seleccionado. El término resistencia de diseño, se refiere a la resistencia que debe ser proporcionada por el miembro. Los factores de carga ( $\gamma$ ) y los de resistencia ( $\phi$ ) reflejan el hecho de que las cargas, efectos de cargas (las fuerzas calculadas y los momentos en los elementos estructurales), y las resistencias pueden ser determinadas solo con grados de aproximación imperfectos. El factor de resistencia es igual o menor que 1.0 debido a que siempre existe la posibilidad de que la resistencia sea menor que el valor nominal calculado con las expresiones correspondientes. De manera similar, los factores de carga reflejan el hecho de que los efectos de las cargas puedan variar con respecto a los valores nominales calculados con las cargas especificadas. Estos factores toman en cuenta la ineludible imperfección en los modelos usados en la teoría, variaciones en las propiedades del material y dimensiones, e incertidumbres en la determinación de las cargas. Ellos proporcionan un margen de confiabilidad considerando cargas inesperadas.

Debe observarse que el AISC ha introducido el método LRFD para proporcionar una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero. En el método de diseño por esfuerzos permisibles (que antecedió al LRFD), se usaba el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y para las vivas, en tanto que en el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, se utiliza un factor de carga o de seguridad mucho menor para las cargas muertas ya que éstas se pueden determinar con mayor exactitud que las vivas (21).

La siguiente, es una breve explicación probabilística de las bases del LRFD (10): Los efectos de carga  $Q$  y la medida de resistencia  $R$  se consideran variables aleatorias estadísticamente independientes. En la Figura I.1, las distribuciones de frecuencia para  $Q$  y  $R$  están representadas como curvas separadas en una gráfica común para un caso hipotético. Como la resistencia  $R$  es más grande que (se ubica a la derecha de) los efectos de las cargas  $Q$ , existe un margen de seguridad para el estado límite. Sin embargo, debido a que  $Q$  y  $R$  son variables aleatorias, existe una pequeña probabilidad de que  $R$  pueda ser menor que  $Q$ . Esta probabilidad está relacionada al grado de traslape de las distribuciones de frecuencia en la Figura I.1, la cual depende de su posicionamiento relativo ( $R_m$  vs.  $Q_m$ ) y sus respectivas dispersiones.

Una situación equivalente se observa en la Figura I.2. Si la expresión  $R < Q$  es dividida por  $Q$  y el resultado se expresa logarítmicamente, el resultado será una curva única de distribución de frecuencias que combina las incertidumbres de  $Q$  y  $R$ . La probabilidad de alcanzar el estado límite ( $R < Q$ ) es igual a la probabilidad de que  $\ln(R/Q) < 0$  y está representada por el área sombreada en la Figura I.2.

El área sombreada puede ser reducida y de este modo la confiabilidad puede ser incrementada de dos maneras posibles:

1. Moviendo la media de  $\ln(R/Q)$  a la derecha.
2. Reduciendo la dispersión de la curva para una posición dada de la media relativa al origen.

Una forma conveniente de combinar estas dos aproximaciones es definiendo la posición de la media usando la desviación estándar de  $\ln(R/Q)$  como la unidad de medida. Por lo tanto, la distancia desde el origen a la media se mide como el número de desviaciones estándar de la función  $\ln(R/Q)$ . Como se muestra en la Figura I.2, esto se establece como  $\beta$  veces  $\sigma_{\ln(R/Q)}$ , la desviación estándar de  $\ln(R/Q)$ . El factor  $\beta$  se llama *índice de confiabilidad*.

Si la forma actual de la distribución de  $\ln(R/Q)$  fuera conocida, y si pudiera establecerse un valor aceptable de probabilidad de alcanzar el estado límite, se podría fijar un conjunto de criterios de diseño completamente basados en probabilidad. Desafortunadamente, la información necesaria frecuentemente es incompleta. Las formas de distribución de cada una de las variables (materiales, cargas, etc.) tiene influencia en la forma de la distribución de  $\ln(R/Q)$ . A menudo pueden estimarse sólo las medias y las desviaciones estándar de las variables involucradas en la caracterización de la resistencia y los efectos de carga. Sin embargo, esta información es suficiente para construir un criterio aproximado de diseño, el cual es independiente del conocimiento de la distribución, estableciéndose la siguiente condición de diseño:

$$\beta \sigma_{\ln(R/Q)} \approx \beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq \ln(R_m / Q_m) \quad (I.1.10)$$

En esta fórmula, la desviación estándar ha sido reemplazada por la aproximación  $\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ , donde  $V_R = \sigma_R / R_m$  y  $V_Q = \sigma_Q / Q_m$  ( $\sigma_R$  y  $\sigma_Q$  son las desviaciones estándar,  $R_m$  y  $Q_m$  son los valores de las medias,  $V_R$  y  $V_Q$  son los coeficientes de variación, respectivamente, de la resistencia  $R$

y los efectos de la carga Q). Para elementos estructurales, las cantidades  $R_m$ ,  $Q_m$ , y los coeficientes de variación,  $V_R$  y  $V_Q$ , pueden ser estimados, así que el cálculo de  $\beta$  se realiza con la expresión:

$$\beta = \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (I.1.11)$$

Esta cantidad es un valor comparativo de la medida de confiabilidad de una estructura o componente. La descripción de la determinación de  $\beta$ , como está dada en el desarrollo anterior, es una forma simple de definir el método probabilístico usado en el desarrollo del LRFD.

Existen algunos métodos de cálculo para el uso de los redactores de especificaciones para determinar los factores de resistencia  $\phi$ . Estos factores también pueden determinarse aproximadamente por la siguiente expresión:

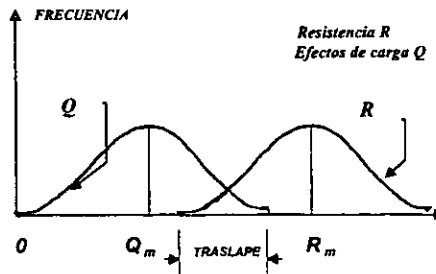
$$\phi = (R_m / R_n) \exp(-0.55\beta V_r) \quad (I.1.12)$$

Donde

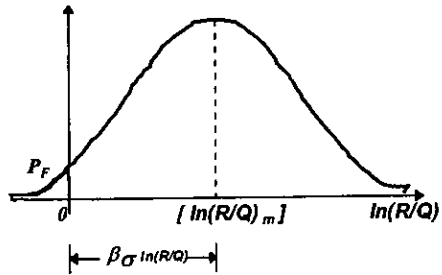
$R_m$  Resistencia media

$R_n$  Resistencia nominal conforme las respectivas expresiones

$V_r$  Coeficiente de variación de la resistencia



**Figura I.1** Distribución de frecuencias de efectos de carga y resistencia



**Figura 1.2** Definición del Índice de Confiabilidad

El presente trabajo tiene como uno de sus objetivos, calibrar el criterio de diseño implícito en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal desde el punto de vista de comparar su confiabilidad con la del diseño asociado al costo mínimo.

**1.2 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE Y MÉTODOS DINÁMICOS**

Existen diferentes métodos para evaluar las sollicitaciones que los sismos producen en las estructuras. Los métodos aceptados en las normas tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: Los de tipo estático y los dinámicos (19).

Los métodos de análisis estático, se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de las fuerzas de inercia que se inducen en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, suponiendo que ésta va a vibrar, esencialmente, en su primer modo natural. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal acepta el uso del método estático en estructuras de altura no mayor de 60 m. Se debe evitar su empleo en estructuras que tengan geometría irregular en planta o elevación, o distribución no uniforme de masas y rigideces. La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = C_s W \tag{1.2.1}$$

donde  $W$  es el peso total de la estructura,  $C_s$  es el coeficiente de cortante basal para cuya determinación el reglamento permite dos opciones. Si no se calcula el periodo natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por ductilidad, o sea:

$$C_s = c/Q \tag{1.2.2}$$

La segunda opción permite hacer una estimación aproximada del periodo natural  $T$ . Si éste se encuentra en la zona plana del espectro de diseño, no se pueden hacer reducciones por este concepto, y  $C_s$  se calcula con la expresión anterior. Si  $T < T_1$ , el coeficiente basal  $C_s$  puede tomarse igual a la ordenada del espectro reducido según las reglas que dan lugar a la rama ascendente del espectro:

$$C_s = \frac{a_o + (c - a_o) T/T_1}{1 + (Q - 1) T/T_1} \tag{1.2.3}$$

Finalmente, si  $T > T_2$ , la estructura se encuentra en la zona correspondiente a la rama descendente del espectro. En esta zona sería poco conservador tomar el coeficiente basal igual a la ordenada espectral, para un método estático en que se ignoran los efectos de modos superiores, ya que estos últimos pueden ser significativos para estructuras de periodo largo. Por ello, el coeficiente basal  $C_s$  debe ser mayor que la ordenada espectral correspondiente al periodo de la estructura. Para tomar en cuenta lo anterior, el Reglamento especifica una reducción en el coeficiente de cortante basal que va aparejada a una modificación en la distribución de fuerzas laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el valor de  $C_s = c/Q$ . Para emplear esta segunda opción, es necesario conocer el periodo natural de la estructura; para su determinación, se debería realizar un análisis dinámico de la misma; pero se permiten aproximaciones del periodo fundamental para estructuras regulares.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuáles son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar a dicha cortante total. El reglamento acepta para el método estático equivalente la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles es lineal, partiendo de cero hasta un máximo,  $a_M$ , en la punta. De ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s W \quad (1.2.4)$$

Con esta última expresión se determinan las fuerzas aplicadas en cada masa. En edificios, la masa se considera concentrada en el centro de gravedad de cada piso.

Con lo anterior se resuelve el problema a nivel bidimensional. Sin embargo la estructura es tridimensional y, por tanto; debe ubicarse la posición de las fuerzas sísmicas en la planta de cada nivel. Tratándose de fuerzas de inercia, debe pensarse en una serie de fuerzas elementales aplicadas en cada unidad de masa del piso en cuestión. Es usual que el piso tenga una

estructura que lo haga rígido en su plano, de manera que se moverá como cuerpo rígido y podrá considerarse la resultante de dichas fuerzas aplicada en el centro de masa del piso en cuestión. Esta fuerza de inercia debe ser resistida por los diferentes elementos verticales que constituyen la estructura. Cuando no hay excentricidad entre las resultantes de las fuerzas actuantes y resistentes, las fuerzas sísmicas actuantes producen un movimiento de traslación del sistema de entrepiso, de manera que puede definirse como rigidez de entrepiso a la fuerza cortante lateral que se requiere para producir un desplazamiento unitario del piso. Los elementos que contribuyen a la

rigidez lateral del entrepiso son generalmente marcos planos o muros, así que pueden identificarse ejes en los que están colocados los elementos resistentes. Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso o sea:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j} \quad (1.2.5)$$

En que  $V_j$  es la fracción de la fuerza cortante total en el piso en estudio,  $V$ , que es absorbida por el eje  $j$ ;  $R_j$  es la rigidez de entrepiso del eje  $j$ . Cuando las rigideces de cada eje están distribuidas de manera simétrica en el piso, la resultante de las fuerzas resistentes coincide con el centro geométrico de la planta y, por tanto, en general con la línea de acción de la fuerza actuante. Es frecuente, sin embargo, que los ejes de más rigidez estén dispuestos simétricamente, en cuyo caso la resultante de las fuerzas resistentes estará situada en un punto llamado centro de torsión o centroide de rigideces.

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura basándose en masas y resortes cuya rigidez lateral depende de las características de la estructura. El método más empleado en la práctica es el análisis modal; las fuerzas cortantes de diseño se encuentran superponiendo los primeros modos de vibración y utilizando los espectros para diseño sísmico especificados en los reglamentos(5). El Reglamento especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Estos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado por el método estático y después superponerse.

Se determinan los tres primeros modos de traslación, y todos aquellos adicionales que tengan un periodo mayor de 0.4 seg. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el periodo en particular del modo en cuestión.

Otro método dinámico que se ha empleado para el análisis de estructuras es el análisis paso a paso para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. El procedimiento, además de ser laborioso, presenta dificultades para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño. El Reglamento de Construcciones acepta como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos. En la literatura se incluyen otros dos métodos que cumplen con los requisitos de aplicación del método estático: Uno de ellos, el denominado cuasidinámico (Aranda y Rascón, 1986), suministra una precisión muy superior a la del estático y



se acerca mucho a la del análisis modal; el otro (Cruz y Chopra, 1986), con base en una estimación de parámetros de la estructura, permite decidir el grado de refinamiento que se debe emplear en el análisis. Cualquiera de estos dos métodos puede utilizarse como alternativa de los que señala el Reglamento para los casos en que el método estático no sea aplicable (17).

### I.3 PLASTICIDAD Y EFECTOS EN LA ESTRUCTURA

El objeto de la teoría plástica simple es determinar la resistencia máxima de las estructuras que fallan dúctilmente, por formación de un número de articulaciones plásticas suficiente para convertir a la estructura completa, o a una parte de ella, en un mecanismo inestable sin capacidad para resistir cargas, ya que se desplaza sin deformaciones adicionales. Las bases de ésta teoría se mencionan a continuación, de manera que al aplicarlas se excluyen fallas prematuras por inestabilidad de cualquier tipo, y se desprecian los efectos de las fuerzas cortantes y normales. Por consiguiente, la teoría plástica simple trata, exclusivamente, con barras sometidas a flexión pura. Para aplicar sus resultados al diseño de estructuras reales es necesario revisarlos, y en su caso, corregirlos, para tener en cuenta todos los efectos que se ignoran originalmente. (El procedimiento es análogo al que se sigue en el análisis y diseño elástico de estructuras, las que se analizan utilizando las propiedades que tendrían las vigas y columnas que las componen si no existiese en ellas fuerzas normales ni cortantes, y los efectos de ésta se toman en cuenta posteriormente en el diseño). Para el estudio de vigas de acero flexionadas en el plano de carga bajo solicitaciones de intensidad creciente se aceptan las hipótesis siguientes, que caracterizan a la teoría plástica simple:

1. El acero sigue la ley de Hooke hasta que el esfuerzo llega al límite de fluencia; a partir de ese punto las deformaciones pueden crecer infinitamente mientras el esfuerzo se mantiene constante.
2. El acero tiene las mismas propiedades en compresión que en tensión, con los mismos valores de  $E$  y  $\sigma_y$ , en los dos tipos de solicitaciones.
3. El acero es homogéneo e isótropo en las dos zonas de interés: elástica y plástica.
4. Cada fibra longitudinal de una pieza sometida a flexión se comporta como si estuviese trabajando a tensión o a compresión simple; es decir, se supone que cada una de las fibras está en libertad de alargarse longitudinalmente y contraerse transversalmente, o viceversa, bajo la acción de las fuerzas exteriores.
5. Todas las secciones transversales de la viga tienen un eje de simetría, alojado en el plano de flexión.
6. Las secciones transversales planas antes de la deformación permanecen planas después de ésta y se conservan normales al eje longitudinal deformado.
7. El comportamiento de una sección totalmente plastificada es análogo al de una articulación real, con la diferencia de que mientras en ésta el momento es nulo, en aquella se mantiene igual a  $M_p$ ; por consiguiente, cuando el momento flexionante en una sección alcanza un valor igual a su

momento plástico resistente, se forma en ella una articulación plástica, caracterizada porque es capaz de admitir rotaciones teóricamente ilimitadas bajo momento constante.

8. Se supone que no se presentan problemas de pandeo local o lateral.
9. Redistribución de momentos. Esta redistribución, debida a las rotaciones bajo momento constante en las articulaciones plásticas; es característica del comportamiento previo al colapso de las estructuras dúctiles hiperestáticas, y hace que su resistencia sea en general mayor que la predicha por la teoría elástica, pues gracias a ella las secciones menos solicitadas de la estructura acuden, antes del colapso, en ayuda de aquellas en las que los elementos mecánicos son máximos.

Hay tres formas de calcular la capacidad última de una estructura utilizando diseño dúctil (8):

- Cálculo sistemático evento tras evento (también conocido como el método paso a paso), tomando en cuenta los cambios estructurales cuando ellos ocurren conforme la magnitud de la carga es incrementada progresivamente.
- Método de equilibrio (también conocido como el método estático), en el cual un estado de equilibrio estáticamente admisible es propuesto directamente como una solución potencial .
- Método cinemático (también conocido como el método del trabajo virtual), en el cual un mecanismo de colapso es propuesto directamente como una solución potencial.

El método paso a paso, o método evento tras evento, consiste en seguir el comportamiento estructural por una serie de análisis o pasos, desde el comportamiento elástico inicial, a través de la formación individual de articulaciones plásticas, y eventualmente el colapso. Aunque tedioso, el método es directo.

Método de equilibrio (método estático). La premisa básica del método estático o de equilibrio es que cualquier diagrama de momento en equilibrio con cargas externamente aplicadas y para las cuales el momento en cualquier punto no excede las capacidades especificadas de los miembros, proveerá una estimación de la carga plástica de colapso. La estimación será la verdadera carga de colapso si el diagrama de momentos muestra que existe un número suficiente de articulaciones plásticas para formar un mecanismo de colapso; y en el peor de los casos, si no se produce un número suficiente de articulaciones, el valor calculado para la carga de colapso será una estimación conservadora.

# CAPITULO II

DESCRIPCION DEL  
EDIFICIO EN ESTUDIO

### II.1 DEFINICIÓN DEL TIPO ESTRUCTURAL AL QUE SE LIMITA EL ESTUDIO: LOCALIZACIÓN, USO, PLANTA, Y ELEVACIÓN

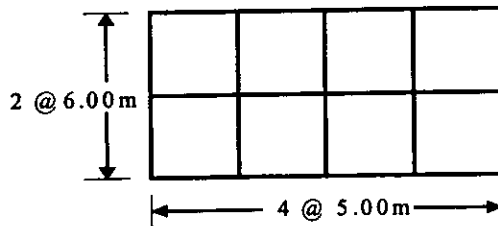
La Ciudad de México está localizada en el centro geográfico de la República Mexicana sobre un valle a una elevación de 2250 msnm. La ciudad yace sobre una extensa cuenca formada hace 30 millones de años, la cual fue cerrada por actividad volcánica teniendo como resultado la formación de numerosos lagos. Fue en uno de esos lagos, el lago de Texcoco, que los Aztecas construyeron Tenochtitlán, su ciudad capital en 1325. Después de la conquista, la expansión de la Ciudad de México llevada a cabo por los españoles condujo al progresivo desagüe del lago, iniciando con el Tajo de Nochistongo en 1789. Hasta el día de hoy, un sistema extensivo continúa drenando el valle.

El hecho de que la Ciudad de México esté localizada en el centro de una zona volcánica donde han ocurrido erupciones durante diferentes épocas geológicas y en la que se han depositado grandes cantidades de toba, lava y brecha, ha permitido que existan grandes mantos de arcillas, formados por sedimentación a lo largo del tiempo. Construida sobre el lecho del antiguo lago, la zona centro de la Ciudad de México es la que ha resentido más los efectos de sismos de gran intensidad. Por tal motivo, ha sido posible obtener correlaciones geográficas de daños y el tipo de subsuelo de las diferentes zonas de la Ciudad de México (14). A través de años de estudios referentes a Mecánica de Suelos y observaciones de respuesta a sismos, el subsuelo de la Ciudad de México ha sido clasificado en tres zonas: Zona I, o sector de lomas de suelos firmes, Zona III o sector de lago donde existen profundos depósitos de arcilla saturada de alta compresibilidad y entre éstas, la Zona II o zona de transición; donde los depósitos de arcilla son superficiales. En el presente estudio, se considerará un edificio de dos niveles localizado en la zona de lago (Zona III), en la que se han presentado los mayores daños debido a sismos de gran intensidad. Dado el uso que se ha elegido para el edificio en cuestión, la estructuración se asigna al tipo estructural más común: marcos planos regulares en 2 direcciones formadas por vigas y columnas.

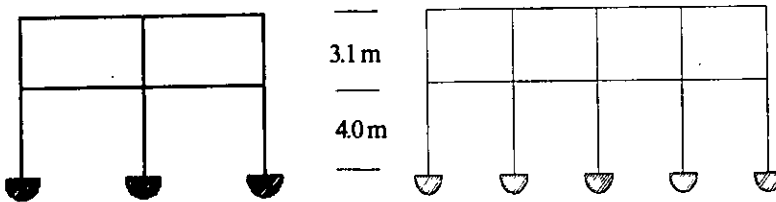
La Figura II.1 muestra en planta y elevación el edificio en estudio. Se trata de un edificio de dos niveles el cual cubre una superficie de 240 m<sup>2</sup> con dos crujiás de 6 m en una dirección y cuatro crujiás de 5 m en la otra. La altura libre del primer y segundo entresijos se consideró de 4 y 3.1 m respectivamente. El uso al que está destinado dicho edificio es de oficinas. De acuerdo al artículo 174 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal; el edificio está clasificado como del grupo B, subgrupo B2. El primer nivel, se consideró libre de muros; de forma que tuviera acceso para diversa clase de vehículos. Como todo edificio, este tendrá elementos no estructurales, tales

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

como muros divisorios, escaleras, ventanas, etc. Sin embargo, se consideraron adecuadamente separados de los elementos resistentes, de tal forma que no contribuyen a modificar las rigideces consideradas en el análisis estructural. No se consideró la contribución del sistema de piso a la rigidez de las trabes. Los valores de carga viva y carga muerta, así como la bajada de cargas, pueden ser consultados en el Apéndice A. El modelado de la estructura, fue hecho en forma tridimensional y con estructuras esqueléticas. El método de análisis utilizado fue el Análisis Estático Equivalente, que es el más usual en el diseño de edificios similares al estudiado y que se encuentra especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo(29). La contribución de la cimentación no fue considerada en el análisis puesto que se consideró infinitamente rígida. El análisis estructural se llevó a cabo con el programa SAP90 (23). Adicionalmente, la estructura cumple con las condiciones de regularidad en planta y elevación, así como de masas y rigideces. Debido a la estructuración del edificio en estudio; se utilizó un Factor de Comportamiento Sísmico (Q) igual a 4.0 para ambas direcciones (AA y BB), y un coeficiente sísmico, debido a su localización, de 0.4.



*Planta del edificio en estudio*



*Elevación Dirección AA*

*Elevación Dirección BB*

**Figura II.1** Alzado del edificio en estudio

## **II.2 DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES DEL CASO POR ANALIZAR**

Una ventaja adicional en el diseño de estructuras metálicas es que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas. Los proyectistas necesitan conocer lo relativo a los métodos de fabricación y deben adaptar sus diseños a los recursos disponibles. Deben aprender lo relativo al detallado y al montaje de las estructuras. Entre más conozca sobre los problemas, tolerancias y márgenes de taller y de campo, mayor será la posibilidad de que sus diseños resulten razonables, prácticos y económicos. Este conocimiento debe incluir información relativa al envío de los elementos estructurales a la obra (por ejemplo el tamaño máximo que pueden transportarse por camión o ferrocarril) así como la disponibilidad de mano de obra y de equipo de montaje (11). Por tal motivo, es indispensable que el diseñador estructural conciba de forma clara el tipo de estructura que diseñará, de tal forma que presente dificultades mínimas al momento de ejecutar los trabajos. Un aspecto importante lo constituyen las juntas, ya que de la facilidad de ejecución y acceso que se tenga a ellas; dependerá en gran medida la eficacia con que se lleve a cabo el proceso de soldadura. El diseñador estructural deberá tomar en cuenta que una parte de éstas será ejecutada en campo, y; por este motivo, deberá idear una junta sea de fácil realización. Debido a que se eligió un sistema estructural de Tipo I (marco rígido o estructura continua), es posible adoptar alguna de las configuraciones propuestas en el Apéndice B, aunque como allí se señala, es posible optar por otras propuestas recientes.

Adicionalmente, y previo al inicio de la obra, constructor y diseñador estructural deberán realizar una visita al sitio de los trabajos; cuyo objeto sea analizar las condiciones locales, facilidad de acceso, aspectos físicos, ambientales, climatológicos, sociales, planeación del procedimiento constructivo, instalaciones y equipos auxiliares. Como ventaja de haber adoptado un diseño en acero, es posible reducir el tiempo de construcción puesto que se puede iniciar simultáneamente los trabajos de construcción de la cimentación y la fabricación en taller de las piezas que así lo requieran. En lo referente a la cimentación y a pesar de que los aspectos estructurales y selección de ésta será tratado en capítulos posteriores, es importante hacer algunas observaciones respecto a las precauciones que deberán tomarse durante su construcción para evitar problemas en construcciones adyacentes (7). Como se sabe, los asentamientos que sufren los edificios generan esfuerzos adicionales en su estructura y en las de sus vecinas. Además; algunos hundimientos diferenciales no están previstos y ocasionan fallas locales, que se manifiestan en forma de grietas en las superficies verticales. Así pues, antes del inicio de la excavación; conviene revisar los edificios aledaños para constatar que no presenten ninguna falla que después pueda ser imputable a la



nueva construcción y también prever que no se vaya a provocar una nueva falla o ampliar la que ya existiera. En cualquier caso, el contratista tomará todas las precauciones para garantizar la seguridad total del edificio y el de los vecinos. El conjunto de acciones recomendables son:

1. Verificar ocularmente el estado en que se encuentran los inmuebles próximos para detectar posibles fallas existentes o los lugares donde en el futuro se puedan producir (En el exterior y en las partes visibles de la cimentación).
2. Llevar un registro periódico de nivelaciones apoyadas en bancos ubicados dentro y fuera del terreno, y en el que estén referidos los edificios colindantes y algunos otros que se considere puedan ser afectados por la obra.
3. Adosar testigos de yeso sobre las grietas de las estructuras existentes, usando para ello pequeños paralelepípedos de aproximadamente 1 cm de espesor y 10 por 10 cm de área y marcando la fecha de su colocación y monitorearlos periódicamente. Con ellos se podrá detectar cualquier movimiento que se produzca.
4. Suministrar la protección debida a las colindancias para evitar que sufran daño alguno o se incremente el existente. Las principales defensas contra fallas en ellas son el apuntalamiento y en ocasiones la recimentación.

Como una protección adicional hacia la nueva obra contra posibles demandas injustas, el constructor hará que autoridades competentes constaten deficiencias generadas anteriormente. Para ello, con antelación al inicio de la obra, conseguirá el siguiente respaldo:

1. Fotografías con fecha y certificación notarial de los desperfectos que ya manifiesten los inmuebles.
2. Dictamen de un director de obra o un corresponsable sobre el estado de éstas construcciones.

Una vez terminada la cimentación se procederá a la erección de la estructura. Esta puede ser dividida en tres fases principales:

1. Fabricación en taller
2. Transporte al lugar de la obra
3. Montaje de la estructura

### FABRICACIÓN EN TALLER

En esta etapa, se llevan a cabo los trabajos de preparación de materiales para su posterior erección. Estos comprenden (6):

Limpieza y enderezado de piezas

Cortes

Preparación de bordes de piezas que sean soldadas

Perforaciones para remaches y tornillos

Ensamble parcial o total de piezas conforme las especificaciones

Aplicación de pintura anticorrosiva

El éxito de las operaciones de montaje dependen en gran medida del cuidado que se tenga en esta fase.

### TRANSPORTE AL LUGAR DE LA OBRA

En esta etapa, los elementos fabricados parcialmente en el taller son trasladados a la obra para su montaje. Es de gran importancia, puesto que de ella depende evitar pérdidas durante el transporte, evitar daños, deformaciones permanentes y los consecuentes costos asociados con tardanzas en el proceso constructivo. Por esta razón, existen algunas recomendaciones que pueden hacer más eficiente el transporte de acero estructural y accesorios las cuales se mencionan a continuación (11):

1. Garantizar un buen apoyo de los materiales cargados en camiones y vagones para permitir la conveniente descarga y con esto minimizar o eliminar el potencial de daño, incluyendo el arrastre y abrasión de recubrimientos de taller.
2. Apoyar los materiales adecuadamente para prevenir deformaciones de miembros durante el transporte o inducir esfuerzos los cuales puedan causar que las soldaduras se rompan o fallen.
3. Instalación apropiada de asas de transporte y ayudas de izaje para miembros largos tales como vigas, armaduras, juntas etc., donde el equipo usual de manejo tales como cadenas o calzas sean imprácticas.
4. Revisar marcas, etiquetas, etc., para asegurar la identificación en el sitio de la obra.

### MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Las operaciones desempeñadas desde la recepción del material hasta la terminación de la estructura se pueden dividir en seis etapas generales:

1. Recepción y descarga
2. Clasificación para erección
3. Acarreo
4. Montaje

5. Alineamiento

6. Fijación

### RECEPCIÓN Y DESCARGA

Se requiere un área de recepción o patio para almacenar el material hasta que sea requerido para el montaje. Algunos talleres pueden producir las piezas en la secuencia exacta para este fin. Sin embargo; usualmente es necesario recibir varias piezas aún antes del inicio del montaje.

### CLASIFICACIÓN PARA ERECCIÓN

Las piezas individuales en una estructura deberán ser entregadas a la cuadrilla de montaje conforme sean requeridas. Esto se lleva a cabo acomodando el acero conforme se recibe en algún patrón ordenado basado en el procedimiento constructivo. Cuando esta distribución no puede ser hecha en el taller, se realiza en el sitio de recepción. Las columnas son acomodadas por hileras; las vigas son clasificadas y almacenadas por atados, conteniendo cada atado todas las vigas requeridas para una determinada área en particular.

### ACARREO

Para lograr el transporte de las piezas dentro de la obra se utilizan grúas o camiones con plataforma los cuales transportan las piezas al sitio de montaje.

### MONTAJE

La colocación de las piezas en su sitio definitivo en la estructura es llevado a cabo por una cuadrilla de montaje. Al utilizar los planos de montaje proporcionados por el taller de fabricación, la cuadrilla determina la pieza requerida y la manera en que esta se ajusta a la estructura. La cuadrilla de acarreo selecciona la pieza correcta y dirige la grúa de erección para izar la pieza a la posición adecuada. Finalmente, la cuadrilla de montaje guía el miembro a su posición exacta, lo asegura; y lo libera de la grúa. Para un montaje adecuado se hacen las siguientes recomendaciones (7):

- Toda la estructura deberá quedar a plomo y nivel con el alineamiento indicado en el plano constructivo.
- Se colocarán tornillos o soldaduras provisionales. El cordón definitivo sólo se procederá a realizarlo hasta el final.

- Se auxiliará la estabilidad y sujeción de las piezas mediante contraventeos temporales. Tanto en este punto como en el anterior, es importante tomar en cuenta todas las fuerzas a que quedará sujeta la estructura mientras se fija definitivamente.
- Los primeros elementos que se deben montar serán las columnas y para su fijación a la cimentación traerán una placa base con perforaciones donde entrarán los tornillos de las anclas inmersas en los dados. Se aprietan las tuercas ligeramente y se auxilia su estabilidad mediante un apuntalamiento o un sistema de sogas y cables de aseguramiento. Se verificará su alineación y plomeo. Antes de proceder a apretar los tornillos, se rellena el espacio entre ésta y el lecho superior del elemento de la cimentación inyectando un mortero de alta resistencia con aditivo expansor. Fijada en su sitio la columna y manteniendo el apuntalamiento se colocarán las traveses principales, después las secundarias y por último el sistema de piso o techo. A juicio del ingeniero responsable se secciona la estructura para proceder a su rigidización, con lo que al terminar el montaje de sus elementos horizontales y verificar que su ubicación es la correcta, se procede a colocar los tornillos o las soldaduras definitivas, reduciendo así el riesgo de colapso.

### ALINEACIÓN

Es la etapa que sigue inmediatamente después de colocar el miembro en la estructura, es necesario alinearlos correctamente y colocar suficientes sujetadores temporales en cada junta para asegurar su estabilidad. En trabajos de edificios, usualmente son suficientes tornillos temporales colocados por los montadores para asegurar el miembro. En edificios de hileras largas de columnas, las juntas de columnas y piso cerca de la grúa son alineados por las cuadrillas ajustadoras que colocan pernos de ajuste y acomodan tornillos. Se coloca un sistema de sogas y cables de aseguramiento el cual alinea la estructura y la sostiene hasta que los sujetadores permanentes sean colocados. Es usual colocar pernos de ajuste en una conexión antes de que el miembro pueda autosoportarse y la grúa pueda ser retirada. Por esta razón las cuadrillas ajustadoras siguen inmediatamente detrás de el montaje, colocando pernos y tornillos.

### FIJACIÓN

La operación final en la erección de acero es la colocación de fijadores permanentes: Remaches, tornillos o soldadura siguiendo la técnica especificada en los planos. La soldadura tiene un papel decisivo en la calidad de la estructura por lo que se exigirá de ellas especificaciones superiores a las del metal base. Puesto que parte del trabajo de soldadura deberá ser hecho en campo, se mencionará el procedimiento para realizarlo. El procedimiento es el siguiente (18):

- Preparar el material: Que esté bien perfilado, sin rebaba, limpio de grasa o humedad.
- Comprobar que los biseles corresponden a los indicados en el plano.

- Verificar detalles y tolerancias de la junta.
- Identificar el procedimiento de operación: Determinar la posición de la soldadura.
- Revisar el tipo y tamaño del electrodo.
- Verificar el tipo de fundente.
- Determinar el voltaje de acuerdo con el diámetro del electrodo y comprobar si se puede suministrar.
- Determinar la secuencia de pases con el electrodo.
- Verificar que no hay indicaciones adicionales.

En toda obra es indispensable tener control de calidad, máxime en las estructuras de acero; pues en éstas las soldaduras son de vital importancia para obtener una respuesta adecuada ante las solicitaciones. Una vez realizados los trabajos de soldadura, se revisará ocularmente que la soldadura no presente defectos y que se hayan respetado los tamaños de la garganta y la longitud de la soldadura. Sin embargo; una soldadura no es siempre tan buena o tan mala como pueda aparentar de acuerdo a su superficie. Debido a la necesidad de altos estándares de calidad, se requieren métodos adecuados de inspección y prueba en las soldaduras. Aquellas soldaduras que se seleccionen por ser importantes, presentar dudas o corresponder al espécimen seleccionado aleatoriamente; se revisará con alguno de los métodos que se considere detectará una posible falla. Estos pueden ser divididos en la forma siguiente:

1. Pruebas no destructivas.
2. Pruebas destructivas.

El método de soldadura utilizado, la forma y el tipo de metal, influyen en el tipo de prueba o inspección requerido.

### PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

Los métodos incluidos en esta clasificación incluyen:

- Inspección visual.
- Inspección de partículas magnéticas.
- Inspección de líquidos penetrantes.
- Inspección de ultra sonido.
- Inspección de rayos X.

### PRUEBAS DESTRUCTIVAS

Ciertos tipos de elementos soldados deben ser cortados y preparados mediante esmeril para determinar las diferentes propiedades físicas. Cuando la soldadura es destruida o dañada después de su uso, la prueba es denominada como destructiva. Algunas pruebas destructivas son:

Prueba de tensión

Análisis químicos

Prueba de doblés

De las anteriormente mencionadas, las más populares son las pruebas no destructivas; encontrándose usualmente en la práctica las siguientes:

### INSPECCIÓN VISUAL

Una soldadura que no requiere tener una alta resistencia física puede ser inspeccionada para observar fracturas, inclusiones, contornos y otras cualidades visuales. Este tipo de inspección es subjetivo por naturaleza y usualmente no es definitivo en sus límites de aceptabilidad. Una plantilla puede ser usada para revisar el contorno de la capa de soldadura. Usando el método de inspección visual, una inspección puede comparar una soldadura determinada con un estándar aceptado y pasar o rechazar una soldadura por el método de comparación únicamente.

### INSPECCIÓN DE PARTÍCULAS MAGNÉTICAS

Este método es el más efectivo en la revisión de una soldadura cercana a una superficie. Es utilizado normalmente en materiales que pueden ser magnetizados. Una solución líquida que contiene pequeñas partículas magnéticas, se rocía sobre la superficie que se va a revisar y entonces el metal es sometido a un fuerte campo magnético. Estas partículas están pintadas de rojo o negro y están suspendidas en aceite. Cualquier falta de continuidad en o cerca de la superficie del metal cuando está magnetizado crea un polo magnético local norte y sur y atrae a las partículas metálicas en la solución usada. Cuando el campo magnético es retirado, el inspector encontrará una concentración de partículas magnéticas en el área de cada defecto. Si las imperfecciones son encontradas, estas son esmeriladas; la parte es nuevamente soldada y se prueba de nuevo.

### INSPECCIÓN DE LÍQUIDOS PENETRANTES

El método de inspección de líquidos penetrantes utiliza líquidos coloreados y líquidos fluorescente para revisar fallas en la superficie. Este sistema puede ser utilizado para detectar fallas en la

superficie de los metales, plásticos, cerámicas y vidrio. Este método no detectará defectos bajo la superficie. El líquido penetrante es rociado sobre la superficie limpia que va a ser inspeccionada. Después de esperar un tiempo corto para que el líquido penetre, la cantidad excedente se limpia y seca. Después de que la superficie está completamente seca, un revelador se rocía sobre la superficie el cual regresa el color del líquido penetrante que ha penetrado dentro de alguna fisura o poro.

### INSPECCIÓN DE ULTRASONIDO

Un método relativamente nuevo de inspección de soldaduras es utilizar ondas de sonido de alta frecuencia. Esta técnica de prueba puede detectar defectos internos así como en la superficie. Una onda de sonido de alta frecuencia (ultrasonido) es enviada dentro del metal por muy cortos periodos ( 1 a 3 microsegundos). Entonces la onda es detenida. La misma unidad, la cual fue usada para enviar la onda de sonido, actúa como receptor para escuchar la onda de ultrasonido tal como se refleja a través del metal. El sonido nuevamente se detiene y su onda reflejada es recogida por el transreceptor. Este ciclo es repetido de 1 a 5 millones de veces por segundo. Cada onda es representada visualmente por un osciloscopio. El osciloscopio está calibrado para recoger únicamente defectos de un tamaño que pudieran considerarse dañinos. El patrón de onda del osciloscopio está también calibrado para mostrar la distancia entre la unidad rastreadora y cualquier defecto encontrado.

### INSPECCIÓN POR RAYOS X

El Rayo X es una onda de energía la cual pasa através de la mayoría de los materiales y reproduce su imagen sobre una película (radiografía), sobre una pantalla fluorescente (fluoroscopia) o sobre una pantalla de televisión para ver alguna mancha remota. La energía radioactiva puede ser producida electrónicamente en una máquina de Rayos X o por medio de isótopos radioactivos. El equipo que utiliza isótopos radioactivos es portátil y puede ser utilizado para revisar soldaduras hechas en campo. Los defectos en una soldadura usualmente se ven fácilmente en una radiografía aunque la profundidad a la que el defecto está presente no puede ser determinada.

Por último, al terminar la fabricación de un elemento completo se procederá a limpiarlo con chorro de arena o cepillo de metal y se eliminarán escorias y rebabas; después mediante compuestos químicos se eliminará el óxido y la grasa. Se limpia y aplica pintura anticorrosiva a la estructura y encima de ella se coloca la pintura definitiva que sea especificada.

**II. 3 DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE DE CARGAS A LAS QUE ESTARÁ SUJETA LA ESTRUCTURA DURANTE SU VIDA ÚTIL**

Es tarea del diseñador estructural la estimación de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil sin dejar de considerar cualquier carga que pueda llegar a presentarse. A este respecto, los reglamentos de construcción hacen distinción de los tipos de acciones a las que estará sujeta la estructura. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (27) hace la siguiente clasificación de acciones en el Artículo 186:

**Artículo 186.-** Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

I. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: La carga muerta; el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos;

II. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: La carga viva, los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje, y

III. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

En lo que respecta a la estructura en estudio, las acciones a las que estará sujeta de acuerdo a su localización y uso serán: Carga muerta, carga viva y acciones sísmicas. Es común la creencia de que las cargas muertas pueden calcularse con mucha exactitud; sin embargo, aunque estas sean



las acciones que presentan menor grado de incertidumbre, las diferencias que suele haber entre los valores de cálculo y los reales no son despreciables. Esto debido a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las que resultan en la construcción, modificaciones y adición de elementos no estructurales y a las variaciones en los pesos volumétricos de los materiales. Al cuantificar la carga muerta en algunas construcciones, se han encontrado diferencias hasta de 20 por ciento con respecto a las consideradas en el cálculo. Una fuente de diferencias importante en la carga muerta radica en la variación del peso volumétrico de los materiales, sea con el contenido de humedad o por el procedimiento de fabricación.

Bajo el concepto de carga viva están comprendidas las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas. Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción. Las cargas vivas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo anterior un modelo de carga viva que permite representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre para fines de diseño a modelos sumamente simplistas. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática, acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada. Hay que tomar en cuenta que con la carga uniforme se pretende representar el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto. En la gran mayoría de los casos, las cargas vivas de diseño especificadas por los códigos están fijadas con bases esencialmente subjetivas: Se trata de postular una condición de operación suficientemente desfavorable para que la probabilidad de que se presente una situación más grave sea pequeña y determinar después una carga uniforme equivalente cuyos efectos sean similares a los de la acción real. Es de importancia destacar que dentro de este rubro también están comprendidas las acciones durante la construcción. El proyectista, y especialmente el constructor, deberán tomar medidas respecto a las acciones que se presentan antes de la terminación de la estructura, debidas a las operaciones propias de la construcción o a efectos ambientales antes de que la estructura haya adquirido su forma y resistencia finales. De manera que los efectos de las acciones mencionadas se limiten a niveles que no rijan el diseño, o en caso de que esto no sea posible, sus efectos sean mínimos y sean tomados en cuenta en el proyecto. Un aspecto que en ocasiones se descuida es el del apoyo de un piso recién colado de un edificio en pisos inferiores por medio de pies derechos que soportan la cimbra. Debe considerarse que, como la carga muerta en ocasiones es superior a la carga viva, si el peso del concreto recién colado se hace gravitar totalmente en el sistema de piso inferior, éste va a estar sujeto a una carga probablemente superior a la de servicio, y esto cuando su resistencia es todavía inferior a la de diseño. Para soportar dichas cargas debe transmitirse su peso a un número de elementos suficiente para que los esfuerzos sean aceptables y, claro está; cuando haya alcanzado

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

valores próximos la resistencia de diseño. En estructuras de acero es frecuente que las condiciones de continuidad en los apoyos de los elementos sean distintas inmediatamente después el montaje que a las de su estado final, ya que las conexiones se realizan posteriormente. Esto da lugar a que los momentos positivos a lo largo del claro puedan ser significativamente mayores antes de terminar las conexiones, que en condiciones de servicio. También es crítica la falta de rigidez lateral que las estructuras de este tipo tienen antes que exista continuidad en las conexiones. Resulta casi siempre indispensable proporcionar arriostramientos provisionales que impidan que la excentricidad de las cargas, que se aplican durante el montaje o alguna carga lateral accidental, provoquen el colapso de la estructura por inestabilidad lateral. Además, las estructuras de acero están sujetas durante su laminación y fabricación a concentraciones locales de esfuerzos, llamadas esfuerzos residuales, debidas esencialmente a la distinta velocidad de enfriamiento de las diversas partes de la estructura. Por último, el transporte e izaje inducen distribuciones de fuerzas internas que suelen ser distintas de las que se presentan en condiciones de servicio.

Como se explica en el Apéndice D, se tiene escasa evidencia de los sismos que han ocurrido en diversas zonas del mundo. Por tal motivo, muchos reglamentos se han modificando a lo largo del tiempo conforme se han ido presentando sismos de gran intensidad. De hecho; el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal se ha modificado de esta manera. En la Tabla II.3 se indica la evolución de los coeficientes sísmicos especificados en los reglamentos de construcciones para el Distrito Federal, para los tipos de estructuras más comunes, desde 1942 hasta nuestros días (5):

COEFICIENTE SÍSMICO								COEFICIENTE SÍSMICO/O				
AÑO	GRUPO	TIPO	ZONA I	ZONA II	ZONA III	CASO	Q	ZONA I	ZONA II	ZONA III	GPO. A	
1942	III A VI			0.025							I. x4.0 II. x 2.0	
1957	B	1	0.05	0.06	0.07						x 2.0	
1966	B	1	0.04		0.06						x 1.30	
1976	B	1	0.16	0.2	0.24	2	4	0.04	0.05	0.06	x1.30	
1985	B	1	0.16	0.27	0.4	1	4	0.04	0.068	0.1	x 1.50	
1987	B	1	0.16	0.32	0.4	1	4	0.04	0.08	0.1	x 1.50	
1993	B	1	0.16	0.32	0.4	1	4	0.04	0.08	0.1	x 1.15	

**Tabla II.3** Evolución de Coeficientes Sísmicos de Diseño para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Los efectos de los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985 originaron la emisión inmediata de unas nuevas normas de emergencia. En ellas se aumentan significativamente los coeficientes sísmicos de diseño de la zona III, en vista de que todos los edificios colapsados, y la mayoría de los que sufrieron daños importantes se encontraban en ella. Los de la zona II crecen en menor proporción y no se modifican los de la I, en la que no hubo daños. Hay también cambios en los valores de Q, que refleja el comportamiento observado de los edificios, pero se conserva Q para los sistemas estructurales más comunes, aunque haciendo más estrictos los requisitos que han de satisfacerse para tomar ese valor. El reglamento de 1993 es idéntico al de 1987 en todos los aspectos relativos al diseño estructural.

Independientemente de la poca o mucha profundidad y confiabilidad que tengan los estudios con los que se ha determinado en cada caso; los valores de  $c$  y  $Q$ , una vez publicados en el reglamento se vuelven de observancia obligatoria para los ingenieros que diseñan las estructuras que se construyen en el Distrito Federal. De esta forma, el Reglamento de Construcciones especifica por la estructuración del edificio en estudio; un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) igual a 4.0, y un coeficiente sísmico debido a su localización de 0.4. En el caso de adoptarse un análisis dinámico modal, los periodos característicos de los espectros de diseño ( $T_a, T_b$ ) correspondientes son 0.6 y 3.9 respectivamente. El valor del exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas del espectro de diseño  $r$ , es 1. En lo referente a los efectos bidireccionales, se indica que los efectos horizontales del movimiento el terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analiza la estructura; el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella.

### II.4 ASPECTOS ESTRUCTURALES DE LA CIMENTACIÓN

Las principales partes que conforman la estructura de un edificio son la subestructura y la superestructura. La superestructura es la parte de la estructura que, ligada a la subestructura, tiene por objetivo principal proporcionar espacios aprovechables para desempeñar la función asignada a la estructura. La subestructura, por su parte; tiene por objeto recibir las cargas vivas, muertas y accidentales que bajan a ella a través de la estructura y transmitir las al suelo. En general, los factores que influyen en la selección correcta de la subestructura o cimentación pueden ser agrupados en tres clases principales (24):

- A) Los relativos a la superestructura (cargas que transmite al suelo, la función de ésta, materiales que la constituyen, etc.)
- B) Los relativos al suelo, que dependen de sus propiedades mecánicas.
- C) Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y costo de la superestructura.

De hecho, el balance de los factores anteriores puede hacer que proyectistas diferentes lleguen a soluciones distintas para un problema dado, pues el problema carece de solución única por faltar un criterio "exacto" para efectuar tal balance y por el gran número de variables de diseño y, finalmente; por la parte de apreciación personal involucrada en la toma de decisiones. Resulta pertinente aclarar que en términos generales; adoptar el diseño y construcción de una estructura de acero tiene como consecuencia necesaria una reducción del costo de la cimentación, puesto que una estructura de acero, correctamente diseñada; tiene la ventaja de resistir las mismas solicitaciones que una de concreto pero con un menor peso, y por ende; una menor demanda de capacidad del suelo.

En la Ciudad de México entre las cimentaciones más usadas en las zonas II y III, que son las de transición y del lago, con poca capacidad de carga y alta compresibilidad; predominan las zapatas corridas y las losas de cimentación para los edificios de 2 o 3 niveles, cajones de cimentación para los de 4 a 7 niveles y una combinación de cajón y pilotes para edificios más altos. Sea cual fuere la cimentación adoptada, resulta inevitable que la estructura sufra movimientos verticales y hundimientos diferenciales; los cuales pueden llegar a modificar el estado de esfuerzos de la estructura en cuestión. Por tal motivo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en el capítulo referente a diseño de cimentaciones especifica los siguientes estados límite, adicionales a los correspondientes a los miembros de la superestructura:

### I. De falla:

- a) Flotación.
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

### II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión con respecto al nivel del terreno circundante.
- b) Inclinación media.
- c) Deformación diferencial.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones se especifican los valores máximos para los anteriores estados límite. En general, para marcos, las deformaciones diferenciales límite están dadas por la relación entre el asentamiento diferencial y el claro, que deberá ser menor o igual a 0.006 para marcos de acero y 0.004 para marcos de concreto. Comparando estos valores, resulta evidente que el valor especificado para las estructuras de acero es mayor que para las de concreto. Esto permite hacer la siguiente comparación: Al estudiar el comportamiento de dos estructuras en condiciones similares, una de acero y la otra de concreto; la primera tendrá menores posibilidades de alcanzar el estado límite que la segunda, debido a la reglamentación y a su menor peso.

Para poder transmitir adecuadamente los esfuerzos al suelo, la cimentación deberá tener apéndices denominados "dados" los cuales permitirán el apoyo de las columnas. Estas, a su vez; deberán transmitir de manera uniforme los esfuerzos a dichos dados. Para tal objeto se utilizan las denominadas placas de apoyo o placas base. Las placas base de acero son utilizadas generalmente para la distribución de la carga de la columna sobre una área suficiente de la cimentación.

# CAPITULO III

MODELO SIMPLIFICADO  
PARA EVALUACION DE  
DAÑOS

III.1 DATOS EN LOS QUE SE APOYAN LOS PARÁMETROS

El modelo estructural utilizado para el estudio de la estructura en cuestión consiste en un sistema de dos grados de libertad. Este modelo matemático, consiste en un sistema de masas, rigideces y amortiguamientos. El modelo se ilustra en la Figura III.1:

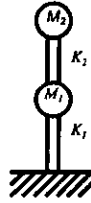


Figura III.1 Modelo simplificado de la estructura

Esta es la simplificación más elemental que se puede hacer de edificio. Existen modelos más refinados que también consideran la rigidez del suelo, sin embargo; se utilizará este modelo por simplicidad. Puesto que el procedimiento que se ilustra requiere varias propuestas de diseño como se señala en IV.2, será necesario para cada una de ellas, hallar los parámetros que definen a este modelo de la estructura: Masa, rigidez y amortiguamiento. Tales parámetros se calculan para las dirección débil de cada diseño. Considerando un porcentaje de amortiguamiento del 5% debido al tipo de estructura podemos calcular el coeficiente de amortiguamiento para cada nivel:

$$c_i = 2w\xi m_i \tag{III.1.1}$$

Donde

$w$  es la frecuencia circular del sistema no amortiguado

$\xi$  porcentaje de amortiguamiento

$m_i$  masa de cada entpiso

El parámetro que mide el grado de no linealidad en el comportamiento de la estructura es Alfa ( $\alpha$ ); que es la relación de rigideces final a inicial expresada de la forma:



$$\alpha = \frac{K_f}{K_i} \quad \text{(III.1.2)}$$

beta ( $\beta$ ) y gamma ( $\gamma$ ) son parámetros teóricos de forma de la curva histerética, con los que debe cumplirse que  $\beta = \gamma$  y la deformación de fluencia:

$$\xi = \frac{1}{2\beta} \quad \text{(III.1.3)}$$

Estos parámetros se ajustan, para cada diseño estructural, de acuerdo a la deformación máxima de las columnas. Es difícil determinar cómo se comporta un edificio durante un sismo. En muchos casos, resulta innecesario conocer la respuesta total del edificio dependiente del tiempo, puesto que la máxima fuerza sísmica en una estructura (y por lo tanto el daño) depende de la aceleración pico que experimente y no de aceleraciones más bajas que pudieran haber ocurrido durante el sismo.

La aceleración máxima es conocida como Aceleración Pico del Suelo (PGA). De éste parámetro se seleccionaron cuatro valores que se consideraron representativos para llevar a cabo las simulaciones. Sin embargo, estos valores a su vez, deben ser expresados en términos de la densidad espectral, esto se hace por medio de las siguientes expresiones:

$$\sigma_a = \frac{PGA}{3} \quad \text{(III.1.4)}$$

$$S_o = \frac{2\sigma_a^2 \xi}{0.81\pi W_g (1 + 4\xi^2)} \quad \text{(III.1.5)}$$

### **III.2 DESARROLLO Y CALIBRACIÓN DE MODELOS DE DAÑO**

Una vez calculados los parámetros que se indican en III.1 para cada diseño en su dirección débil, se procede a calibrar el modelo de daño correspondiente para cada estructura propuesta. Para una estructura, el daño global es una función de la magnitud y trascendencia de los daños de sus elementos constituyentes o componentes, particularmente de los componentes críticos. Por lo tanto, para establecer el daño global de una estructura, se requiere calcular los daños de sus componentes. Con este objeto, la estructura debe ser modelada y analizada para obtener su respuesta a un sismo dado; (el proceso involucra análisis de respuesta histerético no lineal) para lo cual las estadísticas de respuesta (la máxima deformación y energía histerética disipada) de los elementos constituyentes pueden calcularse y los respectivos índices de daño local, daño global y probabilidades asociadas, pueden, a su vez, evaluarse.

Con el fin de calcular la respuesta de una estructura ante un sismo dado, se utiliza una versión simplificada de un programa de computadora (31) desarrollado en la Universidad de California en Irvine, para analizar la respuesta sísmica histerética de una estructura de cortante cuyo comportamiento se puede registrar en el rango no lineal. Como la estructura en cuestión es de dos niveles y posee una estructuración rígida, se espera que su comportamiento sea similar al tipo de comportamiento supuesto en el modelo de cortante implícito en el programa. La respuesta considerada como principal es el desplazamiento máximo producido por el sismo en cada uno de los dos pisos de la estructura en su dirección débil, que es la que se considera para el análisis global de la misma.

El programa genera acelerogramas de acuerdo a las características espectrales dadas y, posteriormente, calcula la respuesta de la estructura ante dichos movimientos del terreno considerando el comportamiento no lineal histerético de la misma. El método usado para generar los acelerogramas es el de la transformada rápida de Fourier y el empleado para la respuesta es de método numérico de Runge - Kutta. El lenguaje del programa es FORTRAN 90 y en el Apéndice A puede verse el listado del mismo y el de un archivo de datos típico. El programa proporciona los valores de media y varianza muestrales de los desplazamientos, cuyas respectivas expresiones para variables aleatorias discretas son:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{(III.2.1)}$$

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (\text{III.2.2})$$

La calibración se lleva a cabo al ingresar los datos requeridos por el programa de forma como se indica en el Apéndice C. Con los datos anteriores se calibra el modelo al sujetarlo a una análisis dinámico equivalente al coeficiente de diseño de forma tal, que se generen respuestas en el rango elástico lineal y cuyo desplazamiento lateral promedio  $\bar{x}$  sea el equivalente al obtenido con el análisis estático; de esta forma se halla la relación de rigideces final a inicial ( $\alpha$ ).

# CAPITULO IV

GENERACION DE LAS  
ALTERNATIVAS DE  
DISEÑO

#### IV.1 ESPACIO FACTIBLE DE DISEÑOS

Para elaborar un diseño estructural, resulta necesario seleccionar materiales y tipos estructurales que resulten más convenientes para la estructura. En nuestro país, los materiales más utilizados en la industria de la construcción para diseño son el concreto reforzado, el acero estructural, la mampostería y, rara vez, la madera. El orden con que se ha indicado corresponde a la preferencia que guarda cada uno de ellos en la construcción de estructuras para edificios de tipo urbano (25). En México, el desarrollo y la tecnología del concreto ha evolucionado con mayor rapidez que las del acero debido al mejoramiento de su calidad, al uso de aditivos que permiten manejar mejor las mezclas en obra, el empleo a gran escala de elementos prefabricados que eliminan las tradicionales cimbras y aceleran el proceso constructivo; a las técnicas de colado, curado y pretensado que eliminan la necesidad de obra falsa. Por su parte, la calidad del acero ha evolucionado en incrementos relativamente pequeños, en comparación con el concreto. El acero estructural de batalla, hasta 1990, es el NOM - B - 254 (ASTM -A36), aunque actualmente se están construyendo numerosas estructuras con acero ASTM - A527, inclusive con acero A65. El primer tipo acero utilizado en México para fines estructurales fué el ASTM - A7. Esta clase de acero se utilizó profusamente en la construcción remachada. Después de la Segunda Guerra Mundial, cuando se desarrolló la soldadura; el acero A - 7 fue sustituido por el ASTM - A36, debido a que tenía problemas de soldabilidad por su alto contenido de carbono. A pesar de esto, el acero constituye un aliado del diseñador estructural debido a que se comporta de manera más congruente con las hipótesis de diseño. De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es, además, alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de sollicitación. Las resistencias en compresión (si no hay pandeo) y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajos en frío. Hay que tomar en cuenta que, a medida que se incrementa la resistencia del acero, se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Su alta resistencia en tensión ha sido aprovechada en una gran variedad de elementos y materiales compuestos, primero entre ellos el concreto reforzado y el presforzado; además en combinación con la madera y mamposterías. A continuación se mencionan algunas importantes ventajas del uso de acero en el diseño y construcción de estructuras (18,25,26):

- Material homogéneo
- Uniformidad de las propiedades geométricas, mecánicas y físicas.
- Menor peso.
- Ductilidad.
- Comportamiento sísmico satisfactorio.
- Prefabricación.
- Rapidez constructiva.
- Métodos de reestructuración rápidos en estructuras dañadas por sismo.
- Recuperación de la estructura.

A pesar de las ventajas anteriormente mencionadas, en nuestro país el acero tiene que sortear una serie de obstáculos antes de ser utilizado de forma más generalizada. Aunque la mayoría de éstos no están relacionados con las características del material, es conveniente mencionarlos para tenerlos en cuenta (18,25,26):

- La mano de obra es cara y escasa.
- Lentitud de los talleres de estructuras.
- El acero estructural en México es caro.

Una vez seleccionado el material estructural deberá elegirse la configuración que deberá adquirir éste para un mejor aprovechamiento de sus propiedades. Dentro del ámbito de este material, es posible dividir los perfiles en dos grandes grupos: Perfiles armados y perfiles laminados. En la selección de uno de estos grupos se deberá considerar el costo y la disponibilidad que exista en el mercado. Recientemente algunas empresas mexicanas productoras de acero estructural se unieron a compañías estadounidenses para abastecer el mercado nacional con una variedad más completa de perfiles, ya que en el pasado la disponibilidad fue muy limitada. Altos Hornos de México (única productora de perfiles IPR en México) se unió a Chaparral Steel para abastecer el mercado mexicano con una variedad más completa de perfiles pesados IPR o W. La Facultad de Ingeniería de la UNAM y un grupo de diseñadores estructurales de reconocido prestigio realizaron una encuesta en despachos con objeto de determinar cuáles eran los perfiles IPR más convenientes y necesarios para satisfacer las demandas del diseño de edificios con estructura de acero. Los resultados de este estudio arrojaron que era necesario abastecer el mercado con perfiles pesados de más de 16 pulgadas de peralte. Con los nuevos perfiles del tipo W (IPR), las travesaños armados que durante muchos años se fabricaron en taller por falta de perfiles disponibles en el mercado, están siendo sustituidas por secciones laminadas con ahorro en tiempo de fabricación, costos, apariencia, control de calidad y supervisión, garantizándose su disponibilidad (18). Por tal motivo, el presente

estudio será limitado a perfiles tipo W, los cuales serán seleccionados tanto para vigas como para columnas.

En lo referente al sistema de piso, la losa de acero (lámina de acero acanalada que trabaja en conjunto con una capa de concreto) constituye el sistema de piso más usual en la construcción de estructuras para edificios. La lámina de acero se apoya sobre las vigas; como la cimbra de la losa de concreto. Se logra continuidad por medio de corrugaciones en las láminas en las cuales penetra el concreto produciendo un anclaje mecánico. De esta manera la lámina, de acero de alta resistencia, trabaja en tensión eliminando o reduciendo la necesidad de refuerzo en el lecho inferior. Este sistema fue introducido en México desde hace más de 15 años por Robertson Mexicana y actualmente se ha popularizado, sobre todo en aplicaciones de edificios de oficinas. Una ventaja particular de estos pisos es que disminuye de manera considerable la necesidad de cimbra, y una vez colocada la lámina, queda disponible una plataforma de trabajo para los operarios (25).

Una vez definido el tipo estructural, se plantean las alternativas que consisten en varios diseños del edificio, suponiendo que se varía el coeficiente basal para generar diseños que posean niveles variables de confiabilidad y de éste modo se puedan cubrir rangos amplios y realistas de diseños. De éste modo, el conjunto de diseños propuestos como alternativas, constituyen el espacio factible de diseños.



### IV.2 PROPUESTA DE VARIAS OPCIONES DE DISEÑO

Una vez establecido el material, se deberá seleccionar el tipo de estructuración más conveniente para el edificio. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (30), se establece la posibilidad de utilizar algunos de los tipos básicos de estructuras:

**Estructuras Tipo 1:** comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que los componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura.

**Estructuras Tipo 2:** Son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes.

De manera análoga con las Normas Técnicas Complementarias, dos tipos básicos de suposiciones asociadas de diseño, son permitidas bajo las condiciones establecidas en el criterio de diseño LRFD, y cada una gobernará en una manera específica la resistencia de los miembros y los tipos y resistencias de sus conexiones:

**Tipo FR** (completamente restringida) comúnmente llamado "de viga rígida" (viga continua), supone que las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos entre miembros que se intersectan.

**Tipo PR** (parcialmente restringida) supone que las conexiones tienen insuficiente rigidez para mantener los ángulos entre miembros que se intersectan.

Adicionalmente, en el LRFD existe un tercer tipo: Cuando la restricción de la conexión se ignora (condición de apoyo comúnmente designada como "apoyo simple"), se supone que para la transmisión de cargas de gravedad los extremos de las vigas están conectadas por cortante únicamente y están libres para girar.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

El tipo de estructuración puede seleccionarse analizando el comportamiento de estructuras existentes ante sismos similares en diversas zonas. En el caso particular de la Ciudad de México, es posible consultar estudios realizados por investigadores después del sismo de 1985(3). Se ha determinado por medio de análisis estadísticos, que los edificios de acero en términos generales tienen un comportamiento que favorece el uso de este material en el Distrito Federal. Esta característica se mantiene a pesar de que los distintos edificios en estudio fueron diseñados con diferentes versiones del Reglamento de Construcciones. Esto se muestra en la Tabla IV.2:

PERIODO DE CONSTRUCCIÓN	SIN DAÑO	EDIFICIOS EN ESTUDIO	PORCENTAJE
Antes de 1957	23	43	53
1957 - 1976	26	34	76
Después de 1976	21	25	84

**Tabla IV.2** Estadísticas de daño en edificios. Ciudad de México. Septiembre, 1985

Estos edificios tienen diferentes configuraciones estructurales, entre las que se mencionan a continuación:

Vigas resistentes a momento en ambas direcciones

Estructuraciones con sección cajón en columnas

Columnas de concreto y armaduras de acero

Vigas resistentes a momento con contraventeos diagonales

Vigas resistentes a momento con muros de cortante

Construcciones con diagonales de rodilla y contraventeos verticales y horizontales

De estos, la configuración que mejor desempeño mostró fue el de tipo vigas resistentes a momento en ambas direcciones; puesto que la menor cantidad de edificios sin daño tuvieron este tipo de estructuración. 36 de 41 en total u 87% (3). Por tal motivo, los diferentes diseños se obtendrán con esta estructuración (Tipo I o FR) utilizando perfiles comerciales tipo W ya que son los que, por otro lado, presentan mayores ventajas constructivas que otros.

En la estructuraciones en las que se utilizan vigas resistentes a momento (también llamadas vigas de momento) son, en su forma más simple, ensambles rectilíneos de vigas y columnas, con las vigas rigidamente conectadas a las columnas. La resistencia a las fuerzas laterales está provista principalmente por la acción de viga rígida, esto es; por el desarrollo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes en los elementos viga y juntas. Debido a las conexiones rígidas viga - columna,

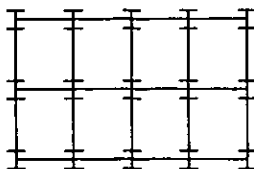
## **DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO**

una viga de momento no puede desplazarse lateralmente sin flexionar a las otras vigas y a las columnas.

Las vigas de momento han sido populares en muchas regiones de alta sismicidad por varias razones. Primero, las vigas de momento han sido vistos como sistemas altamente dúctiles. La formulación de códigos asigna típicamente los factores más grandes de reducción (y por lo tanto las fuerzas más bajas de diseño) a las estructuraciones con vigas de momento, reflejando la opinión de los redactores de que las vigas resistentes a momento están entre los más dúctiles de todos los sistemas estructurales. Segundo, las vigas de momento son populares debido a su versatilidad arquitectónica.

Estas consideraciones del comportamiento esperado de las vigas de momento fueron cambiadas de manera significativa por el sismo de Northridge (Los Angeles, USA) en 1994 y por el sismo de Kobe (Hyogo - Ken Nambu, Japón) en 1995. En ambos sismos, las vigas de momento y sus conexiones no se comportaron tan bien como se esperaba. Fallas frágiles fueron observadas en las conexiones viga - columna en edificios con esta estructuración, cambiando la hipótesis de alta ductilidad y demostrando que nuestro entendimiento de las vigas de momento es incompleto (8). En el Apéndice B se puede consultar una explicación mas amplia.

Una vez determinada la estructuración y el tipo de perfil a utilizar se procede a generar distintos diseños para diferentes coeficientes sísmicos. El método de análisis utilizado fue el análisis estático equivalente que es el más usual en el diseño de edificios similares al estudiado y que se encuentra especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Debido a la estructuración del edificio en estudio; se utilizó un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) igual a 4.0 para ambas direcciones (AA y BB), y un coeficiente sísmico debido a su localización de 0.4. (Apéndice A) La disposición de los perfiles para el análisis estructural siguió la forma más común en esta clase de edificios. Las trabes se colocaron de forma tal, que la flexión ocurra alrededor de su eje mayor, mientras que la orientación de las columnas se muestra en la Figura IV.2:



**Figura IV.1** Orientación de perfiles

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Para obtener el costo inicial de una estructura nueva, se diseña utilizando una procedimiento reglamentado vigente, pero variando el coeficiente sísmico se generan varias alternativas de solución produciendo una serie de diseños de la misma estructura, de los cuales tanto la confiabilidad como el costo puede ser estimado. Entonces, bajo un sismo de intensidad especificada (con un espectro determinado conveniente para el sitio) la probabilidad de daño (o confiabilidad) de cada uno de los diseños puede ser establecida, produciendo en consecuencia el costo inicial como una función de la confiabilidad bajo la intensidad del sismo. Variando la intensidad del sismo, es posible generar una familia de funciones condicionales de costo (Ang y De León, 1996) (1).

Los perfiles fueron seleccionados conforme al criterio LRFD cuyos lineamientos se encuentran condensados para los perfiles I en el Apéndice A. La Tabla IV.3 que se presenta muestra dichos perfiles con su correspondiente nomenclatura americana y sus equivalente en el mercado nacional:

COEFICIENTE SÍSMICO	COLUMNA	TRABE	COLUMNA	TRABE
0.1	W 8*31	W 12*22	IR 203*46.2	IR 305*32.8
0.2	W 10*33	W 12*22	IR 254*49.2	IR 305*32.8
0.4	W 10*39	W 14*22	IR 254*58.2	IR 254*58.2
0.6	W 10*45	W 12*26	IR 254*67.4	IR 254*67.9
0.8	W 10*49	W 16*26	IR 254*72.9	IR 254*72.9
1.0	W 12*53	W 14*30	IR 305*79	IR 305*79

**Tabla IV.3** *Perfiles seleccionados para los distintos diseños*

La selección de los perfiles obedeció al cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio, por ello; no existe una variación uniforme de peralte y peso. Resulta ilustrativo mostrar la variación de periodos y rigideces para cada una de las estructuras propuestas (Apéndice A). Como era de esperarse, las rigideces aumentaron para los diseños con coeficientes sísmicos más altos. Es de suponerse que los diseños que sean producidos con los coeficientes sísmicos intermedios, tendrán una tendencia similar a la que muestran los ajustes de la Figura A-1 del Apéndice A, pero; puesto que la selección de los perfiles está gobernada por el cumplimiento de los estados límite, y como la variación de los perfiles no será uniforme por los motivos antes mencionados; es posible que la gráfica presente algunas irregularidades.

# CAPITULO V

DESARROLLO E  
IMPLEMENTACION DE  
LAS TECNICAS DE  
SIMULACION DE MONTE  
CARLO

### V.1 DESCRIPCIÓN DE LAS TÉCNICAS DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

Simulación es el proceso de reproducir fenómenos reales fundamentándose en un conjunto de suposiciones y modelos concebidos de la realidad. Esto puede ser desarrollado teóricamente o de forma experimental. En la práctica, la simulación teórica usualmente se desarrolla numéricamente, y ha llegado a ser una herramienta mucho más práctica desde el advenimiento de las computadoras. Como con los métodos experimentales, la simulación numérica, puede utilizarse para obtener datos (simulados), ya sea en sustitución o en adición de los datos reales. Por lo tanto, la simulación teórica es un método de "experimentación numérica".

Para propósitos ingenieriles, la simulación puede aplicarse para predecir o estudiar el desempeño y/o respuesta de un sistema. Con un conjunto prescrito de valores para los parámetros del sistema (o variables de diseño), el proceso de simulación conduce a una medida específica del comportamiento o respuesta. A través de simulaciones repetidas, la sensibilidad del comportamiento del sistema a la variación de los parámetros de éste puede examinarse o establecerse. Por medio de este procedimiento, es posible utilizar la simulación para evaluar alternativas de diseño o determinar diseños óptimos.

En problemas que involucran variables aleatorias con distribución de probabilidades conocidas o supuestas, la Simulación de Monte Carlo se presenta como el método adecuado. El nombre Monte Carlo fue aplicado primero a una clase de métodos matemáticos por científicos que trabajaban en el desarrollo de armas nucleares en Los Alamos durante 1940, aunque sus fundamentos utilizando muestreo aleatorio fue utilizado por Comte de Buffon en 1777 (22). El método involucra un proceso repetitivo de simulación, utilizando en cada simulación un conjunto particular de valores de las variables aleatorias generadas conforme a las correspondientes distribuciones de probabilidad. Por medio de la repetición del proceso, se obtiene una muestra de soluciones, correspondiente, cada una, a un conjunto diferente de valores de las variables aleatorias. Una muestra de una simulación de Monte Carlo es similar a una muestra de observaciones experimentales. Por esto, los resultados de las simulaciones de Monte Carlo pueden ser tratados estadísticamente; tales resultados pueden presentarse también en forma de histogramas, con lo cual pueden aplicarse los métodos de estimación e inferencia estadística. Por estas razones, Monte Carlo es también una técnica de muestreo, y como tal; los resultados también están sujeto a errores de muestreo. Por lo tanto, las soluciones de Monte Carlo de muestras finitas no son "exactas" (a menos que el tamaño de la muestra sea infinitamente grande).

Una de las principales tareas en una simulación de Monte Carlo es la generación de números aleatorios para distribuciones de probabilidad prescrita; para un conjunto dado de números aleatorios generados, el proceso de simulación es determinista. En teoría, los métodos de simulación pueden ser aplicados a sistemas grandes y complejos; a menudo con idealizaciones rígidas y/o simplificaciones necesarias de modelos analíticos que pueden ser relajados, resultando en modelos de simulación más realistas. Sin embargo, en la práctica, las simulaciones de Monte Carlo pueden limitarse por restricciones económicas, de tiempo, y de capacidad de las computadoras. Más aún, las soluciones obtenidas de las simulaciones (particularmente de las simulaciones de Monte Carlo) pueden no ser susceptibles de generalización o extrapolación. Por esto, como una regla general, los métodos de Monte Carlo deberían usarse sólo como último recurso; esto es, cuando los métodos de solución analíticos no estén disponibles o no sean efectivos (por ejemplo debido a idealizaciones gruesas). Las soluciones de Monte Carlo, sin embargo, son a menudo los únicos medios de verificar o validar los métodos aproximados de solución.

La simulación de Monte Carlo es más efectiva y práctica si se utiliza con computadoras digitales; para éste propósito, será necesaria la generación automática de los números aleatorios requeridos con distribuciones especificadas. Se puede cumplir con esto sistemáticamente para cada variable generando números aleatorios uniformemente distribuidos entre 0 y 1.0, y por medio de transformaciones apropiadas, obtener los números aleatorios correspondientes con la distribución especificada de probabilidad. La base para esto se explica a continuación:

Supóngase una variable aleatoria  $X$  con distribución de probabilidad acumulada (CDF)  $F_X(x)$ . Entonces, para una determinada probabilidad acumulada  $F_X(x)=u$ , el valor de  $X$  es:

$$x = F_X^{-1}(u) \tag{V.1.1}$$

Ahora supóngase que  $u$  es un valor de la distribución estándar uniformemente variada,  $U$ , con una distribución de probabilidad acumulada entre 0 y 1.0. Entonces, como se muestra en la Figura V.1:

$$F_U(u) = u \tag{V.1.2}$$

Esto es, la probabilidad acumulada de  $U \leq u$  es igual a  $u$ . Por lo tanto, si  $u$  es un valor de  $U$ , el valor correspondiente de la variable  $X$  obtenida por medio de  $x = F_X^{-1}(u)$  tendrá una probabilidad acumulada:



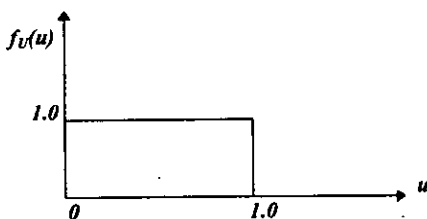
$$\begin{aligned}
 P(X \leq x) &= P[F_X^{-1}(U) \leq x] \\
 &= P[U \leq F_X(x)] \\
 &= F_U[F_X(x)] = F_X(x)
 \end{aligned}
 \tag{V.1.3}$$

Lo cual significa que si  $(u_1, u_2, u_3, \dots, u_n)$  es un conjunto de valores de  $U$ , el conjunto correspondiente de valores obtenidos por medio de  $x = F_X^{-1}(u)$ , esto es:

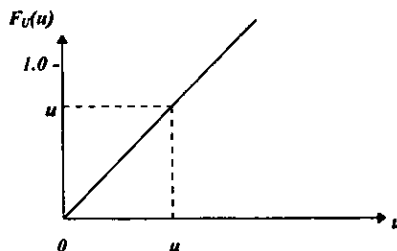
$$x_i = F_X^{-1}(u_i); \quad i=1,2,\dots,n \tag{V.1.4}$$

tendrá la distribución acumulada  $F_X(x)$ . La relación entre  $u$  y  $x$  puede verse en la Figura V.3.

Como se ha mencionado en capítulos anteriores, la posibilidad de falla depende no solo de la aleatoriedad del movimiento del suelo, sino también de las incertidumbres relacionadas con éste y con la resistencia estructural. Las incertidumbres en los parámetros de carga sísmica tales como ocurrencia, intensidad y duración son usualmente grandes, y juegan un papel dominante comparados con el de los parámetros de los sistemas estructurales tales como masa, rigidez o amortiguamiento. Por lo tanto, como una aproximación, las incertidumbres en la resistencia estructural no serán consideradas en este estudio y sólo se tomarán en cuenta las incertidumbres de los parámetros de carga.



**Figura V.1** Función densidad de probabilidad (PDF) de  $U$



**Figura V.2** Distribución de probabilidad acumulativa (CDF) de  $U$

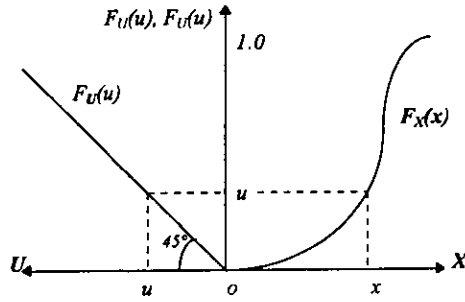


Figura V.3 Relación entre  $u$  y  $x$

**V.2 APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO A LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO**

En este trabajo, se utiliza la simulación de Monte Carlo para generar temblores que corresponden al espectro del temblor de 1985 en el Distrito Federal, estación SCT - EW, y a otros espectros similares pero con aceleración pico preestablecida menor y mayor a las de aquél temblor, cubriendo el rango de aceleraciones pico que pueden ocurrir en la Ciudad de México que se usan como excitación para estimar la respuesta de cada una de las estructuras en el espacio factible de alternativas para así evaluar los costos totales asociados a cada una de ellas y finalmente; por comparación directa, seleccionar la alternativa que corresponda al costo esperado total mínimo.

Primero, es necesario establecer el daño estructural y la confiabilidad de las estructuras alternativas ante los acelerogramas generados para obtener las funciones de riesgo basadas en costos. Para este propósito, las probabilidades de daño requeridas para cada edificio diseñado o reforzado pueden calcularse usando una simplificación del modelo de daño de Park y Ang (1) que estima el nivel de daño en componentes estructurales. El índice de daño a utilizar es:

$$d_i = \frac{x_{maxi}}{Y_{Ui}} \quad (V.2.1)$$

Donde

$x_{maxi}$  es el desplazamiento máximo obtenido para la dirección débil del entrepiso  $i$

$Y_{Ui}$  desplazamiento último del entrepiso  $i$

Como se explicó en III.2, el programa genera acelerogramas de acuerdo con las características espectrales dadas y proporciona como resultados la media y varianza muestrales de los desplazamientos:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (III.2.1)$$

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad \text{(III.2.2)}$$

Además de estos valores centrales resulta necesario obtener la distribución de probabilidad que mejor se ajuste al fenómeno que se trata de reproducir. A partir de la media y desviación estándar del desplazamiento máximo proporcionados por el programa y del desplazamiento último de cada elemento estructural, se generan la media y la varianza del índice de daño y posteriormente, a su vez, simulaciones de los valores de dichos índices. Para aplicar las técnicas de simulación de Monte Carlo, se procede de la siguiente manera:

Se genera una cantidad de números aleatorios tal, que pueda considerarse representativa de la población (en todos los casos 3000). Los desplazamientos del sistema de dos grados de libertad se consideran como la población. Para mantener consistencia con la explicación del capítulo anterior, la distribución de probabilidad del índice de daño es  $F_X(x)$ .  $F_U(u)$  es la distribución uniforme de números aleatorios generados inicialmente para usar la técnica.

Puesto que se desconoce la distribución de la variable aleatoria, se proponen, en principio, las distribuciones de densidad acumulativa Normal y Lognormal (esto se debe a que se ha encontrado que éstas son las que mejor se ajustan a los parámetros usados en el diseño. Posteriormente se investigará cual de dichas distribuciones se ajusta mejor a los índices de daño obtenidos), para determinar, por medio de su distribución inversa; la variable aleatoria del índice de daño correspondiente a cada uno de los 3000 números generados con una distribución inicial uniforme. La implementación de la técnica de Monte Carlo se realizó através de hojas de Cálculo de Microsoft Excel, en computadora. Los parámetros utilizados para estos cálculos fueron los siguientes:

Para la distribución Normal estandarizada:

$$\bar{d}_i = \frac{\bar{x}_{maxi}}{Y_U} \quad \text{(V.2.2)}$$

$$\sigma_{di} = \frac{\sigma_{xmaxi} \sqrt{S_o}}{Y_U} \quad \text{(V.2.3)}$$

Donde

$\bar{d}_i$  Media del índice de daño para el entreciso  $i$

$\bar{x}_{maxi}$  Desplazamiento máximo promedio obtenido de las simulaciones en el programa del  $i$ -ésimo entreciso

$Y_U$  Desplazamiento lateral último del entreciso  $i$  de acuerdo al estado límite de falla considerado para el entreciso y dirección que rigen el diseño

$\sigma_{di}$  Desviación estándar del índice de daño para el entreciso  $i$

$\sigma_{x_{maxi}}$  Desviación estándar del desplazamiento máximo del entreciso  $i$  obtenida a partir de las simulaciones del programa

$S_0$  Densidad espectral del espectro del sismo considerado

Para la distribución Lognormal:

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\sigma_{di}}{\bar{d}_i} \text{ Coeficiente de variación}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\ln(1 + CV^2)} \text{ Desviación estándar para la distribución Lognormal}$$

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \varepsilon^2 \text{ Media para la distribución Lognormal}$$

Para determinar cuál de las dos distribuciones mencionadas se ajusta mejor a cada caso se comparan las frecuencias observadas (en este caso, simuladas) durante el experimento ( $F_o$ ) respecto a las esperadas de cada distribución supuesta ( $F_e$ ), de manera que el mejor ajuste estará dado por el mínimo valor de la expresión:

$$\sum_{i=1}^k \frac{(F_{oi} - F_{ei})^2}{F_{ei}} \tag{V.2.4}$$

calculada para los 2 tipos de distribución propuestos.

Para obtener las frecuencias de cada distribución, se consideró pertinente establecer 15 intervalos con el fin de agrupar en ellos los valores de las variables aleatorias correspondientes. En términos generales, el mejor ajuste fue proporcionado por la distribución Lognormal; en los pocos casos donde no fue así, los valores de la expresión anterior fueron muy parecidos, por tanto se utilizaron en todas las simulaciones distribuciones de tipo Lognormal. Una vez determinada la distribución a utilizar, se contó el número de fallas que una estructura determinada tiene ante una intensidad dada de temblor; es decir, el número de veces (dentro del total de simulaciones) en que se cumple la condición prescrita de falla de la estructura ( $D \geq 1.0$ ). Puesto que el índice local de daño indica la razón del desplazamiento simulado respecto al desplazamiento de falla establecido, los valores que igualen o excedan la unidad en las 3000 simulaciones significarán un nivel de daño que; si bien es posible que no alcance la condición de colapso, permite determinar que la edificación ha recibido un daño tal, que es preferible demolerla. El procedimiento descrito anteriormente se detalla en el Apéndice C.

# CAPITULO VI

COSTOS DE EDIFICACION  
Y REPARACION



### **VI.1 DETERMINACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS**

Para determinar el costo de cualquier proyecto, es necesario considerar el conjunto de materiales, actividades y equipos necesarios para cumplir con todos los conceptos de trabajo que exigen las especificaciones. Dependiendo del proyecto, estos parámetros varían con base en las condiciones que sean impuestas. Debido a la naturaleza de la estructura en estudio, se requiere de actividades tales como limpieza del terreno, trazo, nivelación, excavación, armado y colado de la cimentación, trabajo en taller de la estructura metálica, transporte, colocación, soldadura, etc. Cada una de estas actividades debe estar relacionada con las otras en forma tal que no exista interferencia entre ellas, y que permita la ejecución de la obra con un adecuado balance entre costo, calidad y tiempo. Como se explicó en capítulos anteriores, el modelo simplificado para la evaluación de daños solo considera el comportamiento de la superestructura, por lo que; únicamente se utilizarán precios unitarios en los conceptos sobre los cuales puedan verse reflejados los efectos de un evento sísmico. La integración de estos precios unitarios darán como resultado el costo inicial de la edificación (C), el cual forma parte de los modelos matemáticos adoptados para la estimación de daños y que se detallarán en capítulos siguientes.

Para cada diseño propuesto, la variación más significativa se presenta en los tamaños de los perfiles utilizados, debido a los diferentes coeficientes sísmicos que se utilizaron para obtener cada uno de los diseños. Los conceptos de obra restantes se consideran constantes para cada estructura. Con objeto de utilizar información realista, se utilizaron precios unitarios proporcionados por la constructora URBECC (36). En el Apéndice A pueden consultarse esta información.

## VI.2 ESTIMACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS INDIRECTAS

El criterio propuesto para diseño en este trabajo implica el análisis de la respuesta de las estructuras propuestas, ante una serie de excitaciones sísmicas que poseen, cada una, una intensidad máxima representativa de cada uno de los rangos de intensidades que son factibles de presentarse en la Ciudad de México. Los costos obtenidos a partir de cada estado de daño, en el conjunto de estructuras e intensidades dado, son condicionales a que se presenten las intensidades máximas elegidas como representativas. Finalmente, la integración de los costos de daño condicionales sobre la distribución de probabilidad de ocurrencia de las intensidades máximas, permite estimar el valor esperado del costo de daño para la estructura considerada. El modelo con el cual se estudió la respuesta de la estructura ante las sollicitaciones que le impusieron los sismos considerados es uno simplificado de sólo dos grados de libertad en los desplazamientos laterales, y no permite determinar las diversas formas de falla de elementos estructurales y no estructurales. Básicamente, existen dos métodos para la predicción de daños por sismo en edificios (16). El primero consiste en una aproximación empírica basada en observaciones estadísticas de daños registrados en eventos pasados como función de la intensidad percibida. El otro, es un modelo teórico para calcular respuestás estructurales y deformaciones. De estos métodos, puede estimarse el comportamiento del edificio y sus componentes y, consecuentemente, el daño resultante obteniendo una relación del daño con el desplazamiento de entrepiso.

El método empírico para predicción de daños está basado en observaciones estadísticas y recopilación de datos de sismos pasados. Con él, se obtienen relaciones simples entre daño esperado o pérdida y carga sísmica, generalmente expresada como intensidad en la Escala de Mercalli Modificada. El parámetro de la Escala de Mercalli para denotar carga sísmica, está lejana de lo ideal, pues es una medida subjetiva basada en juicios sobre la extensión del daño y puede introducir variaciones considerables en la determinación e interpretación de información de daños puesto que un mismo sismo puede producir amplitudes de daño diferentes en zonas con densidad y/o calidad de construcción diferentes. A pesar de esto, la Escala de Mercalli Modificada continúa siendo un parámetro útil y mucha información estadística que relaciona pérdidas con movimiento del suelo ha sido reportada en función de éste parámetro.

Este método no considera daño a edificios individuales, en vez de esto, se basa en estadísticas del daño de edificios del mismo tipo de construcción y las relaciona con la intensidad percibida en el sitio. No se requiere de información sobre la capacidad de cada edificio individual. Tiene la

desventaja de que no considera el comportamiento estructural y factores tales como resistencia, rigidez, características de carga - deformación, disipación de energía y tampoco la interacción de la estructura y los componentes arquitectónicos. La información no está siempre disponible para algunos tipos de construcción y los datos recopilados de acuerdo a diferentes técnicas de muestreo pueden conducir a interpretaciones erróneas. Debido a su simplicidad, la aproximación empírica representa un método poderoso y efectivo para la estimación de daños, puesto que está fundamentado en datos estadísticos. A medida que mas datos y registros lleguen a estar disponibles, este método puede ser implementado relacionando daños con parámetros tales como la PGA (aceleración pico del suelo).

El método teórico de predicción de daño requiere idealizar una estructura y modelarla matemáticamente para diferentes tipos de construcción para calcular la respuesta y deformaciones como función de la carga sísmica, representada por un parámetro conveniente (aceleración pico de suelo PGA o velocidad pico del suelo PGV). Se obtienen curvas de deformaciones angulares de entrepiso contra PGA. La hipótesis del método es que el daño de una estructura y sus contenidos es función del desplazamiento de entrepiso o deformaciones angulares y por lo tanto se requiere un conocimiento continuo de las relaciones de daño contra deformación angular de entrepiso. Combinando ambas relaciones se tiene la información necesaria sobre la relación esperada de daño como función de la carga sísmica. Este método ha sido considerado para propósitos de estimación de primas y coberturas de seguros comerciales, adoptándose el siguiente procedimiento:

1. Estimación de la respuesta estructural y cálculos teóricos de deformaciones para diferentes tipos de construcción modelados convenientemente, para eventos de intensidad variable y con periodos de retorno dados.
2. Estimación de pérdidas de elementos estructurales y no estructurales como función de las deformaciones angulares de entrepiso, dependiendo de la intensidad del daño, de las características de la estructura y de los componentes arquitectónicos.
3. Integración de pérdidas en el edificio para un periodo de tiempo dado (normalmente la vida útil de la estructura) y para un conjunto de eventos de intensidad variable (cada uno con una probabilidad dada de ocurrencia) a los cuales la estructura puede estar sujeta, (Una distribución de probabilidad se asocia a las características de los eventos de acuerdo a los análisis de riesgo sísmico).
4. Cálculo de la relación promedio de daño esperado por año, y de la probabilidad de falla de la estructura considerada .

El método teórico tiene la ventaja de que representa una aproximación racional, se puede considerar explícitamente el comportamiento de la estructura y componentes y considerar los diferentes factores que tienen influencia estructural, tales como características de carga - deformación, ductilidad, disipación de energía, amortiguamiento, resistencia y rigidez de los elementos estructurales. Considera la carga sísmica utilizando parámetros tales como aceleración o velocidad, y expresa las respuestas en términos del espectro de respuesta. El método ofrece más flexibilidad al predecir daños y, modificando los diferentes factores, permite considerar muchas combinaciones de sistemas estructurales, tipos de construcción y materiales. A pesar de esta flexibilidad, la gran cantidad de parámetros involucrados puede ser un obstáculo, puesto que las simplificaciones en la entrada de datos y errores, al establecer las características y propiedades, tienen un efecto significativo en los resultados finales. El método requiere un análisis extensivo por computadora, a menos que sean introducidas grandes simplificaciones, pero esto puede reducir la racionalidad del método. La gran cantidad de posibles combinaciones de sistemas constructivos, número de claros y pisos, materiales y componentes encontrados en la práctica hacen difícil generar modelos generales para las estructuras y los análisis matemáticos han conducido a un número reducido de modelos simplificados con características idealizadas y propiedades que no siempre producen resultados que reflejan el comportamiento real para todos los casos. Una vez establecido el nivel de daño estructural y no estructural, resulta necesario; para determinar el costo total de los efectos de la acción del sismo sobre la estructura, considerar las consecuencias que generan los daños asociados a la edificación (pérdidas socio - económicas) entre los que figuran pérdida de vidas humanas, pérdida de mercancías almacenadas y por suspensión de actividades. Algunos autores han desarrollado modelos teóricos en los que las incertidumbres referentes a los costos de daño se integran para obtener funciones de confiabilidad basadas en costos. Tal es el caso de Ang y De León (1) quienes proponen modelos de costos que están asociados con el nivel de confiabilidad de la estructura. De acuerdo a este esquema, el costo potencial de daño de sismos futuros debe ser estimado para cada uno de los diseños. Este incluye el costo de reparación, la pérdida de contenidos, el costo de lesiones, las pérdidas asociadas con muertes y pérdidas por la interrupción del servicio de la estructura. Cada uno de los componentes costo - pérdidas será función del nivel de daño. Por lo anterior, el costo total de daño deberá ser:

$$C_d = C_r + C_c + C_e + C_{in} + C_f \quad (VI.2.1)$$

Donde

$C_r$  = Costo de reparación o reposición

$C_c$  = Costo por pérdida de contenidos

$C_e$  = Pérdidas económicas debido a la interrupción del servicio o la función de la estructura

$C_{in}$  = Costo de lesiones

$C_r$  = Costo de pérdida de vidas

Cada uno de los componentes de costo de daño dependerá del nivel global de daño  $x$ . Es decir:

$$C_j = C_j(x) \quad \text{(VI.2.2)}$$

$j = r, c, e, in, f.$

Los componentes de costo de daño han sido desarrollados por Ang y De León en función del índice de daño (1) como sigue:

La pérdida total de contenidos se considera del 50% del costo de reemplazo o costo inicial. La pérdida parcial de contenidos se supone que varía linealmente con la mediana del índice global de daño,  $D_m$ :

$$C_c = 0.5C_i D_m, \quad 0 \leq D_m \leq 1.0; \quad C_c = 0.5C_i, \quad D_m > 1.0 \quad \text{(VI.2.3)}$$

$C_i$  = Costo inicial de la estructura.

Las pérdidas económicas directas de arrendamiento (considerando que el edificio es rentado) ha sido determinado como:

$$C_c = 4632A(D_m^2), \quad 0 \leq D_m < 1.0; \quad C_c = 4632A, \quad D_m \geq 1.0 \quad \text{(VI.2.4)}$$

Donde

$A$  = Superficie del edificio ( $m^2$ )

El costo de lesiones:

$$C_{in} = 6485A(D_m^2), \quad 0 \leq D_m < 1.0; \quad C_{in} = 6485A, \quad D_m \geq 1.0 \quad \text{(VI.2.5)}$$

El costo de vidas humanas, determinado con base en la aproximación de capital humano o pérdida de Producto Nacional Bruto determinado para la Ciudad de México (1,28):

$$C_f = 15170AD_m^4, \quad 0 \leq D_m < 1.0; \quad C_f = 15170A, \quad D_m \geq 1.0 \quad (\text{VI.2.6})$$

Las últimas cuatro ecuaciones son utilizadas (con  $D_m = x$ ) para obtener el costo esperado de daño. Como hay probabilidades asociadas con los niveles de daño y ocurrencia de sismos, este es el costo esperado de daño que resulta pertinente. Este costo pertenece a futuras ocurrencias de sismos, y por lo tanto; debe ser considerarse el factor de valor presente (más adelante se describe éste factor y su influencia en el costo total). Conceptualmente, la función de costo de daño esperado deberá ser decreciente con la confiabilidad. El costo inicial (el cual crece con la confiabilidad) y los costos de reparación y pérdida de contenidos, son determinados de forma técnica; sin embargo, los costos de daño restantes pueden involucrar consideraciones socio - económicas.

### VI.3 ESTIMACIÓN DEL COSTO DE REPARACIÓN

Uno de los aspectos que más influye en la toma de decisiones respecto a un edificio que ha sido afectado de forma evidente por un sismo, es su posibilidad de reparación para continuar utilizándose. Aunque, como se mencionó en el capítulo anterior, el modelo adoptado para este estudio no permite la determinación detallada del daño, resulta ilustrativo mencionar algunas ideas que aclaran más el problema. El análisis del estado estructural de la edificación debe ser hecho por un equipo calificado debidamente para tal efecto. En el caso de los sismos de 1985 en la Ciudad de México, se llegó al uso de la denominada "pintura antisísmica" en edificios que requerían adoptar medidas drásticas respecto a su reparación debido a la falta de control a este respecto. Los edificios de acero que se comportaron satisfactoriamente fueron reportados sin daño estructural en primera instancia, y; después de remover el material que cubría la estructura de acero, el daño estructural apareció. Fueron estudiados 102 edificios de acero en el área más afectada de la Ciudad de México. En ocasiones su identificación fue posible por información recopilada por parte de Arquitectos, Ingenieros Consultores y Fabricantes de Acero; particularmente en casos de edificios sin daño aparente. La inspección física del sistema estructural de vigas en algunos casos no fue permitida y, por lo tanto, existe incertidumbre al respecto, sin embargo; parte del estudio tuvo que apoyarse en la información obtenida de terceras partes, tales como brigadas de mantenimiento y usuarios (3).

No es fácil de la simple observación de los daños ocasionados por un sismo, determinar qué tan afectada puede estar una estructura, aún más; es poco lo que se conoce en relación a la acumulación de daños a través de varios sismos, lo cual no es un proceso fácil de modelar. Después de un temblor intenso, un buen número de estructuras quedan con daños estructurales mas o menos severos y surge la necesidad de decidir si están en condiciones de ser reparados o es más conveniente demolerlos. En caso de repararlas, es preciso definir como debe llevarse a cabo la reparación.

Previo a la reparación de una estructura, debe hacerse un análisis detallado de la misma, teniendo especial cuidado en determinar concienzudamente el estado de las juntas en la estructuras de acero, puesto que aunque no hayan causado daños, resulta posible que existan fisuras en ellas, como lo pusieron en evidencia los recientes eventos de Northridge y Kobe (8). Al proceder a la reparación, se debe procurar no alterar sus propiedades resistentes. Es común que en la reparación local de elementos resistentes se produzca un aumento en la rigidez del elemento reparado, por lo que, en otro sismo, dicho elemento tomará mayor fuerza sísmica y puede volver a fallar, teniendo resultados posiblemente peores que la ocasión anterior(25).

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

---

Es frecuente que sea necesario reforzar elementos sanos con objeto de repartir las cargas sísmicas en una forma más adecuada. En ocasiones, es conveniente instalar una nueva estructura (preferentemente metálica) que trabaje conjuntamente con la dañada, más rígida que la inicial, para absorber los efectos sísmicos en su totalidad y cuidando que los sistemas de piso sean capaces de transmitir las fuerzas sísmicas adecuadamente. En el caso de elementos de mampostería, el simple resane de los agrietamientos, sin estudiar por qué se dañaron y qué puede pasar en temblores futuros es peligroso, pues la estructura puede haber perdido gran parte de su capacidad a fuerzas laterales y sufrir colapsos importantes en temblores futuros. En ocasiones es mejor sustituir los elementos de mampostería o reforzarlos adecuadamente.

Dentro del amplio espectro de daño al que puede estar sujeta una estructura, es posible clasificar los daños que puede sufrir una edificación en daños estructurales y no estructurales. Los daños más comunes en elementos no estructurales consisten en:

- a) Agrietamientos ligeros o severos en muros o sus acabados
- b) Colapsos parciales o totales de muros divisorios, plafones, aplanados, etc.
- c) Ruptura de tuberías o ductos de instalaciones
- d) Daños a ventanas cancelas

Los daños más comunes en elementos estructurales son:

- a) Pérdida de verticalidad de la estructura por falla de la cimentación
- b) Pandeo local o generalizado
- c) Golpeo contra construcciones vecinas por flexibilidad excesiva
- d) Agrietamiento ligeros o severos en muros de carga o rigidez con colapsos totales o parciales
- e) Formación de articulaciones plásticas en traveses o columnas y fallas por aplastamiento
- f) Fractura de losas y escaleras

Para los fines del presente estudio, se consideró el límite de daño reparable en la Ciudad de México como  $D_m = 0.5$ , determinado por Ang y De León (1). La función de costo de reparación desarrollada con base en datos disponibles de costos de reparación es:

$$C_r = 1.64C_R D_m, \quad 0 \leq D_m < 0.5; \quad C_r = C_R, \quad D_m > 0.5 \quad \text{(VI.3.1)}$$

Donde

$C_R$  = Costo de reposición de la estructura original =  $1.15C$ .

$C$  = Costo inicial de la estructura.



#### VI.4 ANÁLISIS DEL FACTOR DE VALOR PRESENTE

Dado que en el presente trabajo se pretende desarrollar una formulación basada en costos totales, debe implementarse una técnica que actualice los costos futuros a valor presente y así poderlos sumar a los costos iniciales. Los costos futuros están asociados a los gastos inherentes a las consecuencias de daños o fallas que, potencialmente, ocurren en la vida útil del edificio después de que éste es construido y ha comenzado a prestar servicio. El modelo adoptado para tal fin es el siguiente:

$$FVP = e^{-\gamma t} \quad (VI.4.1)$$

En la práctica, se considera que la función  $e^{-\gamma t}$  opera como el factor de valor presente que, al ser multiplicado por el costo devengado en el futuro, queda expresado en términos monetarios de valor presente. La constante  $g$  es la tasa neta de descuento (tasa de interés menos la de inflación) y  $T$  es la vida útil del edificio en años (32). Este factor representa la variación del valor del dinero respecto al tiempo. Si no hubiera factores inflacionarios ni de interés bancario (o si se balancearan uno al otro), el valor de  $g$  sería igual a cero y el factor de valor presente será igual a 1. Esto significa que el valor del dinero sea el mismo en cualquier instante, por lo cual tendrían el mismo valor monetario los costos asociados a dos daños iguales que se presentaran en tiempos distintos dentro de la vida útil del edificio. Sin embargo, en general,  $g$  no es igual a cero y el factor mencionado actualiza el costo, a ser devengado en el futuro, a términos monetarios actuales. La expresión adoptada en el presente trabajo para el factor de valor presente, es la correspondiente a la formulación más simplificada para modelar la ocurrencia de costos en el futuro. Para los fines de este trabajo, se considera suficiente dicho planteamiento, por lo que se adopta para el cálculo de los costos futuros. En el Apéndice C se muestran los valores adoptados para determinar dicho factor.

**VI.5 DESARROLLO DE FUNCIONES DE COSTO TOTAL**

Para el mismo coeficiente sísmico de diseño (mismo edificio) los costos totales esperados se integran de acuerdo a:

$$E(c_T^j) = \int E(c_T^i) f_i(a) da, \quad (VI.5.1)$$

En forma discreta:

$$E(c_T^j) = \sum_{i=1}^n (c_T^i) \Delta P_i(a_i) \quad (VI.5.2)$$

Donde:

$j$  = Diseño (coeficiente sísmico de diseño)

$i$  = Intensidad

Es decir; la esperanza del costo total compuesto para un diseño e intensidad dados ( $C_T^j$ ) se obtiene al sumar el producto del costo total del diseño (costo inicial y costo de daños actualizados;  $C_T^j$ ) por la probabilidad de que ocurra dicho sismo ( $f_i(a_i)$ ). Ahora bien; el riesgo sísmico en el sitio de interés es expresado en términos matemáticos por una función conocida  $v(y)$  que representa el promedio de ocasiones, por unidad de tiempo, en que una intensidad mayor que  $y$  ocurre en el sitio.

Como el propósito es calcular  $p(y)$ , es conveniente expresar a  $y$  como el valor de un parámetro de la historia, del movimiento del suelo en el tiempo, el cual puede ser usado entonces para estimar los máximos valores de respuestas estructurales. Ejemplos de tales parámetros son las aceleraciones pico o velocidades, ordenadas de espectros de respuesta para periodos dados y amortiguamiento, y valores esperados de esas ordenadas. Si uno de esos parámetros es utilizado para medir la intensidad, entonces la tasa esperada de ocurrencia de sismos con intensidades mas altas que un valor dado y puede calcularse (15). Esto puede ser expresado por una función de la forma:

$$v(y) = Ky^{-r} \left[ 1 - \left( \frac{y}{y_M} \right)^e \right], \text{ para } y \leq y_M$$

$$v(y) = 0, \text{ para } y \geq y_M \quad (VI.5.3)$$

Donde  $y_M$  es la frontera superior de las intensidades que pueden ocurrir en el sitio de interés;  $r$  y  $\epsilon$  son parámetros que definen la forma de la distribución de intensidades, y  $K$  es un factor de escala. Para los cálculos que siguen,  $y$  y  $y_M$  son medidas por la aceleración pico del suelo (PGA) en el sitio durante un sismo, y los parámetros en la ecuación anterior los parámetros para el sitio en cuestión son los siguientes (15):

$$K=80$$

$$y_M = 500 \text{ cm/s}^2$$

Se consideraron los siguientes valores representativos de la aceleración pico del suelo: 0.05g, 0.16g, 0.25g, 0.35g, 0.45g, 0.5g. Estos valores fueron seleccionados de forma tal que representaran las posibles aceleraciones máximas del suelo. Para hallar la probabilidad de ocurrencia del evento, se utiliza el modelo de Poisson:

$$P = e^{-ut} \tag{VI.5.4}$$

Donde  $t$  es la vida económica de la estructura, considerada como 50 años y  $U$  es la función de riesgo sísmico  $U(y)$ . Dicho modelo supone que los sismos de interés en el sitio ocurren de acuerdo a un proceso de Poisson. Es decir, la distribución de probabilidades de los tiempos de ocurrencia de tales temblores siguen una distribución de Poisson. Para calcular entonces las probabilidades correspondientes a cada una de las intensidades elegidas como representativas, se calcula  $\Delta P = P_{i+1} - P_i$ :

$$\begin{aligned} \Delta P_1^t &= P(0.16g) - P(0.05g) \\ \Delta P_2^t &= P(0.25g) - P(0.16g) \\ \Delta P_3^t &= P(0.35g) - P(0.25g) \\ \Delta P_4^t &= P(0.45g) - P(0.35g) \\ \Delta P_5^t &= P(0.50g) - P(0.45g) \end{aligned} \tag{VI.5.5}$$

Para los valores de las abscisas (confiabilidades), se sigue un procedimiento similar. Una vez efectuadas las operaciones indicadas, se procede a graficar la curva compuesta que permitirá identificar el diseño óptimo para el edificio en cuestión. Todos los cálculos anteriores se presentan en el Apéndice C.

# CAPITULO VII

SELECCION DEL DISEÑO  
OPTIMO

**VII SELECCIÓN DEL DISEÑO ÓPTIMO**

Como se muestra en la Figura VII.1, existe una confiabilidad que corresponde al costo mínimo esperado de vida útil. Esta curva, representa la variación del valor esperado del costo total del edificio ante las diferentes sollicitaciones consideradas, contra la confiabilidad de los diseños correspondientes. En términos generales siempre es posible determinar en esta curva un valor mínimo que corresponderá al diseño óptimo de todos los posibles diseños que pudieran existir de esta estructura y que representa un equilibrio óptimo, entre costo y confiabilidad. El cálculo de dicho mínimo puede expresarse como:

$$\frac{\partial E(T)}{\partial P_f} = 0 \tag{VI.1.1}$$

El diseño seleccionado de ésta manera considera las incertidumbres relacionadas con el evento sísmico de forma tal; que en la curva compuesta se tienen en cuenta las aceleraciones pico del suelo que se consideraron con posibilidad presentarse. De esta forma, la relación existente entre el coeficiente sísmico de diseño, la confiabilidad y el costo total esperado se muestra en la Tabla VII.1.1. Como se puede apreciar en la curva compuesta, el diseño óptimo se encuentra alrededor del diseño cuyo coeficiente es 0.4. De esto se sigue que el diseño óptimo puede considerarse como aquél cuyo coeficiente de diseño es 0.4. Es claro entonces que, si la construcción de éste edificio hubiera sido propuesta para la Zona I o II, los coeficientes sísmicos de diseño correspondientes al diseño óptimo serán otros.

Si se desea obtener el coeficiente sísmico óptimo para otras zonas (o tipos de suelo), los diseños alternativos deben establecerse para la condición del suelo que corresponda. Asimismo, los análisis de las respuestas deben considerar los parámetros del suelo correspondientes. Los mismos cambios se aplicarán si se desean obtener resultados para otros tipos estructurales u otros materiales de construcción.

C	1-Pr	$S_{m-1}^2 E(C_T^2) \cdot DP_1^2(a) \cdot 10^6$
0.1	0.2714	34.6511
0.2	0.4215	30.3782
0.4	0.5666	28.8680
0.6	0.6405	29.2053

**TABLA VIII.1.1 Relación Coeficiente Sísmico de Diseño - Confiabilidad - Costo Total Esperado**

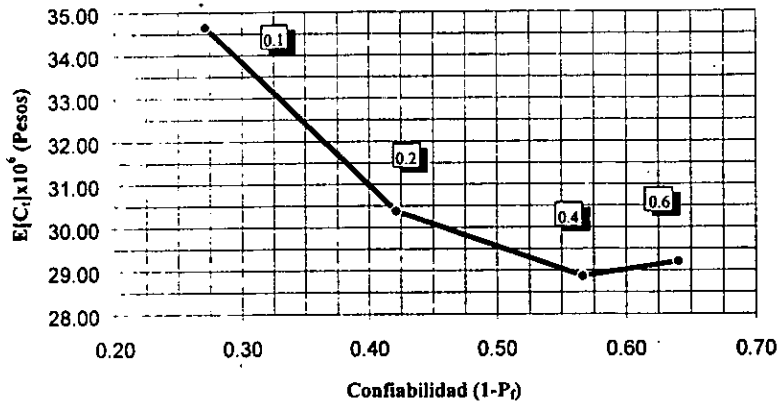


FIGURA VIII.1.1 Curva Compuesta

CAPITULO  
VIII



CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES

### VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se han tratado de cubrir aspectos que determinan el costo total esperado de un edificio. En realidad, dicho costo es prácticamente imposible de determinar con exactitud, sin embargo; métodos como el descrito permiten una estimación razonable, pese a las simplificaciones hechas. Para adoptar la mejor decisión respecto a cualquier estructura en estudio, resulta necesario que el diseño óptimo sea aquel que cumpla con el adecuado balance entre confiabilidad, factibilidad y reglamentación; desprendiéndose de esto que el diseño óptimo no es necesariamente el que tiene el costo total mínimo esperado en la curva compuesta, sino aquel que cumple satisfactoriamente con estos tres requisitos. Es de importancia aclarar que el adoptar esta o cualquier otra metodología para la determinación de un diseño óptimo no exime al tomador de decisiones de aplicar adecuadamente su criterio, pues aunque sea posible afirmar que el diseño seleccionado es el óptimo, esto sólo es en teoría, pues la imposibilidad de eliminar completamente las incertidumbres relacionadas a la ingeniería estructural no permite tener una confiabilidad de 100% y lo que en la actualidad puede considerarse como un óptimo para los conocimientos y herramientas que a la fecha se tienen, es seguro que cambie conforme se avance en el conocimiento de los fenómenos involucrados. Por tanto, es de esperarse que con el paso del tiempo, se propongan nuevos modelos que sean más apegados a la realidad o tengan lugar eventos que requieran modificaciones drásticas en la reglamentación: Es factible entonces, que el diseño óptimo resulte ser otro. Pese a las limitaciones mencionadas, este tipo de metodología permite aplicar un criterio racional que considera las incertidumbres que involucra determinar el sismo de diseño en lugar de considerarlo de forma subjetiva. Como este tipo de metodología no es de uso común, es necesario resaltar aspectos que son de suma importancia para el satisfactorio comportamiento de los edificios aunque para su diseño no se aplique una metodología como ésta. El primero de ellos, es lograr una adecuada coordinación entre el constructor y el diseñador estructural aún desde el anteproyecto, puesto que como se hizo ver durante el desarrollo del presente trabajo, de ello depende que las consideraciones de diseño y el balance entre costo calidad y tiempo se lleven a cabo con éxito y, como consecuencia; el edificio se comporte de la forma que se supuso. Otro aspecto de gran importancia que debiera considerarse el utilizar estudios estadísticos del comportamiento sísmico de los sistemas estructurales existentes en diversos sitios no sólo del Distrito Federal, sino también de la República Mexicana. De esta manera sería posible determinar el sistema estructural que mejor comportamiento sísmico ha tenido así como los daños que recibió durante los diferentes eventos que han afectado al sitio en estudio. Con esta información existe la posibilidad de adoptar ya sea un sistema estructural completo, o bien mejorarlo de forma que el sistema presente un mejor

desempeño. De este tipo de estudios no hay muchos en México y, los que hay; han tenido escasa difusión. Por otro lado; debería existir una continua campaña de concientización de manera que se permita un estudio exhaustivo las estructuras una vez ocurrido el sismo, pues como dejaron constancia los eventos de Northridge y Kobe, aún existen comportamientos que se desconocen pero que pueden ser de consecuencias serias si se ignoran.

Por considerarse importante aunque no esté involucrado directamente con el diseño de los edificios, se mencionó la importancia que tiene el reparar una estructura sin alterar las suposiciones estructurales hechas cuando fue diseñada. Existe poca información al respecto y es necesario fundar criterios que permitan reestablecer las condiciones iniciales en las que se encontraba la estructura antes del sismo. Por último, es de particular importancia el mantenerse a la vanguardia en el diseño de estructuras de acero, principalmente en el aspecto del diseño de juntas, pues su comportamiento en sismos recientes ha diferido del considerado en forma tradicional. Se han hecho varias propuestas que permitan un mejor desempeño, pero hasta la fecha ninguna de ellas se ha consolidado como la mejor opción.

# APENDICES

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

### APÉNDICE A - ASPECTOS RELACIONADOS CON EL DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

#### A.1 BAJADA DE CARGAS

Losacero Cal. 20 con 5 cm de concreto y malla electrosoldada 6x6 - 6/6	200
Carga muerta adicional por losa	20
Loseta vinílica	6
Paredes divisorias	125
Instalaciones	35
	$\Sigma$ 386 kg/m <sup>2</sup>

TABLA A.1.1 Cargas Muertas Nivel 1

Losacero Cal. 20 con 5 cm de concreto y malla electrosoldada 6x6 - 6/6	200
Relleno e impermeabilización	190
Instalaciones y plafones	35
Carga muerta adicional	20
	$\Sigma$ 445 kg/m <sup>2</sup>

TABLA A.1.2 Cargas Muertas Nivel 2 (Azotea)

Nivel	C.M. (kg/m <sup>2</sup> )	C.V. (kg/m <sup>2</sup> )	C.M. + C.V. (kg/m <sup>2</sup> )
1	386	180	600
2 (Azotea)	445	70	520

TABLA A.1.3 Combinación de cargas

### A.2 SELECCIÓN DE PERFILES

Para la selección de los perfiles que conformarán a los distintos diseños aplicó el Método Estático Equivalente (29) de acuerdo a lo descrito en el Capítulo I:

- Se utilizó un coeficiente de diseño sísmico ( $c$ ) de 0.4 debido a la ubicación de la estructura ( Zona III).
- No se efectuó ninguna reducción del periodo de la estructura para el Método Estático Equivalente. Por tanto:

$$C_s = \frac{c}{Q}$$

- El factor de comportamiento sísmico  $Q$  se consideró como 4 debido a la estructuración propuesta en ambas direcciones.
- Se propusieron diferentes coeficientes sísmicos de diseño: 0.1, 0.2, 0.4 y 0.6.

De una análisis simplificado se determinó que la dirección más crítica es la BB. Por tal motivo se consideró la combinación más desfavorable para cada diseño (100% en la dirección BB y 30% en la dirección AA). Los criterios para la selección de perfiles fueron los del LRFD (10) para los estados límite de falla mientras que para los estados límite de servicio se utilizaron los criterios del Reglamento de Construcciones el Distrito Federal (27).

La selección de perfiles inicia con la estimación de los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural. Por un procedimiento de tanteos se obtuvieron las secciones más ligeras tanto de columnas como de trabes utilizando el criterio de la carga axial equivalente para perfiles W y el de módulo de sección plástico; ambos ilustrados en el manual LRFD (10). El uso de estos criterios obedece a la obtención de los perfiles más ligeros que cumplan con las especificaciones de estados límite de falla y los de servicio. Para todos los perfiles se llevó a cabo la siguiente rutina de diseño utilizando los criterios LRFD(10):

#### 1. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES DE ACERO

Las secciones de acero están clasificadas como compactas, no compactas, o elementos de sección esbelta. Para que una sección califique como compacta, sus patines deben estar continuamente conectados al alma o almas y la relación ancho - espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones límite  $\lambda_p$ . Si la relación ancho - espesor de uno o más elementos a compresión excede  $\lambda_p$ , pero no excede  $\lambda_r$ , la sección es no compacta. Si la relación ancho espesor de cualquier elemento excede  $\lambda_r$ , la sección se denomina elemento de sección esbelta a compresión.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Para miembros no atiesados los cuales están soportados únicamente a lo largo de un borde paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho deberá ser considerado como sigue:

Para patines o perfiles I y T, el ancho b es la mitad del ancho completo del patín.

Para elementos atiesados los cuales están soportados a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho deberá ser considerado como sigue:

Para almas de secciones construidas ó de perfiles laminados, h es la distancia entre patines menos la franja o radio de esquina en cada patín,  $h_c$  es dos veces la distancia del centroide a la cara interior del patín de compresión menos la franja o radio de esquina.

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO		RELACIÓ N ANCHO ESPESOR	$\lambda_p$ (COMPACTA)	$\lambda_r$ (NO COMPACTA)
MIEMBROS NO ATIESADOS	PATINES DE PERFILES I LAMINADOS Y CANALES EN FLEXIÓN	$b/t$	$65/\sqrt{F_y}$	$141/\sqrt{F_y - 10}$
MIEMBROS ATIESADOS	ALMAS EN FLEXIÓN Y COMPRESIÓN AXIAL	$h/t_w$	$P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\frac{640}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
MIEMBROS ATIESADOS	ALMAS EN FLEXIÓN Y COMPRESIÓN AXIAL	$h/t_w$	$P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left( 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$

TABLA A.2.1 Criterios para la clasificación de los perfiles según LRFD (10)

**2. DISEÑO POR FLEXIÓN**

La resistencia nominal a flexión  $M_n$  es el menor de los valores obtenido de acuerdo al esfuerzo limite de:

- a. Fluencia
- b. Pandeo lateral - torsional
- c. Pandeo local de los patines
- d. Pandeo local del alma

Para barras compactas apoyadas lateralmente con  $L_b \leq L_p$ , sólo el estado limite de fluencia es aplicable.

**2.1 FLUENCIA**

La resistencia de diseño a flexión de las barras, determinado por el estado límite de fluencia, es  $\phi_b M_n$ :

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p$$

donde

$M_p$  = Momento plástico ( $= F_y Z \leq 1.5 M_y$ ) kip-in.

$M_y$  = Momento correspondiente al estado de fluencia en la fibra extrema obtenida de una distribución elástica de esfuerzos ( $F_y S$  para secciones homogéneas)

**2.2 PANDEO LATERAL TORSIONAL**

Este estado límite es solo aplicable a miembros sujetos a flexión en su eje mayor. La resistencia a flexión de diseño, determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional es  $\phi_b M_n$ :

$$\phi_b = 0.90$$

$M_n$  = Resistencia nominal determinada como sigue:

- Para perfiles doblemente simétricos y canales con  $L_b \leq L_r$ , la resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$



donde:

$L_b$  = distancia entre puntos soportados contra desplazamiento lateral del patín de compresión, o entre puntos soportados para prevenir la torsión de la sección transversal, in.

En la ecuación anterior,  $C_b$  es un factor de modificación para diagramas de momento no uniformes, donde ambos extremos de la viga están apoyados. Se permite que  $C_b$  sea considerado como 1.0 para todos los casos.

La longitud límite sin soportar para capacidad de flexión plástica,  $L_p$ , deberá ser determinada como sigue para perfiles I incluyendo secciones híbridas y canales:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_{yf}}}$$

donde

$F_{yf}$  = Esfuerzo de fluencia del patín, ksi.

$r_y$  = Radio de giro alrededor del eje y, in.

La longitud límite sin apoyo  $L_r$  y el correspondiente momento de pandeo  $M_r$  deberá ser determinado como sigue para perfiles I doblemente simétricos y canales:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}}$$

$$M_r = F_L S_x$$

donde

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

$S_x$  = Módulo de sección alrededor del eje mayor, in<sup>3</sup>.

E = Módulo de elasticidad del acero (29,000 ksi)

G = Módulo elástico de cortante del acero (11,200 ksi)

$F_L = (F_{yf} - F_r)$

$F_r$  = Esfuerzo residual de compresión en el patín (10 ksi para perfiles laminados).

$F_{yf}$  = Esfuerzo de fluencia del patín, ksi.

$I_y$  = Momento de inercia alrededor del eje y, in<sup>4</sup>.

$C_w$  = Constante de alabeo, in<sup>6</sup>

- Para perfiles doblemente simétricos y canales con  $L_b > L_r$  la resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

Donde  $M_{cr}$  es el momento crítico elástico, determinado como sigue para perfiles I doblemente simétricos y canales:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

$$= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}}$$

En esta etapa las trabes fueron consideradas con apoyo lateral a lo largo de toda la barra proporcionado por la losa, de tal forma; que sólo regirá en ellas el estado límite de fluencia.

### 3. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

- Miembros con simetría doble y simple en flexión y compresión

La interacción e flexión y compresión en perfiles simétricos deberá estar limitada por las siguientes ecuaciones:

Para  $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + 8 \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Para  $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

donde

$P_u$  = Resistencia requerida de compresión, kips

$P_n$  = Resistencia nominal de compresión requerida determinada de acuerdo con 4, kips

$M_u$  = Resistencia requerida a la flexión determinada de acuerdo con 5, kip-in.

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión determinada de acuerdo con 2, kip-in.

x = Subíndice relacionado al eje mayor

y = Subíndice relacionado al eje de menor

$\phi = \phi_c$  = Factor de resistencia a compresión = 0.85

$\phi_b$  = Factor de resistencia por flexión = 0.90

#### 4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE DISEÑO PARA PANDEO POR FLEXIÓN

La resistencia de diseño para pandeo por flexión de miembros a compresión cuyos elementos tienen relación ancho - espesor menores que  $\lambda_c$  es  $\phi_c P_n$ :

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

(a) Para  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

(b) Para  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

donde

$$\lambda_c = \frac{kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$A_g$  = Área neta del miembro, in<sup>2</sup>

$F_y$  = Esfuerzo especificado de fluencia, ksi

E = Módulo de elasticidad, ksi

K = Factor de longitud efectiva

l = Longitud lateral no soportada del miembro, in

r = Radio de giro gobernante respecto al eje de pandeo, in

### 5. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Los efectos de segundo orden (PA) deberán ser considerados en el diseño. En estructuras diseñadas con base en el diseño plástico, la resistencia a flexión requerida  $M_u$  deberá ser determinada de un análisis plástico de segundo orden. En estructuras diseñadas con base en análisis elásticos,  $M_u$  para vigas - columnas, conexiones, y miembros conectados. Este efecto debe incluirse a partir de un análisis elástico de segundo orden o del siguiente procedimiento aproximado:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{ll}$$

Donde

$M_{nt}$  = Resistencia requerida a flexión en miembros suponiendo que no hay traslación lateral de la barra, kip-in.

$M_{ll}$  = Resistencia requerida a flexión en miembros como resultado de traslación lateral únicamente de la barra, kip-in.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{e1}} \geq 1$$

$P_{e1} = A_g F_y / \lambda_c^2$  donde  $\lambda_c$  es el parámetro de esbeltez, en el cual la K efectiva en el plano de flexión deberá ser determinada de acuerdo con la sección C2.1 del manual LRFD (10).

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$P_u$  = Capacidad axial a compresión requerida para el miembro en consideración, kips

$C_m$  = Un coeficiente basado en una análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay traslación lateral de la barra cuyo valor deberá ser calculado como sigue:

- a. Para miembros en compresión no sujetos a carga transversal entre sus soportes en el plano de flexión,

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**  
DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

---

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

Donde  $M_1/M_2$  es la relación de momentos menor y mayor en los extremos de esa porción del miembro no soportada en el plano de flexión bajo consideración.  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativo cuando está flexionado en curvatura simple.

b. Para miembros en compresión sujetos a carga transversal entre sus soportes, el valor de  $C_m$  deberá ser determinado de forma racional o utilizando los siguientes valores:

Para miembros cuyos extremos están restringidos: 0.85

Para miembros cuyos extremos estén sin restringir: 1.00

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}}$$

$\sum P_u$  = Resistencia axial de diseño de todas las columnas en un nivel, kips

$$P_{e2} = A_g F_y / \lambda_c^2$$

Como se mencionó anteriormente, además de los estados límite de falla, los perfiles seleccionados para formar parte de los diversos diseños también tuvieron que cumplir con los estados límite de servicio. Estos, fueron tomados del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal(27), dado que en el LRFD, existe una mayor flexibilidad al respecto. En el Artículo 184, podemos encontrar tales requisitos:

Artículo 184: ..... En las edificaciones comunes, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no excede los valores siguientes:

1. Un desplazamiento vertical en el centro de las traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5cm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual al claro de la trabe entre 480 más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

2. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el capítulo VI de este Reglamento;.....

En el Capítulo VI del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el Artículo 209 hace referencia al estado límite de servicio en los términos siguientes:

**Artículo 209:** Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionado en el Artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos que sean incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Por último, se muestran las fuerzas finales que corresponden a cada marco al distribuirse de forma proporcional a la rigidez de cada uno de ellos:

C	DIRECCIÓN	FN <sub>2</sub> (ton)	FN <sub>1</sub> (ton)
0.1	BB (100%)	0.840	0.545
	AA (30%)	0.420	0.272
0.2	BB (100%)	1.681	1.089
	AA (30%)	0.840	0.545
0.4	BB (100%)	3.362	2.180
	AA (30%)	1.681	1.090
0.6	BB (100%)	5.071	3.286
	AA (30%)	2.535	1.643

**TABLA A.2.2 Distribución de fuerzas sísmicas para cada diseño**

Una vez efectuado el anterior proceso de diseño (modelado, obtención de elementos mecánicos, selección de perfiles, etc.) se obtuvieron los perfiles que a continuación se muestran, utilizando el criterio de "columna fuerte - trabe débil" con objeto propiciar que las posibles articulaciones plásticas ocurran en las trabes. La tabla que se presenta a continuación muestra la relación entre el Coeficiente de Diseño Sísmico y el peso de la estructura esquelética:

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

C	COLUMNA	TRABE	Columna (kg/m)	Trabe (kg/m)	Longitud col. (m)	Longitud tr. (m)	Total col. (kg)	Total tr. (kg)	Total (ton)
0.1	W8*31	W12*22	46.2	32.8	106.5	240	4920.3	7872	12.8
0.2	W10*33	W12*22	49.2	32.8	106.5	240	5239.8	7872	13.1
0.4	W10*39	W14*22	58.2	32.9	106.5	240	6198.3	7896	14.1
0.6	W10*45	W12*26	67.4	38.7	106.5	240	7178.1	9288	16.5

**TABLA A.2.3 Relación Peso de la estructura - Coeficiente Sísmico de Diseño**

Los parámetros requeridos por el programa para realizar la simulación de los diferentes diseños se presentan a continuación:

C	$m_1$ (ton <sup>2</sup> /cm)	$m_2$ (ton <sup>2</sup> /cm)	$C_1$	$C_2$	$K_1$ (ton/cm)	$K_2$ (ton/cm)	T(seg)
0.1	0.15105	0.13129	0.07290	0.06336	7.12340	20.03231	1.30193
0.2	0.15107	0.13130	0.08367	0.07272	9.52336	22.73003	1.13450
0.4	0.15112	0.13131	0.09292	0.08074	11.73615	28.11902	1.02188
0.6	0.15190	0.13206	0.09874	0.08584	13.25575	30.18140	0.96664

**TABLA A.2.4 Parámetros necesarios para el procesamiento de datos**

Donde

- $m_1, m_2$  son las respectivas masas de los Niveles 1 y 2.
- $C_1, C_2$  son los respectivos coeficientes de amortiguamiento definidos por  $C_i = 2\omega\xi m_i$  ( $\omega$  es la frecuencia angular del primer modo),  $\xi$  es relación de amortiguamiento. Considerando el valor promedio  $\xi = 0.05$ .
- $K_1, K_2$  son las rigideces relativas de cada nivel.

En la Figura A.1 se muestra las características de cada edificio, resultantes del diseño por medio del Método Estático Equivalente. Se añadieron un par de diseños (0.8, 1.0) con objeto de mostrar con mayor claridad esta variación.

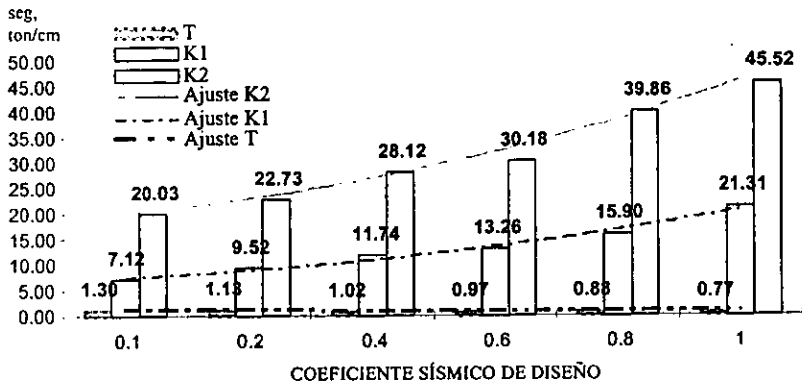


Figura A.1 Tendencias de periodos y rigideces dirección BB

Determinados finalmente los elementos estructurales que conformarán cada diseño, se procede a integrar los precios unitarios para obtener el costo de cada estructura. El único concepto que se consideró variable fue el relativo a la estructura de acero puesto que es el que muestra mayores cambios. Los conceptos restantes se consideraron constantes.



## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

### A.3 COSTOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

Concepto: Fabricación, montaje y pintura de estructura de acero

Unidad: kg

P.U. : 11.08 Pesos/kg

C	Cantidad (kg)	IMPORTE ESTRUCTURA DE ACERO (Pesos)
0.1	12792.3	141738.7
0.2	13111.8	145278.7
0.4	14094.3	156164.8
0.6	16466.1	182444.4

• SISTEMA DE PISO

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
Suministro e instalación de lámina losacero marca ROMSA calibre 20	m <sup>2</sup>	480	177.55	85224
Suministro e instalación de conectores para lámina losacero a base de canal CPS	kg	1000	11.09	11090
Suministro y colocación de malla electrosoldada 6x6 - 6/6 sobre lámina losacero	m <sup>2</sup>	480	13.86	6652.8
Suministro y colocación de concreto premezclado f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> estructural tipo 1 en firmes	m <sup>3</sup>	50	731.25	36562.5
Martelinado fino de firme de concreto. Incluye equipo y mano de obra	m <sup>2</sup>	480	17.97	8625.6

**DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO**

<b>Suministro y colocación de loseta yífrica de 30 x 30 cm x 3mm de espesor marca EUZKOLA</b>	m <sup>2</sup>	240	65.35	15684
---	----------------	-----	-------	-------

• MUROS

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
<b>Suministro y colocación de muro COVINTEC, acabado con aplanado fino de mezcla de mortero</b>	m <sup>2</sup>	200	185.9	37180
<b>Suministro y aplicación de pintura acrílica, marca COMEX</b>	m <sup>2</sup>	400	31.12	12448
<b>Muro de tabique rojo recocido de 6 x 12 x 24 asentado con mezcla de arena cemento</b>	m <sup>2</sup>	154	107.11	16494.94

• PLAFÓN

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
<b>Suministro y colocación de plafón liso a base de tablaroca de 13 mm suspendido de lámina losacero</b>	m <sup>2</sup>	240	78.45	18828
<b>Suministro y aplicación de pintura acrílica marca COMEX, sellador y dos manos de pintura en plafón</b>	m <sup>2</sup>	240	24.91	5978.4

**DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO**

• AZOTEA

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
Entortado en azotea para dar pendientes mezcla de cemento arena 1:5 de 10 cm de espesor	m <sup>2</sup>	240	84.43	20263.2
Suministro y aplicación de membrana de impermeabilización sobre entortado	m <sup>2</sup>	240	55.31	13274.4
Relleno de tezontle para azotea apisonado con pisón de mano	m <sup>3</sup>	12	140.68	1688.16
Firme sobre relleno de tezontle, concreto f <sub>c</sub> =200kg/cm <sup>2</sup> de 10 cm de espesor reforzado	m <sup>2</sup>	240	105.81	25394.4

• VENTANERÍA

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
Suministro, fabricación y montaje de bastidores de PTR de 3" X 1 1/2"	kg	344	20.48	7045.12
vidrio (6mm de espesor)	m <sup>2</sup>	122	240	29280

TOTAL \$ 35, 1713.52

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

De lo anterior se obtiene el costo inicial de las estructuras (C):

C	IMPORTE DE ACABADOS	IMPORTE ESTRUCTURA DE ACERO	Costo Inicial (Pesos)
0.1	351713.52	141738.68	493452.2
0.2	351713.52	145278.74	496992.26
0.4	351713.52	156164.84	507878.36
0.6	351713.52	182444.39	534157.91

APÉNDICE B

Para el diseño de juntas rígidas (conexiones continuas de viga - columna), es posible adoptar una gran variedad de configuraciones como las que se presentan a continuación en la Figura B.1:

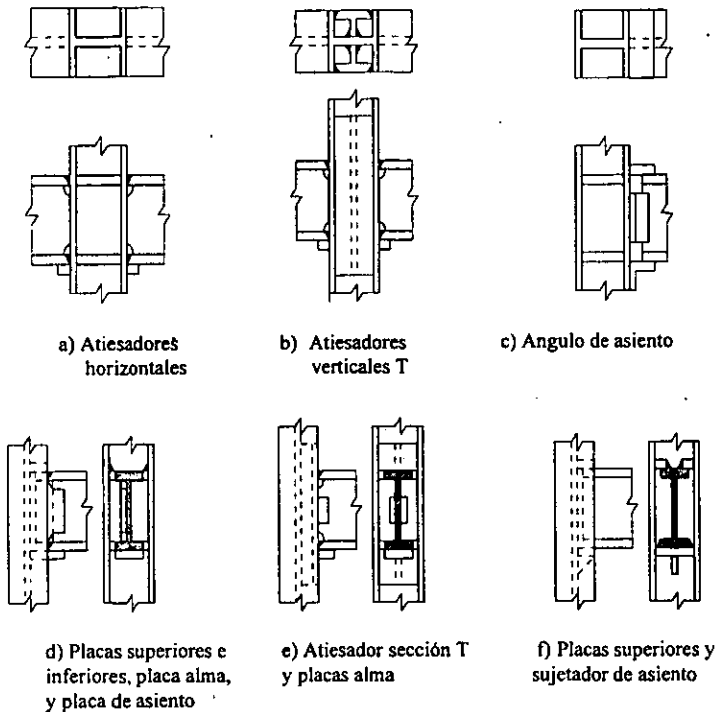


Figura B.1 Conexiones continuas viga - columna

Las juntas anteriores son todas soldadas, y se puede hacer una serie de propuestas similares para las que son atornilladas. Este tipo de juntas han sido comúnmente utilizadas en la práctica. Sin embargo; como resultado de los eventos de Northridge y Kobe, se han detectado una serie de fallas

que han provocado que el comportamiento de las juntas no fuera satisfactorio. Con base en lo aprendido en estos eventos sísmicos se han propuesto diversas juntas como alternativa tales como la "hueso de perro" (8). En otras zonas, como en el área la Bahía de San Francisco se han descubierto en algunas vigas resistentes a momento con conexiones fracturadas, similares a las encontradas en varios cientos de edificios del área de los Angeles después del sismo de Northridge. Los edificios dañados han sido reportados alrededor del área de la Bahía incluyendo sitios en los Distritos de Alameda, San Mateo y Santa Clara. Típicamente, pero no siempre, las fracturas iniciaron en, o cerca de, las soldaduras entre el patín inferior de la viga, y el patín de la columna (Figura B.2). Una vez iniciada, esas fracturas pueden desarrollarse a lo largo de diferentes caminos, dependiendo de las condiciones individuales de la junta. En algunos casos, las fracturas se iniciaron pero no crecieron, y no pueden ser detectadas por observación visual. En otros casos, las fracturas progresaron completamente a través del espesor de la soldadura, y si la protección contra el fuego es removida, se hacen evidentes como cuarteaduras a través de las caras expuestas de la soldadura, o del metal justo al lado de la soldadura (Figura B.3). También se desarrollan otros tipos de fractura. Algunas fracturas avanzan completamente a través del patín de la columna a lo largo de un plano horizontal cercano que se alinea aproximadamente con el patín inferior de la viga (Figura B.4) y en otros casos, esas fracturas extendidas dentro del alma de la columna y que se desarrollan a través de la zona de panel (Figura B.5). Existen algunas casos donde las columnas se fracturaron completamente a lo largo de su sección transversal.

Puesto que la extensión del daño experimentado por diferentes edificios es muy variable, es difícil hacer aseveraciones generales para la seguridad en estructuras afectadas. Sin embargo, es claro que cuando esas fracturas ocurren, la rigidez lateral y resistencia del edificio se reducen, resultando en una capacidad más baja para resistir fuerzas laterales tales como las que se inducen por vientos fuertes o sismos. Detectar estructuras con este tipo de daños es considerablemente difícil. Aún estructuras con gran cantidad de conexiones fracturadas a menudo exhiben poca evidencia externa de que el daño estructural ha ocurrido. Por lo tanto, los procedimientos de evaluación post-sísmica tales como la metodología ATC -20 comúnmente utilizada por ingenieros e inspectores de edificios después del sismo de Loma Prieta no son efectivos para detectar este daño y muchas estructuras dañadas pueden existir en el área de la Bahía. Una determinación confiable de éste daño requiere de remover la protección contra fuego y un examen cuidadoso visual y no destructivo de las conexiones. En edificios del área de la Bahía en los que se descubrió recientemente que tenían daños, fueron sujetos a tales inspecciones como parte de investigaciones previas a la adquisición y financiamiento.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Los profesionales del diseño deberían estar enterados que la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en la publicación FEMA 267 (Pautas Interinas: Evaluación, Reparación, Modificación y Diseño de Vigas Resistentes a Momento), contienen una serie de recomendaciones y comentarios sobre determinación de cuales edificios inspeccionar, como desarrollar la inspección, determinación de la inconveniencia de continuar la ocupación de estructuras dañadas, estrategias apropiadas de reparación y técnicas para varios tipos de daño, así como métodos que pueden ser utilizados para remodelar estructuras para prevenir daños similares en el futuro. Estas pautas han sido utilizadas en el área de Los Angeles por más de un año. Una copia gratuita de las Pautas Interinas (FEMA 267) se puede obtener directamente de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias. También puede encontrarse una versión electrónica en Internet en la página SAC, <http://www.eerc.berkeley.edu/~sac>

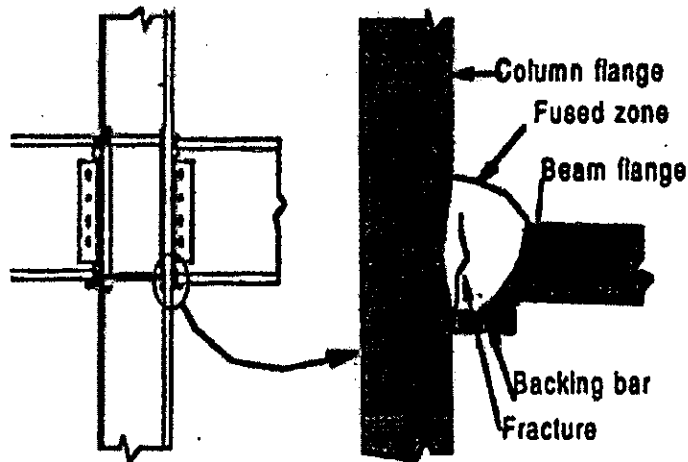


Figura B.2 Sitios de inicio de la falla en juntas rígidas



**Figura B.3** Cuarteaduras en el metal justo al lado de la soldadura



**Figura B.5** Fractura en zona de panel





*Figura B.4 Fractura a través del patín de una columna*

**APÉNDICE C. - LISTADO DE PROGRAMA, FORMATOS DE ENTRADA Y SALIDA, APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO**

**DATOS DE ENTRADA Y FORMATO DE SALIDA DEL PROGRAMA**

Una vez determinados los parámetros necesarios para realizar las simulaciones por medio de programa se procede a ingresarlos en un archivo denominado DATTEST1.DAT de la siguiente manera:

REGLÓN	PARÁMETRO
1	Masa N1
2	Masa N2
3	Amortiguamiento N1
4	Amortiguamiento N2
5	Rigidez N1
6	Rigidez N2
7	Alfa
8	Alfa
9	Beta
10	Beta
11	Gama
12	Gama
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	1
20	1
21	Densidad espectral

**Tabla C.1.1 Formato del archivo de datos DATTEST1.DAT**

Donde N1, N2 son los Niveles 1 y 2 respectivamente. Los valores nulos que aparecen indicados en la tabla anterior forman parte de los datos de entrada y no se deben omitir. (Un listado del programa que se utiliza se presenta en C.2). Una vez que se inicia la corrida del programa, se deben ingresar dos datos: El número de

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

simulaciones y el número de interpolaciones que se necesite. Para todos los diseños se utilizaron 5000 simulaciones y 10 interpolaciones. Este número de simulaciones resultó de un análisis de la precisión de la media y desviación estándar obtenidas para un número cada vez mayor de simulaciones. Se ensayaron distintos números de simulaciones hasta que no cambiara el tercer decimal de los resultados mencionados. Esto sucedió hasta las 5000 simulaciones y 10 interpolaciones.

El programa genera dos archivos: 81.out y 82.out correspondiendo cada uno, a los respectivos resultados de los Niveles 1 y 2 respectivamente. El formato de salida es el siguiente :

PF=           .510  
DSD=         .019

Donde:

PF es la media de los desplazamientos

DSD es la desviación estándar de los desplazamientos

Este formato se repite cada cinco ciclos de cálculo que efectúa el programa. De estos, solo se utilizan los últimos valores PF y DSD del archivo correspondiente al Nivel 1, puesto que éste resultó ser crítico. Estos valores que son la media y varianza muestrales de los desplazamientos, son los parámetros que se utilizan para la aplicación del Método de Simulación de Monte Carlo, el cual se explica en V.2 y se aplica para todos los diseños y las densidades espectrales como se ilustra a continuación:

<b>S<sub>0</sub></b>	<b>167.9</b>
$\bar{x}_{maxl}$	2.003
$\sigma_{x_{maxl}}$	0.048
$\sigma_{d_i}$	0.622
# DE VALORES	3000
$Y_U$	3.66

**Tabla C.1.2** Datos para la aplicación del Método de Simulación de Monte Carlo

$\bar{d}_i$	0.5473
$\sigma_{\bar{d}_i}$	0.1699
C.V.	0.3105
$\zeta$	0.3034
$\lambda$	-0.6488

**Tabla C.1.3** Resultados para la aplicación directa del Método de Simulación de Monte Carlo

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Para identificar el mejor ajuste se generan 3000 números aleatorios con las distribuciones normal inversa y lognormal inversa (Tabla C.1.4). Posteriormente se generan quince intervalos en los que se ubican a las frecuencias acumuladas que no son otra cosa que los números aleatorios generados con distribución uniforme.

NÚMERO	ALEATORIO	NORMAL INVERSA	LOG NORMAL INVERSA
1	0.737005	0.6550366	0.63353486
2	0.7712417	0.6735272	0.654798443
3	0.5762996	0.5799713	0.554072547
4	0.0500294	0.2677813	0.317323339
5	0.5499436	0.5685992	0.542936447
6	0.2076415	0.4088248	0.40819132
7	0.458598	0.5295991	0.50641816
8	0.1025457	0.3319163	0.355820301
9	0.3124277	0.4641678	0.450583578
10	0.5635119	0.5744384	0.548626285
11	0.462027	0.5310671	0.507747161
12	0.7782987	0.677524	0.659487691
2991	0.4170964	0.5116936	0.490485039
2992	0.515226	0.5537554	0.52873673
2993	0.2455093	0.4302281	0.424091313
2994	0.3581674	0.4855162	0.468088989
2999	0.0534993	0.2733441	0.320490571
3000	0.6274845	0.6025338	0.576847593

Mayores de 1: 41

Tabla C.1.4 Distribución Normal y Lognormal inversa para 3000 números aleatorios.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

En las Tablas C.1.5 a C.1.7 Se muestra el procedimiento seguido para realizar el conteo de frecuencias y la aplicación el criterio de la prueba Chi - Cuadrada para comparar el grado de ajuste entre las dos distribuciones propuestas:

INTERVALO	FRECUENCIAS ACUMULADAS	FRECUENCIAS OBSERVADAS DE LA MUESTRA	F <sub>ea</sub>	F <sub>a</sub>
0.17	1	1	0	0
0.27	41	40	44	44
0.37	376	335	382	338
0.47	1074	698	1090	707
0.57	1831	757	1838	748
0.67	2343	512	2380	543
0.77	2672	329	2698	317
0.87	2860	188	2860	163
0.97	2946	86	2938	77
1.07	2976	30	2973	35
1.17	2988	12	2988	15
1.27	2993	5	2995	7
1.37	2995	2	2998	3
1.47	2996	1	2999	1
1.57	2996	0	3000	1
1.67	2996	0	3000	0

Tabla C.1.5 Frecuencias de la distribución Lognormal.

<b>INTERVALO</b>	<b>FRECUENCIAS ACUMULADAS</b>	<b>FRECUENCIAS OBSERVADAS DE LA MUESTRA</b>	<b>F<sub>o</sub></b>	<b>F<sub>e</sub></b>
0.17	38	38	40	40
0.27	134	96	154	115
0.37	442	308	445	291
0.47	952	510	974	529
0.57	1663	711	1660	686
0.67	2260	597	2295	635
0.77	2693	433	2715	420
0.87	2920	227	2914	199
0.97	2983	63	2981	67
1.07	2993	10	2997	16
1.17	2996	3	3000	3
1.27	2996	0	3000	0
1.37	2996	0	3000	0
1.47	2996	0	3000	0
1.57	2996	0	3000	0
1.67	2996	0	3000	0

**Tabla C.1.6 Frecuencias de la distribución Normal**

**DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO**

INTERVALO	F <sub>o</sub> (LOGNORMA L)	F <sub>o</sub> (NORMAL)	F <sub>e</sub> (LOGNORMA L)	F <sub>e</sub> (NORMAL)	$\sum_{i=1}^k \frac{(F_{oi} - F_{ei})^2}{F_{ei}}$ (LOGNORMAL)	$\sum_{i=1}^k \frac{(F_{oi} - F_{ei})^2}{F_{ei}}$ (NORMAL)
0.17	1	38	0	40	1.432	0.067
0.27	40	96	44	115	0.349	3.001
0.37	335	308	338	291	0.030	0.971
0.47	698	510	707	529	0.118	0.659
0.57	757	711	748	686	0.110	0.942
0.67	512	597	543	635	1.766	2.288
0.77	329	433	317	420	0.441	0.385
0.87	188	227	163	199	3.906	4.048
0.97	86	63	77	67	0.986	0.244
1.07	30	10	35	16	0.716	2.342
1.17	12	3	15	3	0.767	0.018
1.27	5	0	7	0	0.439	0.340
1.37	2	0	3	0	0.283	0.030
1.47	1	0	1	0	0.053	0.002
1.57	0	0	1	0	0.548	0.000
1.67	0	0	0	0	0.240	0.000

8

12

15

El mejor ajuste es Lognormal

**Tabla C.1.7** Aplicación de la prueba Chi-Cuadrada para bondad de ajuste.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Se presenta un histograma que muestra la distribución de las frecuencias observadas para el mejor ajuste:

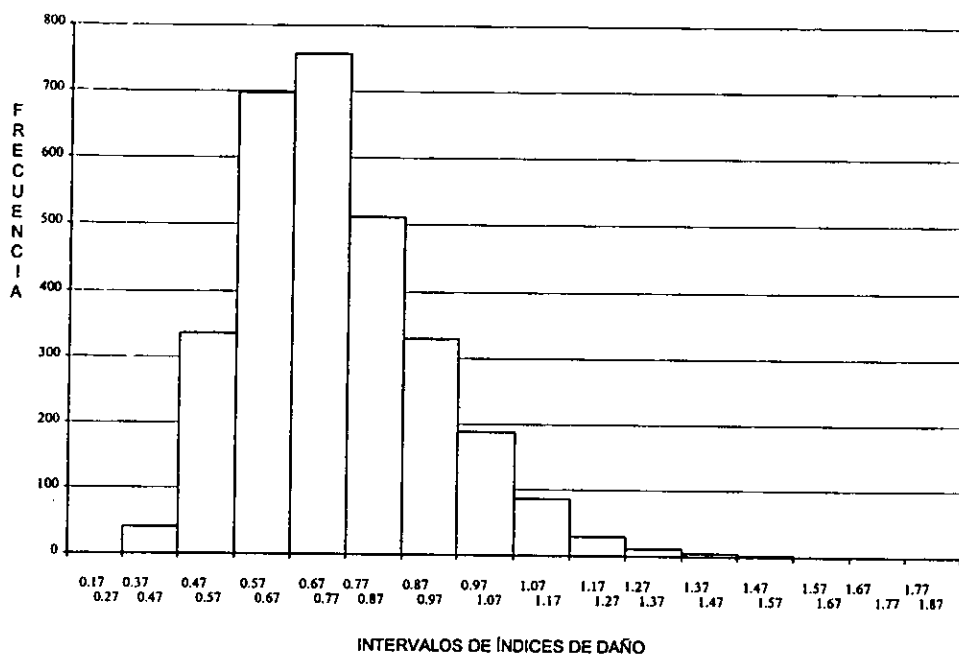


Figura C.1 Histograma del mejor ajuste (Distribución Lognormal).



## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Para todos los diseños y densidades espectrales simuladas se cuentan el número de veces en que el índice global (que es la inversa de la distribución que resultó como el mejor ajuste) es mayor o igual a 1, es decir número de fallas, para todas las intensidades sísmicas y diseños alternativos (Tabla C.1.8):

	$S_o$ [ $\text{cm}^2/\text{s}^3$ ]				
	91.19	167.9	709.67	941.405	1173.2
0.1	562	1123	2989	2993	2996
0.2	169	337	2770	2795	2820
0.4	21	41	2082	2315	2548
0.6	17	33	1720	1883	2045

**Tabla C.1.8** Número de fallas en 3000 simulaciones.

Con las cantidades obtenidas se obtiene la probabilidad de falla ( $P$ ) al dividir el número de fallas entre el número de simulaciones (3000); como se ve en la Tabla C.1.9:

	$S_o$ [ $\text{cm}^2/\text{s}^3$ ]				
	91.19	167.9	709.67	941.405	1173.2
0.1	0.1872	0.3743	0.9963	0.9975	0.9987
0.2	0.0562	0.1123	0.9233	0.9317	0.9400
0.4	0.0068	0.0137	0.6940	0.7717	0.8493
0.6	0.0055	0.0110	0.5733	0.6275	0.6817

**Tabla C.1.9** Probabilidades de falla.

Es posible definir la confiabilidad como  $1-P$  para cada intensidad sísmica y cada diseño alternativo (Tabla C.1.10):

	$S_o$ [ $\text{cm}^2/\text{s}^3$ ]				
	91.19	167.9	709.67	941.405	1173.2
0.1	0.8128	0.6257	0.0037	0.0025	0.0013
0.2	0.9438	0.8877	0.0767	0.0683	0.0600
0.4	0.9932	0.9863	0.3060	0.2283	0.1507
0.6	0.9945	0.9890	0.4267	0.3725	0.3183

**Tabla C.1.10** Confiabilidades para los diferentes diseños.

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

Una vez determinadas las confiabilidades correspondientes, se procede a calcular el costo esperado utilizando para ello las expresiones que se presentan en el Capítulo VI. Para su aplicación  $D_m = D_{50}$  (el valor del índice global para el cual existe un 50% de probabilidad de ser excedido). En la Tablas C.1.11, C.1.12 y C.1.13 se muestran los cálculos:

C	Costo Inicial (Ci)
0.1	493452
0.2	496992
0.4	507878
0.6	534158

**Tabla C.1.11 Costos iniciales de los edificios (pesos)**

Tasa de Interés Bancaria (%):	17.09
Inflación Anual (%):	19
Vida útil (años):	50
P.V.F. :	2.599
Área (m <sup>2</sup> )	480

**Tabla C.1.12 Parámetros necesarios para utilizar el factor de valor presente (FVP) y los modelos de daño.**

Ahora se procede a la asociación por densidad espectral de los valores obtenidos ( $C_{TW} = C_i + PVF \cdot C_d$ ). Los resultados que presenta la tabla están en millones de pesos:

		$S_e$ [cm <sup>3</sup> /s <sup>3</sup> ]					
		14.48	91.19	167.9	709.67	941.405	1173.14
C	0.1	0.4935	6.6200	34.9845	35.2602	35.2602	35.3640
	0.2	0.4970	6.5043	25.1002	35.2098	35.2443	35.2789
	0.4	0.5079	3.2145	22.9108	33.9421	34.3285	34.7185
	0.6	0.5342	3.3855	23.0232	34.4705	34.6023	35.4753

**Tabla C.1.13 Costos totales de los diseños (MDP).**

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

De la expresión de riesgo sísmico obtenida de la referencia (15), se calculan las probabilidades asociadas a las aceleraciones pico del suelo (PGA) que se consideraron. Los parámetros utilizados en el modelo son los siguientes:

K	80
r	1.6
z	1
Y <sub>m</sub> (cm/s <sup>2</sup> )	500
g(cm/s <sup>2</sup> )	981

*Tabla C.1.14 Parámetros para la expresión de riesgo sísmico.*

El formato de cálculo se presenta a continuación en la Tabla C.1.15:

X	(a <sub>i</sub> )=PGA	u(a <sub>i</sub> )	P <sup>+</sup> (a <sub>i</sub> )	DP <sup>+</sup> (a <sub>i</sub> )
0.05	49.05	0.1423	0.001	-
0.16	156.96	0.0168	0.431	0.001
0.25	245.25	0.0061	0.736	0.430
0.35	343.35	0.0022	0.896	0.305
0.45	441.45	0.0005	0.973	0.160
0.5	490.50	0.0001	0.996	0.077

*Tabla C.1.15 Incrementos de probabilidad para diferentes aceleraciones pico.*

Donde

X es un coeficiente de g

$$a_i = X \cdot g$$

u(a<sub>i</sub>) = Riesgo de ocurrencia de la aceleración espectral (riesgo sísmico)

$$P^+(a_i) = \text{Probabilidad de ocurrencia acumulada } P = e^{-u} = e^{-50u(a_i)}$$

$$DP^+(a_i) = \text{Incremento de probabilidad } (DP^+(a_i) = P_{i+1} - P_i)$$

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

A continuación, se procede a la integración de las funciones de costo y las funciones de costo de daño esperado. Esto se realiza por medio del esquema de cálculo mostrado en la Tabla C.1.16 que resulta de asociar costos y confiabilidades:

$S_c$	$c$	$1-P_f$	$E(C_{Tf}) \cdot 10^6$	$DP_f(a_d)$
91.19	0.1	0.8128	7.1135	0.001
	0.2	0.9438	7.0013	0.001
	0.4	0.9932	3.7224	0.001
	0.6	0.9945	3.9197	0.001
167.9	0.1	0.6257	35.4779	0.430
	0.2	0.8877	25.5972	0.430
	0.4	0.9863	23.4187	0.430
	0.6	0.9890	23.5574	0.430
709.67	0.1	0.0037	35.7536	0.305
	0.2	0.0767	35.7068	0.305
	0.4	0.3060	34.4500	0.305
	0.6	0.4267	35.0047	0.305
941.405	0.1	0.0025	35.7536	0.160
	0.2	0.0683	35.7413	0.160
	0.4	0.2283	34.8364	0.160
	0.6	0.3725	35.1365	0.160
1173.2	0.1	0.0013	35.8575	0.077
	0.2	0.0600	35.7759	0.077
	0.4	0.1507	35.2264	0.077
	0.6	0.3183	36.0095	0.077

**Tabla C.1.16** Asociación de confiabilidades, esperanzas de costo total y probabilidades de ocurrencia.

Por último, asociando ahora por coeficiente sísmico de diseño:

	$1-P_f$	$E(C_{Tf}) \cdot 10^6$	$DP_f(a_d)$	$(1-P_f) \cdot DP_f(a_d)$	$E(C_{Tf}) \cdot DP_f(a_d) \cdot 10^6$
91.19	0.8128	7.113	0.001	0.00066	0.006
167.9	0.6257	35.478	0.430	0.26913	15.261
709.67	0.0037	35.754	0.305	0.00112	10.918
941.405	0.0025	35.754	0.160	0.00040	5.707
1173.2	0.0013	35.857	0.077	0.00010	2.759
				<b>0.271</b>	<b>34.651</b>

**Tabla C.1.17** Asociación por coeficiente sísmico de diseño ( $C = 0.1$ )

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

	$1-P_f$	$E(C_{Tf}) \cdot 10^6$	$DP_f(a_i)$	$(1-P_f) \cdot DP_f(a_i)$	$E(C_{Tf}) \cdot DP_f(a_i) \cdot 10^6$
91.19	0.9438	7.001	0.001	0.00077	0.006
167.9	0.8877	25.597	0.430	0.38183	11.011
709.67	0.0767	35.707	0.305	0.02341	10.904
941.405	0.0683	35.741	0.160	0.01091	5.705
1173.2	0.0600	35.776	0.077	0.00462	2.753
				<b>0.422</b>	<b>30.378</b>

**Tabla C.1.18** Asociación por coeficiente sísmico de diseño ( $C = 0.2$ )

	$1-P_f$	$E(C_{Tf}) \cdot 10^6$	$DP_f(a_i)$	$(1-P_f) \cdot DP_f(a_i)$	$E(C_{Tf}) \cdot DP_f(a_i) \cdot 10^6$
91.19	0.9932	3.722	0.001	0.00081	0.003
167.9	0.9863	23.419	0.430	0.42427	10.074
709.67	0.3060	34.450	0.305	0.09344	10.520
941.405	0.2283	34.836	0.160	0.03645	5.561
1173.2	0.1507	35.226	0.077	0.01159	2.711
				<b>0.567</b>	<b>28.868</b>

**Tabla C.1.19** Asociación por coeficiente sísmico de diseño ( $C = 0.4$ )

	$1-P_f$	$E(C_{Tf}) \cdot 10^6$	$DP_f(a_i)$	$(1-P_f) \cdot DP_f(a_i)$	$E(C_{Tf}) \cdot DP_f(a_i) \cdot 10^6$
91.19	0.9945	3.920	0.001	0.00081	0.003
167.9	0.9890	23.557	0.430	0.42542	10.133
709.67	0.4267	35.005	0.305	0.13029	10.689
941.405	0.3725	35.137	0.160	0.05946	5.609
1173.2	0.3183	36.009	0.077	0.02450	2.771
				<b>0.640</b>	<b>29.205</b>

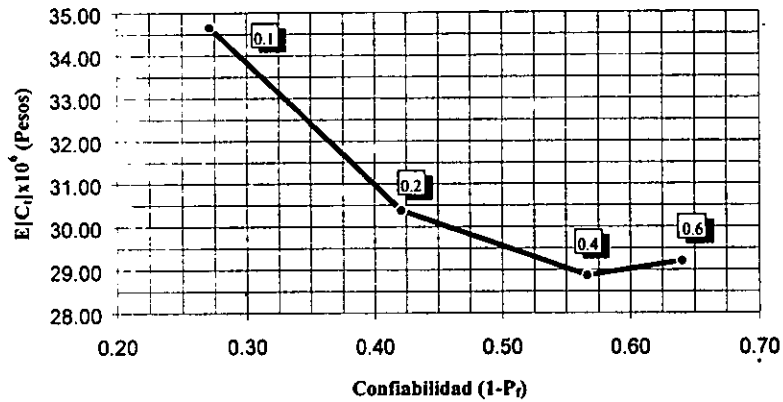
**Tabla C.1.20** Asociación por coeficiente sísmico de diseño ( $C = 0.6$ )

Finalmente, se genera la curva compuesta que es la que permitirá identificar el diseño óptimo. Se muestra ahora la tabla que relaciona coeficiente sísmico de diseño, confiabilidad y costo total esperado para cada edificio así como su representación gráfica:

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

C	1-P <sub>f</sub>	$S_{r-1}^2 E(C_{ij})^2 DP^2(a_j) 10^6$
0.1	0.2714	34.6511
0.2	0.4215	30.3782
0.4	0.5666	28.8680
0.6	0.6405	29.2053

**Tabla C.1.21** Coeficientes sísmicos de diseño, confiabilidades y esperanzas de costo total.



**Figura C.2** Representación gráfica del Costo Total Esperado vs Confiabilidad (Curva Compuesta)

C.2 Listado del programa TEST ( Lenguaje Fortran 90)

PROGRAM TEST

```

DIMENSION A(101)
OPEN(1,FILE='DATTEST1.DAT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED')
OPEN(6,FILE='CON')
OPEN(5,FILE='CON')
OPEN(81,FILE='81.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(82,FILE='82.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(83,FILE='83.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(84,FILE='84.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(85,FILE='85.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(86,FILE='86.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(87,FILE='87.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(88,FILE='88.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(89,FILE='89.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
OPEN(90,FILE='90.OUT',ACCESS='SEQUENTIAL',FORM='FORMATTED',STATUS=
* 'NEW')
C *****
C A(1:ND)      -- MASS OF EACH FLOOR FROM BOTTOM TO TOP
C A(ND+1:2*ND) -- DAMPING OF EACH FLOOR
C A(2*ND+1:3*ND) -- STIFFNESS OF EACH FLOOR
C A(3*ND+1:4*ND) -- ALPHA VALUE OF EACH FLOOR
C A(4*ND+1:5*ND) -- BETA VALUE OF EACH FLOOR
C A(5*ND+1:6*ND) -- GAMMA VALUE OF EACH FLOOR
C A(10*ND+1)  -- POWER SPECTRAL DENSITY OF WHITE NOISE
C              FOR EXCITATION
C
C INDICATOR OF ISOLATOR INIS=1 IF THERE IS A BASE ISOLATOR
C DYIS IS THE YIELDING DISPLACEMENT FOR ISOLATOR
C *****
DATA ND/2/
DATA INIS/0/

```

**DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO**

```

DATA DYIS/1./
C DATA A(1),A(2),A(3),A(4),A(5),A(6),A(7),A(8),A(9),A(10),A(11),
C * A(12),A(13),A(14),A(15),A(16),A(17),A(18),A(19),A(20),A(21),
C * A(22),A(23),A(24),A(25),A(26),A(27),A(28),A(29),A(30),A(31),
C * A(32),A(33),A(34),A(35),A(36),A(37),A(38),A(39),A(40),A(41),
C * A(42),A(43),A(44),A(45),A(46),A(47),A(48),A(49),A(50),A(51),
C * A(52),A(53),A(54),A(55),A(56),A(57),A(58),A(59),A(60),A(61),
C * A(62),A(63),A(64),A(65),A(66),A(67),A(68),A(69),A(70),A(71)/
C * 12.8,12.8,12.8,12.8,33.2,51.6,51.6,
C * 51.6,49.9,17.3,17.3,8614.4,
C * 20770.,20770.,20770.,19415.,10000.,10000.,.02,.02,.02,.02,.02,.02,
C * .02,.087,1.44,1.44,1.44,6.73,6.73,6.73,-.029,-.48,-.48,-.48,
C * -2.42,-2.42,-2.42,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
C * 0.,0.,0.,0.,0.,2.,2.,2.,2.,2.,2.,2.,21.84/
DO 3636 I=1,10*ND+1
READ(1,*)A(I)
3636 CONTINUE
C -----
WRITE(6,*) 'NUMERO DE SIMULACIONES ? '
READ(5,*)N
DO 111 I=1,N
F=FAIL(A,ND,INIS,DYIS)
111 CONTINUE
STOP
END

FUNCTION FAIL(A,ND,INIS,DYIS)
DIMENSION A(101),Y(1024)
DATA NPT,PI,RX,TTOTAL/1024,3.14159265,3.463836E6,60./
DATA T1,T2,WG,DAG/15.45,3.2,0.3/
S0=A(ND*10+1)
N=NPT/2
CALL EART(Y,TTOTAL,S0,NPT,WG,DAG,T1,T2)
DT=TTOTAL/NPT
CALL RESPONSE(Y,A,ND,NPT,DT,TTOTAL,FAIL,INIS,DYIS)
RETURN
END

SUBROUTINE EART(Y,TTOTAL,S0,NPT,WG,DAG,T1,T2)
DIMENSION Y(1024),SP(513)
DATA RX/3.463836E6/
N=NPT/2
PI=3.14159265
DW=2.*PI/TTOTAL

```



```

WU=2.*FLOAT(N)/TTOTAL*PI
DO 112 I=1,N+1
  W=DW*(I-1)
  SP(I)=2.*SQ*(WG**4+4.*(WG*DAG*W)**2)/((W*W-WG*WG)**2
  * +4.*(WG*DAG*W)**2)
112 CONTINUE
CALL LISA(RX,WU,SP,N,Y,NPT,T1,T2,TTOTAL)
RETURN
END

SUBROUTINE LISA(RX,WU,SP,N,Y,NPT,T1,T2,TTOTAL)
DIMENSION X(2048),Y(1),SP(1)
DATA EX1,IC/0,0/
PI=3.14159265
PI2=2.*PI
NP1=N+1
N2=2*N
NPT2=2*NPT
DW=WU/FLOAT(N)
SQ2DW=SQRT(2.*DW)
DT=PI2*FLOAT(N)/(WU*FLOAT(NPT))
X(1)=0.
X(2)=0.
DO 50 I=N2,NPT2
50 X(I)=0.
DO 60 I=2,NP1
C  GENERATE RANDOM PHASE ANGLE UNIFORMLY DISTRIBUTED
C  BETWEEN 0 AND PI2
CALL RANDU(RX,RY,RAN)
PHI=PI2*RAN
RX=16807*RY*RAN
X(2*I-1)=SQ2DW*SQRT(SP(I))*COS(PHI)
X(2*I)=SQ2DW*SQRT(SP(I))*SIN(-PHI)
60 CONTINUE
ISIGN=1
CALL FFT(X,NPT,ISIGN)
TIME=0.
EX=-10000
DO 70 I=1,NPT
  TIME=TIME+DT
  IF(TIME.LT.T1)THEN
    PSI=(TIME/T1)**2
  ELSE IF(TIME.GT.T2)THEN

```

```

        PSI=EXP(-2.*(TIME-T2)/(T2-T1))
    ELSE
        PSI=1.
    ENDIF
    Y(I)=X(2*I-1)*PSI
    EX=MAX(EX,ABS(Y(I)))
70 CONTINUE
    IC=IC+1
    EX1=(EX1+EX)
    EX2=EX1/IC
    RETURN
    END

SUBROUTINE FFT(Y,N,ISIGN)
DIMENSION Y(1)
C
C THIS SUBROUTINE IS TO TAKE ONE DIMENSIONAL FOURIER
C (INVERSE) TRANSFORM BY FFT (FAST FOURIER TRANSFORM) ALGORITHM
C
C N      == NO. OF DATA POINTS (POWER OF 2)
C ISIGN  == CONTROL PARAMETER
C        ISIGN=-1 FOR FOURIER TRANSFORM
C        ISIGN=+1 FOR FOURIER INVERSE TRANSFORM
C Y      == FOURIER COMPLEX COEFFICIENTS, OR COMPLEX
C        TIME SERIES. THIS ARRAY MUST BE IN THE ORDER
C        OF (REAL),(IMAGINARY),.....

    AN=FLOAT(N)
    AISIGN=FLOAT(ISIGN)
    PI=3.14159265
    IF(ISIGN.EQ.1)GOTO 10
C RESET ORIGINAL TIME SERIES TO OBTAIN F.T.
    DO 100 I=1,N
        J=N+1-I
        II=J+J
        IR=II-1
        Y(IR)=Y(J)/AN
        Y(II)=0.
    100 CONTINUE
    10 L=1
        DO 200 I=1,N
            IF(I.GE.L)GOTO 210
            LI=L+L
            LR=LI-1

```

```

II=I+1
IR=II-1
AR=Y(LR)
AI=Y(LI)
Y(LR)=Y(IR)
Y(LI)=Y(II)
Y(IR)=AR
Y(II)=AI
210 N2=N/2
220 IF(L.LE.N2)GOTO 230
    L=L-N2
    N2=N2/2
    IF(N2.GE.2)GOTO 220
230 L=L+N2
200 CONTINUE
    MAX=1
240 IF(MAX.GE.N)GOTO 400
    ISTEP=MAX*2
    AMAX=FLOAT(MAX)
    AK=-1.0
    DO 300 K=1,MAX
        AK=AK+1.0
        WT=PI*AI*SIGN*AK/AMAX
        DO 310 I=K,N,ISTEP
            L=I+MAX
            LI=L+L
            LR=LI-1
            II=I+1
            IR=II-1
            CCOS=COS(WT)
            SSIN=SIN(WT)
            AR=Y(LR)*CCOS-Y(LI)*SSIN
            AI=Y(LR)*SSIN+Y(LI)*CCOS
            Y(LR)=Y(IR)-AR
            Y(LI)=Y(II)-AI
            Y(IR)=Y(IR)+AR
            Y(II)=Y(II)+AI
        310 CONTINUE
    300 CONTINUE
        MAX=ISTEP
        GOTO 240
400 RETURN
    END

```

## DISEÑO ÓPTIMO EN ACERO DE UN EDIFICIO TIPO

```
C  SUBROUTINE RANDU(IX,IY,YEL)
C  RY=IX*65539
C  IF(IY)5,6,6
C 5 IY=IY+2147483647+1
C 6 YEL=IY
C  YEL=YEL*0.4656613E-9
C  RETURN
C  END
```

```
SUBROUTINE RANDU(RX,RY,YEL)
R=1731.918
RY=MOD(RX,R)
YEL=RY/R
RETURN
END
```

```
SUBROUTINE RESPONSE(Y,A,NDOF,NPT,DT,TTOTAL,FAIL,INIS,DVIS)
```

```
C
C  PROGRAM TO CALCULATE THE RESPONSE OF A HYSTERETIC
C  MDOF SYSTEM BY USING THE RUNGE-KUTTA METHOD
C
C  X      -- STATE VARIABLE
C  C      -- DAMPING
C  ST     -- STIFFNESS
C  A0     -- INITIAL YIELDING DEFLECTION
C  A1     -- POSTYIELDING STIFFNESS
C  B      -- SHIFT PARAMETER
C  IST    -- STAGE INDEX
C  FS     -- RESTORING FORCE OF HYSTERESIS
C  VTT(3)
DIMENSION X(40),Y(1),VTT(3)
DIMENSION A(101),CC(10),EX(10),P(10),PF(10),VAR(10),VARPF(10),
* Q(10),QF(10),QAR(10),QARPF(10),
* QCOVXE(10),COVXE(10)
COMMON /PARAMETER/ AL(10),BE(10),GA(10),AI(10),VM(10),TE(10),
* TT(10),DAI(10),DVM(10),DTE(10),N1(10)
COMMON /DAMP/ C(3,10)
COMMON /STIFF/ ST(2,10)
COMMON /STAGE/ IST(10)
COMMON /FORCE/ FS(10)
DATA ID,J1/1,1/
IF(ID.EQ.1)THEN
DO 113 I=1,NDOF
```

```

CC(I)=A(NDOF+I)
TT(I)=A(2*NDOF+I)
113 CONTINUE
CC(0)=0.
DO 114 J=1,NDOF
C(1,J)=-CC(J)/A(J)
C(2,J)=(CC(J)+CC(J+1))/A(J)
C(3,J)=-CC(J+1)/A(J)
ST(1,J)=TT(J)/A(J)
ST(2,J)=-TT(J+1)/A(J)
AL(J)=A(3*NDOF+J)
BE(J)=A(4*NDOF+J)
GA(J)=A(5*NDOF+J)
DAI(J)=A(6*NDOF+J)
DVM(J)=A(7*NDOF+J)
DTE(J)=A(8*NDOF+J)
N1(J)=INT(A(9*NDOF+J))
114 CONTINUE
C(1,1)=0
ID=ID+1
DO 122 I=1,NDOF
P(I)=0
PF(I)=0
VAR(I)=0
VARPF(I)=0
122 CONTINUE
WRITE(6,*) KK ?
READ(5,*)KK
ENDIF
DO 40 I=1,4*NDOF
X(I)=0.
40 CONTINUE
P1=0.
DO 115 I=1,NDOF
EX(I)=-100000
115 CONTINUE
DO 118 J=1,INT(NPT*.5./6.)
DO 117 K=1,KK
P2=(Y(J)-P1)*FLOAT(K)/FLOAT(KK)+P1
CALL RUNGE(X,NDOF,P1,P2,DT/KK,INIS,DYIS)
DO 116 I=1,4*NDOF
IF(ABS(X(I1)).GE.1000000000.)THEN
WRITE(6,*) I1, J, X(I1) ',I1,J,X(I1)

```

```

RETURN
ENDIF
116 CONTINUE
P1=P2
EX(1)=MAX(ABS(X(1)),EX(1))
DO 119 I=2,NDOF
EX(I)=MAX(ABS(X(I)-X(I-1)),EX(I))
119 CONTINUE
117 CONTINUE
118 CONTINUE
91 FORMAT(1X,20F10.4)
92 FORMAT(1X,10I5)
DO 121 I=1,NDOF
P(I)=P(I)+EX(I)
PF(I)=P(I)/J1
Q(I)=Q(I)+X(3*NDOF+I)
QF(I)=Q(I)/J1
VAR(I)=VAR(I)+EX(I)*EX(I)
QAR(I)=QAR(I)+X(3*NDOF+I)*X(3*NDOF+I)
COVXE(I)=COVXE(I)+EX(I)*X(3*NDOF+I)
IF(J1.EQ.1)GOTO 121
PF(I)=INT(PF(I)*1000.)/1000.
QF(I)=INT(QF(I)*1000.)/1000.
VARPF(I)=(VAR(I)-J1*PF(I)*PF(I))/(J1-1)
QARPF(I)=(QAR(I)-J1*QF(I)*QF(I))/(J1-1)
QCOVXE(I)=(COVXE(I)-J1*PF(I)*QF(I))/(J1-1)
121 CONTINUE
DSD1=SQRT(VARPF(1))
DSD2=SQRT(VARPF(2))
DSD3=SQRT(VARPF(3))
DSD4=SQRT(VARPF(4))
DSD5=SQRT(VARPF(5))
DSD6=SQRT(VARPF(6))
DSD7=SQRT(VARPF(7))
DSD8=SQRT(VARPF(8))
DSD9=SQRT(VARPF(9))
DSD10=SQRT(VARPF(10))
DSE1=SQRT(QARPF(1))
DSE2=SQRT(QARPF(2))
DSE3=SQRT(QARPF(3))
DSE4=SQRT(QARPF(4))
DSE5=SQRT(QARPF(5))
DSE6=SQRT(QARPF(6))

```

```

DSE7=SQRT(QARPF(7))
DSE8=SQRT(QARPF(8))
DSE9=SQRT(QARPF(9))
DSE10=SQRT(QARPF(10))
IF(MOD(J1,5).EQ.0)THEN
WRITE(81,1)J1,PF(1),DSD1,QF(1),DSE1,COVXE(1)
C   WRITE(81,2)QF(1)
WRITE(82,1)J1,PF(2),DSD2,QF(2),DSE2
C   WRITE(82,2)COVXE(2)
WRITE(83,1)J1,PF(3),DSD3,QF(3),DSE3
C   WRITE(83,2)COVXE(3)
WRITE(84,1)J1,PF(4),DSD4,QF(4),DSE4
C   WRITE(84,2)COVXE(4)
WRITE(85,1)J1,PF(5),DSD5,QF(5),DSE5
WRITE(86,1)J1,PF(6),DSD6,QF(6),DSE6
WRITE(87,1)J1,PF(7),DSD7,QF(7),DSE7
WRITE(88,1)J1,PF(8),DSD8,QF(8),DSE8
WRITE(89,1)J1,PF(9),DSD9,QF(9),DSE9
WRITE(90,1)J1,PF(10),DSD10,QF(10),DSE10
ENDIF
1  FORMAT(5X,J1=',16X,I3,/,5X,PF=',9X,F10.3,/,5X,DSD=',8X,F10.3
*,/,5X,QF=',9X,F10.3,/,5X,DSE=',8X,F10.3,/,5X,COVXE=',6X,
* F10.3,/,5X, ' ',8X,F10.3,/)
J1=J1+1
C   CALCULATE THE FOURIER TRANSFORM OF THE RESPONSE
FAIL=10
RETURN
END

SUBROUTINE RUNGE(X,NDOF,P1,P2,DT,INIS,DYIS)
C
C   ROUTINE TO USE THE RUNGE-KUTTA METHOD TO SOLVE
C   THE MDOF HYSTERETIC SYSTEM.
C
REAL X(NDOF,4),TEP(10,4),K1(10,4),K2(10,4)
REAL K3(10,4),K4(10,4)
COMMON /PDT2/ P
TEP(0,1)=0.
TEP(0,2)=0.
TEP(0,3)=0.
TEP(0,4)=0.
DO 10 J=1,4
DO 10 I=1,NDOF

```

```

TEP(I,J)=X(I,J)
10 CONTINUE
P=P1
DO 20 J=1,4
DO 20 I=1,NDOF
20 K1(I,J)=DT*FUN(I,J,TEP,INIS,DYIS)
DO 30 J=1,4
DO 30 I=1,NDOF
30 TEP(I,J)=X(I,J)+0.5*K1(I,J)
P=(P1+P2)*0.5
DO 40 J=1,4
DO 40 I=1,NDOF
40 K2(I,J)=DT*FUN(I,J,TEP,INIS,DYIS)
DO 50 J=1,4
DO 50 I=1,NDOF
50 TEP(I,J)=X(I,J)+0.5*K2(I,J)
DO 60 J=1,4
DO 60 I=1,NDOF
60 K3(I,J)=DT*FUN(I,J,TEP,INIS,DYIS)
DO 70 J=1,4
DO 70 I=1,NDOF
70 TEP(I,J)=X(I,J)+K3(I,J)
P=P2
DO 80 J=1,4
DO 80 I=1,NDOF
80 K4(I,J)=DT*FUN(I,J,TEP,INIS,DYIS)
DO 90 J=1,4
DO 90 I=1,NDOF
X(I,J)=X(I,J)+(K1(I,J)+2.*K2(I,J)+2.*K3(I,J)+K4(I,J))/6.
90 CONTINUE
DO 100 J=1,4
DO 100 I=1,NDOF
100 TEP(I,J)=X(I,J)
RETURN
END

FUNCTION FUN(I,J,TEP,INIS,DYIS)
C
C FUNCTION TO CONSTRUCT THE FIRST ORDER
C NONLINEAR DIFFERENTIAL EQUATION.
C
C DIMENSION TEP(10,4)
COMMON /DAMP/ C(3,10)

```



```

COMMON /STIFF/ ST(2,10)
COMMON /PDT2/ P
COMMON /PARAMETER/ AL(10),BE(10),GA(10),AI(10),VM(10),TE(10),
* TT(10),DAI(10),DVM(10),DTE(10),N1(10)
IF(J.EQ.1)THEN
FUN=TEP(I,2)
ELSE IF(J.EQ.2)THEN
IF((INIS.GT.0).AND.(I.EQ.1))THEN
FA=SIGN(1.,TEP(I,2))*(INIS-1)
C GOTO 10
ELSE
FA=TEP(I,3)
10 FUN=P-C(1,I)*TEP(I-1,2)-C(2,I)*TEP(I,2)
1 -C(3,I)*TEP(I+1,2)-((1.-AL(I))*FA+AL(I)*
2 (TEP(I,1)-TEP(I-1,1)))*ST(1,I)
3 -((1.-AL(I+1))*TEP(I+1,3)+AL(I+1)*
4 (TEP(I+1,1)-TEP(I,1)))*ST(2,I)
ENDIF
ELSE IF(J.EQ.3)THEN
AI(I)=1.-DAI(I)*TEP(I,4)
VM(I)=1.+DVM(I)*TEP(I,4)
TE(I)=1.+DTE(I)*TEP(I,4)
IF((INIS.EQ.1).AND.(I.EQ.1))THEN
FUN=0
ELSE
FUN=(AI(I)*TEP(I,2)-TEP(I-1,2))-(BE(I)*ABS(TEP(I,2)-
* TEP(I-1,2))*ABS(TEP(I,3))**(N1(I)-1)*TEP(I,3)+GA(I)*
* (TEP(I,2)-TEP(I-1,2))*ABS(TEP(I,3)**N1(I))*VM(I)/TE(I)
ENDIF
ELSE
FUN=TEP(I,3)*(TEP(I,2)-TEP(I-1,2))*(1.-AL(I))*TT(I)
ENDIF
RETURN
END

```

**APÉNDICE D.- CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS Y EVOLUCIÓN DEL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL**

Los sismos tiene una probabilidad no despreciable de producir acciones significativas en las estructuras. Estrictamente, ninguna región de la tierra está exenta de la probabilidad de resentir los efectos sísmicos. En muchas regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras, en otras; su ocurrencia es mucho más esporádica, pero el riesgo de sismos intensos es suficientemente grande para que sus efectos deban tomarse en cuenta en el diseño de las estructuras comunes. Prácticamente, ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que; aún donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras requieren de un diseño sismorresistente. Los sismos de gran magnitud se explican por una teoría llamada tectónica de placas. La litosfera, de un espesor de unos 80 km, está subdividida en grandes placas. En las zonas donde el espesor de la litosfera es menor (en general el fondo de los océanos), el magma que se encuentra a presión en estado líquido abajo de la litosfera fluye hacia arriba a través de las discontinuidades de estas placas. La emersión de este magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla que se reflejan en los extremos opuestos de la placas donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. Según las características de las placas que entran en contacto se presentan distintos fenómenos (9):

- Donde entra en contacto una placa oceánica con una continental, la primera de menor espesor y mayor densidad se hunde bajo la segunda. Este fenómeno es denominado subducción.
- Cuando entran en contacto dos placas continentales que se mueven en sentidos opuestos, se suele producir una elevación dando lugar a la formación de grandes cadenas montañosas.
- Donde la dirección del movimiento de dos placas continentales es similar, se produce un deslizamiento de una respecto a otra.

El corrimiento en la zona de contacto entre dos placas no ocurre de manera continua y suave. La fricción entre las rocas hace que se generen en la superficie de contacto esfuerzos considerables entre las placas, hasta que se vence la resistencia mecánica en dicha superficie. Entonces; se provoca un deslizamiento brusco y la liberación súbita de una gran cantidad de energía, sucediendo esto en cierta longitud a lo largo de la falla. Mientras mayor es la longitud afectada por el movimiento, mayor será la cantidad de energía liberada. La brusca liberación de energía que acompaña al deslizamiento de las placas genera ondas sísmicas debidas a las deformaciones longitudinales (de compresión) o transversales (de cortante) de la roca. Estas ondas viajan alejándose de la falla y su amplitud se atenúa poco a poco. Las ondas longitudinales (llamadas ondas P o principales) viajan a mayor velocidad y tienen frecuencias más altas y amplitudes menores que las ondas de cortante (ondas S o secundarias). A medida que se alejan de la falla, las ondas mencionadas se reflejan en las capas superficiales y producen otro tipo de ondas (de superficie) que tienen velocidades menores que las dos anteriores. De esta manera, cerca de la falla los tres tipos de onda están superpuestos, pero a distancias grandes de la falla se distinguen los trenes de ondas pues llegan en tiempos diferentes (19).

El epicentro de un sismo es el punto sobre la superficie de la tierra directamente sobre el foco (también conocido como hipocentro). La localización de un sismo es comúnmente descrita por la posición geográfica de su epicentro y su profundidad focal. La profundidad focal de un sismo es la distancia desde la superficie de la tierra hasta el foco. Sismos con profundidades focales menores de 60 km son clasificados como sismos superficiales. Estos sismos superficiales son causados por la fractura de roca frágil en la corteza o por energía liberada que proviene de la fricción de lados opuestos de una falla. Los sismos intermedios, tienen un rango de profundidad focal de 60 a 300 km. Los profundos, pueden tener profundidades focales superiores a 700 km. La correlación entre la localización de las fallas geológicas que constituyen zonas de contacto entre placas y los puntos donde se originan los sismos corresponde a los límites entre placas. En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la placa de Norteamérica. La línea donde comienza la subducción se encuentra a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán.

Los deslizamientos entre las placas que generan los sismos no ocurren a intervalos definidos y constantes, puede ocurrir un corrimiento en un breve tiempo después de un sismo previo, o por el contrario; en esa zona pueden acumularse grandes cantidades de energía y pueden pasar varias décadas antes de que se produzca un nuevo corrimiento. En general, el primer caso se tratará de un sismo de poca magnitud y en el segundo de uno muy severo. Estas consideraciones han llevado a los sismólogos a tratar de analizar la sucesión temporal de la ocurrencia de sismos en diversas zonas, para identificar las llamadas brechas sísmicas, o sea; aquellas zonas que son sísmicamente activas y que han tenido un largo periodo de quietud y en las que se espera, ocurra en un futuro próximo un sismo de magnitud apreciable. De esta forma, la sísmicidad de una zona se relaciona con la actividad sísmica de la región o, más propiamente; con la frecuencia con que se generan sismos de diferentes magnitudes en el área considerada. El riesgo sísmico de un sitio se relaciona con la intensidad de los movimientos sísmicos que se esperan en el lugar y con la frecuencia con que se exceden movimientos de distintas intensidades. Dependerá también, de la sísmicidad de las regiones que se encuentra a distancias tales que los sismos en ellas puedan generar efectos apreciables en el sitio (19).

Los estudios de riesgo sísmico de lugares específicos se basan esencialmente en análisis estadísticos de la información disponible sobre sismos ocurridos. La cantidad y calidad de los datos disponibles es muy variable de uno a otro lugar. En general, se tiene información confiable acerca de las magnitudes y epicentros de los sismos de mediana o gran magnitud ocurridos desde principios de siglo en cualquier parte del mundo. Antes de eso, sólo hay información histórica muy vaga al respecto. El lapso en el que se tienen mediciones confiables es, por tanto; bastante pequeño comparado con los periodos de recurrencia del orden de un siglo o más para los que se necesita determinar el sismo de diseño. La información estadísticas más confiable se refiere a la magnitud de los sismos ocurridos; sin embargo, lo que interesa es la intensidad que puede presentarse en el sitio donde se va a construir una estructura. Para valuar el riesgo sísmico de un sitio particular se suelen apoyar estudios estadísticos con otras dos fuentes de información. Por una parte, la que proviene de estudios acerca de las fallas geológicas que existen en la región. Una evaluación de dichas fallas puede determinar si existen zonas que hayan sido sísmicamente activas en épocas recientes, del orden de 30,000 años, y aproximadamente qué longitud de falla fue afectada por el movimiento sísmico. De estos datos el especialista puede hacer deducciones sobre la magnitud máxima del sismo que se puede generar en esa falla. Posteriormente, mediante las leyes de atenuación (relaciones empíricas entre la

magnitud de un sismo y la velocidad y aceleración máxima del terreno en un sitio que se encuentra a cierta distancia del epicentro) se determinan aceleración y velocidad máxima del terreno que dicho sismo puede ocasionar en el sitio. Por otro lado, se puede recurrir a la información acerca de intensidades sísmicas ocurridas en el sitio de interés (generalmente a nivel de grados en la escala de Mercalli) estimados a partir de la descripción de daños y, excepcionalmente; consistente en registros de aceleraciones. La información adicional así obtenida, procesada mediante técnicas estadísticas adecuadas; permite corregir las relaciones frecuencia - intensidad que resultaron de los estudios de sismicidad.

Estudios de riesgo sísmico para el sitio específico se justifican sólo para obras de excepcional importancia, como presas, termoeléctricas y nucleoeeléctricas. Para las obras comunes solo puede recurrirse a estudios de riesgo sísmico de carácter mucho más general con los cuales se obtiene la regionalización sísmica de un país. Aplicando técnicas como las antes descritas, se determina el riesgo sísmico de un número de sitios suficiente para distinguir zonas de exposición a sismos semejantes y poder asociar a ellas un valor de aceleración y velocidad máxima del terreno, u otra medida de intensidad; que corresponda a un periodo de retorno dado. Debe tenerse precaución al emplear mapas de regionalización como el mencionado, ya que la subdivisión es burda y en una misma zona pueden quedar incluidos sitios de riesgo sísmico significativamente distinto. Por ello, se hacen estudios de microregionalización. La influencia de la geología local se tiene en cuenta en la sismicidad microregional, que refina los enunciados de la sismicidad regional ajustándolos en cada sitio de conformidad con las modificaciones que en los movimientos del terreno introducen allí las características geológicas.

La interpretación de los datos estadísticos se fundamenta en la hipótesis de que el proceso de generación de los sismos es estacionario, o sea; que la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un sitio es constante con el tiempo. Esto implica que no hay aumentos o disminuciones de la sismicidad con el tiempo y el hecho de que haya ocurrido un temblor de determinada magnitud en una cierta fecha, no modifica la probabilidad de que ocurra otro sismo igual o de otra magnitud en una fecha posterior. La explicación actualmente aceptada sobre el mecanismo de generación de sismos contradice esta hipótesis, ya que una vez liberada cierta cantidad de energía a través de un sismo, se necesita cierto lapso para que se vuelvan a generar esfuerzos elevados en el contacto entre

las placas. Sin embargo, el análisis estadístico de los datos sísmicos muestra que, para intervalos de varias décadas; la hipótesis de un proceso estacionario proporciona resultados aceptables. Por tal motivo, lo más usual es suponer que el proceso de generación de temblores es un proceso de Poisson. Ello implica que el número de sismos cuya magnitud excede a un valor dado durante cierto lapso tiene distribución de probabilidades de este tipo. La hipótesis de que la generación de temblores constituye un proceso de Poisson es satisfactoria cuando interesa diseñar estructuras cuya esperanza de vida útil es de varios decenios, como sucede con la mayoría de los edificios urbanos. Tal hipótesis deberá reconsiderarse cuando están en juego decisiones que tengan consecuencias apreciables con respecto a los eventos que puedan ocurrir en lapsos de día o meses, como sucede cuando tenga que hacerse un dictamen respecto a una estructura recién dañada por un sismo, pues entonces; la suposición de que se trata de un proceso de Poisson puede llevar a conclusiones erradas. A raíz de un terremoto, el dato más significativo de que se dispone es el que éste ha ocurrido; especialmente si el evento tuvo foco somero. Es entonces casi seguro que sobrevendrán nuevos movimientos a corto plazo, contradiciendo la hipótesis de que nos hallamos frente a un proceso de Poisson; y la situación así configurada deberá normar la decisión sobre reparar o demoler las estructuras dañadas (28).

Las características anteriores son, en términos generales; las que tienen todos los sismos. El conocimiento teórico y práctico de los sismos se plasma en las normas que la sociedad establece para prevenir sus consecuencias, y garantizar, en la medida de sus recursos, un nivel de seguridad y confort aceptables para la época y el lugar en los que se planea erigir una construcción. En lo que respecta al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el de 1942 fue el primer reglamento que incluyó recomendaciones para diseño sísmico. Los edificios para vivienda y oficinas se diseñaban con un coeficiente de 0.025, por el que se multiplicaban los pesos de los niveles para obtener las fuerzas horizontales equivalentes, como si la edificación se desplazase como cuerpo rígido; esas fuerzas se aplicaban a los marcos según sus áreas tributarias, sin tener en cuenta las rigideces relativas, los muros no se incluían en los análisis, y no se consideraban torsiones. El coeficiente sísmico era independiente de las características geométricas y estructurales de la construcción. No se revisaban los desplazamientos laterales de entrepiso. Los edificios de altura no mayor de 16 m no requerían diseño por sismo.

Después de la Segunda Guerra Mundial, por requisitos de funcionamiento, aparición de nuevos materiales y sistemas constructivos y la moda arquitectónica, se empezaron a construir edificios, sobre todo para oficinas, con fachadas de cancelas de lámina y vidrio; sin muros divisorios resistentes, exceptuando los de elevadores y servicios que, muchas veces; por su posición en planta ocasionaban torsiones importantes, que no se incluían en el análisis. La resistencia y rigidez de esos edificios son proporcionadas, casi exclusivamente, por la estructura. Los factores anteriores se combinaron con claros más grandes y materiales de mayor resistencia, con lo que se obtienen vigas y columnas más pequeñas, y menor rigidez. Se utilizaron estructuras de concreto con losas planas, aligeradas con casetones huecos, y estructuras mixtas, con columnas de acero y losas planas de concreto reforzado. Se multiplicaron los edificios de departamentos con pisos superiores con muros divisorios y plantas bajas libres para estacionar automóviles. Todo ello ocasionó disminuciones muy importantes de la resistencia y rigidez laterales de las edificaciones, y concentraciones de demandas de deformación en algunos entrepisos, en una época en que no se sabía sobre la influencia de esos factores en la respuesta sísmica.

El reglamento de 1942 permaneció en vigor hasta el temblor del 28 de julio de 1957. Hay, pues; en la Ciudad de México un buen número de edificios, construidos entre fines de los años de 1940 y 1957, de alto riesgo sísmico. Es aquí donde resulta evidente la lentitud con que se incorporan los nuevos conocimientos a los códigos. Muchas de las limitaciones del reglamento de 1942 se conocían antes de julio de 1957, pues la ingeniería sísmica había evolucionado considerablemente en esos quince años; sin embargo, fue necesario un temblor destructivo para que este reglamento se modificase.

Los efectos del temblor del 28 de julio de 1957 demostraron que la respuesta de las construcciones ante un sismo determinado depende de sus características propias y del tipo de suelo en que se desplanta. Para tener en cuenta esos factores, en las normas de emergencia de 1957, emitidas inmediatamente después del terremoto, el Distrito Federal se dividió en tres zonas, y el coeficiente sísmico de diseño se varió en función de las zonas en que se encuentra la estructura y de las características de la edificación.

Los coeficientes sísmicos del reglamento de 1966 son un poco menores que los de 1957. Disminuye de 2.0 a 1.3 el factor por el que ha de multiplicarse para diseñar estructuras del grupo A. Las disminuciones se debieron a que se subestimó la intensidad del sismo, y

se achacó la mayor parte de los daños estructurales a defectos constructivos. El reglamento de 1976 no se debió a ningún evento sísmico, sino al deseo de actualizar el de 1966. En el se introduce por primera vez el concepto de ductilidad, por medio del factor  $Q$ , que depende de las características del sistema estructural, entre el que se divide el coeficiente  $c$  para calcular las fuerzas de diseño; se tienen en cuenta, así, las diferentes capacidades de disipación de energía por comportamiento inelástico de los diversos materiales y sistemas estructurales. Los valores de  $c$  y  $Q$  se escogen de manera que se obtengan, para las construcciones más comunes, las mismas fuerzas de diseño que en 1966. No se especifican los requisitos que han de satisfacerse para utilizar los distintos valores del factor de ductilidad  $Q$ , por ejemplo; no se indica la conveniencia de que las articulaciones plásticas del mecanismo de absorción de energía se formen en las vigas, y se fijan factores  $Q$  iguales para marcos rígidos de acero con vigas de alma llena y de alma abierta, en las que no pueden formarse articulaciones plásticas. El diseño se hace para la acción simultánea del 100 % de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas en dirección ortogonal (29).



# BIBILIGRAFIA

## BIBLIOGRAFÍA

1. A. H. - S. Ang and D. De León "DETERMINATION OF OPTIMAL TARGET RELIABILITIES FOR DESIGN AND UPGRADING OF STRUCTURES" Procs. II WCEE, Acapulco, México, 1996.
2. D. De Leon and A. H. - S. Ang "A DAMAGE MODEL FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS: FURTHER STUDY WITH THE 1985 MÉXICO CITY EARTHQUAKE" Procs. 6<sup>th</sup>. ICOSAR, Innsbruck, Austria, 1993.
3. Enrique Martínez Romero "DAMAGE ASSESMENT AND SEISMIC BEHAVIOR OF STEEL BUILDINGS IN MEXICO CITY"
4. Oscar de Buen López de Heredia "ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y DISEÑO" Noriega Limusa, México D. F. 1990.
5. Oscar de Buen López de Heredia "DISEÑO SÍSMICO: UNA VISIÓN DE LA PRÁCTICA" Revista Ingeniería Sísmica
6. Ing. Rafael Aburto Valdéz "LOS COSTOS EN LA CONSTRUCCIÓN" Fundación para la Enseñanza de la Construcción (FUNDEC) Facultad de Ingeniería UNAM
7. Díaz - Infante "CURSO DE EDIFICACIÓN" Apuntes, Facultad de Ingeniería UNAM
8. Michael Bruneau, Chia - Ming Uang, Andrew Whittaker "DUCTILE DESIGN OF STEEL STRUCTURES" McGraw - Hill 1998
9. Michael R. Lindeburg. PE "SEISMIC DESIGN OF BUILDING STRUCTURES: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details" Professional Publications, Inc.
10. American Institute of Steel Construction "LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS". 2<sup>nd</sup>. edition, Chicago Ill. 1993.
11. American Institute of Steel Construction "SHOP INSPECTOR TRAINING GUIDE"
12. Heavers and Stubbs "MANUAL OF HEAVY CONSTRUCTION"
13. Ger, Cheg and Lu "COLLAPSE BEHAVIOR OF PINO SUAREZ BUILDING DURING 1985 MEXICO CITY EARTHQUAKE " Journal of Structural Engineering ASCE, 119,3,852 -870,1993.
14. R. D. Hanson and H. W. Martin "PERFORMANCE OF STEEL STRUCTURES IN THE SEPTEMBER 19 AND 20 MEXICO EARTHQUAKE" Journal of Structural Engineering Vol. 119 ASCE, 1993.
15. Luis Esteva and Sonia E. Ruiz "SEISMIC FAILURE RATES OF MULTISTORY FRAMES" Journal of Structural Engineering ASCE, 115,2,268 - 284,1989.
16. Franz Sauter. Consulting Engineer "DAMAGE PREDICTION FOR EARTHQUAKE INSURANCE" "Second U.S. National Conference on Earthquake engineering" Stanford University, 1979.
17. Emilio Rosenblueth y Roberto Gómez "COMENTARIOS A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO" Instituto de Ingeniería, UNAM

18. Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua "V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCIÓN: CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO MODULO III 1994"
19. Roberto Meli Piralla "DISEÑO ESTRUCTURAL" Noriega Limusa, 1995.
20. Young - Ji Park, Alfredo H. - S. Ang & Wen, W. K. "MECHANISTIC SEISMIC DAMAGE MODEL FOR REINFORCED CONCRETE" Journal of Structural Division ASCE, 4, 722-739, 1985.
21. Jack McCormack "ESTRUCTURAS: ANÁLISIS Y DISEÑO Tomo II: Estructuras de Acero Método LRFD" Alfaomega, 1991.
22. Harald Niederreiter "RANDOM NUMBER GENERATION AND QUASI - MONTECARLO METHODS" Society for Industrial and Applied Math, Philadelphia, 1992.
23. Edward L. Wilson and Ashraf Habibullah "SAP90 A SERIES OF COMPUTER PROGRAMS FOR THE FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES (Structural Analysis Users Manual)" Computers and Structures Inc. 1992
24. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez "MECÁNICA DE SUELOS" Tomo II Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Noriega Limusa, 1990.
25. Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua " DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MOD. V" 1996.
26. Acero NASJ North American Steel Journal. Volumen II, Número 11. Noviembre - Diciembre 1996
27. Departamento del Distrito Federal, II Asamblea de Representantes del Distrito Federal. "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1993.
28. E. Rosenblueth "CONFIABILIDAD Y UTILIDAD EN INGENIERÍA" Instituto de Ingeniería UNAM, 1970.
29. Departamento del Distrito Federal, Secretaría de Obras y SERVICIOS "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO" Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1995.
30. Departamento del Distrito Federal "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS" Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1989.
31. Grace Wang, "PROGRAMA DE COMPUTADORA EN LENGUAJE FORTRAN" Universidad de California en Irvine. Irvine, California, 1991.
32. R. V. Whitman and C. A. Cornell, "SEISMIC RISK AND ENGINEERING DECISIONS" Capítulo 9. C. Lomnitz y E. Rosenblueth. Elsevier Scientific Publishing Co. Amsterdam The Netherlands, 1976.
33. Alfredo H. S. Ang and Wilson W. Tang "PROBABILITY CONCEPTS IN ENGINEERING PLANNING AND DESIGN" Volume I: Basic Principles. John Wiley & Sons, Inc. 1975.
34. Jack R. Benjamin y C. A. Cornell "PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA EN INGENIERÍA CIVIL" Mc Graw Hill, 1970.

35. E. Rosenblueth y L. Esteva, "RELIABILITY BASES FOR SOME MEXICAN CODES. PROBABILISTIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS"; ACI-SP31. American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1971.

36. Constructora URBEC. "CATÁLOGO DE PRECIOS UNITARIOS PARA 1999".

## NOTACIÓN

- a<sub>o</sub> Ordenada espectral para T=0
- a Ordenada espectral
- a<sub>m</sub> Aceleración máxima
- A Superficie del edificio
- A.I.S.C. Instituto Americano de Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction)
- A.S.T.M. Estándar americano de pruebas de materiales (American Standard of Testing Materials)
- c Coeficiente de diseño sísmico
- c<sub>1</sub> Amortiguamiento de cada nivel
- C<sub>t</sub> Costo total
- C<sub>r</sub> Costo de reparación o reposición
- C<sub>c</sub> Costo por pérdida de contenidos
- C<sub>e</sub> Pérdidas económicas debido a la interrupción del servicio o la función de la estructura
- C<sub>l</sub> Costo de lesiones
- C<sub>v</sub> Costo de pérdida de vidas
- C<sub>i</sub> Costo inicial de la estructura.
- C<sub>b</sub> Coeficiente de cortante basal
- CV Coeficiente de variación
- d<sub>i</sub> Índice de daño del i-ésimo entrepiso
- D<sub>m</sub>,  $\bar{d}_i$  Media del índice de daño para el entrepiso i
- E Módulo de elasticidad del material
- FVP Factor de valor presente
- K Coeficiente que depende de las propiedades geométricas
- K<sub>i</sub> Rigidez de entrepiso
- L.R.F.D. Diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design)
- m<sub>R</sub> Valor esperado de la resistencia
- m<sub>S</sub> Valor esperado de la acción
- m<sub>i</sub> Masa de entrepiso
- N.O.M. Norma oficial mexicana
- f<sub>t</sub> Esfuerzo resistente del material
- f<sub>a</sub> Esfuerzo actuante en la sección
- f<sub>p</sub> Esfuerzo permisible
- F<sub>d(x)</sub> Distribución de probabilidad acumulada
- FS Factor de seguridad
- FC Factor de carga
- FR Factor de reducción
- h<sub>i</sub> Altura correspondiente a cada nivel
- PGA Aceleración pico del suelo
- PGV Velocidad pico del suelo
- Perfil W Perfil rectangular cuadrado (Nomenclatura americana)
- Perfil IPR Perfil I rectangular (Nomenclatura mexicana)
- Q Efectos de carga, factor de comportamiento sísmico
- R Resistencia
- R<sub>i</sub> Rigidez de entrepiso
- Q<sub>m</sub> Valor medio de carga
- R<sub>m</sub> Valor medio de resistencia
- R<sub>d</sub> Resistencia de diseño
- S Desviación estándar de los desplazamientos
- S<sub>a</sub> Fuerza actuante en la sección
- S<sub>o</sub> Densidad espectral
- T Periodo natural de la estructura, vida de la estructura en años
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> Periodos característicos de los espectros de diseño
- V Fuerza cortante basal
- w<sub>1</sub> Frecuencia del sistema

**W** Peso total de la estructura

$\bar{x}$  Valor medio de desplazamientos

$\bar{x}_{maxi}$  Desplazamiento máximo promedio obtenido de las simulaciones en el programa del  $i$  - ésimo entrepiso

$x_{maxi}$  Desplazamiento máximo obtenido para la dirección débil del  $i$ -ésimo entrepiso

**X** Variable aleatoria

$Y_{ui}$  Desplazamiento último del  $i$ -ésimo entrepiso

$Y_U$  Desplazamiento lateral último del entrepiso  $i$  de acuerdo al estado límite de falla considerado para el entrepiso y dirección que rigen el diseño

$\alpha$  Parámetro de no linealidad del sistema

$i$  Tipo de carga (carga muerta, carga viva, viento, etc.)

$Q_i$  Efecto nominal de la carga

$\beta$  Índice de confiabilidad

$\gamma$  Tasa neta de descuento

$\gamma_i$  Factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$\sum \gamma_i Q_i$  Resistencia requerida

$R_n$  Resistencia nominal

$\phi$  Factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$\phi R_n$  Resistencia de diseño

$\sigma_y$  Esfuerzo de fluencia del material

$\zeta$  Porcentaje de amortiguamiento

$\sigma_{di}$  Desviación estándar del índice de daño para el entrepiso  $i$

$\sigma_{x_{maxi}}$  Desviación estándar del desplazamiento máximo del entrepiso  $i$  obtenida a partir de las simulaciones del programa

$\epsilon$  Desviación estándar para la distribución Lognormal

$\lambda$  Media para la distribución Lognormal

$C_{TF}$  Esperanza del costo total compuesto para un diseño e intensidad dados

$C_d$  Suma del producto del costo total del diseño (costo inicial y costo de daños actualizados) y  $f_L(a_i)$

$f_L(a_i)$  Probabilidad de que ocurra un sismo considerado

$\nu(y)$  Promedio de ocasiones por unidad de tiempo en que una intensidad mayor que  $y$  ocurre en el sitio