

**UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE SAN
FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA**

VICERRECTORADO

CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACION



**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS.
APLICACIÓN A EDIFICIOS DE 5 Y 12 NIVELES EN LA CIUDAD DE SUCRE**

**TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE MAGISTER EN
INGENIERIA ESTRUCTURAL**

LORENA PACHECO PADILLA

TUTOR: Mcs ING. JORGE VILLAFANI BUSTAMANTE

SUCRE, SEPTIEMBRE DE 2011

Al presentar este trabajo como requisito previo para la obtención del, Título de Magister en Ingeniería estructural de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, autorizo al Centro de Estudios de Posgrado e Investigación o a la Biblioteca de la Universidad, para que se haga de este trabajo un documento disponible para su lectura, según normas de la Universidad.

También cedo a la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, los derechos de publicación de este trabajo o parte de él, manteniendo mis derechos de autor hasta un periodo de 30 meses posterior a su aprobación.

Lorena Pacheco Padilla

Sucre, 15 de Septiembre de 2011

DEDICATORIA

A mi familia por su incansable apoyo y el impulso que me dieron para alcanzar este logro.

A mi esposo Pablo y a mi hija Carolina por su comprensión y por el tiempo que les robé para realizar mi tesis.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por dejarme realizar este logro.

Mi profundo agradecimiento al Ingeniero Jorge Villafani B. por su colaboración en el desarrollo de la tesis.

Al ingeniero Alberto Casso A. por su tiempo dedicado a guiarme en este trabajo

INDICE

CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes	1
1.2. Situación problemática	2
1.3. Problemas de investigación	3
1.4. El objeto de la investigación	3
1.5. Campo de acción	3
1.6. Objetivo general	4
1.7. Objetivos específicos	4
1.8. Aporte teórico	5
1.9. Diseño metodológico	5
1.10. Metodología	6

CAPÍTULO 2.- VULNERABILIDAD Y DAÑO SÍSMICO

2.1 Definiciones	8
2.2 Daño sísmico	11
2.2.1. Elementos propensos al daño	11
2.2.2. Clasificación de los indicadores de daño	13
2.2.3. Representación del daño	13
2.2.4. Estados discretos de daño	14
2.2.5. Indicadores e índices de daño	15
2.2.6. Relaciones entre los estados discretos y los índices de Daño	17

CAPITULO 3.- DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS BINOMIO

CAPACIDAD-DEMANDA

3.1. Introducción	18
3.2. Desempeño	20

3.3.	Niveles de desempeño	21
3.3.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	23
3.3.2.	Propuesta del ATC-40	24
3.4.	Movimientos sísmicos de diseño	28
3.4.1	Propuesta del comité VISION 2000	29
3.4.2	Propuesta del ATC-40	30
3.5.	Objetivos del diseño por desempeño	31
3.5.1	Propuesta del comité VISION 2000	31
3.5.2	Propuesta del ATC-40	32
3.6	CAPACIDAD ESTRUCTURAL	33
3.6.1	Metodologías para determinar la capacidad de la estructura	33
3.6.2	Representación bilineal de la curva de capacidad	40
3.7	Demanda sísmica	44
3.8	Métodos para estimar el punto de desempeño	46
3.8.1	Método del Espectro de Capacidad (MEC)	46
3.8.2	Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)	54
3.8.3	Método N2 (MN2)	58
3.9	Verificación del desempeño	66
CAPÍTULO 4.- CURVAS DE FRAGILIDAD		
4.1	Definición	68
4.2	Métodos para generar curvas de fragilidad	69
4.2.1	Métodos basados en observaciones de campo	69
4.2.2	Métodos experimentales	71
4.2.3	Métodos basados en la opinión de expertos	72
4.2.4	Métodos analíticos	73
CAPÍTULO 5.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO		

5.1 Antecedentes	86
5.2 Comportamiento de los edificios de hormigón armado durante sismos	86
5.2.1 Observaciones del concepto estructural	87
5.2.2 Observaciones sobre las proporciones y el detallado estructural	92
5.2.3 Vulnerabilidad estructural a causa de la configuración arquitectónica	94
5.3 Refuerzo de estructuras existentes	96
5.3.1 Técnicas de reforzamiento estructural más usado	97
5.3.2 Elementos de Refuerzo Estructural	98
5.3.3 Diseño del refuerzo	107
5.4 Criterios fundamentales de diseño sísmico	107
5.4.1 Evolución del diseño sísmico	109
5.5 Condiciones de Suelo, Interacción suelo – estructura	111
5.5.1 Condiciones locales del suelo	112
5.5.2 Identificación de la Interacción Suelo-estructura	113
5.5.3 Aspectos que se deben tomar en cuenta para describir los efectos de interacción suelo estructura	115
5.5.4 Tipos de cimentaciones	117
5.5.5 Características dinámicas de la estructura	119
CAPÍTULO 6.- APLICACIÓN	
6.1 La acción sísmica	120
6.1.1 Descripción geológica	121
6.1.2 Sismicidad en Bolivia	123
6.1.3 Mapas de amenaza sísmica	127
6.2 Demanda sísmica	132
6.2.1 Espectros elásticos de diseño de la Norma Boliviana	132

6.3 Capacidad de los edificios de Hormigón Armado	134
6.3.1 Descripción y evolución de las construcciones	135
6.3.2 Definición de los modelos	136
6.3.3 Parámetros de análisis y diseño	142
6.4 Capacidad sísmica	143
6.5 Desempeño sísmico	148
6.6 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad y daño	152
6.6.1 Caracterización de los estados de daño	152
6.6.2 Verificación de los objetivos de desempeño	157
6.6.3 Vulnerabilidad sísmica	158
6.6.4 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad y daño	161
6.6.5 Estimación de Costos de pérdidas por sismos en edificios de 5 y 12 niveles de la ciudad de Sucre	167
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	170
ANEXOS	
BIBLIOGRAFÍA	

RESUMEN

El estudio de Sismos y su influencia en las estructuras de Bolivia está retrasado en comparación a otros países y son pocas las edificaciones que cuentan con un diseño sísmico, sin embargo tratar de evitar daños por sismo es una necesidad cada vez mayor por las numerosas catástrofes que vemos alrededor del mundo. Evaluar la vulnerabilidad de los edificios es cada vez necesario en entornos urbanos. De hecho, es allí donde se concentra la mayor parte portante pues, el comportamiento de los edificios ante la ocurrencia de sismos intensos, es el responsable de evitar verdaderas catástrofes sísmicas, como las que han dejado pérdidas económicas millonarias y un número inaceptable de víctimas mortales.

El presente trabajo se encuentra dividido en seis capítulos. En los primeros cinco, se han analizado los aspectos conceptuales y metodológicos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad de edificios. El capítulo 2, presenta una clasificación de las metodologías existentes para el análisis de la vulnerabilidad sísmica y una descripción de los principales aspectos relacionados con el daño sísmico, incluyendo los diferentes tipos de elementos propensos al daño, los tipos de representación y la clasificación de los índices y estados de daño. En el capítulo 3, se presentan los principales métodos simplificados basados en el binomio capacidad-demanda, utilizados para evaluar el nivel de desempeño sísmico de edificios. El capítulo 4, se centra en los métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Se hace énfasis en la metodología determinista para zonas de sismicidad moderada. Esta metodología será utilizada, en este trabajo, para generar las curvas de fragilidad de un modelo de edificios de hormigón armado típicos de la ciudad de Sucre. Para finalizar esta primera parte, en el capítulo 5 se presenta una descripción de los principales mecanismos de fallo en edificios de Hormigón armado observados durante los movimientos sísmicos. En el capítulo 6, se ha analizado detalladamente, el comportamiento sísmico esperado de los edificios aporticados de hormigón armado de 5 y 12 niveles, situados en la ciudad de Sucre (Bolivia), que por hallarse situada en un entorno de amenaza sísmica intermedia, y por no contar con Normas sísmicas hasta el 2006, no ha

incorporado en sus costumbres y hábitos constructivos, ninguna conciencia ni precaución sísmica, lo que ha resultado en una elevada vulnerabilidad y fragilidad de sus edificios y, por lo tanto, en un considerable riesgo. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

Las metodologías utilizadas en este trabajo, han sido extractadas de Normas internacionales como la ATC-40 y Fema y a partir de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2006), que se fundamentan con acelerogramas registrados en la zona de estudio. Los resultados obtenidos demuestran cómo la adopción de unas medidas sencillas de protección sísmica, pueden disminuir hasta el daño esperado, mientras que la ausencia de memoria sísmica, la despreocupación y abandono de precauciones mínimas, lo puede incrementar.

1.1.ANTECEDENTES.-

La actividad sísmica en nuestro planeta es intensa y permanente, el fenómeno sísmico representa una de las manifestaciones más impactantes de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de estructuras demuestran el potencial devastador de este fenómeno.

Diariamente se registran un gran número de sismos alrededor del mundo especialmente en la zona que limita al océano pacífico con los continentes que lo limitan, esta zona se llama cinturón de fuego y es una de las zonas con mayor número e intensidad de sismos en el mundo. Nuestro país forma parte de este cinturón sísmico aunque no se encuentra en la costa, está en la parte continental que también sufre movimientos por efectos del sismo.

Las últimas catástrofes sísmicas han demostrado, el mal funcionamiento de las estructuras existentes por la carencia de consideraciones sismo resistentes y hoy en día se ve la necesidad de intervenir todas aquellas que han sido diseñadas con criterios de normativas antiguas, inadecuadas o aquellas que han sido construidas antes de la aparición de códigos de diseño.

En nuestro país el encargado de registrar los movimientos sísmicos es el observatorio San Calixto que recoge anualmente un promedio de 1000 sismos por año, lo que nos muestra que

Bolivia tiene mucha actividad sísmica y aunque la mayoría de estos movimientos son leves no se excluye la posibilidad de sufrir en cualquier momento un sismo de mayor intensidad.

1.2.SITUACIÓN PROBLEMICA.-

Actualmente, es imposible predecir cuándo ocurrirá un terremoto en un determinado lugar y fecha, pero lo que si sabemos es que esto seguirá ocurriendo y cuáles son las zonas más peligrosas sísmicamente. Además, aunque supiéramos el lugar y la hora de un terremoto, de poco nos serviría si sólo tenemos unas horas o unos días para reaccionar. En este caso con gran seguridad salvaremos nuestras vidas, pero si antes no hemos tomado unas mínimas medidas, podremos perder nuestro hogar o estar largo tiempo abandonados a nuestra suerte, con escasos medios para sobrevivir. Es por ello que un objetivo de la ingeniería es conocer el comportamiento de las estructuras, frente a la acción sísmica para poder prevenir y prepararnos para actuar adecuadamente el día que ocurra el terremoto. En ambos casos es necesario conocer los fenómenos que se desencadenan y las situaciones, a veces inesperadas, que se crean como consecuencia de la ocurrencia de un terremoto. Está comprobado que la aplicación de medidas de prevención y autoprotección disminuye significativamente los daños.

El avance significativo en nuevos criterios de diseño sismorresistente, debe ser extendido a todas las estructuras existentes, para ello, es indispensable identificar su grado de vulnerabilidad sísmica. De igual forma, es necesario comprobar que los nuevos criterios de diseño proporcionan estructuras seguras y resistentes que permiten preservar vidas humanas y que cumplen con los objetivos básicos de las normativas para los movimientos sísmicos de diseño considerados. De esta forma se avanza en el campo preventivo, evitando catástrofes que dejan como resultado pérdidas incalculables e inaceptables, tanto desde el punto de vista social como económico.

Sucre es una ciudad con amenaza sísmica intermedia, donde la mayoría de sus construcciones no cuenta con criterios mínimos de diseño sísmico y está tendiendo, como el resto de ciudades en Bolivia, a crecer verticalmente por la demanda de espacio y de servicio, es común ver en la

ciudad edificios de 4 o 5 niveles, y algunos edificios de mayor altura que son más sensibles al sismo. Para poder prevenir el colapso de sus estructuras ante la ocurrencia de un sismo es necesario contar con estudios que nos permitan reforzar si se requiere las estructuras existentes de la ciudad.

1.3.PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.-

Lastimosamente en nuestro país son muy pocos los edificios que han sido calculados bajo criterios sísmicos, debido a la poca información y datos sísmicos con los que se cuenta y la ausencia hasta hace poco de una normativa sísmica en Bolivia, por lo tanto, es primordial realizar un estudio a nuestros edificios que nos permita conocer su grado de vulnerabilidad y reforzarlos en caso de ser necesario asegurando así su buen comportamiento estructural, en caso de la ocurrencia de un evento sísmico.

1.4.EL OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN.-

La evaluación del desempeño de la estructura y la vulnerabilidad sísmica de esta, supone el desarrollo de metodologías que puedan ser utilizadas de acuerdo a la información disponible en cada zona, lo cual, está estrechamente relacionado con el nivel de actividad sísmica. Adicionalmente, las metodologías deben considerar las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales, tanto para la definición del modelo de la acción sísmica como para el modelo utilizado para representar el comportamiento de la estructura, debido a la gran sensibilidad de los métodos ante estas variaciones.

1.5.CAMPO DE ACCIÓN.-

En este trabajo, se evalúa el desempeño y la vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de hormigón armado existentes (en gran cantidad) en la ciudad de Sucre. La ciudad de Sucre, está ubicada en una de las zonas de mayor potencial sísmico en Bolivia y la mayoría de las estructuras existentes han sido diseñadas sin considerar el efecto sísmico. Por tanto, esta ciudad se encuentra expuesta a un daño sísmico considerable, el cuál debe ser reducido mediante una evaluación apropiada, de la vulnerabilidad sísmica.

En la presente tesis se expone una metodología que puede ser utilizada para la evaluación del desempeño y la vulnerabilidad sísmica de edificios aplicable a cualquier número de pisos. Dicha metodología se aplica, en el presente trabajo, a un edificio tipo de Sucre de cinco niveles y otro de 12 pisos, aunque en la ciudad no existen edificios de esta altura, la oficina del DRAT en la H.A.M. de Sucre, realizó un plano donde se ha marcado los predios, en algunos sectores de la ciudad, que podrían contener edificios de hasta 12 niveles y estos podrían responder de manera más desfavorable por ser altos ante la ocurrencia de un sismo.

1.6.OBJETIVO GENERAL.-

Para reducir el número de pérdidas de vidas humanas y las pérdidas asociadas con un posible fallo de las estructuras existentes debido a la acción sísmica, se requiere un conocimiento adecuado de su desempeño y vulnerabilidad sísmica. Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación, consiste en obtener conocimiento del desempeño, el comportamiento de las estructuras, el nivel de actividad sísmica y los procesos de análisis, modelación y simulación para definir la metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de hormigón armado. Por otra parte, la metodología propuesta debe considerar el nivel de actividad sísmica de la zona, la información sísmica y estructural disponible y los avances logrados en los procesos de análisis, modelación y simulación del comportamiento sísmico de estructuras. Las metodologías estudiadas se aplicarán, en el análisis de la vulnerabilidad sísmica en edificios de 5 y 12 niveles para la ciudad de Sucre.

1.7.OBJETIVOS ESPECÍFICOS.-

- Definir los métodos existentes para establecer el grado de pérdida de un bien o función como resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico.
- Describir los conceptos básicos y las metodologías existentes, para la evaluación de la vulnerabilidad y el daño sísmico de edificios.

- Analizar la respuesta dinámica no lineal del comportamiento de estructuras con y sin diseño sismo resistente, identificando las mejoras que se logran desde el punto de vista estructural, con la utilización de consideraciones sismorresistentes.
- Verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño propuestos en las normativas de diseño sismo resistente para el movimiento sísmico de diseño, de un edificio típico que sea más representativo para la ciudad de Sucre.
- Desarrollar técnicas existentes de reforzamiento de estructuras aporticadas de hormigón armado.

1.8.APORTE TEÓRICO.-

El presente trabajo pretende explicar los métodos y técnicas para la evaluación del desempeño y la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de hormigón armado. Así mismo, se desarrollará ejemplos de edificios de altura mediana y alta para la ciudad de Sucre, donde se aplicarán los métodos descritos en la presente tesis y se realizará la interpretación de los resultados obtenidos, para tener una idea clara de los criterios y los procedimientos a seguir para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificios de hormigón armado.

1.9.DISEÑO METODOLÓGICO.-

La presente investigación se ha desarrollado en 6 capítulos, del capítulo 1 al 5 se hace una introducción al tema y se describe los procedimientos y técnicas a seguir para la correcta evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificios de Hormigón Armado. El capítulo 6, toma como ejemplo la evaluación de edificios tipo de la ciudad Sucre de cinco y doce pisos, siguiendo los procedimientos, técnicas y normativas que se describen en la primera parte. Toda la investigación se basa en normas sísmicas internacionales (ATC-40, Fem-273, ACI) y la norma Boliviana de diseño sísmico (NBDS-2006), desarrollada por el Msc. Ing. Rolando Grandi por encargo del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, que actualmente

se encuentra en IBNORCA para la socialización y recomendar su aprobación al ministerio correspondiente.

1.10. METODOLOGÍA.-

El método científico se empleó para la elaboración del Marco Teórico, en la aplicación de leyes y normas que explican el comportamiento de las estructuras de hormigón armado ante la ocurrencia de sucesos sísmicos. Para la elaboración del presente trabajo se utilizó la investigación teórica de tipo descriptiva, recurriéndose además a métodos teóricos.

Los métodos de investigación científica que sustentan el estudio se dividen en métodos teóricos y científicos.

En la etapa inicial, para la elección del tema, se recurrió al método de revisión documental y bibliográfica de consulta, para interiorizarse sobre el objetivo del tema a ser investigado y elaborar el marco teórico, utilizando el análisis y la síntesis, que permitieron dar sustento teórico al presente trabajo.

Para el planteamiento del problema se utilizó el método deductivo y para la formulación de objetivos el cual permite ir de lo general a lo específico.

En la introducción de ecuaciones, interpretadas como fórmulas, en las que interviene el reemplazo de valores, datos y coeficientes para la resolución de diferentes cálculos, se utilizó el método matemático, de acuerdo a una formulación del comportamiento estructural.

Para la elaboración de la aplicación, se realizó la observación directa a la ciudad de Sucre, comprobando así, el número de edificios mayores a cinco plantas existentes en la ciudad de Sucre, lo que permitió realizar la selección de los edificios a ser analizados.

La metodología explicativa se utilizó para presentar una descripción de todos los resultados y procesos para encontrar la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto armado.

Finalmente para la mejor presentación del documento se utilizó el método sistémico que facilitó la estructuración del objeto de investigación incluyendo todos sus componentes.

2.1 DEFINICIONES.-

La *vulnerabilidad sísmica* se define como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, que resulta de la probable ocurrencia de un evento sísmico desastroso. También se puede decir que la vulnerabilidad sísmica de una edificación es un conjunto de parámetros capaz de predecir el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. La vulnerabilidad sísmica solo depende del edificio de estudio en cuestión, de sus características físicas y estructurales de diseño y no del lugar. Es decir, dos edificios iguales tendrán la misma vulnerabilidad sísmica.

La vulnerabilidad sísmica es el área de trabajo de la ingeniería sísmica cuyo objetivo es reducir la vulnerabilidad sísmica teniendo en cuenta los costes y los principios de la ingeniería estructural.

El concepto de vulnerabilidad es imprescindible en estudios sobre riesgo sísmico y para mitigación de desastres por terremotos.

Riesgo sísmico, es la probabilidad de que se produzca un evento sísmico o terremoto, los posibles efectos locales de amplificación de las ondas sísmicas, el grado de pérdidas, destrucción o daño esperado que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina periodo de vida útil de la estructura.

Amenaza Sísmica es la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico.

Por otra parte la **mitigación de los desastres**, en el ámbito de la ingeniería, corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, a fin de reducir los costos de los daños esperados durante el terremoto.

Estos conceptos están íntimamente relacionados entre si y en ocasiones, tienden a confundirse o emplearse incorrectamente, por lo que es necesario puntualizarlos en todo momento.

Así es evidente que para mitigar el riesgo sísmico de una zona es necesario disminuir la amenaza, la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas.

El conocimiento adecuado de la amenaza sísmica existente, permite definir tanto la acción que debe considerarse en el diseño de nuevas estructuras como el sitio donde pueden ser construidas, de tal forma que las condiciones de los emplazamientos sean óptimas, esto es: alejados de las fallas, evitando los rellenos, los lugares con posibles asentamientos o deslizamientos y los de alto potencial de licuefacción. Sin embargo, poco puede hacerse para reducir la amenaza a la que están expuestas las estructuras existentes, por lo tanto, si se desea disminuir el riesgo se requiere una intervención directa sobre la vulnerabilidad. El conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras, permite definir los mecanismos y

acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno. Para el caso de construcciones nuevas pueden plantearse nuevos sistemas constructivos y/o nuevas filosofías de diseño que garanticen el buen desempeño de cada uno de los elementos expuestos.

En países en vías de desarrollo y en países con un bajo control en el diseño sismorresistente, y casi nada se ha hecho para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, con lo cual ante movimientos de intensidad moderada o alta, el número de pérdidas de vidas humanas y la magnitud de los daños físicos, sociales y económicos, han pregonado verdaderas catástrofes sísmicas.

La aplicación de los estudios de vulnerabilidad en entornos urbanos, debe considerar tanto los aspectos estructurales como funcionales, operativos y urbanos, para que puedan proporcionar información útil para la prevención de desastres, la planificación y la ordenación del territorio. En éste sentido, constituyen importante punto de partida para la toma de decisiones relacionadas con la rehabilitación o demolición de edificios peligrosos, la ubicación de hospitales y puestos de socorro en una determinada zona o por ejemplo, el diseño de las vías alternativas de evacuación y rápido acceso de las ayudas hacia las zonas más vulnerables.

El primer paso de un estudio de vulnerabilidad consiste en definir su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras y los datos relacionados con los daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, es posible evaluar la vulnerabilidad mediante una definición adecuada de la acción sísmica y la capacidad de la estructura

En este documento se presentan las metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y se describen los principales aspectos relacionados con el daño sísmico y los correspondientes índices de daño que permiten cuantificar de manera local y/o global, el daño en estructuras de hormigón armado.

2.2 DAÑO SÍSMICO.-

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irrecuperables, por lo tanto, cualquier variable de daño se referirá a una cierta cantidad de deformación.

En las últimas décadas, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual se dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales. Así, mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, es posible evaluar, paso a paso, el comportamiento de un material. Estos resultados deben extrapolarse para representar el comportamiento global de la estructura. Para ello, existe en la actualidad, un amplio espectro de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura. Sin embargo, a pesar del avance en el desarrollo de estos modelos de daño, hay que anotar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es complejo y que aún no existe un criterio unificado, tanto para la definición de los modelos analíticos, como para la descripción del daño en sí, principalmente debido a la gran variedad de tipos estructurales y a sus propiedades, así como a las características de las acciones aplicadas.

2.2.1 Elementos propensos al daño.-

Para cuantificar el daño es importante identificar previamente los sistemas que se encuentran expuestos dentro de una estructura, estos pueden agruparse en 4 grandes clases de elementos:

- ***Elementos estructurales:*** son los elementos que componen los sistemas resistentes de cargas verticales (gravitatorias) y cargas horizontales.

- **Elementos arquitectónicos:** son otros, tales como: muros divisorios, ventanales, revestimientos, etc. Generalmente, son utilizados para la división, el aprovechamiento de espacios en las construcciones y aspectos relacionados con la estética de la estructura. En realidad, aunque su diseño, distribución y construcción no está intencionalmente relacionado con el sistema resistente de la estructura o edificio, como veremos más adelante, su interacción con el mismo es importante y no puede ser ignorada.
- **Instalaciones:** se trata de elementos que suministran servicios como por ejemplo; tuberías de agua, redes de electricidad alcantarillado y conducciones de gas.
- **Contenidos:** son los elementos que están dentro del edificio pero no hacen parte de la estructura, tales como: maquinarias, equipos, mobiliario, artículos de decoración etc.

Los últimos tres tipos corresponden a los llamados elementos no estructurales, cuya importancia ha cobrado especial interés como consecuencia de las pérdidas económicas registradas durante algunos eventos importantes. Para estos casos en particular, gran parte de las estructuras localizadas en las zonas afectadas diseñadas de acuerdo a normativas sismorresistentes modernas, se comportaron satisfactoriamente desde el punto de vista estructural, sin embargo, existen informes de evaluaciones que reconocen que uno de los factores que incrementaron enormemente las pérdidas fue el daño en elementos no estructurales.

El estudio de la respuesta de los diferentes elementos de una estructura (estructurales o no estructurales) expuestos a la acción sísmica, ha permitido establecer las principales variables o parámetros que condicionan el daño. De esta forma, se ha identificado que los componentes estructurales son sensibles a la deriva entre piso.

2.2.2. Clasificación de los indicadores de daño.-

Un esquema efectivo desde el punto de vista del análisis de vulnerabilidad, está relacionado con la parte de la estructura para la cual se describe el daño. De esta forma, se pueden distinguir tres clases: local, intermedio y global, dependiendo si ellos se refieren al daño en un elemento, en una parte de la estructura (tal como un nivel de la construcción) o en toda la estructura, respectivamente.

2.2.3. Representación del daño.-

Las representaciones de daño más utilizadas se describen a continuación:

- **Representaciones mecánicas:** implican la definición de un modelo teórico que permita describir el comportamiento del mecanismo estructural a través de los “índices de daño”. que se expresan como función de ciertos parámetros Q. esto es:

$$I_D = I_D(Q_I) \quad (2.1)$$

- **Representaciones físicas:** son representaciones directas que no requieren de un modelo analítico pre-establecido. Se basan en los “estados discretos de daño”, esto es, descripciones cualitativas del daño por medio de palabras de diagnóstico (menor, sustancial, moderado, entre otras). Su inconveniente, desde el punto de vista de la interpretación del daño, radica en la ambigüedad de la definición de los estados, conduciendo de esta forma a incertidumbres en las operaciones de campo a la hora de valorar los daños en una estructura mediante una simple palabra.
- **Representaciones orientadas a pérdidas:** requieren la definición de modelos de pérdidas que expresen el daño por medio de “relaciones de daño”, las cuales cuantifican el valor relativo de una pérdida como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. Igualmente, existen también relaciones de daño

funcional que expresan la degradación de alguna función en el sistema dañado. Estas representaciones son las que se utilizan con más frecuencia, debido a su relación con una especie de contexto socio-económico.

- ***Representaciones orientadas a reglas de deducción:*** se apoyan en la teoría de la inteligencia artificial para expresar el daño a través de “estado de daño”, definido en términos lingüísticos. Es una representación muy versátil, pero por otro lado, es bastante compleja y su implementación requiere de chequeos sustanciales ante casos ensayados. Hasta el momento este tipo de representación ha sido restringida a análisis especializados o dirigidos hacia sistemas expertos.

2.2.4. Estados discretos de daño.-

Los estados discretos de daño representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales. 2) el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes de la edificación y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. Para definir estos estados, es necesario correlacionar un calificativo con una descripción detallada de los tres aspectos mencionados. Por lo tanto, puede decirse que los estados discretos de daño corresponden a una descripción cualitativa de los efectos producidos por un sismo sobre los elementos, los ocupantes y el funcionamiento de una estructura. El uso de una descripción cualitativa de estas señales hace que la definición de los estados discretos de daño sea una tarea bastante difícil y con un carácter algo subjetivo.

Clasificación de los daños.- Existen muchas clasificaciones realizadas por diferentes autores, pero una que nos da una buena descripción de los daños es la clasificación combinada desarrollada por EERI (1994), la cual adopta una escala de 5 estados discretos que incluyen los daños no estructurales, el tiempo que permanece fuera de funcionamiento la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes, esto es:

- **Sin daño**
- **Leve:** daños menores en elementos no estructurales. La estructura continua funcionando con normalidad en menos de una semana. Es definido antes de alcanzar el punto de cedencia: $\overline{Sd}_1 = 0,7Dy$
- **Moderado:** daños no estructurales considerables, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por 3 meses. El riesgo que se produzcan pérdida de vidas humanas es mínimo. Es definido en el punto de capacidad de cedencia: $\overline{Sd}_2 = Dy$
- **Severo:** los daños estructurales aumentan y es posible que la estructura deba estar cerrada por un período largo de tiempo. En el peor de los casos puede ser necesario demoler la estructura. Hay un alto riesgo que se produzcan pérdidas de vidas humanas. Es definido después del punto de cedencia, pero no mucho más allá de este:
 $\overline{Sd}_3 = Dy + 0,25(Du - Dy)$
- **Colapso:** los daños son irreparables y hay una probabilidad muy alta que se produzcan pérdidas de vidas humanas. Es definido en el punto de capacidad última: $\overline{Sd}_4 = Du$

2.2.5. Indicadores e índices de daño.-

Un punto crucial en el análisis de vulnerabilidad es la selección de un funcional apropiado que permita cuantificar la respuesta calculada a partir del análisis del modelo mecánico para un grupo de movimientos sísmicos, el cual representa el grado de daño sufrido por un miembro y/o de toda la estructura. Estos funcionales usualmente se denominan índices o indicadores de daño y pueden involucrar una o más variables (Dolce et al., 1995), tales como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, deriva entre piso, fuerzas, energía absorbida y energía disipada, entre otras. Para definir los índices de daño, generalmente es necesario desarrollar un modelo que represente las características de la tipología estructural, las propiedades de los materiales involucrados, las características de las acciones aplicadas y el tipo de fallo que presenta la estructura.

Índice global en base a la capacidad resistente Para encontrar directamente el daño sísmico de una estructura, es necesario construir mediante un análisis pushover la curva de capacidad resistente que relaciona el cortante basal, V , con el desplazamiento lateral máximo, d , en el tope del edificio. Para calcular el índice de daño, es necesario obtener la representación bilineal de esta curva, definida por los puntos de cedencia (d_y, V_y) y de capacidad última (d_u, V_u).

Roufaiel y Meyer (1987) proponen calcular el índice global de daño GDP (global damage parameter) de la estructura como:

$$I_{Dglobal} = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} \quad (2.2)$$

d_m es el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura. El desplazamiento de cedencia, d_y , se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor del desplazamiento último, d_u , es necesario establecer algún criterio de fallo.

Roufaiel y Meyer (1987) proponen tomar $d_u = 0.06 H$, donde H es la altura del edificio.

Hasselmann et al. (1980) proponen un índice similar al de Roufaiel y Meyer pero utilizando la capacidad de cortante basal de la estructura, esto es:

$$I_{Dglobal} = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (2.3)$$

V_u es el cortante basal máximo en la respuesta dinámica. El daño global de la estructura calculado mediante estos dos índices está normalizado, es decir, que varía entre cero, para el caso de no daño y uno para cuando se presenta el colapso de la estructura.

2.2.6 Relaciones entre los estados discretos y los índices de Daño.-

En las secciones anteriores se han descrito el índice de daño para estructuras de hormigón armado, al igual que las diferentes propuestas para clasificar el daño de acuerdo a estados discretos que describen de forma cualitativa el daño. Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una determinada zona o de una estructura en particular, es necesario establecer una relación entre estos dos conceptos.

La propuesta de Park et al. (1987) considera los cinco estados de daño (*ver Tabla 2.1*). Para ello, utilizó las calibraciones del modelo con los daños estructurales observados en varias edificaciones de hormigón armado evaluadas post-terremoto y con numerosos ensayos de laboratorio.

Intervalo de variación de I_D	Estado discreto de daño
$I_D < 0,1$	Sin daño
$0,1 \leq I_D < 0,25$	Leve
$0,25 \leq I_D < 0,4$	Moderado
$0,4 \leq I_D < 1$	Severo
$I_D < 1$	Colapso

Tabla 2.1. Correlación entre el índice de daño total de Park y Ang y cinco estados discretos de daño

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
BINOMIO CAPACIDAD-DEMANDA**3.1 INTRODUCCIÓN.-**

El diseño de estructuras, tiene como objetivo principal que estas sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

Generalmente en los diseños sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente, por tanto, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos en Chile, 2010, Japón 2011, donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad.

En el caso de los edificios sin diseño sismo resistente, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas, cientos de miles de heridos y pérdidas económicas y sociales que han originado verdaderas catástrofes sísmicas (Haiti 12/01/10, Chile 27/02/10)

Las deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras en diferentes sismos ocurridos, cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia a cambiar el diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de *desempeño estructural*. Estos dos conceptos, han sido considerados frecuente y erróneamente como sinónimos en los códigos encargados de normalizar los cálculos de diseño sismo resistente, durante casi 70 años.

Sin embargo, se ha ido modificando esta idea, considerando que *no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño*.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

En este capítulo se describe el marco conceptual y los elementos básicos de la ingeniería basada en el desempeño, de los cuales hacen referencia dos de los trabajos más relevantes realizados hasta la fecha: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

Después se presentan, tres métodos de análisis estático no lineal utilizado para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico, estos son:

- Método del Espectro de Capacidad (MEC)
- Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)
- Método N2 (MN2).

Para ilustrar los procedimientos empleados, se analiza el desempeño de un edificio aporticado de hormigón armado de 5 niveles utilizando el método que más se adecue a las condiciones de la estructura. Finalmente, se describen los límites de los estados de daño utilizados para comprobar el nivel de desempeño estructural.

3.2. DESEMPEÑO.-

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componente estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite. De acuerdo al comité VISION 2000, la ingeniería basada en el desempeño involucra aspectos relacionados con el diseño, como también todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la ingeniería basada en el desempeño sísmico es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. *La Figura 3.1* muestra un diagrama del marco conceptual de la “ingeniería basada en el desempeño”.

3.3. NIVELES DE DESEMPEÑO.-

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Vision 2000 Comité, 1995), (ATC-40).

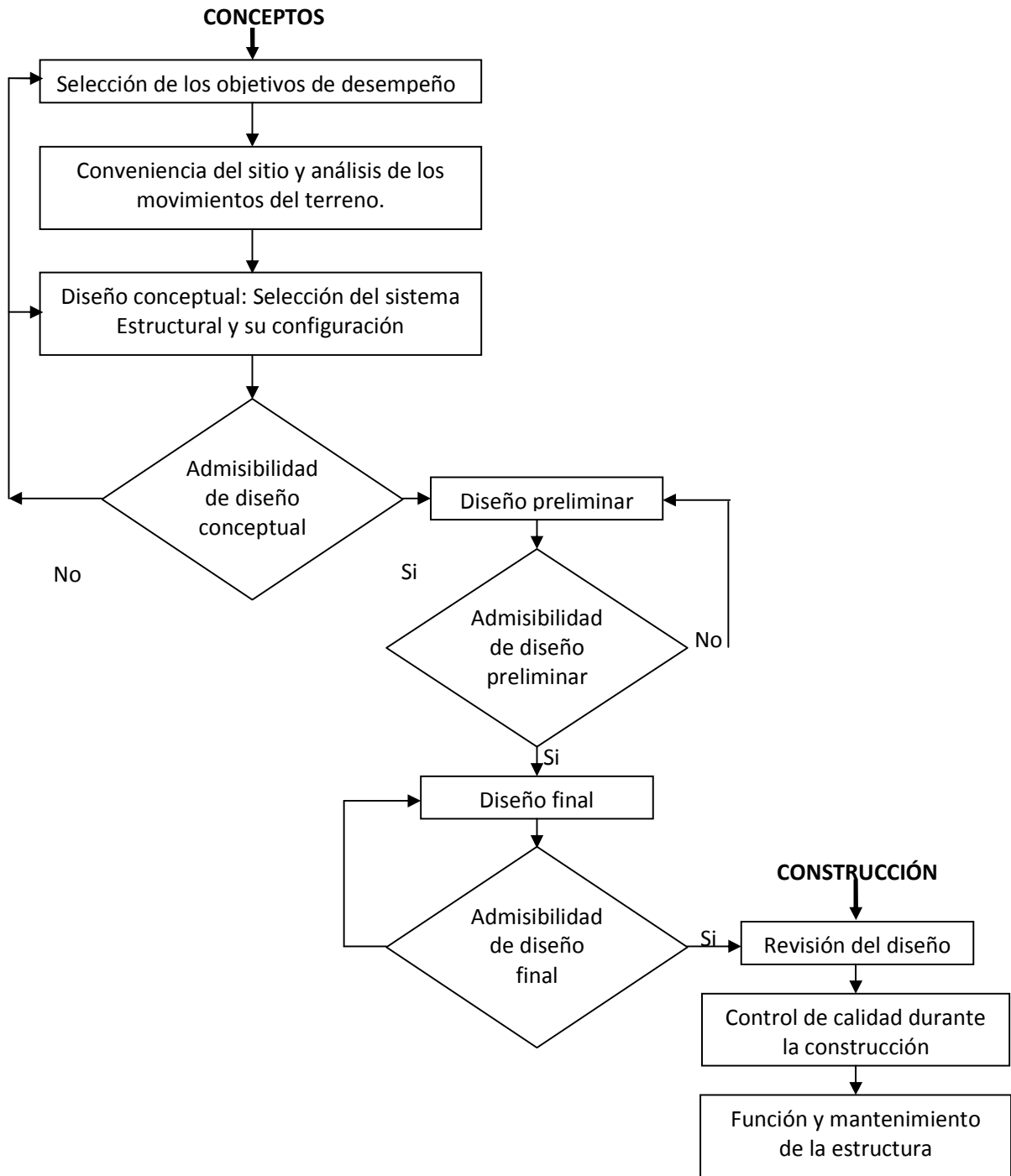


Figura 3.1. Diagrama del marco conceptual de la "ingeniería basada en el desempeño" (SEAOC Visión 2000 Comité, 1995)

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

3.3.1. Propuesta del Comité VISION 2000.-

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan

las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

La *Tabla 3.1* resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 3.1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAO Vision 2000 Committee, 1995)

3.3.2 Propuesta del ATC-40.-

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Niveles para los elementos estructurales.- Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras.

Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso

parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.

A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales.- El objeto de esta tesis no es el de encontrar el nivel de desempeño de elementos no estructurales, sin embargo, para tener un conocimiento de esto se describirán a continuación los 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para estos elementos, que se nombran con las siglas P-n. NP ("Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E.)

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Niveles para las estructuras.- En la *Tabla 3.2* se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la *Tabla 3.2* y se describen a continuación.

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los

códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Operacional Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-c	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-c
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

NR: Combinación no recomendada

Tabla 3.2. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC,1996).

3.4 MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO.-

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos

componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "Movimientos sísmicos de diseño". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (Bertero, 1997). A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

3.4.1 Propuesta del comité VISION 2000.-

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia "pe" para un número específico "t" de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - pe)} \quad (3.1)$$

La *Tabla 3.3* muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000

Movimiento Sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 30 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Tabla 3.3. Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Comité, 1995).

3.4.2 Propuesta del ATC-40.-

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

- **Sismo de servicio, SE:** corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 3.3.

- **Sismo de diseño, DE:** representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 3.3.

- Sismo máximo, ME: corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente

975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 3.3.

3.5 OBJETIVOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO.-

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997).

3.5.1 Propuesta de comité VISION 2000.-

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. *La Tabla 3.4* muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. *La Tabla 3.5* es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de Desempeño de la estructura			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales /Rigurosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Tabla 3.4. *Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Visión 200 Comité,1995).*

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy Raro	Próximo al colapso

Tabla 3.5. *Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.*

3.5.2 Propuesta del ATC-40.-

El ATC-40 considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. En la Tabla 3.6 podemos observar un ejemplo de los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			X	
Sismo Máximo, ME				X

Tabla 3.6. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).

3.6 CAPACIDAD ESTRUCTURAL.-

La capacidad estructural se define como la capacidad de una edificación para soportar las cargas estáticas y dinámicas durante el periodo de vida útil, es una característica propia de la edificación, que depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales.

3.6.1 Metodologías para determinar la capacidad de la estructura.-

En la actualidad, el comportamiento de las estructuras se puede modelar como un evento de la naturaleza dinámica, para lo que se utiliza análisis Dinámico cronológico No Lineal (*NLRHA*), el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación en el tiempo, (Desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, etc.). Sin embargo, posee una base física rigurosa y es complicado de realizar, por otra parte el efecto del sismo en las edificaciones puede modelarse como un evento estático, mediante la utilización del procedimiento conocido como Análisis estático no Lineal o Pushover. A pesar de tener limitaciones, desde el punto de vista metodológico y del alcance y exactitud de sus resultados, este procedimiento ha tenido mayor aceptación.

Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis sísmico, a continuación se describen métodos el análisis estático no lineal, como por

ejemplo, el análisis dinámico cronológico no lineal, el pushover tradicional y dos procedimientos modales.

a) **Análisis dinámico cronológico no lineal (NLRHA, Nonlinear Response History Analysis)**: Esta metodología se utiliza para evaluar la capacidad sísmica desde un análisis sísmico dinámico.

La esencia de la acción sísmica es la naturaleza dinámica de la carga, lo que conlleva a la variabilidad en el tiempo de las fuerzas internas del sistema y su estado (definido en términos de desplazamientos y deformaciones). Por lo tanto, mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del período en estudio, lo cual conlleva a grandes esfuerzos analíticos y numéricos que pueden, a su vez, implicar el uso de una herramienta computacional. Por otra parte, el análisis debe estar basado en una apropiada representación del movimiento del terreno y en principios aceptados por la dinámica estructural.

Para sistemas de múltiples grados de libertad la ecuación dinámica se puede expresar como:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -M\tau\ddot{U}_g(t) \quad (3.2)$$

En donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, U es el vector de desplazamientos, \dot{U} es el vector de velocidad, \ddot{U} es el vector de aceleraciones, $\ddot{U}_g(t)$ la historia de aceleraciones en el tiempo en la base del edificio, y cada elemento del vector de influencia τ es igual a 1.

El vector U está relacionado con el número de grados de libertad o posibilidades de movimiento de cada una de las masas concentradas. Generalmente, las masas se concentran en cada piso y se supone que no se pueden desplazar ni vertical ni rotacionalmente, permitiendo solo que se desplacen horizontalmente.

Con estas suposiciones el sistema se reduce a dos posibilidades de movimiento o grados de libertad por masa: uno en el eje x y otro en el eje y .

Si el anterior sistema de ecuaciones (3.2) se plantea en una dirección, se tendrá sólo un grado de libertad para cada masa, y como éstas se concentran en cada piso, el total de desplazamientos es igual a N , donde N es el número de pisos; por consiguiente, el vector U tiene tantos elementos como pisos tiene la edificación. Igual sucede con las matrices M , C y K , las cuales tienen $N \times N$ elementos. La solución de este sistema de ecuaciones es particularmente complicada porque, si bien, la matriz de masa de la edificación, M , es constante en el tiempo, las matrices de amortiguamiento y rigidez, C y K , respectivamente, cambian cuando se supera el límite de comportamiento elástico.

Sin embargo, reconstruir las matrices de rigidez y amortiguamiento cada vez que un elemento (viga, columna, muro) supera la fluencia no es el único problema. La parte derecha de la ecuación (1) representa las fuerzas externas a las que se somete la edificación, siendo $\ddot{U}g(t)$ la aceleración en la base del edificio en el tiempo, es decir, el acelerograma, de manera que la ecuación de movimiento es diferente para cada valor de aceleración.

b) Análisis estático no lineal (Análisis “Pushover tradicional”).-

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 3.2). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración

se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración.

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (ver *Figura 3.3*). La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad.

Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar,2000).

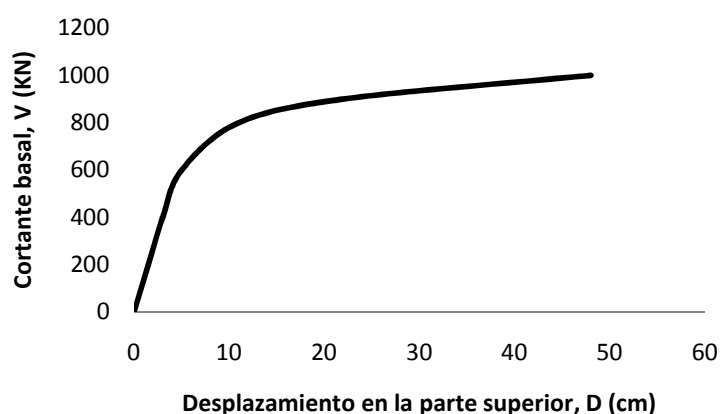


Figura 3.2. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior).

Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal, existen varios programas entre los cuales se destacan el SAP2000, ROBOT, RAM ADVANCE, etc. Sin embargo hay que tomar

en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma.

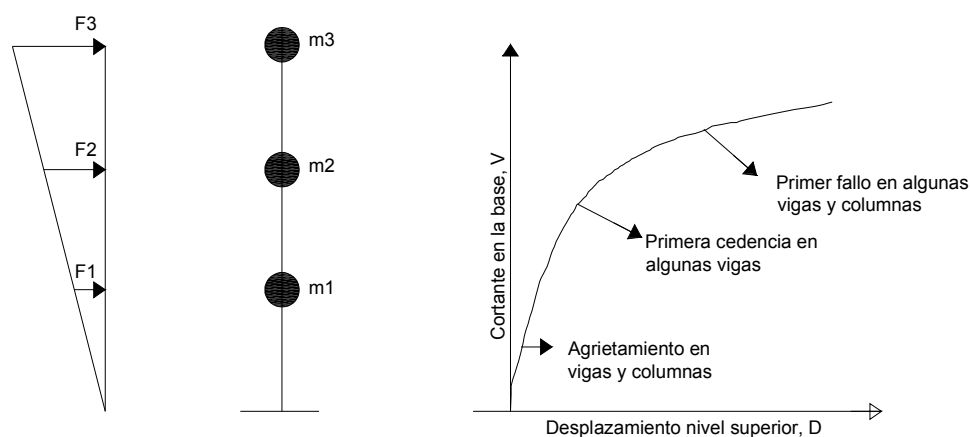


Figura 3.3. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover errática.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
 - El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
 - Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.
- c) ***Análisis no lineal modal:*** A. K. Chopra y Rakesh K. Goel el año 2001 propusieron el análisis no lineal modal como solución a las deficiencias encontradas en el análisis pushover tradicional, porque define una sola distribución de carga horizontal y toma en cuenta el aporte de todos los modos de vibración a la respuesta total de la estructura, este método es una combinación del análisis dinámico cronológico no lineal y estático no lineal. Inicialmente se aplica un análisis estático no lineal (pushover) para evaluar la capacidad por modo; posteriormente, todo el sistema de N grados de libertad (MGDL) se reduce a N sistemas de un solo grado de libertad (1 GDL) que se someten a la acción sísmica, para, finalmente, combinar todos los aportes modales y encontrar una aproximación a la respuesta modal. Para aplicar este método, es necesario desarrollar un análisis modal desacoplado de la historia de respuesta (UMRHA), que es una buena aproximación al análisis dinámico cronológico desacoplado (NLRHA), a continuación se describe el Análisis modal desacoplado de la historia de respuesta.
- ***Análisis modal desacoplado de la historia de respuesta (UMRHA, Uncoupled Modal Responce History Analysis):*** Cuando un edificio de N pisos con simetría en planta en los dos ejes ortogonales xy , se somete a un movimiento sísmico en dirección de uno de sus ejes, se puede determinar como función del tiempo mediante el análisis UMRHA. El procedimiento consiste en determinar la frecuencia natural ω_n y los modos de vibración ϕ_n bajo comportamiento lineal; para el i ésimo módo se elabora la curva de capacidad utilizando una sola forma de distribución de carga s_n , que depende de la matriz de masa y

de la forma modal. La curva obtenida es idealizada como una relación bilineal y luego convertida a la relación $F_{sn}/L_n - D_n$, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}; \quad D_{ny} = \frac{u_{ruy}}{\Gamma_n \phi_{rn}}; \quad M_n^* = L_n \Gamma_n \Gamma \quad (3.3)$$

Siendo V_{bny} el cortante en el punto de fluencia; M_n^* la masa modal efectiva; D_{ny} el desplazamiento de fluencia del sistema de un grado de libertad equivalente del sistema de N grados de libertad para el modo n ; u_{ruy} el desplazamiento de fluencia en el último piso; F_{sn}/L_n es la fuerza resistente; Γ_n el factor de participación modal.

A su vez, se calcula la historia de deformación, $D_n(t)$, y la pseudo-aceleración, $A_n(t)$, para el i -ésimo modo de vibración del sistema inelástico de un grado de libertad asumiendo que la relación fuerza-deformación es la relación $F_{sn}/L_n - D_n$. Con ello, se determina la historia de varios tipos de respuesta como derivas de piso, fuerza cortante en la base, etcétera, mediante las ecuaciones:

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t); \quad r_n(t) = r_n^{st}(t) A_n(t) \quad (3.4)$$

En donde $u_n(t)$ representa la historia en el tiempo de los desplazamientos de piso y $r_n(t)$ es la variación en el tiempo de cualquier tipo de respuesta, teniendo en cuenta que $r_n^{st}(t)$ corresponde a la respuesta modal estática, es decir, el valor estático de r (respuesta) debido a las fuerzas externas S_n^* . Este procedimiento se lo realiza para tantos modos como sea necesario para obtener resultados con buena exactitud.

Finalmente, se combinan las respuestas modales para determinar la total utilizando las siguientes ecuaciones:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (3.5)$$

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3.6)$$

A partir del resultado anterior se puede determinar el valor pico r_o , de la respuesta total.

- **Análisis Pushover modal (MPA, Modal Pushover Analysis):** El procedimiento del método es el siguiente: Primero se desarrollan los primeros pasos del análisis modal desacoplado (UMRHA) hasta convertir la curva de capacidad bilineal en la relación $F_{sn}/L_n - D_n$. Luego se determina la deformación pico, D_n , del *i-ésimo* modo de vibración del sistema inelástico de un grado de libertad (1 GDL) utilizando la relación fuerza-deformación. Luego, se calcula el desplazamiento máximo en el último piso u_{rno} asociado al *i-ésimo* modo de vibración del sistema inelástico 1 GDL utilizando la ecuación:

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3.7)$$

Cuando se alcance la deformación u_{rno} , se extrae de la base de datos pushover los valores de otras respuestas Γ_{no} . Se repite lo anterior para tantos modos como sean necesarios, hasta obtener suficiente exactitud. Al igual que para la metodología UMRHA la utilización de los dos o tres primeros modos es suficiente, por lo general.

Por último, se determina la respuesta total utilizando la regla de combinación SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados):

$$r_o = (\sum_{n=1}^N r_{no}^2)^{1/2} \quad (3.8)$$

3.6.2. Representación bilineal de la curva de capacidad.-

La representación bilineal de la curva de capacidad, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura.

En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como:

- a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal.
- b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal.
- c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades.

El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas:

- a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico,
- b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal,
- c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la *Figura 3.4*.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.

3. Estimación del cortante basal de cedencia V_{iy} . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial K_i e de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_{iy}$ y (ver Figura 3.4). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - Apartir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{i 0.6}$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60V_{iy}$
 - La pendiente K_i que corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6.V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (3.9)$$

5. Cálculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_Y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (3.10)$$

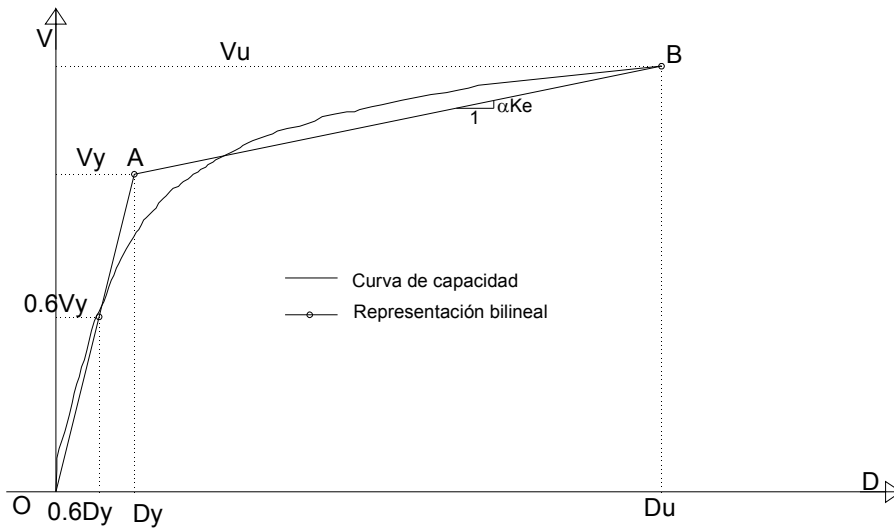


Figura 3.4. Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273.

El punto A de la *Figura 3.4*, corresponde a un cortante basal V_i y un desplazamiento D_y^i

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver *Figura 3.4*).
7. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (3.11)$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$
9. Se determina el error e en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (3.12)$$

si el error e excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

10 Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (3.13)$$

11 Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1}

3.7. DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (Sa vs Sd) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (ver Figura 3.6). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- 1 Cálculo del espectro elástico de aceleraciones, S_{ae} , normalizado.
- 2 Cálculo del espectro elástico de desplazamientos S_{de} de aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.14)$$

En la Figura 3.5 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ($S_{ae} - S_{de}$) (ver *Figura 3.6*).

De la *Figura 3.6* y de la ecuación (3.14) se puede ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a $1/T^2$.

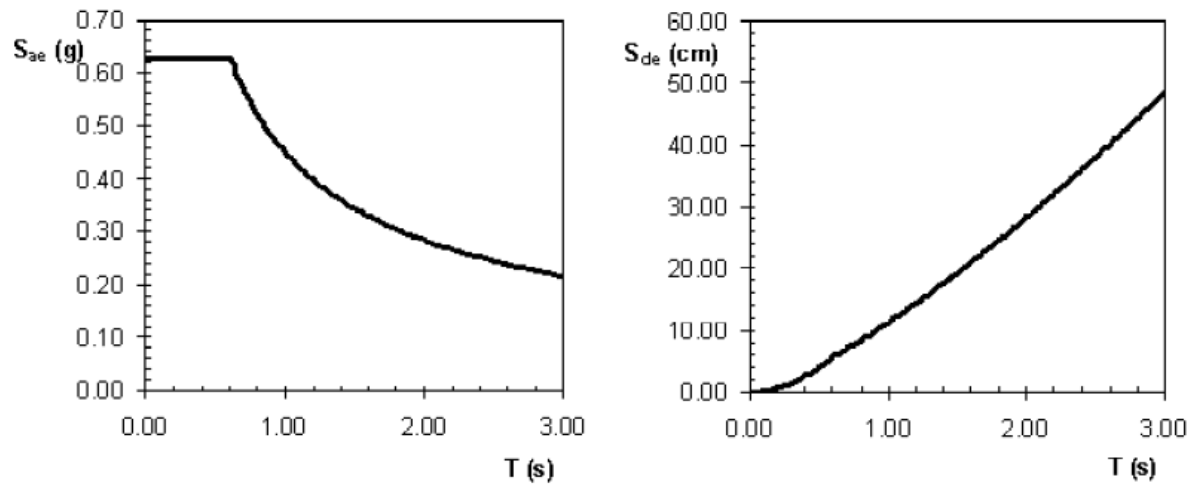


Figura 3.5. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento

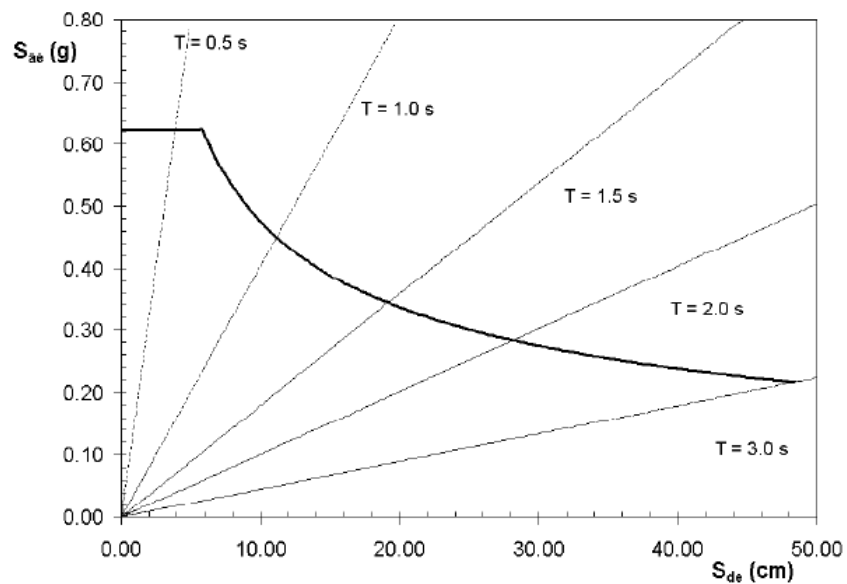


Figura 3.6. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento

3.8. MÉTODOS PARA ESTIMAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO.-

La identificación del punto de desempeño permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

El análisis estático no lineal es usado como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. En este trabajo se describen tres de los principales métodos de análisis estático no lineal simplificados, utilizados para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura, estos son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el método N2 (MN2).

3.8.1 Método del Espectro de Capacidad (MEC).-

Este método fue propuesto por Freeman (1975), actualmente, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior D . Esta curva se puede obtener mediante un análisis "Pushover". Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de espectro de capacidad. La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato AD (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la

estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente (β_{eq}). Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

- debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento
- debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados.

Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC, 1996).

Representación bilineal de la curva de capacidad.- El MEC utiliza la representación bilineal de la curva de capacidad para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} (ATC, 1996). Este procedimiento es diferente al propuesto en FEMA-273 y su obtención sigue los siguientes pasos:

- 1) Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (Punto O de la *Figura 3.7*) con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- 2) Se define un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}), denotado con la letra B en la *Figura 3.7*, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- 3) Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intercepte la primera, en el punto A, de coordenadas (d_y, a_y), las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la *Figura 3.7*, sean

iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A, representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.

- 4) Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la *Figura 3.7*.

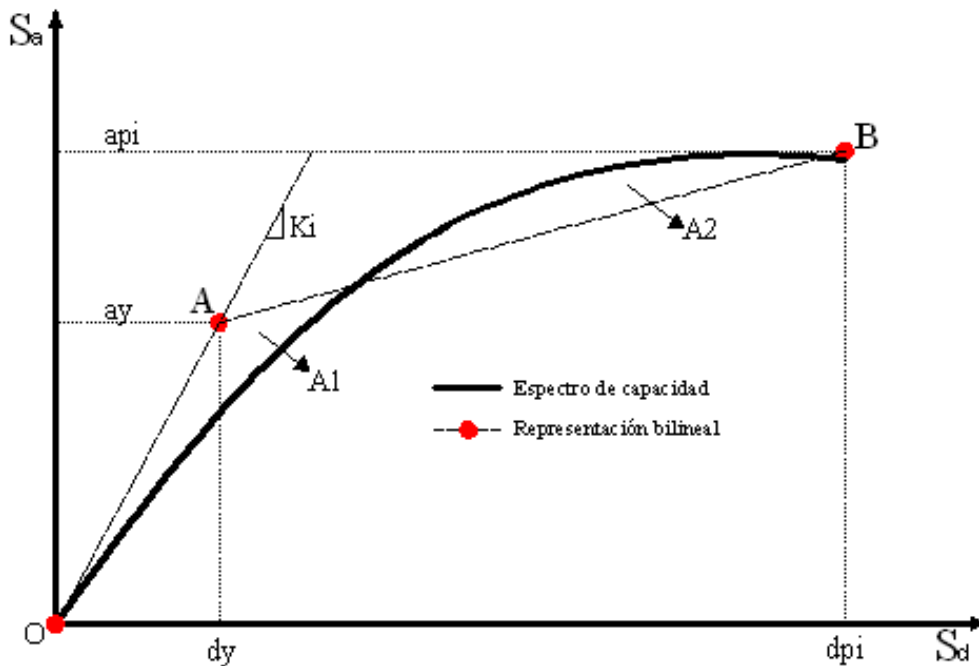


Figura 3.7. Representación bilineal del espectro de capacidad - MEC

Amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y espectro de demanda reducido.- El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5 %) y un amortiguamiento histerético β_0 , que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (ATC, 1996). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} puede ser representado como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.15)$$

El término de amortiguamiento histerético, β_0 , puede ser calculado como (Chopra1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.16)$$

Donde:

E_D energía disipada por el amortiguamiento

E_{S0} energía máxima de deformación.

Ambas energías se pueden calcular a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad (*Figuras 3.7 y 3.8*). Las expresiones para el cálculo de E_D y E_{S0} son:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (3.17)$$

Reemplazamos en la ecuación 3.16 las ecuaciones 3.17 y obtenemos:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.18)$$

La ecuación (3.11) es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente corto se incluye, un factor modificador κ para considerar el comportamiento de la estructura, en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración (ATC, 1996):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.19)$$

La *Tabla 3.7* muestra los valores del factor modificador κ para diferentes tipos de comportamiento estructural, que varían desde estructuras con una buena disipación de energía (Tipo A) hasta estructuras con un comportamiento histerético bastante deficiente (Tipo C) (ATC, 1996).

Tipo de comportamiento estructural	β_o (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tabla 3.7. Valores para el factor modificador del amortiguamiento (ATC, 1996).

El espectro de demanda reducido se obtiene a partir de dos factores de reducción espectral para la aceleración, SR_a , y para la velocidad, SR_v . Estos factores son función del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y se definen como (ATC-40,1996):

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eq}}{2.12} \quad (3.20)$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eq}}{1.61} \quad (3.21)$$

Los valores de estos dos factores deben ser mayores que los indicados en la siguiente tabla

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_B
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Tabla 3.8. Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V .

La *Figura 3.8* muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores SR_A y SR_V . La forma del espectro está definida por

los coeficientes sísmicos locales CA y CV , cuyos valores dependen de las características de la estructura (grado de importancia, uso, etc.) y de la amenaza sísmica local (tipo de suelo, aceleración máxima del terreno, etc.).

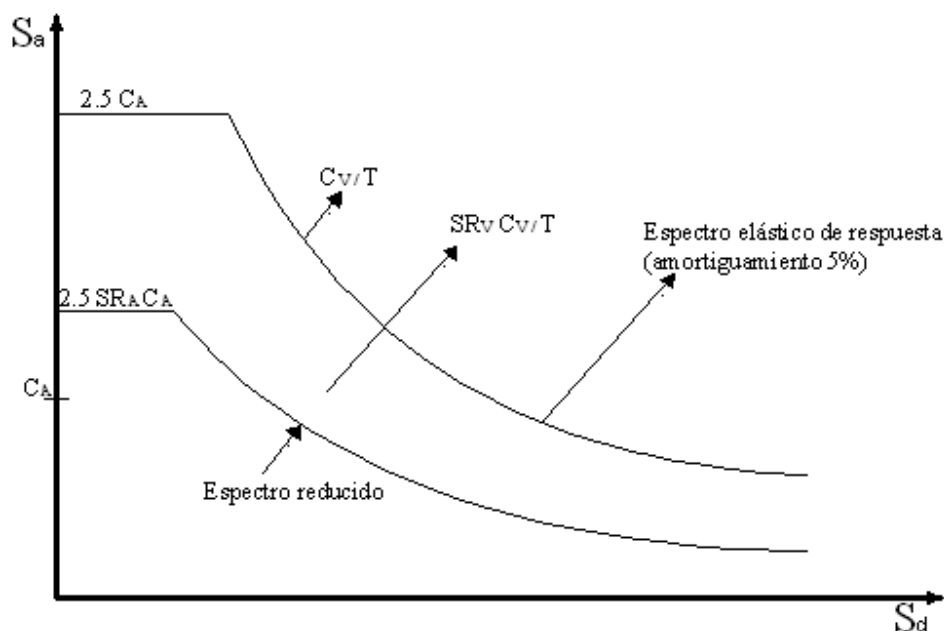


Figura 3.8. Espectro de respuesta reducido (ATC, 1996).

Descripción del método.- Para determinar el nivel de desempeño de una estructura por el método del espectro de capacidad se siguen los siguientes pasos:

1. *Cálculo de la curva de capacidad* mediante un análisis pushover. El método del espectro de capacidad no impone el uso de un determinado patrón de cargas para el análisis, y permite adicionalmente considerar los efectos de los modos de vibración más altos para estructuras de gran altura (Paret et al., 1996).
2. *Estimación de las características dinámicas de la estructura*, tales como: períodos de vibración (T_i), formas modales (θ_{iR}), factores de participación modal (PF_R) y el coeficiente de masa modal efectiva (α_R). Los valores de α_R y PF_R puede ser calculados como:

$$\alpha_R = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}^2} \quad (3.22)$$

$$PF_R = \frac{\sum m_i \theta_{iR}}{\sum m_i \theta_{iR}^2} \quad (3.23)$$

Donde:

m_i masa concentrada del piso i

N número de niveles

R representa el modo de vibración. Generalmente, se utiliza el primer modo de vibración ($R = 1$), debido a la suposición que el modo fundamental de vibración representa bien la respuesta predominante. En adelante se desarrollaran todas las ecuaciones para $R = 1$.

3. Determinación del espectro de capacidad mediante el uso de los factores α_1 y PF_1 . Las aceleraciones Sa_i y los desplazamientos espectrales Sd_i se obtienen como:

$$Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_1 M g} \quad (3.24)$$

$$Sd_i = \frac{D_i}{PF_i} \quad (3.25)$$

M masa total de la estructura

g aceleración de la gravedad

V_i cortantes en el nivel superior de la estructura obtenidos en el paso 1.

D_i desplazamientos en el nivel superior de la estructura obtenidos en el paso 1.

4. *Superposición del espectro elástico de respuesta* (5 % de amortiguamiento) con el espectro de capacidad.
5. *Se supone un punto de desempeño de partida* (dpi, api) tal como se muestra en la Figura 3.9. Este punto puede definirse a partir de la "aproximación de desplazamientos iguales",

la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.

6. Representación bilineal del espectro de capacidad.
7. Se calcula el espectro de demanda reducido y se superpone gráficamente con el espectro de capacidad, en su forma bilineal.
8. Determinación del punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (d_p, a_p), tal y como se muestra en la *Figura 3.9*.
9. Si el desplazamiento d_p correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} supuesto ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), el punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) se toma el (d_p, a_p) definitivo. De lo contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto (d_{pi}, a_{pi}) y regresar al paso 6.

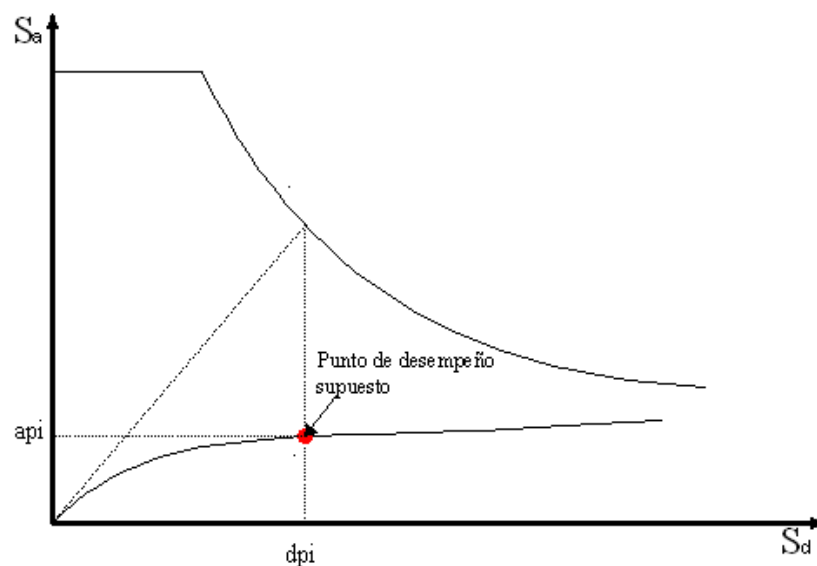


Figura 3.9. Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales.

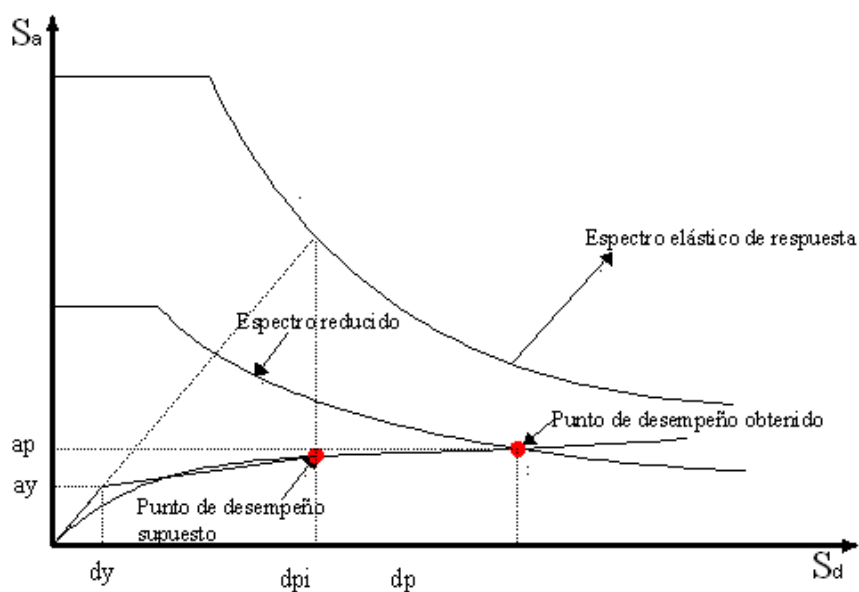


Figura 3.10. Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto - MEC.

Estudios realizados por Krawinkler (1995) nos muestran limitaciones para este método. Hay dos deficiencias fundamentales que hacen que el uso de este método sea cuestionable. La primera de ellas, es que no hay un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} , particularmente en sistemas altamente inelásticos. La segunda deficiencia es que el período asociado a la intersección de la curva de capacidad con el espectro altamente amortiguado difiere considerablemente de la respuesta dinámica del sistema inelástico. Debido a estas deficiencias, el comité VISION 2000 ha dejado constancia de que la discusión sobre la fundamentación teórica del método sigue abierta (Fajfar, 1999).

3.8.2. Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD).-

El método del coeficiente de desplazamiento utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a

vs S_d). La aplicabilidad del método se limita a las estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño utilizando este método (FEMA 273, 1996):

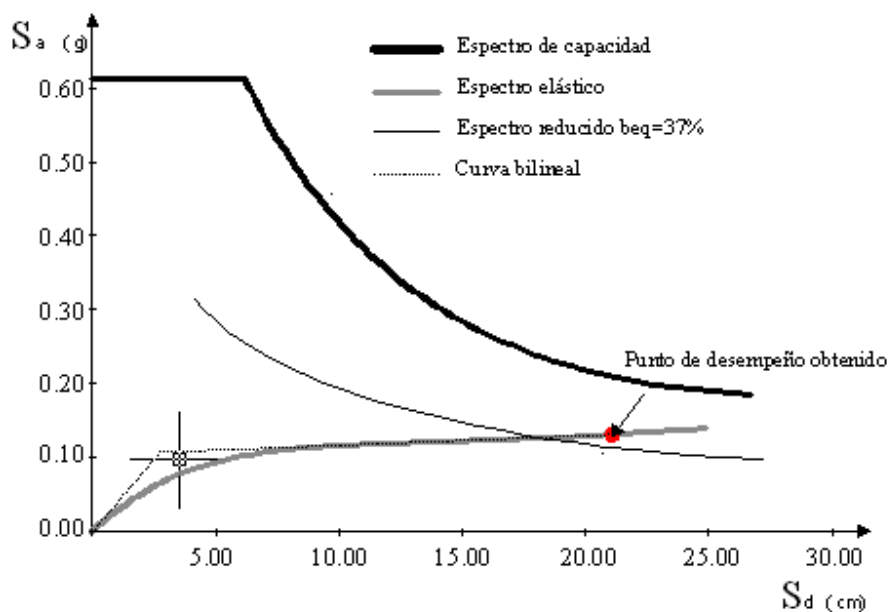


Figura 3.11. Punto de desempeño del edificio de HA de 5 niveles - MEC.

1. Representación bilineal de la curva de capacidad, siguiendo el procedimiento descrito en la sección anterior.
2. Cálculo del período fundamental efectivo T_e

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.26)$$

T_i período fundamental elástico

K_i rigidez lateral elástica

K_e rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada

3. Cálculo del punto de desempeño de la estructura D_t mediante:

S_a es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e y C_0 , C_1 , C_2 y C_3 son factores modificadores, que se describen a continuación.

C_0 relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor puede definirse usando cualquiera de los siguientes criterios:

- Factor de participación del primer modo de vibración en la parte superior.
- Un valor apropiado a partir de la Tabla 3.9.

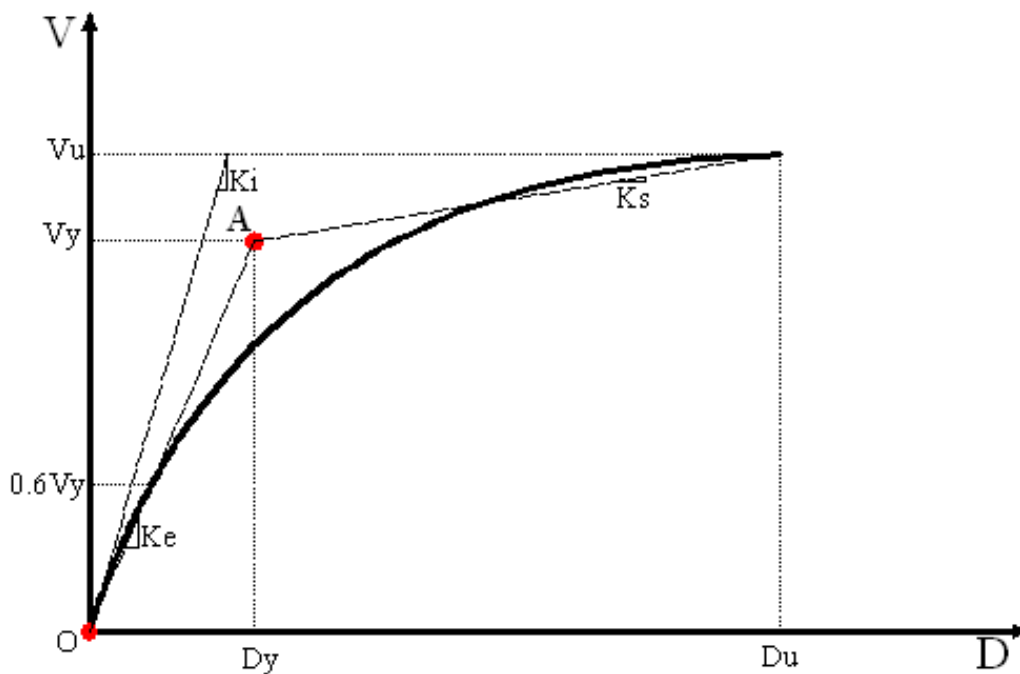


Figura 3.12. Representación bilineal de la curva de capacidad - MCD

Número de niveles	Valor de C_0
1	1.0
2	1.2
3-4	1.3
5-9	1.4
Más de 10	1.5

Tabla 3.9. Valores del factor modificador C_0 .

C_1 relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + \frac{1.0}{1.5}(R - 1) \frac{T_c}{T_E} \\ T_e \geq T_c \\ T_e < T_c \\ T_e < 0.1 \end{array} \right\} \quad (3.27)$$

TC período característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

R relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia

$$R = \frac{\frac{S_0}{V_y}}{W} \frac{1}{C_0} \quad (3.28)$$

V_y cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad

W peso total de la estructura.

C_2 representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta de desplazamiento máximo. En la *Tabla 3.10* se muestran algunos valores de C_2 definidos para dos tipos de sistemas estructurales y tres niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad y prevención del colapso). El tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30 % del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y

rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el tipo 1.

Nivel de desempeño estructural	T=0.1s		$T \geq T_c$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 3.10. Valores del factor modificador C_2 .

C_3 representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden. Para estructuras con una rigidez pos-cedencia mayor del 5 % de la rigidez elástica K_i , $C_3=1.0$, de lo contrario,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.29)$$

Donde:

α relación entre la rigidez pos-cedencia K_S y la rigidez elástica K_i , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad (ver Figura 3.12),

R y T_e vienen dadas por las ecuaciones (3.21) y (3.19) respectivamente.

3.8.3 Método N2 (MN2).-

El método N2 ha sido el resultado de un largo trabajo desarrollado por el grupo de investigación de la Universidad de Ljubljana en los últimos 15 años. Las características básicas del método son: el uso de dos modelos matemáticos separados, la aplicación del espectro de respuesta, el análisis estático no lineal (análisis "Pushover") y la elección de un modelo que considera el daño acumulado. El método puede ser usado para la evaluación sísmica tanto de estructuras existentes como para el diseño de nuevas estructuras.

Para el desarrollo del método se requieren los siguientes pasos:

1. Definición de un modelo plano de Múltiples Grados De Libertad (MGDL) para representar la estructura (relaciones momento-curvatura bilineales o trilineales y relaciones esfuerzo-deformación no lineal para los elementos estructurales sometidos a carga monotónica).
2. Espectro elástico de aceleración en formato AD (Sae vs Sde).
3. Cálculo de los espectros inelásticos de aceleración Sa y desplazamiento Sd para un sistema de 1 GDL a partir de las expresiones propuestas por Vidic et al.,1994, esto es:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.30)$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.31)$$

Donde:

μ factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el de cedencia.

R_μ factor de reducción por ductilidad, es decir, debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles.

Varias propuestas han sido realizadas para determinar este factor. En este caso, se usa un espectro bilineal para el factor de reducción, esto es:

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (3.32)$$

donde T_c es el período de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante en el espectro de respuesta. De esta forma, partiendo del espectro elástico en formato AD y utilizando las ecuaciones (3.30) a (3.32) se obtiene el espectro inelástico de demanda para diferentes ductilidades (ver Figura 3.13).

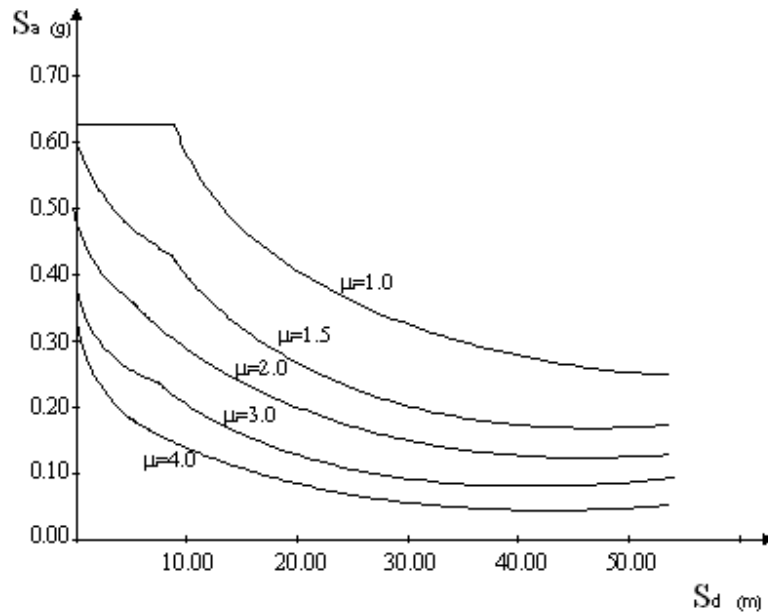


Figura 3.13. Espectros de demanda reducidos para diferentes factores de ductilidad

Las curvas de capacidad del sistema MGDL se las obtiene por el método Pushover que utiliza un vector de distribución de cargas laterales \bar{P} , que corresponde a la distribución de las fuerzas inerciales $\bar{\Psi}$ debidas a la forma de desplazamiento supuesta, $\bar{\Phi}$, esto es:

$$\bar{P} = p\bar{\Psi} = pM\bar{\Phi} \quad (3.33)$$

M es la matriz de masa diagonal y p es un factor que controla la magnitud de las cargas laterales. Por consiguiente, las cargas supuestas y la distribución de deformaciones no son mutuamente independientes como en la mayoría de los procedimientos utilizados para el análisis pushover. En la ecuación (3.33) no hay ninguna restricción para el vector de cargas. En este método, la distribución de cargas se supone indirectamente por medio de la distribución de desplazamientos supuesta, sin embargo, puede ser utilizada cualquier otra distribución. A partir de la ecuación (3.34) se observa que la fuerza lateral en el nivel "i" es proporcional a la componente Φ_i de la forma de desplazamiento supuesta, ponderado por la masa del piso m_i ,

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (3.34)$$

Para la obtención de la curva de capacidad se seguirán los siguientes pasos:

- Se supone una forma de distribución de desplazamientos $\vec{\Phi}$
- Se calcula la distribución vertical de las fuerzas laterales \vec{P}
- Se efectúa un análisis pushover y se determina la relación entre el cortante en la base, V y el desplazamiento en el nivel superior, D .

Modelo de 1 GDL equivalente: En este método la demanda sísmica se determina usando el espectro de respuesta. El comportamiento inelástico se considera explícitamente. Consecuentemente, la estructura debe en principio ser modelada como un sistema de un grado de libertad. Este método utiliza un procedimiento que parte de la ecuación de movimiento para un sistema de MGDG plano que explícitamente incluye los grados de libertad traslacionales:

$$M\vec{U} + \vec{F} = M\vec{l}a \quad (3.35)$$

\vec{U} y \vec{F} son vectores que representan los desplazamientos y las fuerzas respectivamente, \vec{l} es un vector unitario, y a es la aceleración del suelo, que es una función del tiempo. Los dos puntos sobre el vector U representan la segunda derivada temporal. Por simplicidad, el amortiguamiento no se incluye en la formulación ya que su influencia se tendrá en cuenta en el espectro de diseño. Se supone que el vector de desplazamiento $\vec{\Phi}$ es constante, es decir, que no cambia durante la respuesta estructural al movimiento del suelo. Ésta es la base, y también el punto más crítico del procedimiento. El vector de desplazamiento \vec{U} se define como:

$$\vec{U} = \vec{\Phi} \vec{D} \quad (3.36)$$

Donde:

\vec{D} desplazamiento en el nivel superior de la estructura

Φ se normaliza de tal forma que la componente superior sea igual a 1

De la estática se tiene que:

$$\vec{P} = \vec{F} \quad (3.37)$$

Es decir que las cargas internas son iguales a las externas aplicadas estáticamente, sustituyendo en las ecuaciones 3.35; 3.36; 3.37 obtenemos:

$$\overline{\Phi}^T M \overline{\Phi} \vec{D} + \overline{\Phi}^T M \overline{\Phi} p = \overline{\Phi}^T M \vec{l} a \quad (3.38)$$

De la cual obtenemos:

$$m^* \overline{D}^* + \vec{F}^* = -m^* a \quad (3.39)$$

m^* , D^* y F^* son la masa, el desplazamiento y la fuerza del sistema 1 GDL equivalente los cuales se definen como:

$$m^* = \Phi^T M l = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \quad (3.40)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (3.41)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.42)$$

n es el número de niveles y V es el cortante en la base del modelo de MGDL

$$V = \sum_{i=1}^n P_i = \Phi^T M l p = p \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i = p m^* \quad (3.43)$$

La constante Γ es el factor de participación modal y es la encargada de controlar la transformación del modelo de MGDL al modelo de 1 GDL y viceversa. Esta constante se define como:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M l}{\phi^T M l \phi} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (3.44)$$

Los desplazamientos están normalizada para que el valor en la parte superior sea igual a 1. Usualmente, se suele tomar Φ como el correspondiente al primer modo de vibración, no obstante, se puede utilizar cualquier otra forma razonable. Este factor Φ es equivalente al PF₁

en el método del espectro de capacidad, y a C_0 en el método del coeficiente de desplazamiento. Es importante notar que la constante Γ es la misma para la transformación de fuerzas y desplazamientos, por tanto, las relaciones fuerza-deformación determinadas para el sistema de MGDL (diagrama $V-D_t$) se aplica también al sistema de 1 GDL equivalente (diagrama F^*-D^*). Por lo tanto, la rigidez inicial para ambos sistemas es la misma. Para obtener el espectro de capacidad del sistema de 1 GDL equivalente se siguen los siguientes pasos:

- Determinación de la curva de capacidad del sistema de 1 GDL por medio de las ecuaciones (3.34), (3.35) y (3.37).
- Representación bilineal de la curva de capacidad. La *Figura 3.14* muestra la curva de capacidad y la representación bilineal para un sistema de 1 GDL equivalente

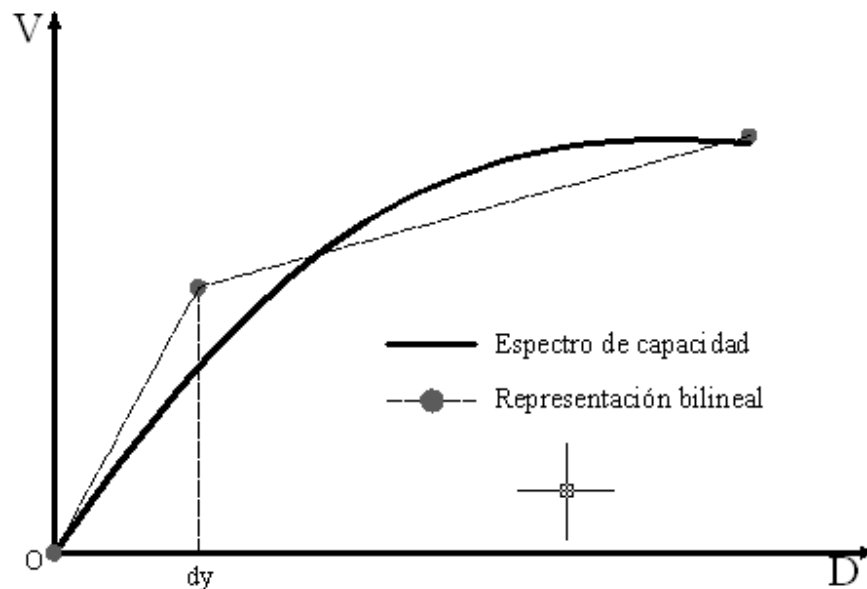


Figura 3.14. Curva de capacidad y representación bilineal de un sistema de 1 GDL.

- Determinación de la resistencia de cedencia F_y^* y el desplazamiento de cedencia D_y^* y el período elástico del sistema bilineal idealizado, T^* . Este último se obtiene como:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.45)$$

- Cálculo del espectro de capacidad del sistema de 1 GDL equivalente, como:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.46)$$

$$S_d = D^* \quad (3.47)$$

Desempeño sísmico para el modelo de 1 GDL: Se determina el punto de desempeño para el sistema de 1 GDL mediante un procedimiento gráfico, que consiste en superponer el espectro de demanda y el diagrama de capacidad. La intersección de la línea radial correspondiente al período elástico T^* con el espectro de demanda elástico S_{ae} , define la demanda de aceleración y desplazamiento requeridos para el comportamiento elástico perfecto (ver *Figura 3.15*). La aceleración de cedencia S_{ay} representa tanto la demanda de aceleración como la capacidad del sistema inelástico. El factor de reducción R_μ se determina a partir de la relación entre las aceleraciones correspondientes a los sistemas elástico e inelástico, esto es:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.48)$$

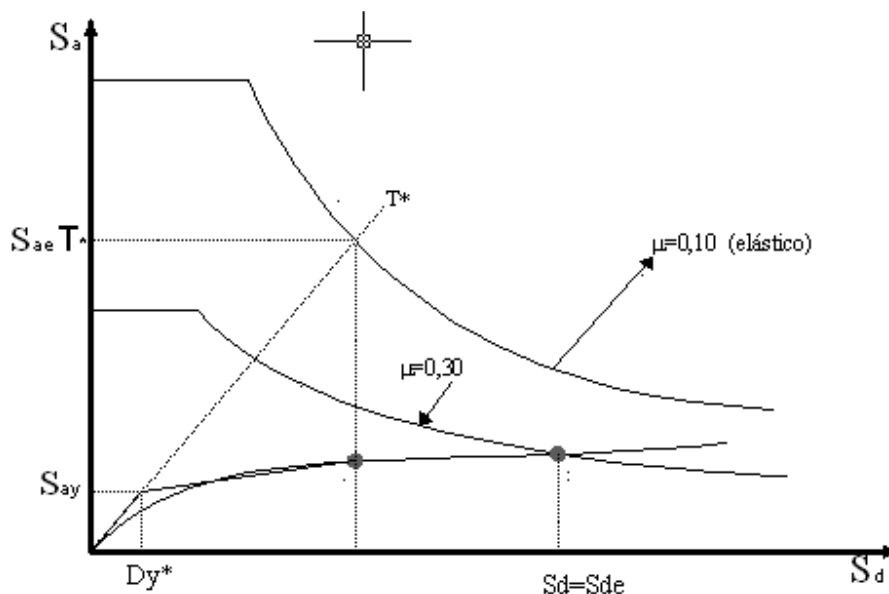


Figura 3.15. Espectros de demanda elástico e inelástico y espectro de capacidad.

La demanda de ductilidad y desplazamiento, dependen del valor de T^* y se obtiene con las siguientes expresiones:

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T^* \geq T_c \\ (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1 & T^* < T_c \end{cases}$$

$$S_d = \begin{cases} S_{de}(T^*) & T^* \geq T_c \\ \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_u} \left[(R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] & T^* < T_c \end{cases} \quad (3.49)$$

Para ambos casos ($T^* \geq T_c$ y $T^* < T_c$), la demanda inelástica en términos de aceleración y desplazamiento corresponde al punto de intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda reducido para una ductilidad μ . La *Figura 3.15* muestra gráficamente el punto de desempeño de un sistema de 1 GDL equivalente con un período elástico $T^* > T_c$, por lo tanto, $S_d = S_{de}(T^*)$

Desempeño sísmico global y local para el modelo de MGDL: La demanda de desplazamiento del modelo de MGDL se determina a partir de las ecuaciones (3.34) y (3.40),

$$D_t = \Gamma S_d \quad (3.50)$$

Investigadores como Miranda y Bertero, 1994; Vidic et al., 1994; Rahnama y Krawinkler, 1993; Miranda, 2000; Gupta y Krawinkler, 2000 han concluido que este método está limitado por el análisis "pushover" y el espectro inelástico. "El análisis pushover se basa en una suposición muy restrictiva, esto es, la forma de desplazamiento es independiente del tiempo, lo cual no es válido para estructuras cuyos modos más altos son significativos, por lo tanto, un análisis de este tipo puede no detectar las debilidades estructurales que pueden generarse cuando las características dinámicas de la estructura cambian después de la formación del primer mecanismo plástico local. Una alternativa para superar esta limitación, consiste en suponer dos formas de desplazamiento o patrones de carga diferentes y utilizar la envolvente de los resultados. En cuanto al espectro inelástico usado en este método, éste se basa en la regla de *desplazamientos iguales*. Esta regla se ha utilizado con éxito durante casi 40 años y existen numerosos estudios estadísticos en los que se ha confirmado su validez en el rango de períodos medios y largos."

3.9 VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO.-

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico.

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Las normas HAZUS-99, ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites en las *Tablas 3.11* y *3.12* se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el AT-40 y VISION 2000. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un sismo, la deriva máxima entre piso debe ser menor de 0,01, de acuerdo a la propuesta del ATC-40 (*Tabla 3.11*).

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δl (% altura entre piso)
Ocupación inmediata	0,01
Seguridad	0,02
Estabilidad estructural	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$

Tabla 3.11. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño - ATC-40.

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δl (% altura entre piso)
Totalmente operacional	0,20
Operacional	0,50
Seguridad	1,50
Próximo al colapso	2,50
Colapso	>2,50

Tabla 3.12. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000).

Existen muchas diferencias entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, por esta razón, las normas sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad.

CAPÍTULO 4

CURVAS DE FRAGILIDAD**4.1 DEFINICIÓN.-**

Las curvas de fragilidad, o “funciones de vulnerabilidad”, representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño, en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Las curvas de fragilidad son las que representan en forma más general la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, en otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas.

Estas curvas sirven para representar el funcionamiento de una estructura y estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares o de una estructura esencial (hospitales, puentes, aeropuertos, etc.).

Las matrices de probabilidad de daño son otra forma de relacionar intensidad sísmica con los estados de daño. Estas matrices expresan la probabilidad de obtener un determinado nivel de

daño para una estructura sujeta a un sismo con un nivel de severidad determinado (Braga et al 1986).

4.2 MÉTODOS PARA GENERAR CURVAS DE FRAGILIDAD.-

Los métodos para encontrar la vulnerabilidad sísmica pueden ser:

- 1) métodos basados en observaciones de campo.
- 2) métodos experimentales.
- 3) métodos basados en la opinión de expertos.
- 4) métodos analíticos.

4.2.1 Métodos basados en observaciones de campo.-

Los métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad a partir de los daños observados, son de gran utilidad para calibrar los resultados obtenidos con los métodos analíticos y/ o ensayos de laboratorio.

El procedimiento para construir curvas de fragilidad mediante este método consta en seguir los siguientes pasos (Bonett 2003).

- Se define n el número de sismos para los cuales se cuenta con información de daños.
- Para cada sismo i , se determina el parámetro que caracteriza la intensidad del movimiento, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno a_i registrada en cada zona, esto es:

$$a_i = PGA_i \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, n \quad (4.1)$$

$$\text{donde } a_1 < a_2 < \dots < a_n . \quad (4.2)$$

- Determinación del número de estructuras N_k sometidas a un sismo i con una aceleración máxima del terreno igual a a_i .
- Definición y descripción del número de estados discretos de daño ED_j .

- Cálculo del número de estructuras m_i que exceden los estados de daño ED_j , para cada a_i .
- Para cada estado de daño ED_j , se estima la probabilidad de fallo f_i de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con una $PGA = a_i$, mediante la siguiente expresión:

$$f_i = -\frac{m_i}{N_k} \quad (4.3)$$

- Ajuste de una función de distribución para el grupo de datos obtenidos (a_i , f_i) correspondientes a cada estado de daño ED_j , como por ejemplo la función lognormal de la ecuación (4.1).

Los métodos basados en las observaciones de campo solo deben ser utilizados de manera global, el comportamiento de las estructuras de una misma clase y no son recomendados para el análisis de una estructura en particular.

Un ejemplo de aplicación de este tipo de metodologías son las curvas de fragilidad desarrolladas por Yamazaki y Murao (2000), para los edificios en Japón (figura 4.1) a partir del informe realizado por el gobierno de la ciudad de Nishinomiya de los daños observados en diferentes estructuras después del sismo del 17 de Enero de 1995 en Hyogoken Nanbu (Kobe - Japón)

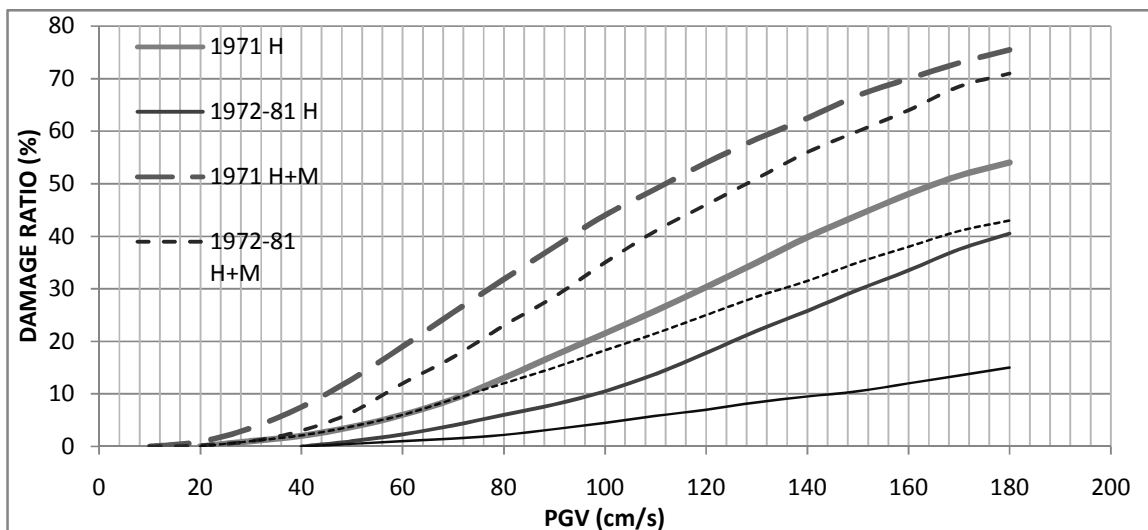


Figura 4.1. Curvas de fragilidad obtenidas a partir de los daños observados en el sismo de Kobe (Yamaguchi y Murao, 2000).

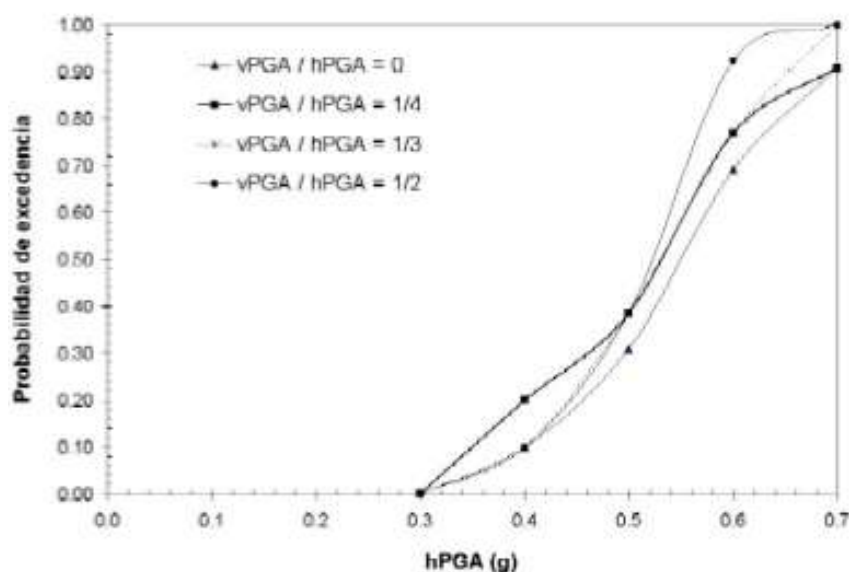
4.2.2 Métodos experimentales.

El mismo procedimiento utilizado para generar las curvas de fragilidad a partir de observaciones de daño, puede ser empleado para los datos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio. En este caso, el rango de intensidades y el tipo de estructura puede ser controlado de acuerdo a los requerimientos establecidos previamente. Sin embargo, los ensayos pueden ser costosos y la cantidad de observaciones de daños está limitada al número de pruebas que se realicen.

En la actualidad, existen básicamente dos tipos de ensayos que pueden ser utilizados para construir estas curvas:

- a) ensayos de carga monótonicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos.
- b) ensayos sobre mesa vibradora, utilizando historias temporales de aceleración.

La Figura 4.2 muestra un ejemplo de las curvas obtenidas para un umbral de desplazamiento relativo igual a 1 pulgada. En el eje de las abscisas están los valores de aceleración máxima horizontal, hPGA, y en las ordenadas las probabilidades de que el desplazamiento relativo sea mayor o igual a 1 pulgada.



La Figura 4.2 curvas obtenidas para un umbral de desplazamiento relativo igual a 1 pulgada

4.2.3 Métodos basados en la opinión de expertos.-

La estimación del porcentaje esperado de daño que puede sufrir un grupo de estructuras ante una intensidad sísmica dada, se determina también a partir de las respuestas e expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura considerada. A partir de esta información se puede calcular un parámetro cuantificador del daño, que es función de la intensidad sísmica del movimiento. Una vez calculado este factor, para todas las estructuras correspondientes a una misma clase, se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente se utiliza la función beta). Posteriormente, se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y, para cada uno de estos, se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño. Las probabilidades para cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica. Anagnos et al., (1995) siguieron este método para transformar las matrices de probabilidad de daño del ATC-13, en curvas de fragilidad para 40 clases de edificios. Para ello, utilizan la escala de intensidad de Mercalli modificada MMI para caracterizar la demanda sísmica y el factor de daño D.F. (damage factor) para representar el comportamiento de la estructura. Este parámetro se define como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición para un determinado valor de la intensidad sísmica del movimiento. Se consideran 7 valores de MMI (variando entre V I y XII cada grado de intensidad) y 6 factores de daño df (0.1%, 1.0%, 10%, 30%, 60% y 99%). Para calcular las probabilidades de excedencia, se utilizan los intervalos de variación propuestos en el ATC-13 (ver Tabla 4.1) y la función de distribución beta. Así por ejemplo, de acuerdo a la Tabla 4.1, la probabilidad de exceder o igualar el estado de daño "Mayor" se obtiene integrando la función de distribución de probabilidad beta para los valores del factor de daño mayores o iguales al 60 %. La Figura 4.3 muestra cinco curvas de fragilidad para un edificio de mampostería no reforzada de elevación media obtenidas mediante este método. En este caso, los estados de daño están representados por los valores discretos del factor de daño.

ESTADO DE DAÑO	INTERVALO DEL FACTOR DE DAÑO %	FACTOR DE DAÑO CENTRAL
Sin daño	0	0
Leve	0 – 1	0.5
Suave	1 – 10	5
Moderado	10 – 30	20
Fuerte	30 – 60	45
Mayor	60 – 100	80
Destrucción	100	100

Tabla 4.1. Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño (ATC 1985)

En estos métodos, además de las incertidumbres inherentes a cualquier estimación del daño debido a la variabilidad en el actual desempeño de las construcciones, es necesario considerar las incertidumbres relacionadas con la opinión de los expertos. Adicionalmente, las curvas de fragilidad obtenidas por este tipo de métodos, son también difíciles de calibrar o modificar para incorporar nuevos datos o tecnologías (Anagnos et al., 1995).

4.2.4 Métodos analíticos.-

Estos métodos utilizan análisis numéricos y pueden ser empleados para zonas donde no se dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio (Bonet 2003). También pueden ser útiles para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en particular, como por ejemplo, el caso de estructuras esenciales.

Los resultados obtenidos con este tipo de métodos, son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica, por lo tanto, deben utilizarse modelos que representen de la mejor forma posible tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales características de los movimientos del terreno.

Una de las grandes ventajas de este tipo de métodos, es que constituyen una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de este modo, a reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, sin que sea necesaria la ocurrencia de un evento sísmico.

Existen dos métodos analíticos para la obtención de curvas de fragilidad: los probabilistas y deterministas

a) Métodos probabilistas.- Consiste en calcular la respuesta de un grupo significativo de estructuras ante diferentes niveles de demanda sísmica. Del procesamiento estadístico del nivel de daño encontrado se obtienen las curvas de fragilidad. Para generar la muestra se toman en cuenta las variaciones en las propiedades estructurales, en la demanda sísmica y en los estados de daño representado por un parámetro indicador del daño (PID). Usando, luego, procedimientos de análisis dinámico no lineal, se calcula la respuesta y se construyen funciones de distribución de probabilidad para el daño alcanzado. Finalmente, en base a estas funciones se logra representar la vulnerabilidad mediante curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño. Las etapas de esta metodología se muestran en la figura 4.3.

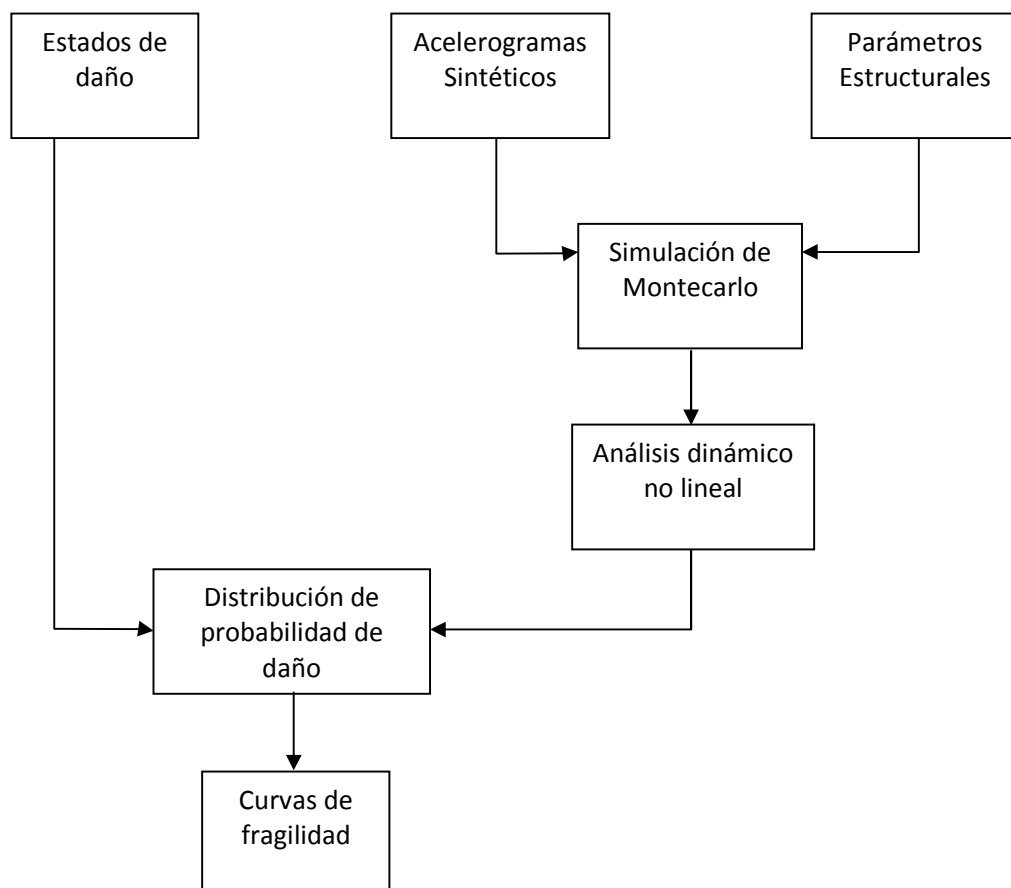


Figura 4.3. Metodología para la simulación de las curvas de fragilidad (Adaptado de Bonett 2003).

Indicador de la intensidad de la acción sísmica.- La elección de un buen parámetro indicador de la Intensidad Sísmica (PIS) es un aspecto fundamental para una adecuada y acertada construcción de las curvas de fragilidad. Tradicionalmente, la fuerza destructiva de los terremotos ha sido relacionada con la aceleración máxima del terreno PGA. Sin embargo, este parámetro refleja muy poca información tanto de la acción sísmica como del daño en edificios, y no es suficientemente fiable, ya que en varias situaciones se han observado daños poco relevantes en estructuras sometidas a movimientos sísmicos con aceleraciones máximas muy altas. Esto se debe a que otras características de los sismos, tales como el contenido frecuencial, la duración de la fase fuerte del movimiento, T_d , y la secuencia en que se producen los choques, entre otros, pueden tener una influencia mucho más importante en la degradación de la estructura

Selección del modelo estructural .-El modelo analítico de la estructura debe representar todas las componentes que influyen sobre su masa, resistencia, rigidez y deformabilidad. Los elementos que no influyen significativamente sobre las principales propiedades de la estructura no necesitan ser modelados. Así, para representar adecuadamente una zona desde el punto de vista estructural, deben construirse modelos que consideren los diferentes tipos de materiales y características geométricas existentes.

Modelo de definición del daño.- En este caso, se hace referencia a las representaciones mecánicas. Considerando que los elementos estructurales y algunos componentes no estructurales son muy sensibles a los desplazamientos relativos entre diferentes niveles producidos durante los sismos, se propone en este método, la deriva máxima entre piso δ_{max} como Parámetro Indicador del Daño estructural (PID). La deriva entre piso corresponde a la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales de un nudo en el piso i , Δ_i , y un nudo localizado en el mismo eje vertical en el piso $i-1$, Δ_{i-1} , divididos por la altura del piso h_i

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (4.4)$$

$$\delta_{max} = \max(\delta_i) \quad \text{para } i = 1, 2, \dots, n \quad (4.5)$$

Siendo n el número de niveles de la estructura

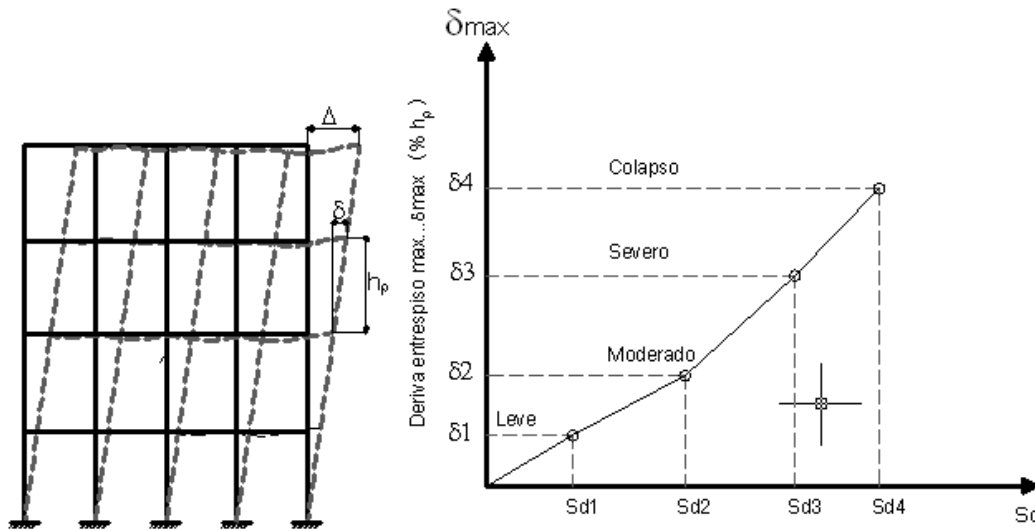


Figura 4.4. Definición del concepto de deriva de entrepiso $D_{m\acute{a}x}=d/h_p$ (izquierda) y relación entre las Derivas máximas de entrepiso y los desplazamientos espectrales obtenidos el espectro de capacidad (derecha).

Generación de acelerogramas sintéticos.- Para generar curvas de fragilidad por medio de métodos analíticos probabilistas, es necesario contar con un grupo representativo de acelerogramas que cubran un amplio rango de valores correspondientes al PIS seleccionado y que puedan ser utilizados para el análisis dinámico no lineal de los modelos estructurales. En general, la escasez de datos obliga a utilizar técnicas para la generación de acelerogramas sintéticos para el intervalo de variación del PIS. Estos acelerogramas sintéticos se los puede generar utilizando un modelo estocástico.

Definición de los estados discretos de daño.- Los estados de daño normalmente se clasifican como: sin daño, leve, moderado, severo y colapso. Debido a que los elementos estructurales y no estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos de entrepiso, se propone en este método usar la deriva máxima de entrepiso $D_{m\acute{a}x}$ como Parámetro Indicador del Daño Estructural (PID). Este concepto se ilustra en la figura 4.4.

Los límites entre cada uno de ellos se determina a partir de ensayos de laboratorio, opiniones de expertos o inferidos a partir de las observaciones de daños después de ocurrido un sismo.

A partir de la relación entre las derivas máximas de entrepiso D_{\max} o δ_{\max} (expresado como un porcentaje de h_p) y los desplazamientos espectrales obtenidos del espectro de capacidad de la estructura, es posible determinar los estados de daño discretos.

Simulación Montecarlo.- Es una técnica de simulación que permite estimar la respuesta de procesos estocásticos. A partir de funciones de distribución de probabilidad de las variables del proceso se pueden estimar las respuestas (Bonett 2003, Erberik y Elnashai 2004). Para estudiar la vulnerabilidad de edificios, se genera un conjunto de muestras de las variables que representan los parámetros sísmicos y estructurales. Los valores para cada parámetro se eligen en forma aleatoria a partir de su función distribución de probabilidad. Para obtener resultados confiables se requiere de un gran número de ejecuciones. Para reducir el tamaño de la muestra se utiliza la técnica del Hipercubo Latino (Florian1992). Esta técnica permite reducir la muestra a 100 modelos estructurales que representan razonablemente bien las incertidumbres en las variables sísmicas y estructurales.

Funciones de distribución fdp del Parámetro Indicador de Daño PID.- Utilizando los resultados obtenidos del proceso de simulación de Montecarlo se obtienen las curvas que representan las funciones de distribución de probabilidad del parámetro indicador del daño (PID) para cada nivel de intensidad sísmica (PIS_j). Los puntos de estas curvas representan la probabilidad, fdp, que el PID no exceda un cierto valor para una determinada intensidad sísmica (PIS_j), esto es:

$$fdp = P[PID \geq PID_j | PIS = PIS_i] \quad (4.5)$$

En esta metodología se proponen dos tipos de ajustes a las probabilidades fdp, estas son:

- 1) polinomios normales de tercer grado (Hong y Lind, 1996).
- 2) la distribución lognormal $\Phi [\bullet]$ definida como:

$$FD = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PID,EDi}} \ln \left(\frac{PID}{\overline{PID}} \right) \right] \quad (4.6)$$

Donde \overline{PID} es el valor medio del parámetro indicador del daño y β_{PIS} es la desviación estándar del logaritmo natural del PID.

Curvas de fragilidad.- Utilizando las funciones de distribución condicional del parámetro de respuesta estructural fdp (Figura 4.10) y los valores límites que definen los estados discretos de daño, se obtienen las curvas de fragilidad que relacionan el parámetro indicador de la intensidad sísmica (PIS) con la probabilidad de excedencia (FD) de un estado de daño determinado ED_i, esto es;

$$FD = P[ED \geq ED_i | PIS = PIS_i] \quad (4.7)$$

Análogamente al caso de las funciones fdp, a los puntos así obtenidos, se pueden ajustar los polinomios normales propuestos por Hong y Lind (1996) o una distribución lognormal como la utilizada en la ecuación (4.1) esto es:

$$FD = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PIS,EDi}} \ln \left(\frac{PIS}{\overline{PIS}} \right) \right] \quad (4.8)$$

Donde \overline{PIS} y β_{PIS} , son el valor medio y la desviación estándar del logaritmo natural del parámetro indicador de la intensidad sísmica PIS para el estado de daño ED_j. En este caso, el PIS y el PID corresponden respectivamente a la aceleración máxima del terreno PGA y la deriva máxima entrepiso δ_{max} . Las curvas ajustadas corresponden a distribuciones lognormales obtenidas a partir de la ecuación (4.8)

Matrices de probabilidad de daño.- A partir de las funciones de distribución ajustadas para representar las curvas de fragilidad, se pueden determinar las probabilidades asociadas a cada uno de los estados de daño. Es necesario tener en cuenta que los puntos que se muestran en los gráficos de las curvas de fragilidad corresponden a las probabilidades de alcanzar o exceder un

estado de daño, por lo tanto, para calcular las probabilidades de ocurrencia es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$P\left(ED = \frac{ED_i}{PIS_j}\right) = P(ED \geq ED_i) - P(ED \geq ED_{i+1}) \quad (4.9)$$

La *Tabla 4.2* muestra un ejemplo de matriz de probabilidad de daño, para 8 valores de PGA.

PGA (g)	Valores de probabilidad de daño (%)				
	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
0,05	0,37	0,57	0,06	0,00	0,00
0,10	0,00	0,17	0,81	0,02	0,00
0,15	0,00	0,03	0,68	0,28	0,01
0,20	0,00	0,00	0,48	0,44	0,08
0,25	0,00	0,00	0,27	0,52	0,21
0,30	0,00	0,00	0,09	0,50	0,41
0,35	0,00	0,00	0,07	0,36	0,57
0,40	0,00	0,00	0,02	0,25	0,73

Tabla 4.2. Ejemplo de matriz de probabilidad de daño para un edificio de HA

b) Metodo expedito.- Cuando se tiene limitaciones de tiempo y no se pueden utilizar métodos analíticos porque requieren mucho análisis matemático y utilización de herramientas computacionales avanzadas, una buena alternativa son los métodos expeditos involucran técnicas de análisis simples, que requieren de pocos cálculos.

En este trabajo se ha adoptado la metodología HAZUS (FEMA, 1999) que define estas curvas suponiendo que siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. Así pues, las curvas de fragilidad se definen mediante la siguiente ecuación,

$$P[ED \geq ED_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ED}} \ln \left(\frac{SD}{\overline{SD}_{ED}} \right) \right] \quad (4.10)$$

donde \overline{SD}_{ED} es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%. β_{ED} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral

para el estado límite de daño, Φ es la función de distribución normal estándar acumulada y Sd es el desplazamiento espectral

En la metodología HAZUS (FEMA, 1999), los valores medios de desplazamiento espectral ($\overline{Sd_{ED}}$), y los valores de desviación estándar (β_{ED}) son dados para 36 clases de edificios. Estos valores se basan en ensayos experimentales y en la opinión de expertos. En HAZUS, estos valores medios se definen en términos de las derivas del edificio. Sin embargo, es posible convertir estas derivas a desplazamientos espectrales mediante la siguiente ecuación:

$$\overline{Sd_{ED}} = \delta_{ED} \alpha_2 H \quad (4.11)$$

donde c es el valor medio del desplazamiento espectral de los componentes estructurales para el estado de daño (ED), δ_{ED} es la deriva en el umbral del estado de daño, α_2 es la fracción de la altura del edificio en el que se localiza el desplazamiento del modo del pushover y H es la altura total del edificio.

Cada curva de fragilidad puede ser definida por un valor medio del parámetro de demanda, por ejemplo, por el desplazamiento espectral medio, $\overline{Sd_{ED}}$, correspondiente al umbral de un estado de daño y por la variabilidad asociada con este estado de daño.

Al igual que los umbrales de daño, la estimación de las desviaciones β_{ED} , no es un problema trivial. En realidad la determinación completa de las curvas de fragilidad para una tipología dada, requeriría datos de daño para los diferentes desplazamientos espectrales, comprendidos entre aquel para el que no se produce daño, hasta aquel para el cual la probabilidad de colapso es igual a la unidad. En los valores intermedios es preciso conocer como se distribuyen las probabilidades de excedencia de cada estado de daño considerado.

La metodología HAZUS proporciona curvas de fragilidad para 36 tipos de edificios, por lo que, a falta de datos específicos, es posible adoptar los valores allí propuestos para tipologías razonablemente similares. Otra forma expedita de estimar estos parámetros, conocidos los valores medios, es suponer que la probabilidad de daño sigue una distribución de probabilidad determinada, lo que permite el cálculo de las probabilidades esperadas y el ajuste de las curvas

de fragilidad. A continuación se define una forma simplificada para hallar los parámetros que caracterizan las curvas de fragilidad.

- **Umbral de los estados de daño.-** Los umbrales de daño como se ha explicado en el apartado 2.2.4 son cinco

1. Sin daño

2. Leve: Definido, antes de alcanzar el punto de cedencia

(4.12)

3. Moderado: Definido por el punto de capacidad de cedencia

(4.13)

4. Severo: Definido después del punto de cedencia

(4.14)

5. Colapso: Daño fuerte donde la estructura es inestable pero no colapsa, definido en el punto de capacidad última

(4.15)

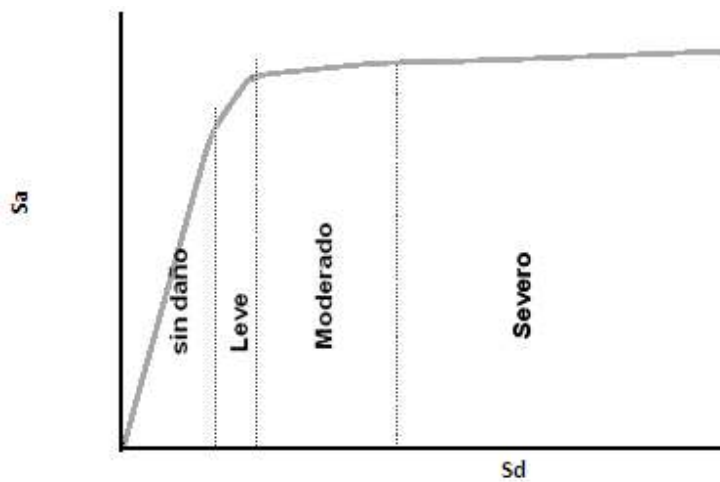


Figura 4.5 Umbrales de los estados de daño

Desviación estándar.- El procedimiento para determinar la desviación estándar para cada desplazamiento espectral medio se ha desarrollado dentro del método RISK-UE.

CAPÍTULO 5

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO**5.1 ANTECEDENTES.-**

El hormigón armado y su comportamiento sísmico ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo de material, debido a que es uno de los materiales más utilizados y por otra parte a la dificultad de dotarle de una cierta ductilidad, que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo.

Las estructuras de hormigón armado, son generalmente preferidas por los proyectistas y constructores, debido a su versatilidad y economía. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar las deformaciones sísmicas y, por lo tanto, reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales.

Para que las estructuras de hormigón armado presenten un buen desempeño sísmico ante acciones sísmicas, es necesario que posean cierta ductilidad.

5.2 COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DURANTE SISMOS.-

La selección apropiada del sistema resistente de cargas, es esencial para un buen desempeño de la estructura sometida a cualquier tipo de acción dinámica. Por esta razón, es necesario hacer un seguimiento cuidadoso en los procesos de análisis, diseño, detallado y construcción.

Se ha podido comprobar, que si un sistema estructural está mal concebido desde sus inicios, la atención extra en el análisis y detallado no mejora significativamente su desempeño sísmico. Esta observación, es particularmente apropiada para el diseño sismorresistente, donde la intensidad y la orientación de las cargas, son altamente inciertas. Las estructuras que tienen una distribución simple, regular, continua y con un sistema resistente a cargas laterales redundante, presentan un buen desempeño durante los movimientos sísmicos. Por el contrario, sistemas estructurales complejos que introducen incertidumbres en el análisis y en el detallado, o que cuentan con un sistema de transmisión de cargas no redundante, pueden conducir a un comportamiento no deseado de la estructura.

Debido a que el costo de reparación es la primera medida del buen desempeño de una estructura que ha sobrevivido a un sismo, el control del daño es esencial. En los últimos años, se ha detectado que los daños producidos en los elementos no estructurales representan un gran porcentaje de las pérdidas económicas producidas por los sismos. Adicionalmente, el fallo de estos elementos, en muchas ocasiones ha producido una gran cantidad de heridos y víctimas mortales. Existen varios casos, en los que la mayoría de los daños se han concentrado en elementos arquitectónicos y en los contenidos. Por lo tanto, es indispensable mejorar los procedimientos de diseño para poder garantizar el buen desempeño de estos elementos.

A continuación, se presentan algunos de los factores más relevantes que influyen en el comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado.

5.2.1 Observaciones del concepto estructural.

Continuidad.- Cualquier sistema resistente de cargas laterales debe garantizar que las cargas se distribuyan de forma continua hasta la fundación. Las cargas de inercia que se desarrollan

debidas a las aceleraciones de los elementos individuales, deben ser transferidas a los diafragmas de piso, a los elementos verticales del sistema resistente, a la fundación y, eventualmente, al terreno. El fallo de un elemento o una unión debido a una mala transmisión de esfuerzos, puede producir el colapso parcial o total de una estructura. Por lo tanto, es indispensable garantizar la conexión adecuada de todos los elementos, incluyendo los no estructurales, al sistema resistente de cargas laterales. Las fuerzas de inercia que desarrollan los elementos individuales, deben ser transmitidas a los elementos verticales del sistema resistente de cargas laterales, por medio de los diafragmas de piso. Los diafragmas de hormigón con puntales apropiados, uniones y elementos de borde, deben estar provistos de un refuerzo adecuado para transmitir estas fuerzas. En caso contrario, pueden presentarse fallos por agotamiento del diafragma ante los esfuerzos transmitidos.

Los fallos producidos por la discontinuidad de los elementos verticales del sistema resistente de cargas laterales, han sido una de las principales causas de los daños registrados durante las últimas catástrofes sísmicas. Una forma típica de este tipo de discontinuidad, o curre cuando los muros de cortante que están presentes en los niveles superiores, desaparecen en los niveles más bajos, dando paso a la formación de un piso débil, en el cual, generalmente se concentra el daño. Este tipo de fallo, también está asociado al concepto de regularidad, el cual se explica en el siguiente apartado.

Regularidad.- Cambios repentinos en la rigidez, resistencia o en la masa tanto en elevación como en planta, pueden producir una distribución de las cargas laterales y las deformaciones, diferente de las que se consideran para las estructuras uniformes durante el diseño. A pesar de que estos efectos pueden y deben ser contemplados durante el diseño, las incertidumbres involucradas con los efectos que producen sobre el comportamiento de la estructura, hacen que sea preferible evitar estas irregularidades. Por “desgracia”, este tipo de cambios son bastante comunes entre niveles adyacentes y están asociados con modificaciones del sistema estructural, tales como: 1) cambios en la altura de los niveles, 2) cambios en los materiales y

3) disposiciones arquitectónicas, entre otros. Un problema típico de tales discontinuidades, es que las deformaciones inelásticas tienden a concentrarse en o alrededor de estas discontinuidades, produciendo, en la mayoría de los casos, daños severos o incluso el colapso del edificio.

El fallo típico conocido como “piso débil”, se presenta en los pórticos con mampostería de relleno distribuida de forma discontinua e irregular. Por otra parte, los rellenos de mampostería parciales en los pórticos, que se extienden entre las columnas desde el nivel de piso hasta la parte superior de línea de ventanas, producen lo que en la literatura técnica se conoce como columna corta. El cortante requerido para desarrollar la cedencia a flexión en la columna corta, puede ser sustancialmente más alto que el requerido para que se desarrolle la cedencia a flexión de toda la longitud de la columna. Si el diseño no ha considerado este efecto del relleno, el fallo por cortante de la columna corta puede producirse después de la cedencia por flexión. En este caso, si la columna afectada no dispone de un buen refuerzo transversal, puede producirse el colapso de la columna o de todo el edificio.

Las irregularidades en planta de la masa, la rigidez y la resistencia, pueden producir una respuesta torsional considerable. Este tipo de respuesta, es bastante complejo de considerar dentro de un análisis no lineal de todo un sistema estructural. Adicionalmente, se cuenta con muy pocos estudios y resultados que permitan reducir las incertidumbres involucradas. Por lo tanto, para evitar el fallo de los elementos por problemas de torsión, se deben utilizar distribuciones regulares tanto en planta como en elevación.

Rigidez.- La rigidez de una estructura está estrechamente ligada a la magnitud de las derivas de entre piso, las cuales disminuyen a medida que aumenta la rigidez de la estructura. Los excesos de deriva pueden conducir a una distorsión excesiva que produce daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Una forma eficiente de controlar la deriva y de reducir el daño en pórticos débiles y con ductilidad baja, es el uso de muros estructurales. En Chile, este sistema ha sido adoptado desde hace varios años y se ha podido comprobar el buen desempeño de los edificios construidos con este sistema, durante sismos recientes.

Finalmente, también es necesario controlar la deriva para preservar la estabilidad vertical del sistema estructural. Si un sistema es excesivamente flexible y, particularmente, si tiene también una gran masa, el colapso puede ocurrir debido al efecto P-delta. Este fenómeno parte de la no linealidad geométrica que puede experimentar una estructura y, responde a un efecto de segundo orden originado por las deformaciones laterales, las cuales, a su vez, generan momentos adicionales debido a la excentricidad de las cargas verticales. El efecto P-delta resulta más importante cuando las deformaciones son de mayor magnitud. A partir de las observaciones realizadas durante el sismo de México de 1985, se demostró que este tipo de efecto, se magnifica en estructuras con losas planas, debido a que son poco rígidas ante cargas laterales.

Proximidad a las estructuras adyacentes.- La interacción entre las estructuras adyacentes, que tienen una separación inadecuada, es decir, que están muy cerca unas de otras y, que adicionalmente difieren en la distribución en altura de los niveles de los forjados, puede producir una respuesta irregular debido a los efectos de impacto ("pounding"), llamado también efecto "aplauso" entre ellas mismas. Un ejemplo claro de este problema, es el impacto que puede producir el diafragma de piso de una estructura pequeña contra la columna de una estructura más alta, lo cual, en muchos casos, puede desencadenar el fallo completo del edificio. Los daños producidos por el impacto pueden minimizarse controlando las derivas, utilizando juntas de separación entre las estructuras o en último caso, alineando los niveles de piso en las estructuras adyacentes, de tal forma que las columnas no experimenten el golpe de los forjados. Se ha observado también durante varios sismos, que cuando las estructuras tienen alturas de piso y rigideces similares, y están localizadas lo suficientemente cerca, los impactos

producidos son de una energía relativamente baja y, por lo tanto, no se producen daños estructurales de consideración.

Masa.- La masa excesiva puede conducir a un incremento innecesario en las fuerzas de inercia laterales, reduciendo la ductilidad de los elementos del sistema resistente de cargas verticales e incrementando la probabilidad del colapso, debido a los efectos P-delta. Por esta razón, debe procurarse que el sistema estructural sea tan ligero como sea posible. (Bonet 2003) Esto no significa que los agregados del hormigón deban ser ligeros, ya que se ha podido comprobar, a partir de ensayos de laboratorio, que el desempeño de los hormigones con un peso normal es mucho mejor que los hormigones ligeros.

Durante el sismo de México de 1985, varios edificios colapsaron por la presencia de cargas verticales excesivas. En muchos casos, los excesos fueron atribuidos a cargas muertas que excedían los valores especificados o, al aumento de las cargas vivas producido por el cambio en la ocupación y uso de las estructuras. Por otra parte, como se mencionó anteriormente, la distribución irregular de la masa tanto en planta como en elevación, puede producir una respuesta dinámica irregular y compleja, lo cual debe evitarse por completo.

Redundancia.- Generalmente, se ha observado que los sistemas estructurales que combinan varios elementos resistentes a cargas laterales o subsistemas, se han desempeñado correctamente durante los sismos. La redundancia en el sistema estructural, permite la redistribución de las fuerzas internas en el caso de fallo de elementos claves. Si no se cuenta con una capacidad para la redistribución, puede producirse el colapso global de la estructura, por causa del fallo de elementos individuales o de las conexiones. La redundancia se puede proporcionar de varias formas, como por ejemplo; un sistema dual, un sistema de pórticos interconectados y sistemas de muros de cortante. La combinación de la redundancia con una resistencia, rigidez y continuidad adecuadas, pueden simplificar los detallados.

Daños producidos por sismos anteriores.- Las estructuras que se han visto afectadas por sismos, requieren de una evaluación detallada del estado de daño y de una implementación de procedimientos de reparación apropiados, que eviten que durante sismos posteriores, se puedan incrementar los daños en la estructura e incluso producir el colapso de la misma. Durante varios sismos, se ha podido observar que el deterioro de la resistencia y la rigidez de una estructura, puede ser bastante grande, si ésta conserva los daños de sismos anteriores.

5.2.2 Observaciones sobre las proporciones y el detallado estructural.-

El diseño sísmico convencional de estructuras cuenta con la ductilidad del elemento para permitir la redistribución y la reducción de acciones internas y la disipación de la energía sísmica. Las observaciones de los daños producidos por los sismos, llaman la atención sobre dos aspectos fundamentales: 1) el dimensionado para garantizar que la acción inelástica ocurra en un punto apropiado de la estructura y 2) el detallado para asegurar una ductilidad adecuada en los puntos que ceden. A continuación se describen algunos de los aspectos más relevantes en cuanto al dimensionado y el detallado de estructuras.

Localización de las deformaciones inelásticas.- Las estructuras deben ser dimensionadas, para que la cedencia se presente en las zonas con capacidad de soportar deformaciones inelásticas, sin que se produzca un mecanismo de colapso parcial o total. En el caso de las estructuras aporticadas de hormigón armado, existe una filosofía de diseño, que se fundamenta en el siguiente principio: *viga débil - columna fuerte*. La explicación para esta tendencia de diseño, está en que las columnas se ven sometidas a cargas axiales elevadas, lo cual dificulta garantizar una respuesta dúctil y, por lo tanto, la cedencia en una columna puede producir el inicio del mecanismo de colapso de un piso o de toda la estructura. Este tipo de fallo, ha sido observado en muchos sismos. El problema de la cedencia en las columnas en vez de las vigas, es particularmente pronunciado en estructuras para las que, los efectos de cargas gravitatorias controlan las dimensiones y la resistencia y, por lo tanto, la resistencia a flexión de las vigas excede, por algún margen, la resistencia a flexión de las columnas. Esta situación, normalmente, ocurre en estructuras que tienen vigas de gran luz y en los pisos superiores, contribuyendo de esta forma, al fallo de estos últimos.

Cuando la fluencia comienza en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, la no linealidad del pórtico se concentra en las primeras, formándose rótulas plásticas que se dispersan en todas las vigas de todos los niveles, hasta desarrollar un mecanismo de traslación de vigas. También es necesario que se desarrollen rótulas en las bases de las columnas del primer nivel para que pueda completarse este mecanismo y, el resto de columnas puedan permanecer en el rango elástico.

Las demandas de ductilidad en las vigas pueden ser satisfechas con un adecuado diseño y detallamiento sísmico, ya que dichas demandas son mucho menores que las generadas en las columnas. Por otra parte, es mucho más fácil proveer de ductilidad a vigas que a columnas, por lo que este mecanismo se vuelve sísmicamente adecuado. Adicionalmente, el mecanismo de traslación de vigas, puede absorber y disipar mayor cantidad de energía que el mecanismo de traslación de columnas y además, la degradación de la resistencia del edificio es menor.

Determinación de la acción en los miembros.- Las estructuras deben ser dimensionadas y detalladas de tal forma que sea consistente con el modo de deformación inelástica esperada. Los elementos de contorno de los muros, donde se concentran las acciones inelásticas significativas, deben de estar bien confinados para proporcionar cierta ductilidad bajo compresión axial.

El mal confinamiento de las conexiones viga-columna, en muchos casos, ha producido el colapso de todo un edificio. El confinamiento efectivo del hormigón se puede obtener utilizando refuerzo en espiral (mucho más efectivo) o rectilíneo. Para que este refuerzo sea realmente efectivo, debe estar enganchado con el refuerzo longitudinal bien distribuido. Por otra parte, la separación entre los aros o estribos debe ser pequeña, especialmente en las zonas donde se presentan las máximas sollicitaciones a cortante.

Anclaje y conexiones.- La resistencia y la tenacidad deben desarrollarse no sólo dentro de los propios miembros sino también en las conexiones entre ellos. Se pueden encontrar numerosos ejemplos de fallos en las conexiones viga-columna por el uso de un refuerzo transversal inadecuado. Los principales problemas detectados al respecto, se concentran en las juntas, debido a las excentricidades de los miembros del pórtico con respecto a las juntas.

Las conexiones *losa-columna* se han visto seriamente afectadas durante numerosos sismos y en varios casos han contribuido al colapso de edificios. Para evitar que se produzca el fallo por punzonamiento en una conexión, el anclaje del refuerzo inferior de la losa dentro de las columnas, es una forma efectiva de prevenir el colapso.

Otro de los problemas típicos en las conexiones, es la discontinuidad en el refuerzo longitudinal, el cual puede originar serios daños en las estructuras.

5.2.3 Vulnerabilidad estructural a causa de la configuración arquitectónica.-

Configuración en Planta: La configuración de la estructura en planta influye de manera importante en el comportamiento sísmico de un edificio. Se recomienda utilizar estructuras con configuraciones simples y simétricas evitando utilizar edificios en forma de U, Y, L, H y T, ya que la unión entre los diferentes cuerpos (aristas), en el caso que existiere, se ve sujeta a una concentración de esfuerzos, los cuales pueden causar daños de consideración. Sin embargo se pueden diseñar plantas estructurales complejas si se separan adecuadamente los diferentes cuerpos mediante juntas de construcción con una holgura suficiente para evitar el choque entre los diferentes cuerpos o edificios. La característica de irregularidad en planta genera una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de los diferentes elementos resistentes. Algunas veces, edificaciones que parecen simétricas no lo son debido a la disposición de los elementos resistentes que crean una falsa simetría (asimetría). Esta distribución asimétrica de la rigidez genera una distribución no uniforme de los esfuerzos

sobre los diferentes elementos, donde los más afectados son los que se ubican más lejos del centro de rigidez.

Configuración en Altura: Algunos aspectos de diseño arquitectónico que pueden afectar el comportamiento de un edificio es la existencia de irregularidad en altura, que se produce por alguno de los siguientes factores :

- a) Cuando un piso presenta una altura entre pisos mayor a los de los pisos adyacentes.
- b) Cuando hay cambio repentino en la configuración en planta de la edificación.
- c) Cuando se presenta una discontinuidad en los elementos verticales.
- d) Cuando hay concentraciones de masas en algún piso

Algunos de los principales aspectos físicos que causan problemas de comportamiento son los siguientes.

Piso Débil: Una estructura presenta la característica de piso débil, cuando la rigidez en los pisos superiores es mayor que la rigidez del piso en consideración. Este se produce usualmente en el primer piso ya que es ahí donde se busca un mayor espacio y visibilidad, lo que impide que se utilicen elementos como muros de corte que posiblemente se utilizan en los pisos adyacentes. Los pisos débiles acumulan grandes deformaciones, lo cual puede llegar a producir un colapso abrupto.

Interacción Estructura con elementos no estructurales: Otra causa de daños, es cuando se presentan elementos no estructurales tales como paredes o divisiones en mampostería, cielos rígidos o fachadas que interactúan con la estructura, lo cual sucede en la mayoría de las veces, debido a que no fueron consideradas en el diseño original de ingeniería. Un caso muy frecuente se da cuando las paredes divisorias no estructurales se construyen de tal forma que quedan firmemente sujetas a los elementos estructurales, lo cual hacen que trabajen como parte del sistema resistente, sin embargo, al ser elementos que no fueron diseñados para esa función, es de esperar que fallen. Una forma de evitar esta interacción entre elementos

estructurales y no estructurales, es desacoplando la pared del marco y permitiéndose movimiento libre de este.

Colapso debido a columna corta: Se denomina de esa manera debido a que la mampostería al estar confinada a las columnas, crea una columna corta, que falla por corte. Mientras más pequeña sea la longitud de la columna corta más vulnerable es la estructura.

Impacto de edificios adyacentes: Es muy frecuente y se da cuando entre dos estructuras adyacentes no tienen la separación adecuada y es crítico cuando estos edificios son de diferente altura y las losas de entrepiso no están a la misma altura. El edificio más alto se desplaza más y golpea al pequeño que está muy próximo generando daño, que muchas veces ha llevado al colapso. Existen varias recomendaciones para evitar el impacto entre edificios adyacentes, una de ellas es que la separación entre edificios no debe ser menor a una centésima de la altura del edificio las normas del RCDF toma valores según el tipo de terreno (Bazan/Meli).

Para edificios existentes que ya han tenido este problema, se puede limitar sus movimientos colocando entre ellos dispositivos que amortigüen el impacto.

5.3 REFUERZO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.-

El refuerzo estructural debe aplicarse a aquellas edificaciones que demuestren ser vulnerables, luego de un estudio de vulnerabilidad. El análisis de vulnerabilidad debe indicar las deficiencias de la estructura a nivel de resistencia, flexibilidad y ductilidad, así como indicar los defectos de su configuración arquitectónica. El refuerzo debe por lo tanto corregir las deficiencias y lograr una estructura cuya respuesta sísmica sea segura, seleccionando un sistema de reforzamiento que entorpezca lo menos posible en el funcionamiento del edificio como solución final, así como durante su construcción, ya que de preferencia el reforzamiento se debe realizar sin desalojar el edificio. El análisis de la estructura reforzada debe realizarse

considerando la amenaza sísmica, así como los elementos que se incorporan o se eliminan, debe considerar los elementos no estructurales, comprobando su eficiencia en el mejoramiento o deterioro de la respuesta. En la medida de lo posible el refuerzo de estructuras debe considerar la eliminación de los defectos arquitectónicos e ingenieriles que detecten con el estudio de la vulnerabilidad de la edificación.

El diseño de los nuevos elementos debe ser tan riguroso como en el caso de estructuras nuevas y debe prestarse especial cuidado al detalle de unión de los elementos nuevos con la estructura existente.

En general, un reforzamiento busca descargar la estructura existente de las deformaciones y esfuerzos a que originalmente estaba sujeta la estructura para ser absorbidos por los nuevos elementos estructurales.

5.3.1 Técnicas de reforzamiento estructural más usado.

Existen métodos y técnicas tradicionales utilizadas para utilizados para el reforzamiento estructural, su aplicación depende del diagnóstico estructural realizado por un profesional especializado en esto. Las fibras de carbono tienen ventajas tales como su peso propio bajo, no necesita juntas, fácil transporte, bajo costo de aplicación, resistencia a la tensión muy alta, alto módulo de elasticidad, usando epóxicos se puede lograr una total adherencia a la superficie de concreto.

Los sistemas usuales de reforzamiento de estructuras suelen recurrir a la inserción de los siguientes elementos adicionales:

- Incremento de la resistencia.- Para incrementar la resistencia de la estructura, se podrán utilizar muros de corte, adición de pórticos o refuerzo de vigas.
- Combinación de resistencia y ductilidad.- Para proporcionar a la estructura de mayor resistencia y ductilidad se recomienda adicionar muros de corte, o realizar un encamisado.

- Incremento de ductilidad.- El incremento de la ductilidad se puede lograr con técnicas como utilización de muros de relleno y refuerzo de vigas mediante un encamisado de acero.
- Utilización de nuevos materiales.- Existen materiales tales como las fibras de carbono que es un material relativamente nuevo respecto al hormigón y es una técnica rápida y económica. (Pereda y Enrique 2008). Las fibras de carbono tienen los siguientes efectos en las estructuras:
 - a) Mejoran la capacidad de soporte de carga de estructuras de concreto: Incrementan la resistencia a la flexión de vigas, losas y muros de concreto e incrementan de la resistencia al corte en vigas y muros de concreto.
 - b) Reestablece la capacidad de estructuras de concreto deterioradas: reemplazando el acero corroído y confinando los elementos de concreto.
 - c) Mejora la capacidad de servicio: Limitando las deformaciones y reduciendo el esfuerzo en el acero de refuerzo.
 - d) Modifica el sistema estructural: permitiendo la eliminación de columnas y muros
 - e) Sirven de reforzamiento para protección antisísmica, mejorando la resistencia y la ductilidad de las columnas de concreto y mejorando el confinamiento y resistencia adicional a las conexiones de concreto, además reduce los riesgos de fallas a cortante frágiles de vigas y muros de concreto.

5.3.2 Elementos de Refuerzo Estructural.-

Con el reforzamiento estructural, la mayoría de las veces, se busca rigidizar la estructura existente y por ende, disminuir los desplazamientos. Entre los elementos más utilizados que se pueden agregar para cumplir con este objetivo están:

Muros de relleno: Una solución práctica al problema de la rigidez y resistencia es el relleno de vanos de pórticos, mediante muros de relleno de concreto reforzado entre ejes de columnas tanto interior como exteriormente, en cuyo caso deberán proporcionarse elementos de conexión suficientes para tomar los esfuerzos de cortante entre el tablero del muro y los

elementos estructurales que lo circundan. Si el muro no cubre todo el claro entre columnas, se revisará el efecto que esto tiene sobre las vigas. Habrá que cuidar con el colado del muro para evitar contracciones volumétricas.

Debido a la unión con la columna, los esfuerzos en éstas cambiarán sustancialmente. Si el refuerzo de la columna es suficiente para el nuevo estado, la unión con el muro podrá realizarse solamente por medio de pasadores soldados. En caso contrario, se debe construir un encamisado de la columna, monolítico con el muro.

Cuando se introduzcan muros de rigidez de concreto reforzado como parte de una reestructuración, deberá garantizarse la continuidad del acero de refuerzo longitudinal a través de los sistemas de piso de la estructura original. Si se opta por desviar el refuerzo por los costados de las vigas, será necesario colocar grapas en los extremos de las desviaciones. Deberá tenerse cuidado con el colado del muro para evitar contracciones volumétricas.

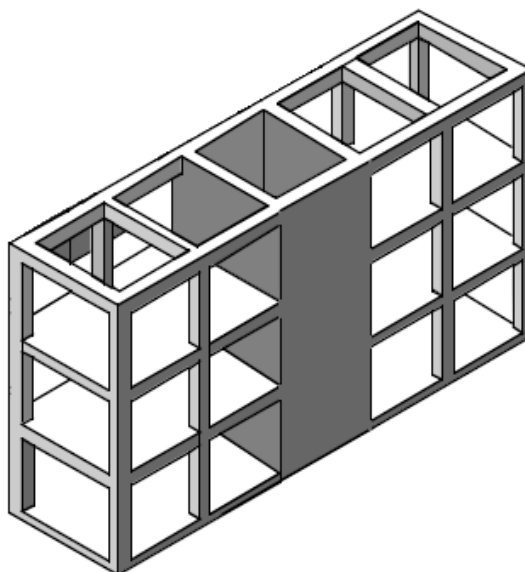


Figura 5.1 Muros de relleno.

Elementos de contrafuerte: A diferencia de los muros de relleno, su colocación es perpendicular a la cara del edificio, aportan rigidez y son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos (*Figura 5.2 a*).

Cuando se utilicen armaduras o contravientos de acero como parte de una reestructuración deberá verificarse que las conexiones con la estructura de concreto sean capaces de transmitir los esfuerzos necesarios sin provocar el aplastamiento del concreto ni la falla de los elementos adyacentes al punto de conexión.



Figura 5.2 Refuerzo de estructuras con elementos de contrafuertes.

Pórticos arriostrados: Otra solución frecuente consiste en incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez (*Figura 5.3*). Igualmente, pueden construirse solamente las diagonales unidas a los pórticos existentes cuando éstos demuestran ser resistentes ante las fuerzas demandadas por ellos con el nuevo sistema, en especial, ante las fuerzas axiales en las columnas y de corte en los nudos.

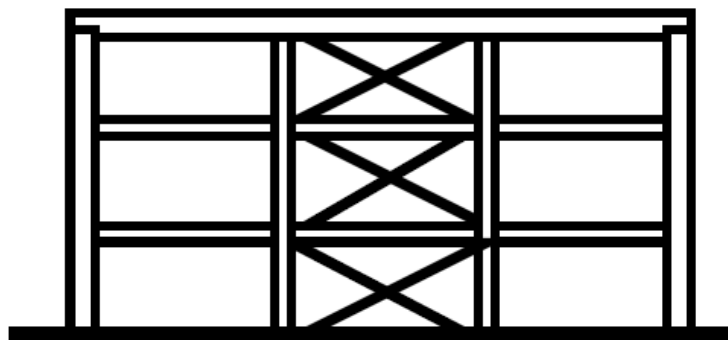


Figura 5.3 Refuerzo con elementos de arriostre

Construcción de un nuevo sistema aporticado o pórticos perimetrales: En ocasiones es posible llevar a cabo una reestructuración total adosando la antigua estructura a nuevos pórticos perimetrales externos como los mostrados en la *figura 5.4*. Usualmente se combina con la incorporación de muros estructurales internos perpendiculares al sentido longitudinal de los pórticos

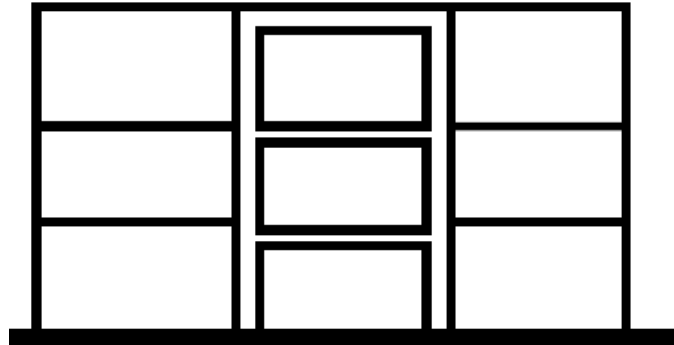


Figura 5.4 Refuerzo con pórticos perimetrales

Disipadores de energía: Pueden ser una alternativa para aumentar la capacidad de disipación de energía y el amortiguamiento de una estructura existente.

La energía total introducida por el sismo a la estructura E_i , puede ser absorbida por la suma de la energía cinética E_k , energía de deformación elástica E_{de} , energía disipada a través de deformaciones plásticas E_h , y amortiguamiento viscoso equivalente E_v . La ecuación de energía es la siguiente:

$$E_i = E_k + E_{de} + E_h + E_v \quad (5.1)$$

La energía de vibración elástica es la suma de la energía cinética y la energía de deformación elástica. Si se supone que para una estructura la energía de entrada E_i tiene un valor constante, para lograr un diseño sismorresistente económico será necesario en la ecuación anterior disipar parte de la energía total introducida a través de un comportamiento inelástico, es decir, amortiguamiento viscoso Evohisterético E_h , o una combinación de ambos (Oviedo sarmiento).

Una alternativa a estos sistemas existen los disipadores de energía de fluido viscoso, los cuales han sido instalados en numerosos edificios en California y han sido diseñados para producir un amortiguamiento suplementario de alrededor del 25% del crítico. En esta manera, el exceso de energía de entrada de la estructura es disipada y las deformaciones estructurales son reducidas. (Oviedo Sarmiento).

El amortiguamiento de un elemento disipador lineal (C_n) es definido como el producto del coeficiente de amortiguamiento del elemento (β_n), y la rigidez del elemento (K_n). La fuerza en los elementos disipadores (F_n), es una función lineal del amortiguamiento del elemento (C_n), y la velocidad desarrollada en el elemento, $V_n(t)$.

$$C_n = \beta_n K_n \quad (5.2)$$

$$F_n = C_n V_n(t) \quad (5.3)$$

Los disipadores de energía se adicionan a la estructura con la finalidad de brindar un amortiguamiento suplementario del 2%. Resultando un radio de amortiguamiento total de 7% del crítico para la estructura.

Los disipadores son ubicados en diagonal entre los nudos, tal como lo indica la figura 5.5.

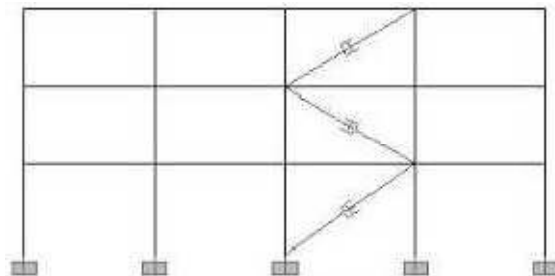


Figura 5.5 Ubicación de los disipadores de energía.

Encamisado de vigas y columnas: este sistema se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar tanto su rigidez como su resistencia y ductilidad. Los sistemas de encamisado, en la mayoría de los casos, se diferencian básicamente en la manera como se une el recubrimiento nuevo a la columna existente y son

empleados para sistemas de pórtico, este sistema se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio

- a) Reforzamiento de columnas con encamisado de acero:** Consiste en ángulos de acero colocados en las aristas verticales de las columnas, unidos mediante soleras transversales colocadas en toda la altura del elemento. Los procedimientos usados comúnmente en la práctica consisten en alguna de las siguientes modalidades: a) pegar las camisas de acero a las columnas de concreto con resina epóxica; b) apretar los ángulos longitudinales contra las columnas y soldarles las soleras transversales mientras se sostiene el apriete; c) colocar los ángulos longitudinales a lo largo de las aristas, calentar las soleras y soldarlas mientras están calientes, para que al enfriarse se contraigan y aprieten los ángulos contra las columnas; d) alguna combinación de los tres métodos anteriores.
- b) Reforzamiento de columnas con encamisado de concreto:** pueden ser reforzadas con concreto encofrado o con concreto proyectado y refuerzo adicional. El reforzamiento con concreto encofrado tiene la ventaja que el trabajo puede ser realizado con poco ruido y el área circundante puede seguir siendo utilizado durante el proceso de reforzamiento. La desventaja de este tipo de reforzamiento es la gran cantidad de trabajo necesario para el encofrado y el problemático proceso de compactado. La ventaja del concreto proyectado es en particular su gran versatilidad para los diferentes tipos de reforzamientos de elementos de una estructura y el rápido progreso una vez que el equipo está instalado. El gran equipo y la necesaria experiencia del operador, quien tiene una gran influencia en la calidad del trabajo, son las desventajas de este procedimiento. Debido a la versatilidad del concreto armado en el reforzamiento de estructuras es un procedimiento frecuentemente utilizado. El alto rango de su uso es debido a la posibilidad de variación de los materiales del concreto (agregados y aditivos) y su aplicación a diferentes superficies. El reforzamiento adicional requerido para un elemento de una estructura toma fuerzas adicionales de tensión y cortante.

Los agujeros necesarios para el anclaje son realizados utilizando martillos rotatorios o martillos combinados, donde el refuerzo es ubicado muy cerca, como es frecuentemente el caso en columnas, maquinas perforadoras especiales son utilizadas para cortar a través del acero, el agujero de anclaje es llenado con adhesivo y el refuerzo de acero colocado en él. Es importante la buena adhesión entre el elemento existente y el refuerzo, por esta razón, se le debe dar importancia a la preparación de la superficie y a la conexión del refuerzo en la cimentación y la estructura para asegurar una optima transmisión de fuerzas. Los elementos de la estructura deben ser limpiados de polvo y pedazos sueltos, las varillas de acero dañadas deber ser reemplazadas, el acero de refuerzo debe estar libre de aceite y pintura se utilizarán resinas epóxicas que aseguren la adherencia entre el antiguo y el nuevo concreto. El uso de anclaje adicional de acero mejora la transmisión de fuerzas cortantes.

- c) **Reforzamiento con encamisado de fibras de carbón:** La superficie de concreto viejo debe tener una superficie plana sin concreto dañado, la cual se logra erosionando con chorro de arena la superficie y luego con aire comprimido, se cuidará de no dejar aire atrapado en el momento de la instalación, se debe aplicar el puente de adherencia, adhesivo de base epóxica en la superficie de concreto y las fibras de carbón deben ser embebidas en resina epóxica antes de ser colocada alrededor de la columna donde se formara un sólido encamisado después del curado. Las columnas cuadradas y circulares son particularmente adecuadas para este método, tienen la ventaja de que no necesita soldadura.



Figura 5.6 Columna encamisada con fibras de carbón

- d) Reforzamiento de vigas con encamisado de concreto:** Las vigas de concreto armado pueden ser reforzadas dándoles un recubrimiento adicional de concreto, el cual debe estar de acuerdo al diseño. Se colocan nuevos estribos fijados con expansor de anclaje de base poliéster, el acero longitudinal debe estar embebido en concreto y anclada a las columnas el concreto será colocado cuidadosamente para asegurar que no existan fallas y que no existan puntos débiles, el vaciado se realizará por un solo lado de la viga hasta que aparezca del otro lado, evitándose la formación de bolsas de aire, es importante la utilización de vibradores para una adecuada compactación.

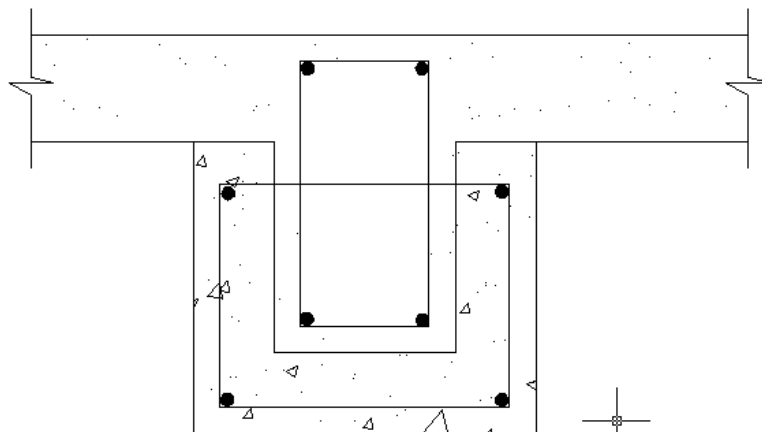


Figura 5.7 Vista en corte de la ubicación del acero de refuerzo.

CAPÍTULO 6
APLICACIÓN**6.1. LA ACCIÓN SÍSMICA.-**

En éste capítulo se describe la amenaza sísmica existente en la ciudad de Sucre (Chuquisaca) ubicada en la zona central de Bolivia.

La zona central de Bolivia (Cochabamba, Chuquisaca, parte de Santa Cruz y Tarija) manifiesta sismos de tipo superficial, muy destructores no tanto por su magnitud, sino por su poca profundidad. (NBDS-2006)

Esta ciudad tiene una alta probabilidad de ocurrencia de sismos tal como se comprobó la noche del 27 de marzo de 1948, en la que Sucre soporta un sismo de grandes proporciones (magnitud 6.1 Mb), que produjo innumerables daños en edificaciones fiscales, colegios, escuelas, templos y principalmente en las viviendas de familias de limitados recursos

económicos.

En general Bolivia se puede considerar como un país de sismicidad moderada más que por el número de sismos por sus bajos efectos. Las magnitudes máximas e intensidades sentidas no son muy fuertes, pero en contrapartida la vulnerabilidad es muy alta, por lo que el riesgo sísmico es elevado.

La vulnerabilidad es alta ya que la gran mayoría de las construcciones no está preparada para soportar acciones sísmicas, esto ha sido demostrado varias veces en la historia sísmica de Bolivia, cuando los sismos han ocasionado destrucción en distintas partes de Bolivia.

Lo anterior, supone un interés especial en la definición adecuada del riesgo al que se encuentra, está situada entre los 19° 3' 2" de latitud sur y los 65° 47' 45" de longitud oeste del meridiano de Greenwich a 2790 metros de altura sobre el nivel del mar, en la frontera entre los valles de las tierras medias y el descenso a las tierras bajas de las llanuras del gran Chaco boliviano, en la divisoria hidrográfica del Amazonas y la cuenca del Plata. Su clima es templado y agradable con alrededor de 20 grados Celsius (68 Fahrenheit).

6.1.1. Descripción geológica.-

Sedimentación de esta formación, están al Oeste de la región, en la cordillera de Chataquilla, al Este de la ciudad de Sucre y al Norte y Sud de Tarabuco.

Litológicamente están conformadas por areniscas rojizas a blanquecinas; localmente conglomerádicas con intercalaciones arcillosas de tonalidad rojiza de granulometría media a fina, no muy bien estratificada, en varias partes tiene un aspecto sacaroideo, debido a la

recristalización del cuarzo, presentándose en la parte superior pequeños mantos basálticos hasta de 5 m de potencia.

Esta formación constituye una facies distal de la formación la puerta, faltando en la central, donde se presentan las formaciones Tarapaya y Miraflores.

En Chaunaca, es notoria la superposición de estas rocas sobre los afloramientos de la formación La Puerta.



Figura 6.1 Fotografía aérea de la ciudad de Sucre

La depositación de estas areniscas parecen haber sido en un ambiente subcutáneo bajo la acción de corrientes fuertes, estrechamente conectadas con el mar y bajo un ambiente parálisis de depostación.

Esta unidad litológica se halla ubicada en la parte inferior del Cretácico, desde el Berriasiano hasta el Barremiano, dentro del piso Neocomiano, correlacionada con las formaciones Puerto Acosta y Pacobamba del Andino Norte y Kosmina del altiplano y cordillera Andina Central con una edad entre los 115 a 135 millones de años. (CORDECH 1994).

6.1.2. Sismicidad en Bolivia.

La actividad sísmica en nuestro planeta es intensa y permanente, diariamente se registran sismos en muchas partes del mundo, principalmente en la zona que limita al océano Pacífico con los continentes que lo rodean, zona que incluso se adentra parcialmente hacia los continentes que lo limitan. Esta zona es la más sísmica del mundo, se la conoce como el “cinturón de fuego” del Pacífico, es llamada así por la intensa actividad sísmica que allí ocurre, lastimosamente nuestro país, Bolivia, forma parte de ese cinturón sísmico, pese a que no se encuentra en la costa junto al océano, está en la parte continental que también sufre efectos por los movimientos sísmicos.

Los sismos en Bolivia son generados por la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana, el movimiento de la placa de Nazca es de aproximadamente 8 cm por año, generando de esa manera un estado de esfuerzos tan crítico que la ocurrencia de sismos es constante y continua.(NBDS-2006)

En nuestro país estos movimientos sísmicos son continuamente registrados por el observatorio San Calixto, llegando al número promedio de aproximadamente 1000 sismos por año, lo cual es una buena medida de la intensa actividad sísmica del país, afortunadamente la gran mayoría de esos movimientos son leves y casi imperceptibles, lo cual no significa que en cualquier instante se produzcan sismos de gran magnitud.

Las principales fuentes generadoras de sismos en Bolivia son:

- La zona central de Bolivia (Cochabamba, Chuquisaca, parte de Santa Cruz y Tarija) que manifiesta sismos de tipo superficiales, muy destructores, no tanto por su magnitud, sino por su poca profundidad.
- La zona de “Consata – Mapiri” en la parte norte del departamento de La Paz, con sismos también superficiales y destructores.
- La zona costera norte de Chile y sur de Perú, donde ocurren fuertes sismos que son sentidos en Bolivia, especialmente en la ciudad de La Paz. Además existe en una parte de esa zona un “vacío” o “laguna sísmica” de más de 120 años, que significa que en todos esos años no se ha presentado un sismo importante, que ocurrió allí hace mas de 120 años, por lo que la energía sísmica se está acumulando y puede súbitamente liberarse generando un enorme terremoto.

Sin embargo, se puede considerar a Bolivia como una región de sismicidad moderada, más que por el número de sismos, que son muchos, por sus relativamente bajos efectos. Las magnitudes máximas e intensidades sentidas no son muy fuertes, pero en contrapartida la vulnerabilidad es muy alta, por lo que el riesgo sísmico es elevado.

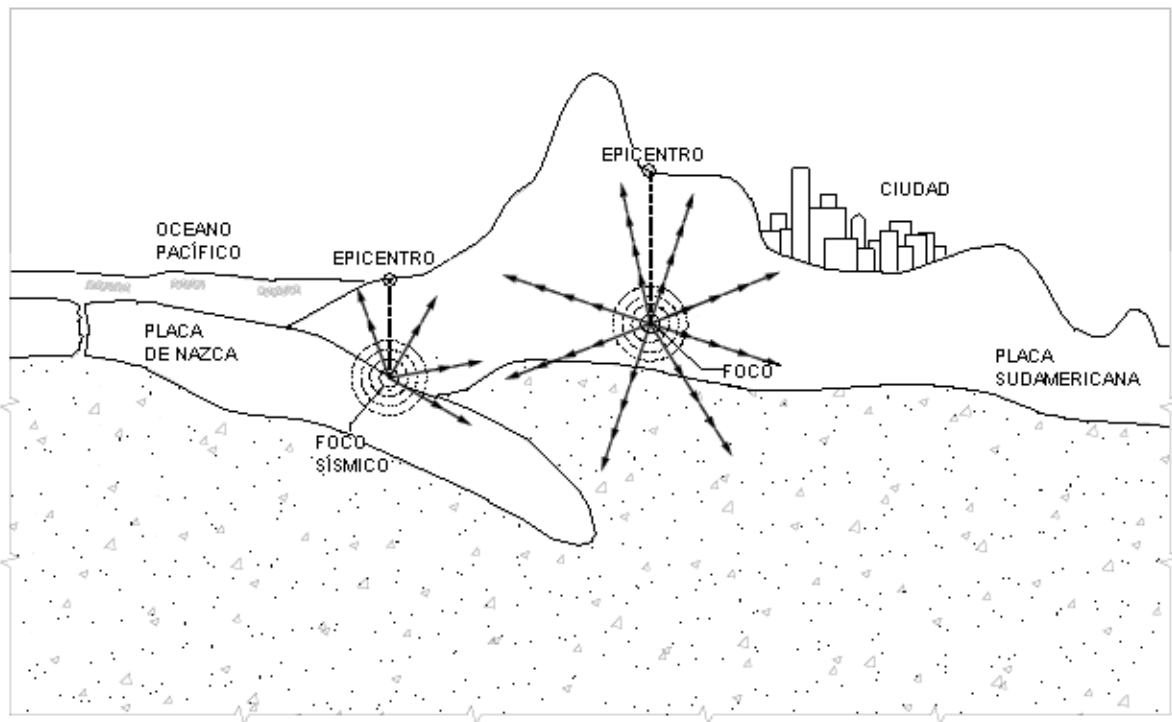


Figura 6.2. Origen de los sismos (fuente: NBDS-2006)

La vulnerabilidad es alta ya que la gran mayoría de las construcciones no está preparada para soportar acciones sísmicas, esto ha sido demostrado varias veces en la historia sísmica de Bolivia, cuando los sismos han ocasionado mucha destrucción en distintas partes de Bolivia.

La historia sísmica de Bolivia registra una gran cantidad de eventos sísmicos, varios terremotos han ocasionado daños en diferentes regiones del país e incluso en ciudades capitales. Destaca nítidamente el último gran evento sísmico, registrado en las localidades de Aiquile, Totorá y Mizque, en el valle cochabambino.

Pero también deben tomarse en cuenta el efecto de sismos ocurridos fuera de nuestras fronteras, principalmente los terremotos localizados en Chile y Perú, cuyos efectos pueden

llegar a dañar a estructuras no preparadas en Bolivia, sismos como los sentidos en el mes de Junio del año 2001.

Como referencia se adjunta una tabla resumen de la historia sísmica de Bolivia, datos obtenidos de la publicación: Mapa Sismo Tectónico de Bolivia 2004, Memoria Explicativa, publicado por el Observatorio San Calixto. Diciembre, 2004.



Figura 6.3. Principales placas de la corteza terrestre (fuente: Norma Boliviana)

AÑO	MES	DÍA	MAGNITUD	INTENSIDAD	OBSERVACIONES
			Mb	(MM)	
1650	11	10	6,4	VIII	Destrucción en la capital del Alto Perú (hoy Sucre)
1662	2	23	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí y pueblos cercanos
1720	9	7	5,2	VI	En la ciudad de Potosí objetos fueron lanzados al suelo
1743	9	2	5,2	VI	Pánico en la ciudad de Potosí
1845	1	14	5,2	VI	Sentido en Santa Cruz y daños en casas de adobe
1851	7	5	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí

1871	2	23	5,2	VI	Daños en Villa San Antonio (hoy Villa Tunari), Cochabamba
1884	11	26	5,2	VI	Destrozos en Tarabuco, Sucre
1887	9	23	6,4	VII	Destrucción en Yacuiba
1891	8	15	5,8	VII	Daños en Consata y sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1899	3	23	6,4	VIII	Cerca de Yacuiba muchas casas de adobe fueron destruidas
1909	5	17	6,3	VI	Sentido en Tupiza y Tarija
1909	7	23	5,8	VII	En Sipe Sipe, destrucción, muertos y heridos
1923	9	2	6,2	VI	Sentido fuerte en Mapiri, Consata
1925	19	25	5,2	VI	En Aiquile daños ligeros en casas de adobe
1929	2	19	5,3	IV	Fuerte en Warnes (Santa Cruz)
1932	12	25	5,3	VI	Sentido fuerte en Colquechaca (Potosí), varias réplicas
1937	11	3	5,3	VI	Sentido fuerte en Consata
1942	12	25	5,6	VI	En la ciudad de Cochabamba se sintió fuertemente
1943	2	18	5,8	VI	Muy fuerte en la ciudad de Cochabamba (destrucción)
1947	2	24	6,4	VIII	Consata destruida, sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1948	3	28	6,1	VII	Destrucción en Sucre, muertos y heridos
1949	11	7	5	V	Fue sentido en la ciudad de Florida (Santa Cruz)
1956	8	23	5,8	VI	Fuerte en Consata, sentido en la ciudad de La Paz
1957	8	26	5,9	VII	En Postervalle varias casas de adobe destruidas
1958	1	6	5,2	VI	Pasorapa, casas de adobe sufrieron daños
1958	9	1	5,9	VII	Destrozos en Aiquile.
1970	3	6	4,5	VI	Dos muertos en Ajtara, Potosí
1972	5	12	5	VI	Sentido en la ciudad de Cochabamba, ligeros daños
1976	2	22	5,2	VI	Sentido en las cercanías de Aiquile y ligeros daños
1976	6	30	4,7	V	Sentido en Arque y ligeros daños en casas de adobe
1981	7	23	5	VI	Sentido en Ivirgarzama, daños estructurales
1982	8	23	4,4	V	Sentido fuerte en la ciudad de Oruro, ligeros daños
1983	5	19	4,3	V	Causo alarma en Huañacoma y Caripuyo (Potosí)
1984	6	27	4,6	V	Sentido en Sabaya (Oruro) ligeros daños en casas de adobe
1985	3	19	5,4	VI	En Monteagudo hubieron derrumbes.
1986	5	9	5,6	VI	Sentido fuerte en Villa Tunari.
1986	6	19	5,4	V	Sentido fuerte en Villa Tunari, Chimore y Puerto Villarroel.
1987	8	22	4,8	V	En forestal (Santa Cruz) ligeros daños

1991	12	21	5	V	En Bermejo casas de adobes agrietadas
1994	6	9	8	VI	Sismo profundo, sentido en todo Bolivia
1995	11	6	5,2	V	En Comujo (Oruro) daños en casas de adobe
1998	5	22	6,6	VIII	Destrozos y muertos en Aiquile, Mizque y Totora
2001	6	23	6,9	V	Sentido fuerte en La Paz, con ligeros daños materiales
2001	7	4	6,2	IV	Sentido en casi todo Bolivia, no se reportaron daños materiales
2001	7	24	5,5	V	Sentido y con leves daños en Psigua y Coipasa
2002	2	23	4,5	V	Sentido en Jorochito, Santa Cruz
2002	10	24	6,1	V	Sentido y con daños en Alto Milluni, Zongo
2004	1	21	3,6	III	Sentido en Zongo
2004	3	17	4,9	III	Sentido en Sucre
2004	3	22	5,8	III	Sentido en Tarija
2004	7	17	4,5	III	Sentido en Sucre
2004	8	3	4	V	Daños en Rivera Provincia G. Villarroel

Tabla 6.1. Resumen de la historia sísmica de Bolivia (fuente: NBDS-2006)

En la *tabla 6.1* se puede observar que el último siglo, se han identificado 37 sismos con intensidad mayor o igual a V que han afectado a toda la región.

Si bien el último sismo fuerte en Sucre fue el año 1948 y no se ha repetido otro de esa intensidad en la ciudad, la energía acumulada en todos esos años podría desencadenar un sismo de igual o mayor intensidad en cualquier momento.

6.1.3. Mapas de amenaza sísmica.-

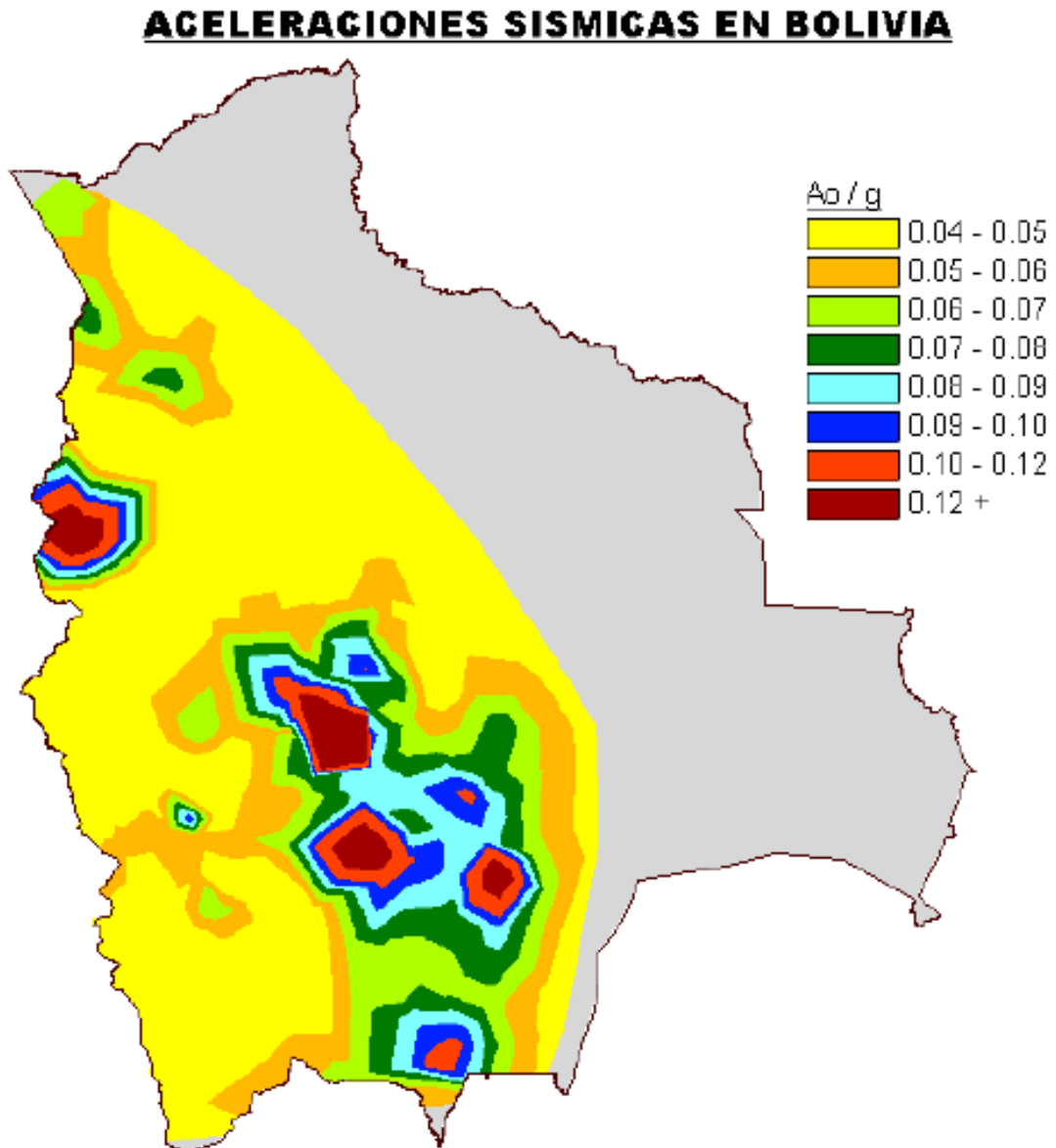


Figura 6.4. Aceleraciones sísmicas en Bolivia (NBDS-2006)

ACELERACIONES SISMICAS EN DEPARTAMENTOS

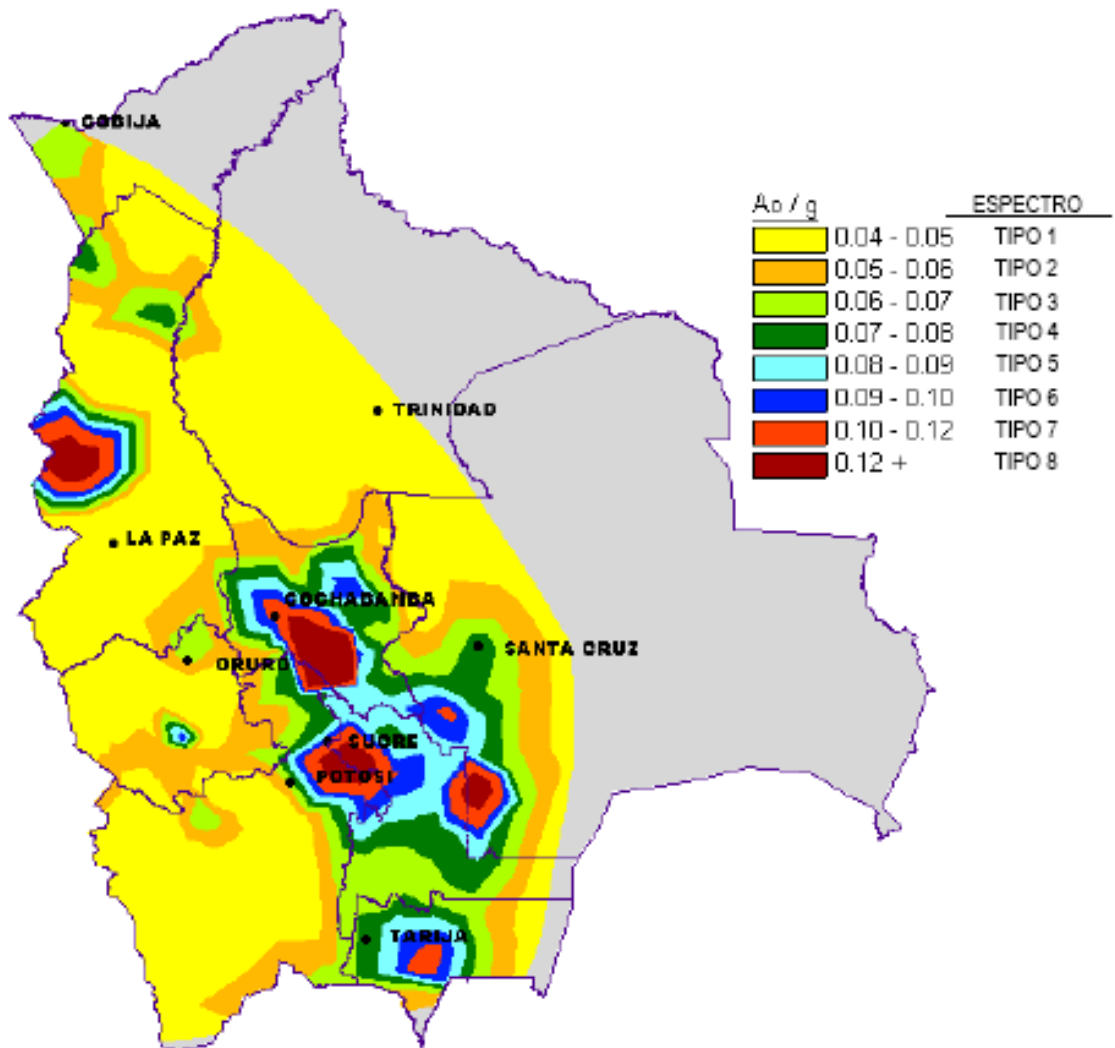


Figura 6.5. Aceleraciones sísmicas en Bolivia por departamentos (NBDS-2006)

ACELERACIONES SISMICAS EN CHUQUISACA

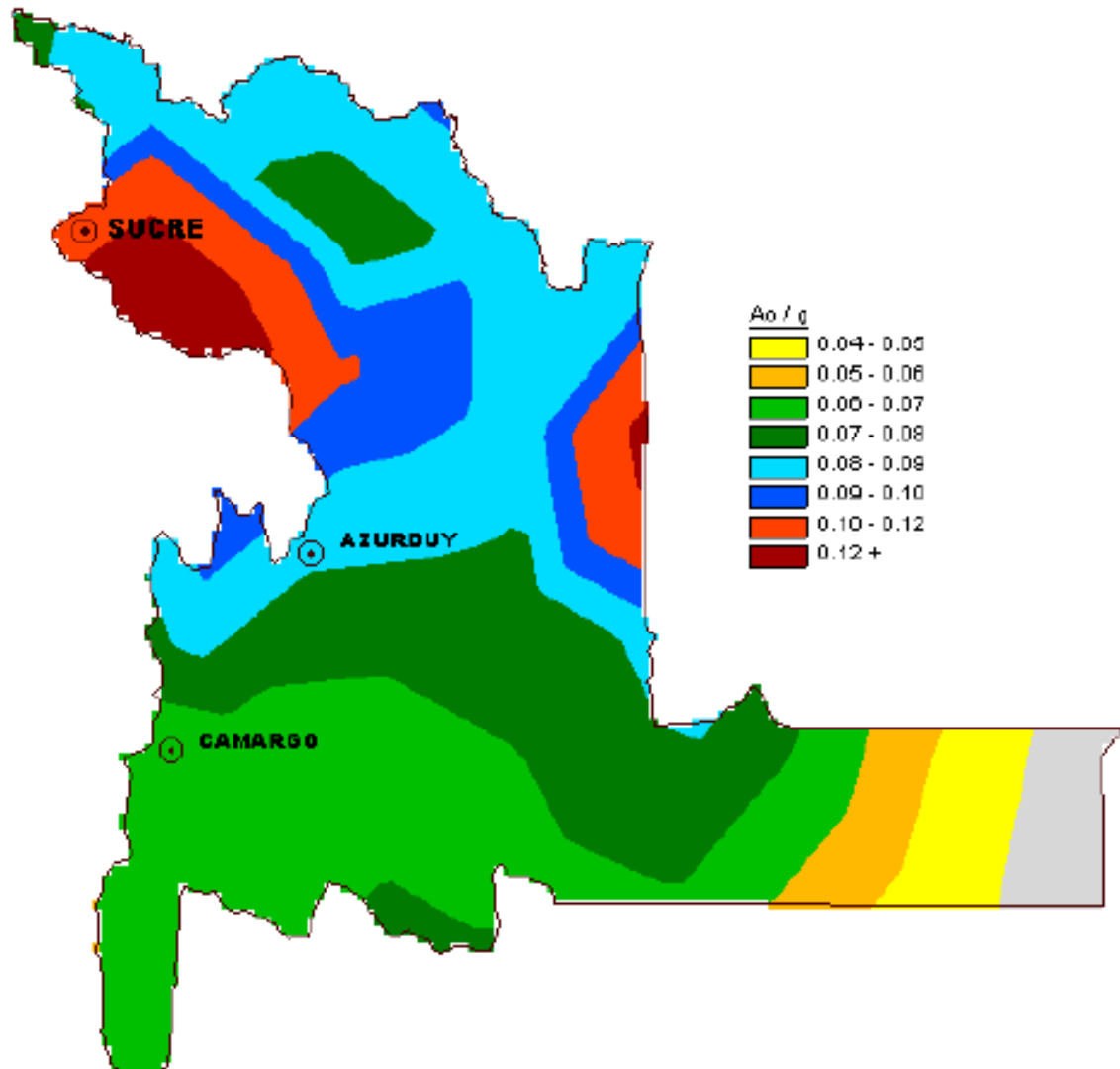


Figura 6.6. Aceleraciones sísmicas en Chuquisaca (NBDS-2006)

La *figura 6.4 y 6.5* muestran claramente que en Bolivia existen dos zonas de sismicidad baja e intermedia.

Zona de amenaza sísmica	PGA
Baja	< 0.10
Intermedia	0.10– 0.20
Alta	>0.20

Tabla 6.2. Clasificación de las zonas de amenaza sísmica (fuente: AIS, 1998)

En general Bolivia se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, pero el riesgo sísmico no solamente depende de la amenaza sísmica sino también del grado de vulnerabilidad que, en general, tienen las edificaciones en cada región.

La ciudad de Sucre, a pesar de estar en una de las zonas de más alta amenaza sísmica en Bolivia, no cuenta con una cantidad suficiente de registros que permitan definir la acción sísmica para diferentes niveles de aceleración máxima y contenidos frecuenciales que representen de forma adecuada las características del terreno.

6.2. DEMANDA SÍSMICA.-

La representación de la Demanda sísmica en la ciudad de Sucre requiere de los espectros de diseño propuestos en la Norma Boliviana (NBDS-2006).

6.2.1 Espectros elásticos de diseño de la Norma Boliviana.-

Para la ciudad de Sucre podemos contar con tres espectros elásticos, los cuales dependen principalmente del tipo de suelo y se pueden ver en las *figuras 6.7, 6.8 y 6.9*.

a) Espectro para suelo firme $\sigma_{adm} = 3 \text{ Kgr/m}^2$

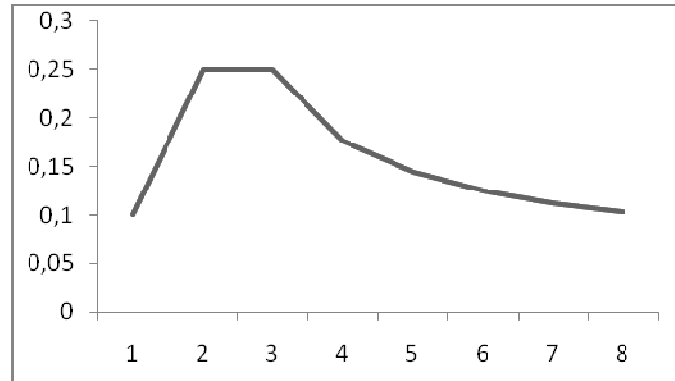


Figura 6.7. Espectro elástico de projeto para solo firme (NBDS-2006)

b) Espectro para solo intermedio $2 \leq \sigma_{adm} < 3 \text{ Kgr/m}^2$

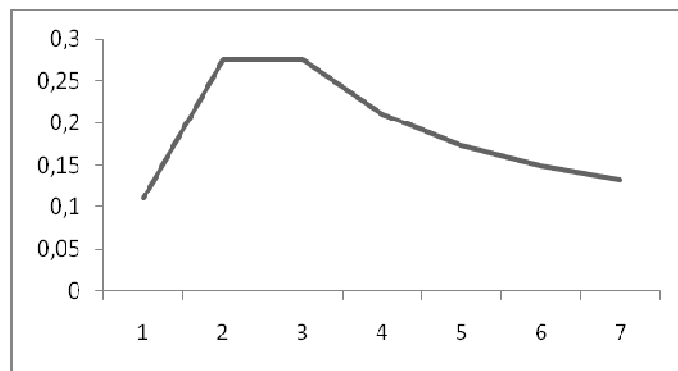


Figura 6.8. Espectro elástico de projeto para solo intermedio (NBDS-2006)

c) Espectro para solo intermedio $0,5 \leq \sigma_{adm} < 2 \text{ Kgr/m}^2$

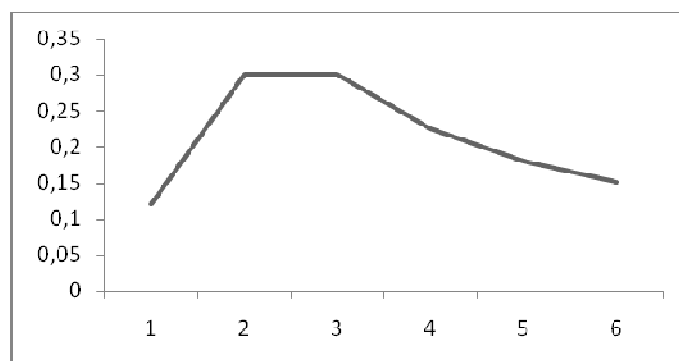


Figura 6.9. Espectro elástico de projeto para solo intermedio (NBDS-2006)

6.3. CAPACIDAD DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO.-

En este capítulo, se analiza la capacidad sísmica de edificios tipo aporticados de Hormigón Armado (HA) existentes en la ciudad de Sucre.

Se han identificado dos tipos de edificaciones

- a) Estructuras sin diseño sismorresistente (SDSR).
- b) Estructuras con diseño sismorresistente (CDSR).

Para ambos grupos, se definen 3 clases de edificios de acuerdo al número de niveles:

Clase A: edificios de 1 a 3 niveles

Clase B: edificios de 3 a 5 niveles

Clase C: edificios de 5 niveles hacia arriba

Dentro de cada clase se tienen diferentes configuraciones en planta y elevación, por lo tanto, se definen 3 modelos representativos por clase.

Se debe empezar con la descripción de las construcciones típicas de la ciudad, junto con su evolución a través de la historia.

A partir de esta información, se definen los modelos estructuras que representan los edificios aporticados de H^o.A^o. y finalmente, se evalúa mediante un análisis estático no lineal la capacidad sísmica de los edificios más representativos, que se representa por medio de espectros de capacidad.

6.3.1. Descripción y evolución de las construcciones.-

En la generalidad, una ciudad desde su fundación ha experimentado diferentes periodos constructivos, que dejan como resultado un conjunto de edificios y viviendas que constituyen una mezcla variada de tipologías, las cuales representan comportamientos y respuestas completamente diferentes frente a la acción sísmica.

Para evaluar la vulnerabilidad y desempeño sísmico, se debe elegir edificios aporticados de H°.A°. más representativos, para ello, se propone dividir estas estructuras en dos grandes grupos de acuerdo al periodo en que fueron construidos.

Por simplicidad se consideraron dos periodos; antes 28 de marzo de 1948, fecha en la cual se produce un sismo en la ciudad de Sucre de magnitud 6.1 (intensidad VII) el cual causó innumerables daños en edificaciones fiscales, colegios, escuelas, templos y principalmente en las viviendas de familias de limitados recursos económicos.

Frente a esta situación de emergencia, el Gobierno se ve en la obligación de adoptar medidas excepcionales para iniciar la reconstrucción de la ciudad y confrontar la tarea de auxilio en forma inmediata. Las evaluaciones técnicas estimaron que los fondos necesarios para la reedificación ascendían a más de 300 millones de Bs., suma que no podía ser erogada por el Tesoro de la Nación, Así se decide la implementación de una fábrica de cemento (FANCESA) en el Departamento de Chuquisaca que contribuya a la reconstrucción de la ciudad, asegurando la generación de capitales propios para la subsistencia de la misma y para el desarrollo de la región. (Fuente: historia de FANCESA).

Periodo anterior a 1948.- Durante este periodo predomina el uso de mampostería para la construcción en todo el territorio Nacional.

Periodo después de 1948.- Desde la Construcción de la Fábrica de cemento se empieza a construir la mayor parte de las edificaciones en Sucre con Hormigón Armado.

En ninguno de los dos periodos ha existido una norma sismorresistente aprobada para Bolivia.

6.3.2 Definición de los modelos.-

Para evaluar la vulnerabilidad y el desempeño sísmico de los edificios de la ciudad de Sucre, se ha optado por definir modelos teóricos cuya geometría se considera altamente representativa de las estructuras aporticadas de H°.A°. existentes.

Por la falta de información que existe en la H.A.M. de Sucre sobre el número de edificios y su clasificación actual, se vio la necesidad de hacer uso del mapa de la *figura 6.10*, el cual muestra el probable crecimiento, según el número de niveles y la altura de los edificios de la ciudad de Sucre, estos datos dependen de factores como el tamaño del predio, el ancho de la calle y situación geológica (si se encuentran o no en la zona de la falla geológica existente en la ciudad), siendo imposible crecer más de esa altura por las normas que existen en la alcaldía.

En el cuadro inferior izquierdo de la figura se observa los primeros tres valores corresponden a edificios de 7, 10 y 12 niveles en colores verde rojo y morado respectivamente, correspondientes a edificios, que de ser construidos se encontrarían fuera de norma, pero a pesar de esto es posible su construcción.

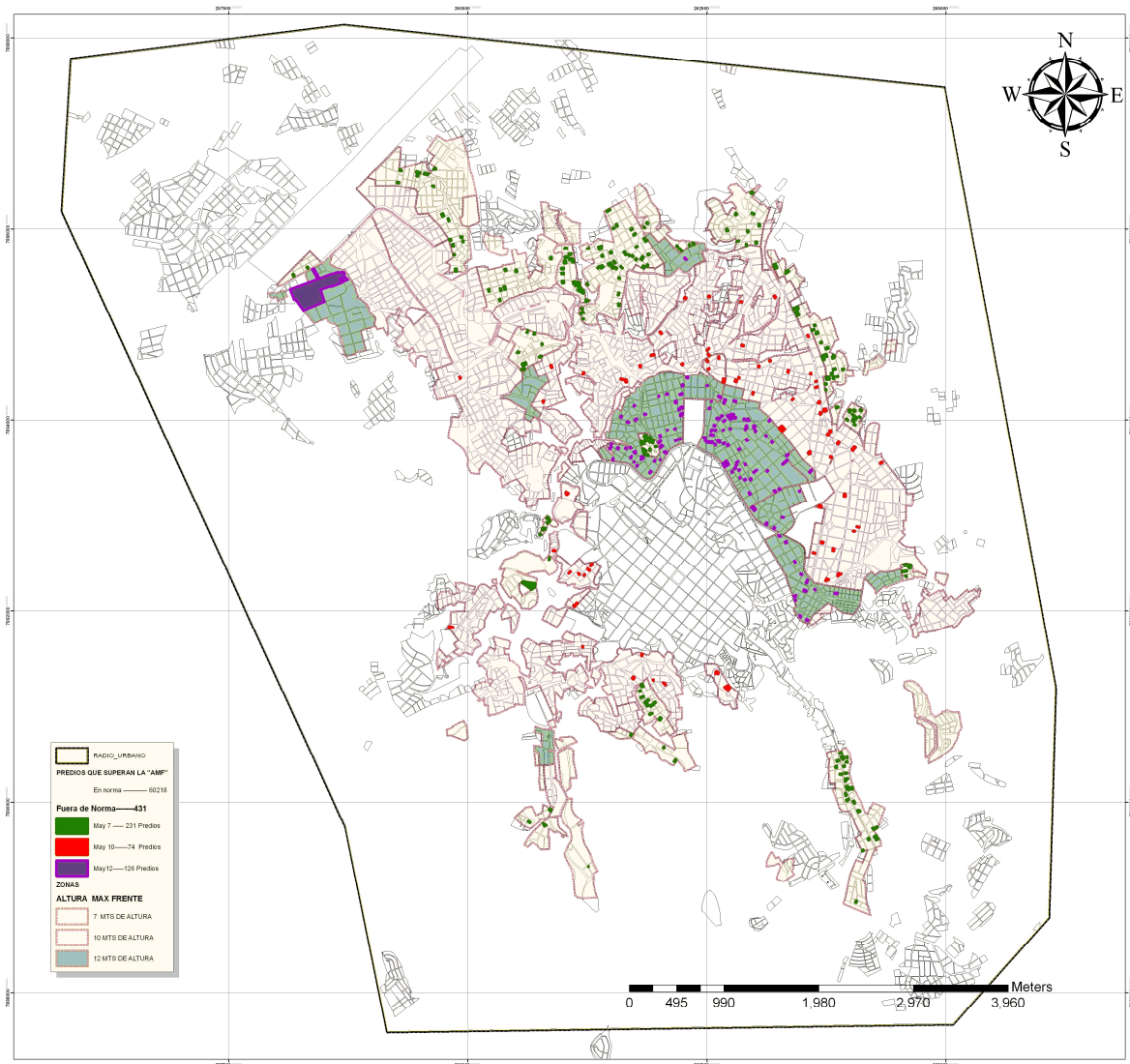


Figura 6.10. Predios que superan la altura máxima del frente (fuente: H.A.M., D.R.A.T.)

La zona naranja muestra todos los predios que podrían contener edificios de hasta 7 metros, la zona rosada, edificios de 10 metros de altura y la zona verde claro, edificios de 12 metros de altura (entre 4 y 5 niveles). Como se puede observar la mayoría de los edificios de la ciudad no puede crecer más de 12 metros, por lo tanto, para la presente tesis se vio conveniente realizar el análisis de la vulnerabilidad para un edificio de 5 niveles, por ser ese el máximo número de pisos de probable construcción dentro de la norma de la alcaldía y otro de 12 niveles que es el nivel máximo proyectado aunque estos se encuentre fuera de norma.

La zona en blanco pertenece al centro histórico de la ciudad donde la norma prohíbe la construcción de edificios de más de 4 niveles.

Con los datos obtenidos de la *figura 6.10*, se desarrollaron 9 modelos de edificios. Los modelos han sido divididos en dos grupos, el primero corresponde a edificios sin diseño sismorresistente, que son prácticamente todos los edificios construidos en Sucre por la ausencia de una normativa de diseño sísmico, antes de la Ordenanza 00/09 de la HAM de Sucre, la cual regula el diseño y construcción de edificios mayores o iguales a 5 pisos y obliga al diseño sismorresistente de los mismos, el segundo grupo corresponde al diseño sismorresistente, si bien no existen muchos diseños de este tipo en la ciudad, mediante este diseño se realizará una analogía con el primer grupo.

En adelante se utilizará la siguiente nomenclatura para los dos tipos:

- Grupo 1: Estructuras Sin Diseño Sismo Resistente (SDSR).
- Grupo 2: Estructuras Con Diseño Sismo Resistente (CDSR).

Como se ha indicado antes, cada uno de los grupos se divide en 3 clases (A, B y C) de acuerdo al número de niveles. La clase A corresponde a edificios de elevación baja hasta 10 metros, la clase B a edificios de elevación media (hasta 12 metros) y la C corresponde a estructuras altas (hasta 12 niveles). Para representar estas clases, se han definido tres tipos de edificios de 3, 5 y

12 metros. Dentro de cada clase, se consideran 3 modelos que varían en su configuración en planta y elevación pero conservan el número de niveles. De esta forma se tiene un total de 9 modelos estructurales que representan los edificios típicos de HA de la ciudad. La *Figura 6.11* muestra esquemáticamente lo anteriormente expuesto.

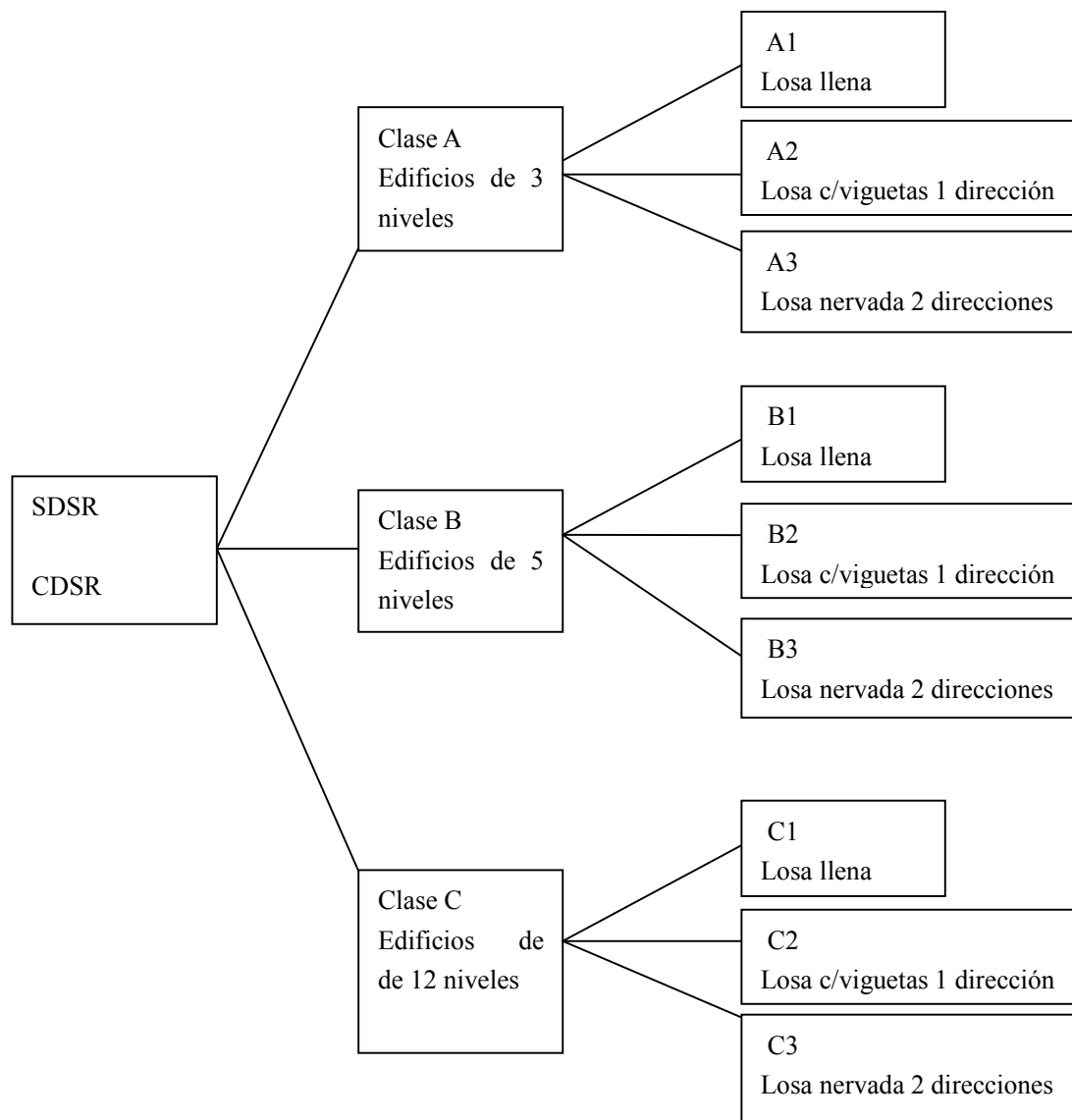


Figura 6.11. Esquema de los grupos, clases y modelos utilizados para representar los edificios de hormigón armado de la ciudad de Sucre.

De los 9 modelos se eligieron los más representativos para hacer el análisis. Se ha descartado para el análisis los edificios de 2 y 3 plantas, por ser la mayoría de estos edificios de mampostería o de estructura mixta (mampostería y Hormigón armado), el porcentaje de edificios de 4 y 5 plantas es el subsiguiente más representativo en la ciudad, por lo que se analizará el modelo B3 correspondiente a edificios de 5 niveles, los modelos de la clase C3 (estructuras de 12 niveles), si bien se encuentran fuera de norma y corresponden a un mínimo porcentaje con respecto a los otros dos modelos considerados, fue analizado por ser probable la construcción de estos en el futuro.

Modelo	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Área (m ²)	N° DE PÓRTICOS		USO
					Ancho	Largo	
B.3	10,25	20,25	13,40	207,56	3	5	Viviendas, departamentos y oficinas
C3	14,85	18,75	30,20	278,44	4	5	

Tabla 6.3. Propiedades geométricas de los modelos B.3 y C3 (CDSR y SDSR)

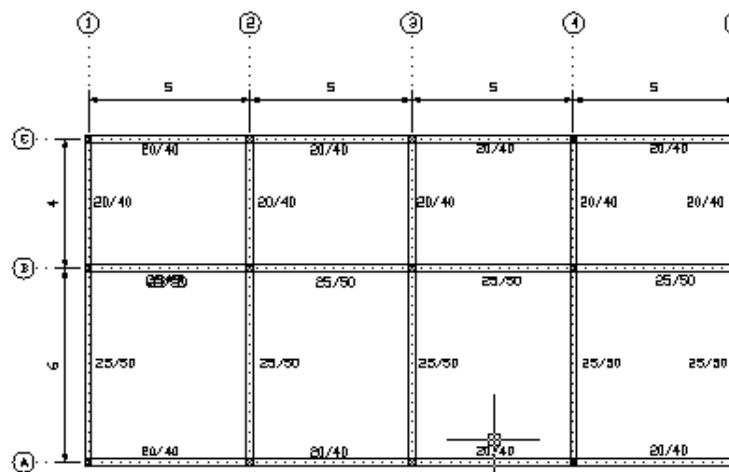


Figura 6.12. Distribución de planta del modelo de 5 niveles

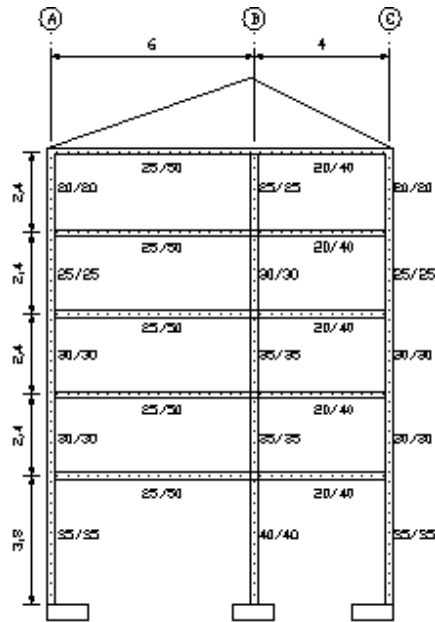


Figura 6.13. Distribución de elevación del modelo de 5 niveles

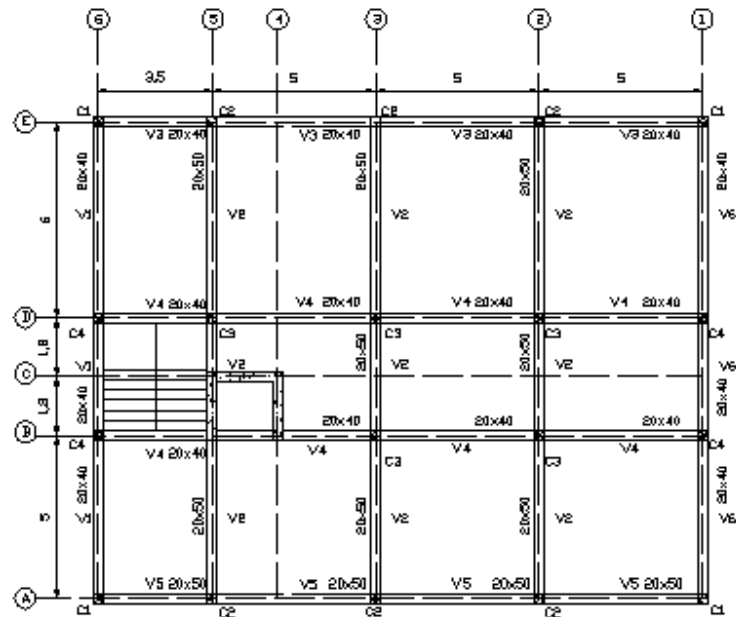


Figura 6.14. Distribución de planta del modelo de 12 niveles



Figura 6.15. Distribución de elevación del modelo de 12 niveles

6.3.3. Parámetros de análisis y diseño.-

Una vez definidas las características geométricas de los modelos (configuración en planta y elevación, dimensiones de los elementos estructurales, etc.) es necesario definir los parámetros utilizados para el análisis y diseño de estos edificios. Para el primer grupo (SDSR). En cuanto al segundo grupo (CDSR) los parámetros están relacionados con las recomendaciones contempladas en la primera Norma Boliviana de diseño sísmico NBDS-2006. La *Tabla 6.4*

resume los principales parámetros utilizados en cada grupo.

Descripción	SDSR	CDSR
1. Cargas verticales		
Densidad del hormigón	2400 Kgr/m ³	
Acabados del piso y techos	5 cm a 2200 Kgr/m ³	
Losa aligerada de entrepiso	Losa en dos direcciones con nervaduras de espesor 0.10 separadas por 0,50m centro a centro	
Muros	120 Kgr/m ² . Cubierta: 250 Kgr/m ²	
Carga viva (viviendas, departamentos, y oficinas)	250 Kgr/m ²	250 Kgr/m ²
	100 Kgr/m ²	100 Kgr/m ²
2. Cargas de sismo	No se consideran	Se consideran
3. Derivas entre piso		Se verifican
4. Materiales	Hormigón armado	
Hormigón	f'c= 210 kg/ cm ²	
Acero Longitudinal	f y =4200 kg/ cm ²	
Acero Transversal	f y =4200 kg/ cm ²	

Tabla 6.4. Parámetros de análisis y diseño para los modelos estructurales de la ciudad de Sucre.

6.4. CAPACIDAD SÍSMICA.-

Las curvas de capacidad, se obtienen mediante un análisis Pushover y utilizando el patrón de cargas cuya distribución corresponde al primer modo de vibración de cada edificio. Para hacer el análisis se utiliza el programa SAP2000 v14, con el se obtienen directamente las curvas de capacidad de los modelos para ambos niveles de diseño SDSR y CDSR, las cuales se pueden observar en las *figuras 6.16 a 6.19*.

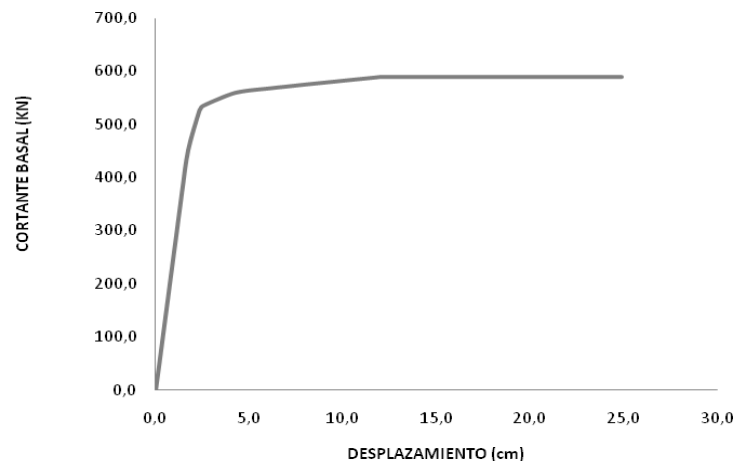


Figura 6.16. Espectro de capacidad resultante de los sistemas MGDL para el modelo B3 CDSR

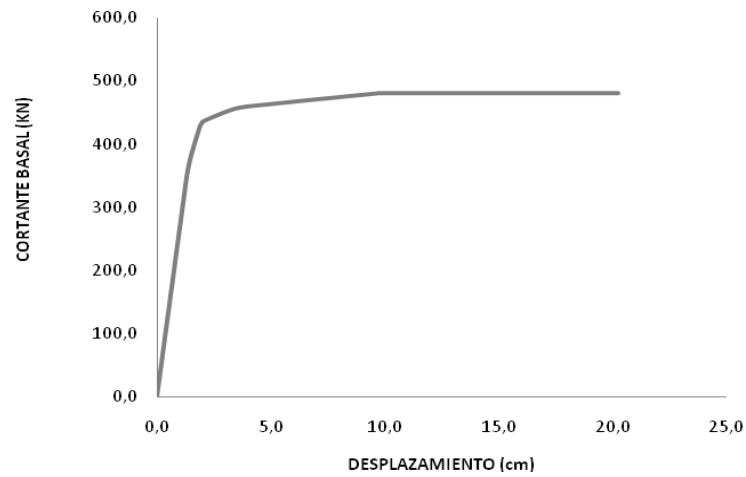


Figura 6.17. Espectro de capacidad resultante de los sistemas MGDL para el modelo B3 SDSR

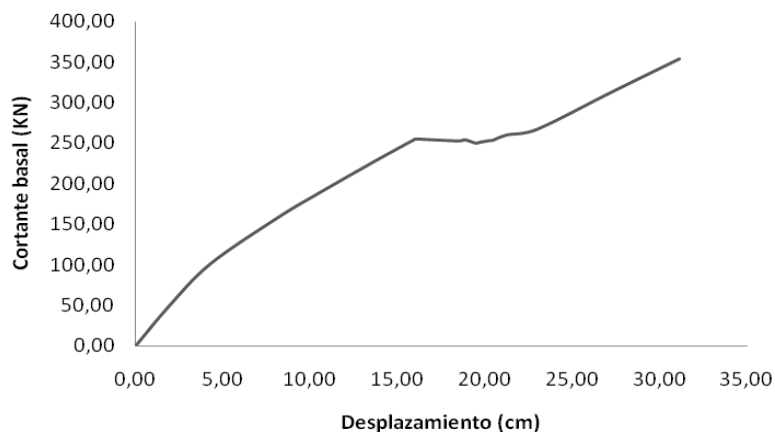


Figura 6.18. Espectro de capacidad resultante de los sistemas MGDL para el modelo C3 CDSR

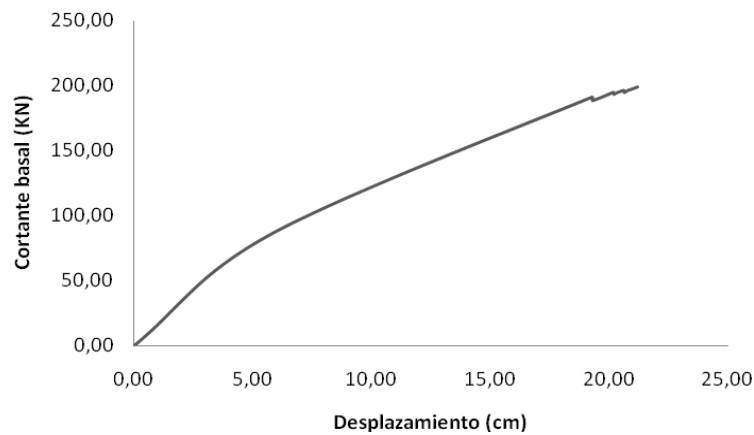


Figura 6.19. Espectro de capacidad resultante de los sistemas MGD para el modelo C3 SDSR

La comparación de la figura 6.16 con 6.17 y de las figura 6.18 con 6.19, permiten detectar, a simple vista, las diferencias en la capacidad de los edificios con y sin diseño sismorresistente.

El método requiere que estas curvas sean transformadas a un sistema de un grado de libertad equivalente (1 GDL), siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.8.3 y utilizando las ecuaciones 6.1 y 6.2, obtenemos los valores de la Tabla 6.5, donde m^* y T^* son la masa y el período del sistema de 1 GDL equivalente, respectivamente y, Γ es el factor de participación modal.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m^* \phi_i^2} \quad (6.1)$$

$$T^* = 2\pi \quad (6.2)$$

Modelo	m^* (Kn)	*	T (s)
B.3 SDSR	1.083,17	1,32	1,279
B.3 CDSR	939,98	1,40	1,191
C.3 SDSR	2223,63	1,41	2,434
C.3 CDSR	2168,52	1,44	3,605

Tabla 6.5. Parámetros del sistema de 1 GDL equivalente

La representación bilineal de la curva de capacidad es:

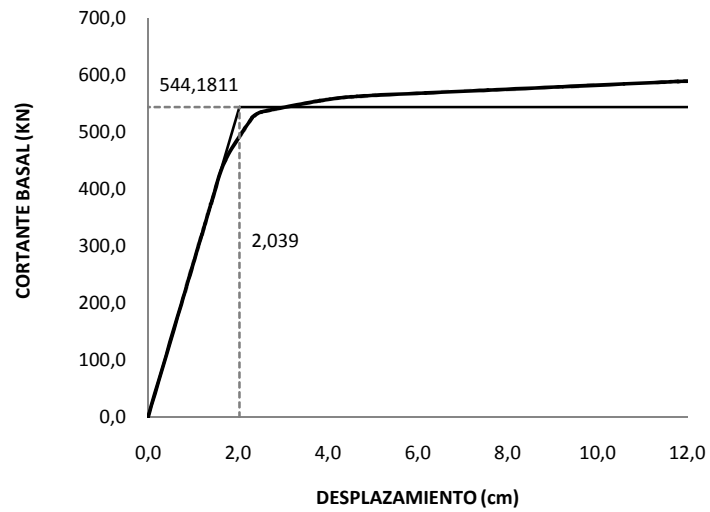


Figura 6.20. Espectro de capacidad bilineal de los edificios B3. CDSR

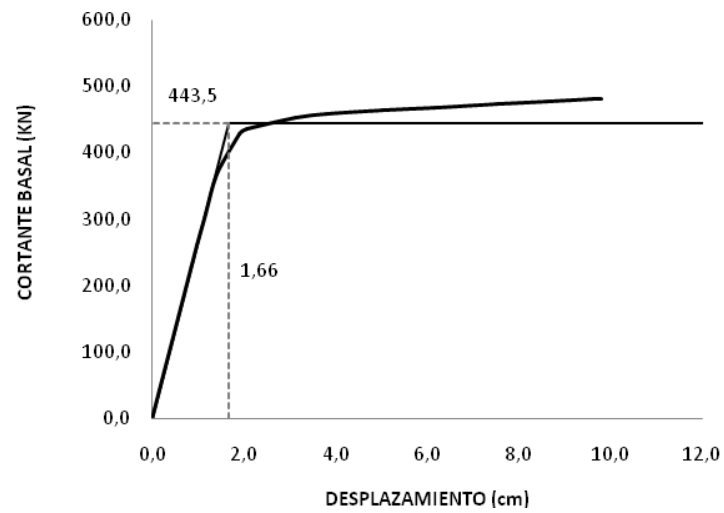


Figura 6.21. Espectro de capacidad de los sistemas MGD de los edificios B3. SDSR

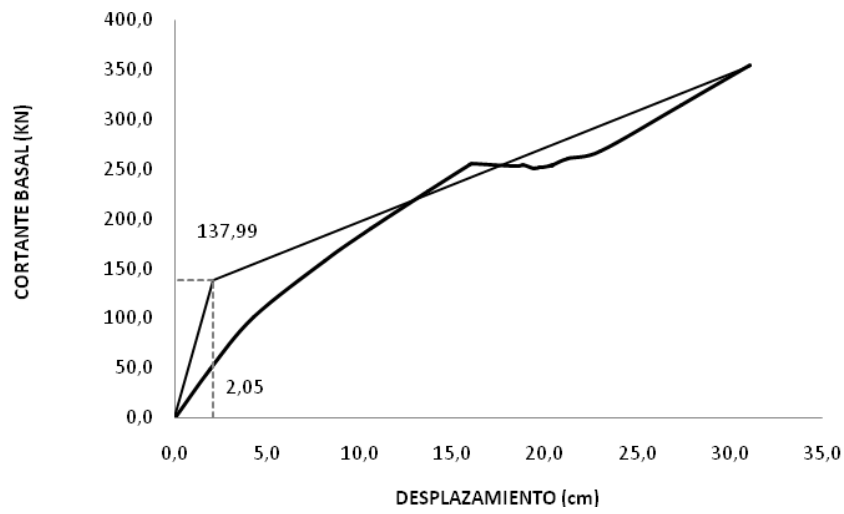


Figura 6.22. Espectro de capacidad bilineal de los edificios C3.CDSR

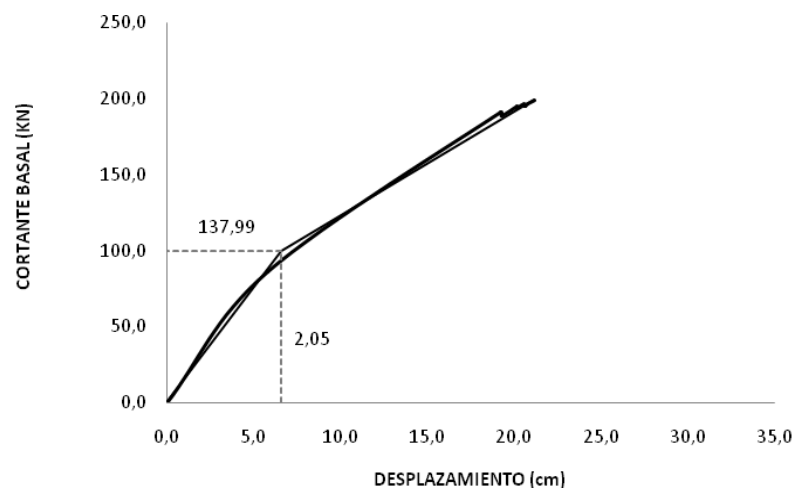


Figura 6.23. Espectro de capacidad de los sistemas MGD L de los edificios SDSR

De la representación bilineal de la curva de capacidad para cada uno de los modelos analizados obtenemos las coordenadas del punto de cedencia “ F_y ” y “ D^*y ”, asimismo se obtiene el desplazamiento último. La *tabla 6.6*, muestra estos valores.

Modelo	Fy* (ton)	Dy* (cm)	Du (cm)
B.3 SDSR	443,51	1,66	20,27
B.3 CDSR	544,18	2,04	24,86
C.3 SDSR	99,66	6,59	21,19
C.3 CDSR	137,99	2,05	31,13

Tabla 6.6. Parámetros del sistema de 1 GDL equivalente

6.5. DESEMPEÑO SÍSMICO.-

Para evaluar el desempeño sísmico se ha elegido el método N2. El método requiere el cálculo del espectro de capacidad del modelo mediante un análisis estático no lineal (análisis Pushover), paso que se ha realizado en el apartado 6.4.

El espectro de capacidad se lo obtiene dividiendo la fuerza F^* por la masa equivalente m^* . La aceleración en el punto de cedencia es,

$$S_{ay} = \frac{F_y}{m^*} \quad (6.3)$$

En la *tabla 6.7*, se puede observar el desplazamiento en el punto de cedencia, el desplazamiento último y la aceleración espectral en el punto de cedencia para cada modelo.

Modelo	Dy*(m)	Say*(g)	Du*(m)
B3 SDSR	0,01660	0,0418	0,2026
B3 CDSR	0,0204	0,0591	0,2486
C3 SDSR	0,0659	0,0046	0,2119
C3 CDSR	0,0205	0,0065	0,3113

Tabla 6.7. Parámetros de representación bilineal de la curva de capacidad para cada uno de los modelos

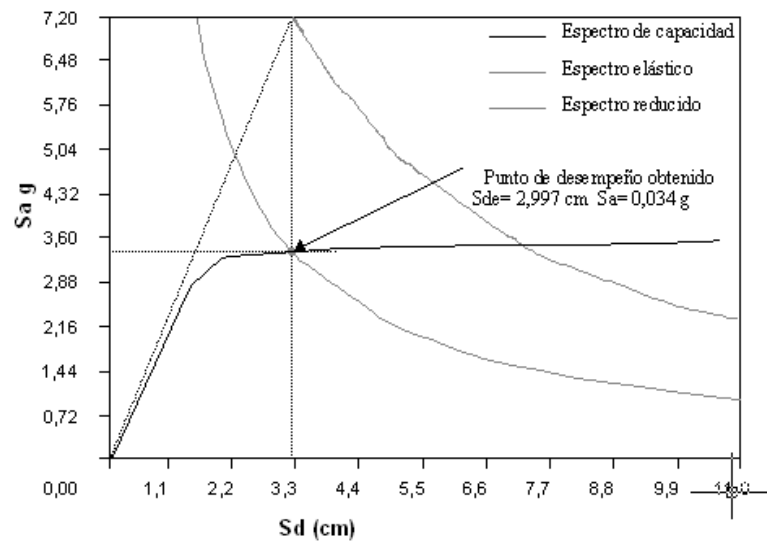


Figura 6.24. Punto de desempeño sísmico para el modelo B3 CDSR

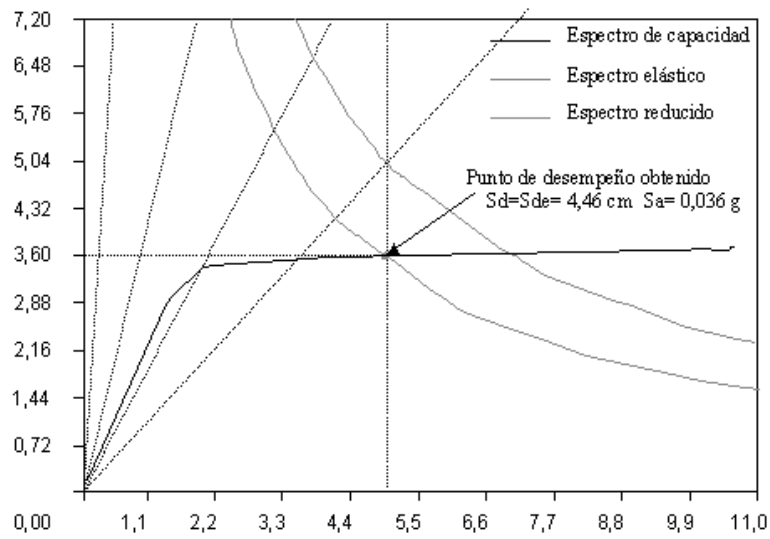


Figura 6.25. Punto de desempeño sísmico para el modelo B3 SDSR

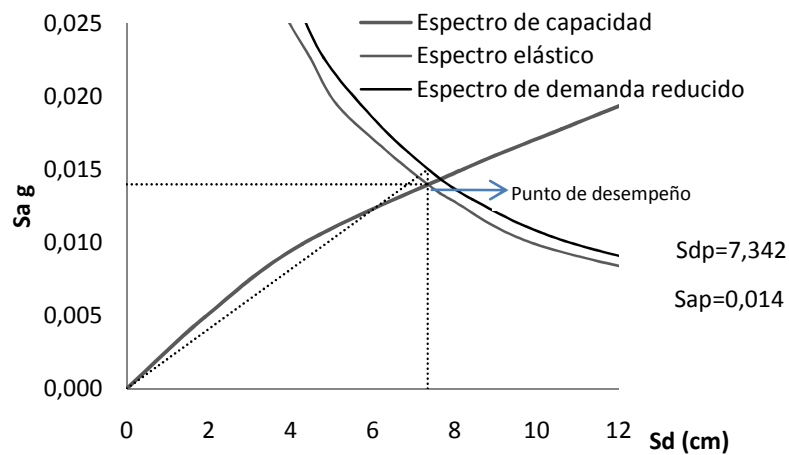


Figura 6.26. Punto de desempeño sísmico para el modelo C3 CDSR

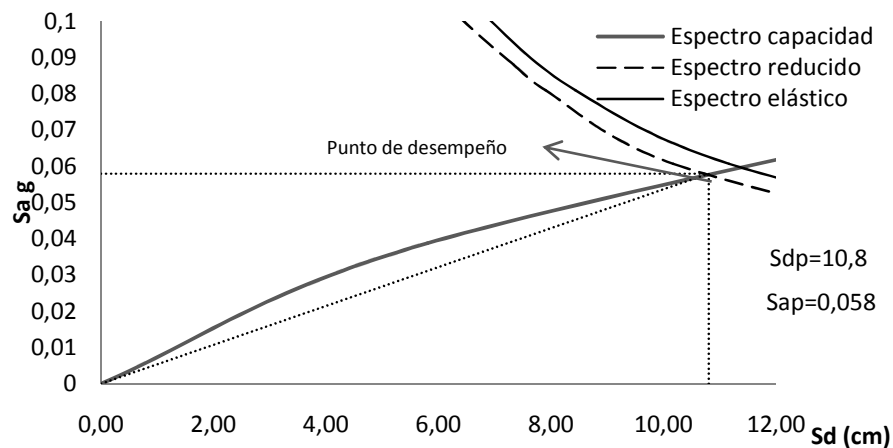


Figura 6.27. Punto de desempeño sísmico calculado para el modelo C3 SDSR

Para el caso de comportamiento elástico ilimitado de la estructura, el punto de desempeño se representa por la intersección del espectro elástico y la línea correspondiente al periodo elástico “ T^* ”, que corresponda a una aceleración espectral “ S_{ae} ” y un desplazamiento espectral “ S_{de} ”, para un movimiento sísmico. El factor de reducción se obtiene de la ecuación

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (6.4)$$

Se compara el periodo del sistema de 1 GDL T^* con T_c , y se aplica las ecuaciones 6.5, para encontrar S_d .

$$S_d = \begin{cases} S_{de}(T^*) & T^* \geq T_c \\ \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_{\mu-1}) \frac{T_c}{T} \right] & T^* \leq T_c \end{cases} \quad (6.5)$$

y se encuentra el punto de desempeño de cada modelo

<i>Modelo</i>	<i>Rμ</i>	<i>Sd*(m)</i>	<i>Sdp (cm)</i>	<i>Sap* (g)</i>
<i>B3 SDSR</i>	0,86	4,46	4,460	0,0360
<i>B3 CDSR</i>	0,59	2,997	2,997	0,0349
<i>C3 SDSR</i>	1,29	10,80	10,80	0,0580
<i>C3 CDSR</i>	2,16	7,342	7,342	0,0140

Tabla 6.8 Coordenadas espectrales resultantes para cada uno de los modelos

Las figuras 6.24 a 6.27 muestran la superposición del espectro elástico de respuesta en formato AD, a partir de esta figura es posible definir el punto de desempeño de prueba aplicando la aproximación de desplazamientos iguales.

La demanda del desplazamiento del sistema de MGDG es igual a:

$$Dt^* = \Gamma * S_d \quad (6.6)$$

La tabla muestra, el factor de participación modal y la demanda del sistema de MGDG para cada uno de los modelos analizados.

<i>Modelo</i>	<i>Γ</i>	<i>Dt (cm)</i>
<i>B3 SDSR</i>	1,32	5,70
<i>B3 CDSR</i>	1,40	4,19
<i>C3 SDSR</i>	1,41	15,18
<i>C3 CDSR</i>	1,44	10,59

Tabla 6.9. Factor de participación modal resultante para cada uno de los modelos

6.6. CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD Y DAÑO.-

Lamentablemente Bolivia no dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de datos de ensayos de laboratorio, por lo tanto, el único método de obtención de curvas de fragilidad es el método analítico.

6.6.1. Caracterización de los estados de daño.-

El procedimiento empleado para esto es el siguiente:

- a) Se construye el espectro de capacidad del edificio, paso que ya se realizó.
- b) Se identifican sobre la curva de capacidad los umbrales de desplazamiento espectral asociados a cada estado de daño (S_{d1} : Leve; S_{d2} : Moderado; S_{d3} : Severo; S_{d4} : Colapso). Estos valores, corresponden al desplazamiento a partir del cual se producen los estados de daño, así por ejemplo, S_{d1} es el valor de desplazamiento espectral a partir del cual se producen daños leves.

La *tabla 6.10.* muestra las expresiones propuestas por Lagomarsino et .al, (2003) para definir los intervalos de variación del desplazamiento espectral para los cinco estados de daño considerados: son daño, leve, moderado, severo y colapso.

Estado de daño	Intervalos de S_d
Sin daño	$S_d \leq 0,7 * D_y^*$
Leve	$0,7 * D_y^* < S_d \leq D_y^*$
Moderado	$D_y^* < S_d \leq D_y^* + 0,25. (D_u^* - D_y^*)$
Severo	$D_y^* + 0,25. (D_u^* - D_y^*) < S_d \leq D_u^*$
Colapso	$S_d > D_u^*$

Tabla 6.10. Intervalos de variación del desplazamiento espectral para los estados discretos de daño (Lagomarsino et .al, 2003)

Los umbrales de daño obtenidos por el procedimiento anterior para cada modelo y ambos niveles de diseño se muestran en las figuras 6.28 a 6.31.

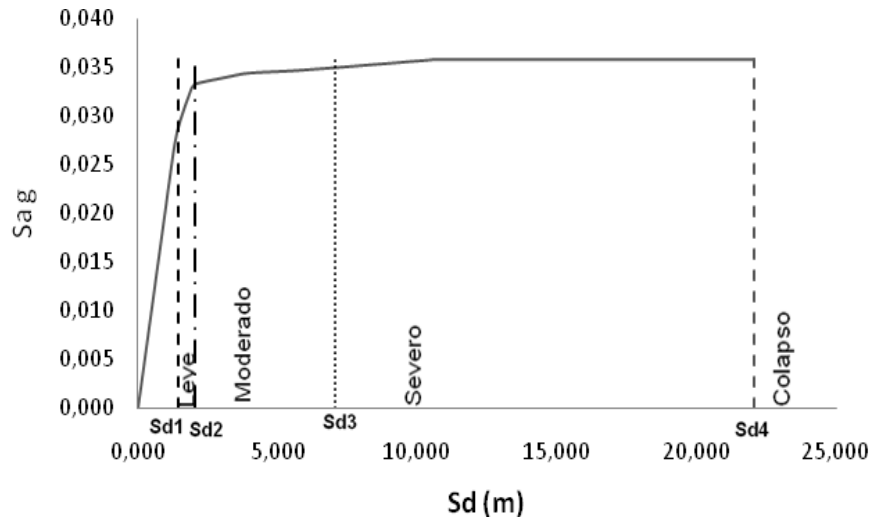


Figura 6.28. Identificación de los estados de daño en el espectro capacidad para el edificio B.3 CDSR

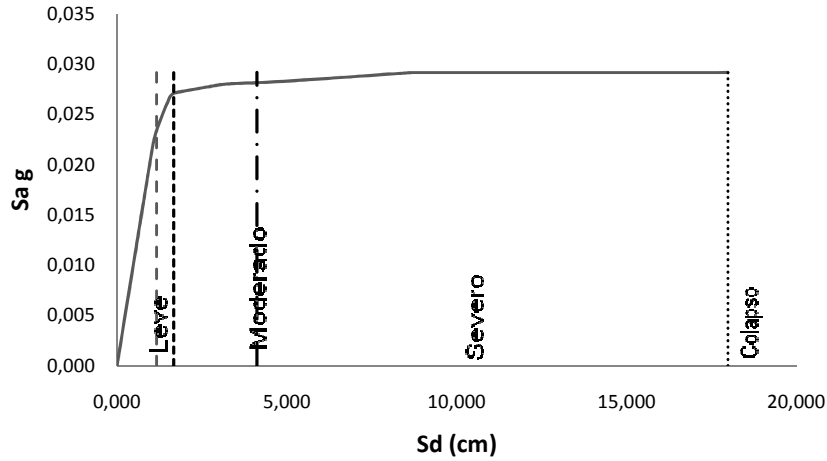


Figura 6.29. Identificación de los estados de daño en el espectro capacidad para el edificio B.3 SDSR

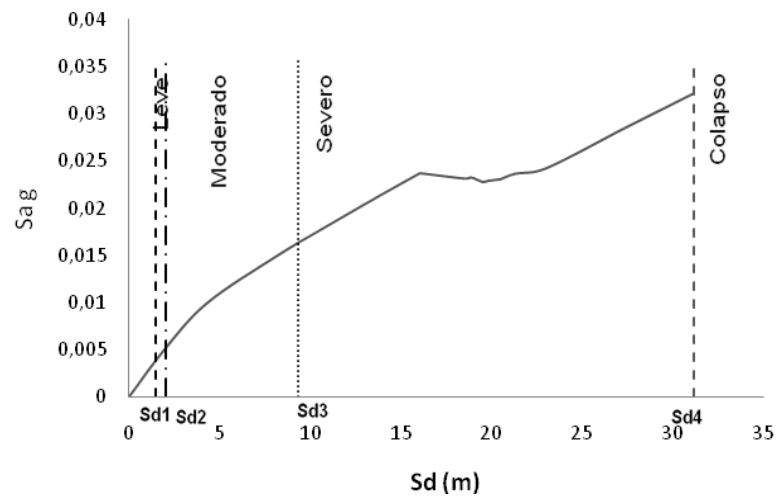


Figura 6.30. Identificación de los estados de daño en el espectro capacidad para el edificio C.3 CDSR

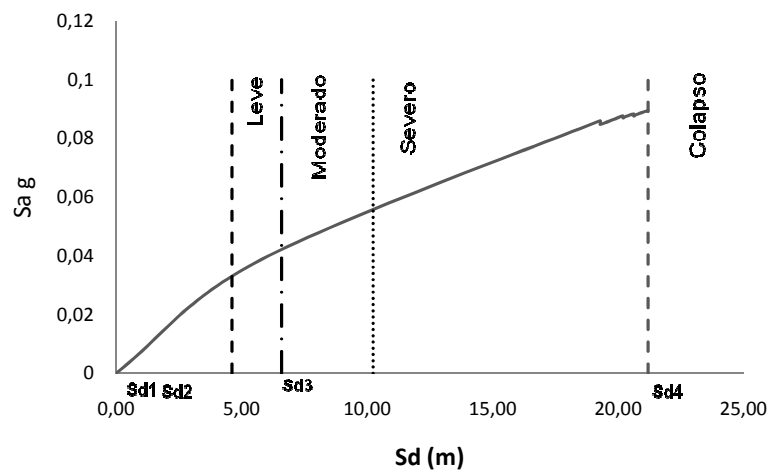


Figura 6.31. Identificación de los estados de daño en el espectro capacidad para el edificio C.3 SDSR

c) Se construye una curva que relaciona el valor del desplazamiento espectral S_d con la deriva máxima entre piso δ_{max} . Para esto debemos encontrar la deriva máxima de entre piso esto es:

$$\text{---} \quad (6.7)$$

A partir de esta ecuación encontramos la deriva en cada piso y luego elegimos la máxima.

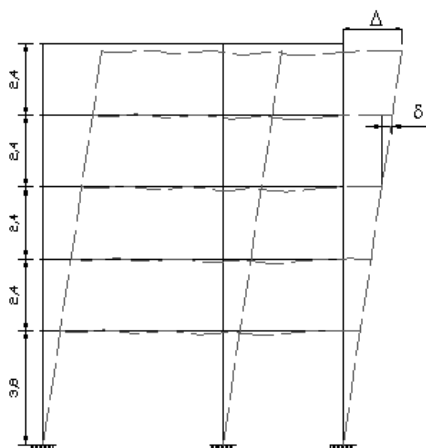


Figura 6.32. Representación del concepto de deriva de entrepiso

d) Sobre la curva del numeral anterior, se entra con los valores de S_{dmax} obtenidos (S_{d1} , S_{d2} , S_{d3} y S_{d4}), para cada estado de daño y, se encuentran para cada uno de ellos, los valores correspondientes a la deriva máxima entre piso δ_{max} (δ_1 , δ_2 , δ_3 y δ_4), figura 6.33 a,b,c,d.

Modelo	Deriva máxima entre piso δ_{max} (% de h_p)			
	δ_1 : Leve	δ_2 : Moderado	δ_3 : Severo	δ_4 : Colapso
B3 CDSR	0,029	0,032	0,057	0,130
B3 SDSR	0,027	0,030	0,055	0,129
C3 CDSR	0,037	0,040	0,081	2,019
C3 SDSR	0,037	0,057	0,093	0,202

Tabla 6.11. Valores límite de la deriva máxima de entre piso, calculados para los estados discretos de daño. Para los modelos B.3 y C3 (SDSR y CDSR)

Modelo	Valores límites del desplazamiento espectral (cm) para los estados discretos de daño			
	Sd1: Leve	Sd2: Moderado	Sd3: Severo	Sd4: Colapso
B3 CDSR	1,430	2,040	7,050	22,080
B3 SDSR	1,164	1,663	4,110	17,994
C3 CDSR	1,440	2,050	9,320	31,130
C3 SDSR	4,610	6,590	10,240	21,190

Tabla 6.12. Valores límite del desplazamiento espectral calculados para los estados discretos de los Modelos B.3 y C3 (SDSR y CDSR)

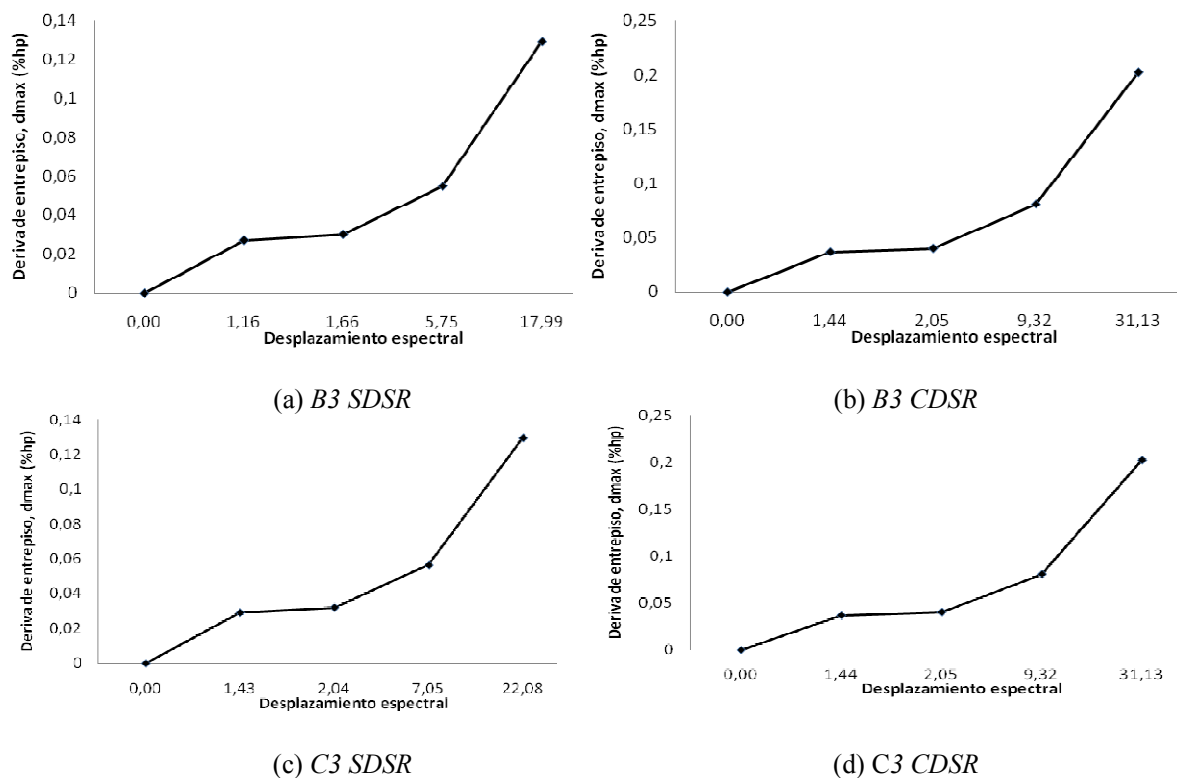


Figura 6.33. Relación entre los valores máximos de la deriva de entrepiso y los desplazamientos espectrales correspondientes

La *tabla 6.13* muestra los criterios de identificación de los niveles de desempeño de los edificios de HA, junto con el correspondiente nivel de desempeño y estado de daño, de acuerdo a la propuesta del Comité VISION 2000 presentada en el capítulo 3.

Nivel de desempeño	Estado de daño	Criterios de identificación
Totalmente operacional	Sin daño	Agrietamiento de algún elemento
Operacional	Leve	Cedencia de alguno de los elementos
Seguridad	Moderado	Cedencia de todos los elementos
Próximo al colapso	Severo	Agotamiento de una columnas
Colapso	Colapso	Agotamiento de toda una planta del edificio

Tabla 6.13. Criterios para la identificación de los niveles de desempeño de los edificios de HA (Comité VISION 2000)

6.6.2. Verificación de los objetivos de desempeño.-

<i>Modelo</i>	<i>Sdp (cm)</i>
<i>B3 SDSR</i>	4,460
<i>B3 CDSR</i>	2,997
<i>C3 SDSR</i>	10,80
<i>C3 CDSR</i>	7,342

Tabla 6.14. Valores del desplazamiento espectral máximo, para los Modelos B.3 y C3 (SDSR y CDSR)
(Determinados a partir de las figuras 6.24- 6.27)

Comparamos los valores de “Sdp” de la *tabla 6.14*, con los valores de la *tabla 6.12* y obtenemos los estados de daño correspondientes para cada modelo. Por ejemplo, el Modelo B3 SDSR tiene un Sdp= 2,997 cm, comparamos este valor con los valores límites de desplazamiento espectral para los estados discretos de daño, correspondientes al modelo B3 CDSR de la *tabla 6.12* y podemos ver, que el desplazamiento espectral está en el intervalo de 2,04 – 7,05, por lo tanto, su estado de daño es “Moderado” y este estado corresponde a un nivel de desempeño de “Seguridad”, según la *tabla 6.13*. De la misma manera se procede para el resto de los modelos.

Modelo	Estado de daño	Nivel de desempeño
B3 CDSR	Moderado	Seguridad
B3 SDSR	Severo	Próximo al colapso
C3 CDSR	Moderado	Seguridad
C3 SDSR	Severo	Próximo al colapso

Tabla 6.15. Estados de daño y niveles de desempeño para la demanda sísmica (elaboración propia)

De la *tabla 6.15* se concluye que los edificios SDSR, no cumplen con el objetivo básico para el cual han sido diseñados, debido a que presentan daños severos que pueden ocasionar

víctimas dentro y fuera de la estructura. Para el caso de los modelos CDSR la situación es mucho mejor, como era de esperar, ya que los edificios tienen un desempeño de seguridad.

6.6.3 Vulnerabilidad sísmica.-

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los modelos B.3 y C3 para ambos niveles de diseño (SDSR y CDSR), se utiliza un método analítico expedito.

Se ha elegido esta metodología como la más adecuada para definir la vulnerabilidad de estructuras existentes sin que sea necesaria la ocurrencia de un sismo. Se ha descartado el uso de un procedimiento estocástico, expuesto en la primera parte como el más idóneo para evaluar la vulnerabilidad sísmica, debido al alto costo en tiempo computacional que implica el combinar una simulación por el método de Monte Carlo, con un análisis dinámico no lineal de estos modelos.

El método consiste en generar curvas de fragilidad a partir de la suposición que la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño, sigue una distribución lognormal. Por lo tanto, para un desplazamiento espectral y un estado de daño, esta probabilidad se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$P[ED \geq ED_i/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{EDi}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d_{EDi}}} \right] \quad (6.8)$$

$\bar{S}_{d_{EDi}}$ es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual la estructura alcanza el umbral del estado de daño ED_i , β_{EDi} es la desviación estándar del logaritmo natural de este desplazamiento espectral y Φ es la función de distribución normal estándar acumulada. El subíndice i . representa los estados discretos de daño, esto es: leve ($i = 1$), moderado ($i = 2$),

severo ($i = 3$) y colapso ($i = 4$). Para calcular las probabilidades a partir de la función de distribución $\phi[\bullet]$ de la ecuación (6.8), es necesario definir \overline{Sd}_{EDi} y β_{EDi} para cada estado de daño. Para ello, se describe a continuación el procedimiento empleado para determinar estos dos parámetros.

Parámetros de la función de distribución lognormal.- El procedimiento y los dos metodologías adoptadas para estimar la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes, es el siguiente

- Cálculo de los parámetros que definen la representación bilineal del espectro de capacidad para cada uno de los modelos, esto es: las coordenadas del punto de cedencia (Dy^* y Sy^*) y las coordenadas del punto de capacidad última (Du^* y Su^*), estos puntos ya han sido calculados y se los puede ver en la *tabla 6.6*.
- Definición de los valores medios de desplazamiento espectral S_{di} para cada uno de los estados de daño EDi , a partir de los parámetros del espectro de capacidad bilineal. Esta propuesta corresponde a la definición de los umbrales de daño los cuales se han presentado en el punto 6.6.1
- Estimación de la desviación estándar β_{EDi} correspondiente a cada desplazamiento espectral medio \overline{Sd}_i . Para ello, se supone que la probabilidad de cada estado de daño en su desplazamiento espectral medio, es igual al 50% y, la probabilidad de los otros estados de daño, siguen misma distribución Beta (o binomial). Esta distribución es función del grado de daño medio μ_D , el cual se define como:

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \frac{6,25V_i - 13,1}{2,3} \right] \quad (6.9)$$

V_i es la intensidad V_i es el índice de vulnerabilidad que varía entre 0 y 1. El valor de μ_D varía entre 0 y 4.

La Función de Distribución de Probabilidad Beta continua (FDP) se utiliza para obtener la distribución de probabilidad discreta, correspondiente a los 4 estados de daño. Esta distribución Beta se define como:

$$FDP = P_{\beta}(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \frac{(x-a)^{r-1}(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad a \leq x < b \quad (6.10)$$

Γ es la función Gamma, $a = 0$ y $b = 4$; $t = 8$ es el valor que hace que esta distribución se ajuste bien a una distribución binomial, la cual, se señala en la escala de intensidad EMS-98, como la que mejor ajusta la distribución de los daños observados. r es una función de t y μ_D definida por la siguiente ecuación:

$$r = t. (0,007\mu_D^3 - 0,0525\mu_D^2 + 0,2875\mu_D) \quad (6.11)$$

La probabilidad de que el daño sea mayor o igual a un grado de daño, se obtiene integrando la función FDP entre 0 y el grado de daño correspondiente.

Para obtener la distribución de probabilidad discreta, se calculan los valores de μ_D tales que la probabilidad de que el daño sea menor o igual que el estado de daño x , sea menor o igual al 50%. En otras palabras, $P_{\beta}(x) = 0.5$ para $x = 1, 2, 3$ y 4 .

La *Tabla 6.16* presenta los valores de μ_D obtenidos para el modelo B.3 CDSR, junto con las probabilidades de que cada estado de daño sea excedido, calculadas como $1 - P_{\beta}(x)$, para $x = 1, 2, 3$ y 4 . De esta misma manera se procede para el resto de los modelos.

Estado de daño	Condición	μ_D	$P\beta(1)$	$P\beta(2)$	$P\beta(3)$	$P\beta(4)$
Leve	$P\beta(1)=0,50$	0,911	0,5000	0,119	0,012	0,000
Moderado	$P\beta(2)=0,50$	1,919	0,896	0,5000	0,135	0,008
Severo	$P\beta(3)=0,50$	3,081	0,992	0,866	0,5000	0,104
Colapso	$P\beta(4)=0,50$	4,089	1,000	0,988	0,881	0,5000

Tabla 6.16. Distribución discreta de las probabilidades de que cada estado de daño sea excedido cuando $P\beta=0.5$ para $x = 1, 2, 3$ y 4 para el modelo B3 CDSR (valores obtenidos con la ecuación 6.9 y 6.10).

La desviación estándar (β) se obtiene a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la función de distribución lognormal $\phi[\bullet]$ de la ecuación (6,8) a los puntos de la *tabla 6.16*.

6.6.4 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad y daño.-

A partir del procedimiento descrito en el apartado anterior se obtienen las curvas de fragilidad para los modelos hormigón armado. Las tablas 6.17- 6.20 muestran los parámetros de la función de distribución lognormal para los modelos B3 CDSR, B3 SDSR.

Estado de daño	$\bar{S}_a(cm)$	β_{EDi}
Leve	1,43	0,30
Moderado	2,04	0,50
Severo	7,05	0,75
Colapso	22,08	0,70

Tabla 6.17. Parámetros de la función de distribución lognormal, para el modelo B3CDSR (obtenida a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la función de distribución lognormal ϕ)

Estado de daño	$\bar{S}_d(cm)$	β_{EDi}
Leve	1,164	0,30
Moderado	1,663	0,45
Severo	4,110	0,65
Colapso	17,994	0,65

Tabla 6.18. Parámetros de la función de distribución lognormal, para el modelo B.3 SDSR (obtenida a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la función de distribución lognormal ϕ)

Estado de daño	$\bar{S}_d(cm)$	β_{EDi}
Leve	1,440	0,40
Moderado	2,050	0,50
Severo	9,320	0,65
Colapso	31,130	0,75

Tabla 6.19. Parámetros de la función de distribución lognormal, para el modelo C3CDSR (obtenida a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la función de distribución lognormal ϕ)

Estado de daño	$\bar{S}_d(cm)$	β_{EDi}
Leve	4,610	0,30
Moderado	6,590	0,50
Severo	10,240	0,70
Colapso	21,190	0,65

Tabla 6.20. Parámetros de la función de distribución lognormal, para el modelo C.3 SDSR (obtenida a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la función de distribución lognormal ϕ)

A partir de los parámetros de las tablas 6.18 a 6.21 y, utilizando la ecuación (6.8), se obtienen las curvas de fragilidad para los dos modelos. Las figuras 6.33 y 6.36, muestran las curvas de fragilidad de los modelos B.3 y C3 para ambos niveles de diseño (CDSR y SDSR).

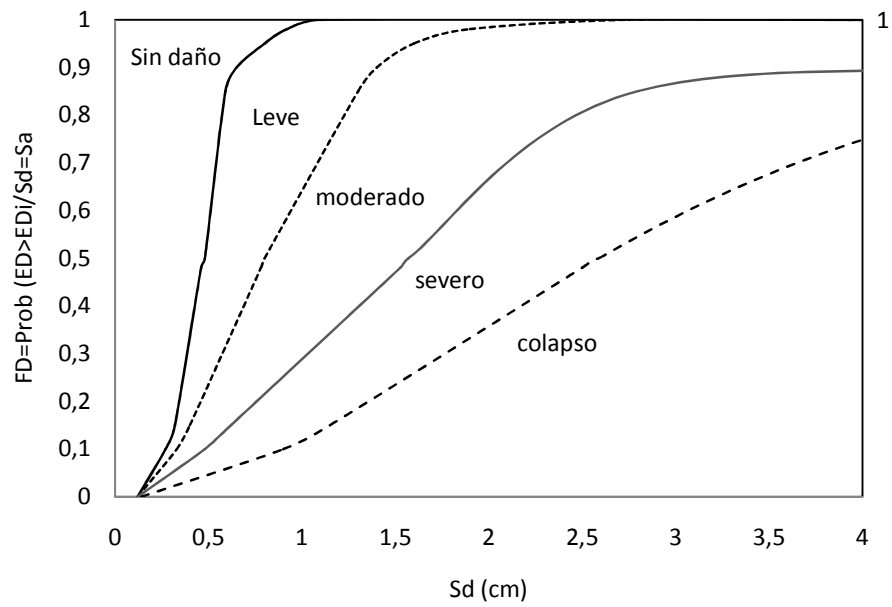


Figura 6.33. Curvas de fragilidad resultantes, para el edificio de 5 niveles B.3 SDSR

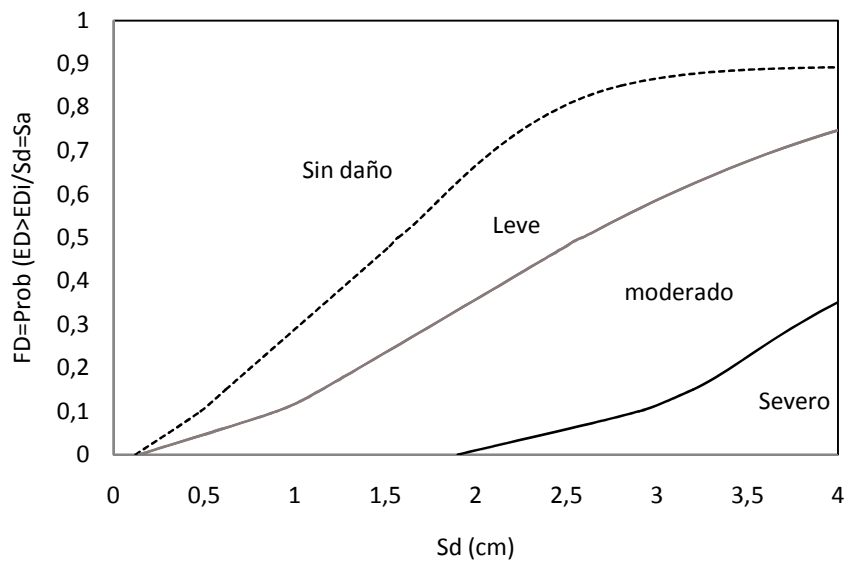


Figura 6.34 Curvas de fragilidad resultantes del edificio de 5 niveles B.3 CDSR

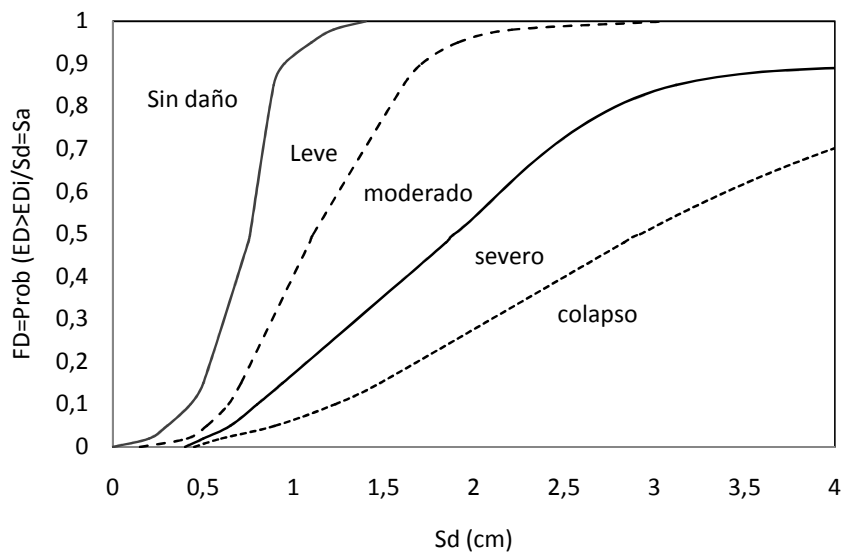


Figura 6.35 Curvas de fragilidad resultantes, del edificio de 5 niveles C.3 SDSR

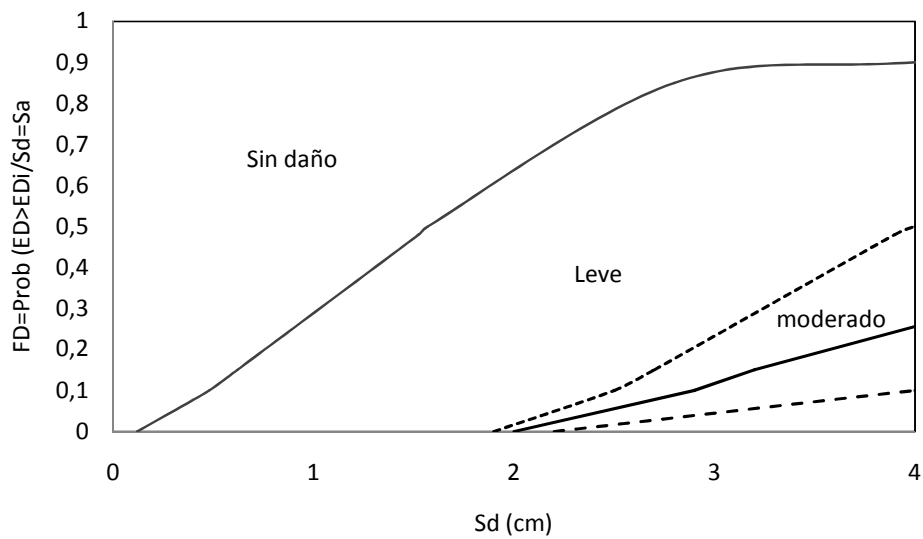


Figura 6.36 Curvas de fragilidad resultantes, del edificio de 5 niveles C.3 CDSR

Para interpretar las curvas de fragilidad, se toma como ejemplo la curva del modelo de 5 niveles B.3 CDSR.

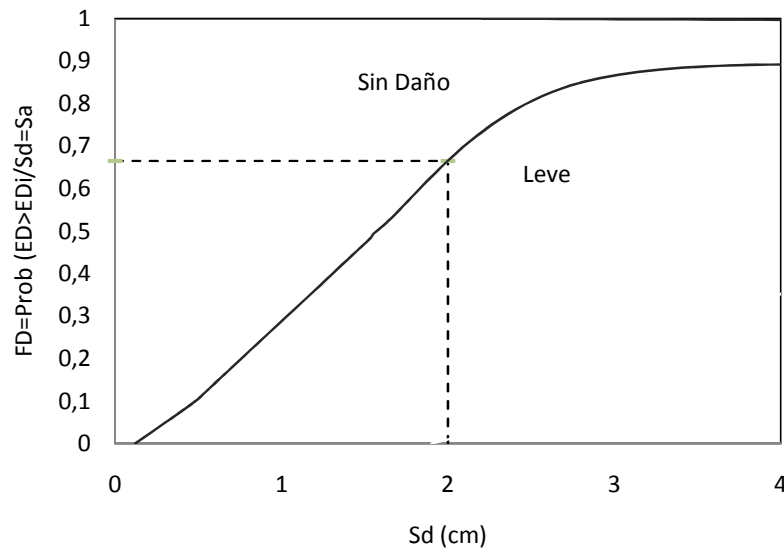


Figura 6.37 Ejemplo de lectura de curvas de fragilidad para el edificio de 5 niveles (B.3 CDSR)

La probabilidad de que un edificio exceda un desplazamiento de 2,04 cm, para un estado de daño Leve, es de 65%. De la misma manera se interpreta las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño para cada uno de los modelos analizados.

En las tablas 6.21 - 6.24 se observan, las Matrices de probabilidad y daño para cada uno de los modelos analizado. Los valores de \bar{Sd} corresponden al desplazamiento medio de cada uno de los estados de daño.

\bar{Sd} (cm)	Valores de probabilidad y daño				
	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
1,43	0,50	0,26	0,14	0,10	0,00
2,04	0,12	0,38	0,29	0,19	0,02
7,05	0,00	0,11	0,39	0,39	0,11
22,08	0,00	0,00	0,12	0,37	0,50

Tabla 6.21. Matriz de la probabilidad de daño modelo B3CDSR (obtenida de las curvas de fragilidad)

\bar{Sd} (cm)	Valores de probabilidad y daño				
	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
1,164	0	0,24	0,41	0,2	0,15
1,663	0	0,02	0,43	0,25	0,3
4,110	0	0	0,11	0,1	0,79
17,994	0	0	0	0,15	0,85

Tabla 6.22. Matriz de la probabilidad de daño modelo B3SDSR (obtenida de las curvas de fragilidad)

\bar{Sd} (cm)	Valores de probabilidad y daño				
	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
1,440	0,55	0,45	0	0	0
2,050	0,34	0,63	0,03	0	0
9,320	0	0,02	0,27	0,46	0,25
31,130	0	0	0,01	0,26	0,73

Tabla 6.23. Matriz de la probabilidad de daño modelo C3CDSR (obtenida de las curvas de fragilidad)

\bar{Sd} (cm)	Valores de probabilidad y daño				
	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
4,610	0,00	0,00	0,14	0,07	0,79
6,590	0,00	0,00	0,08	0,07	0,85
10,240	0,00	0,00	0,00	0,14	0,86
21,190	0,00	0,00	0,00	0,05	0,95

Tabla 6.24. Matriz de la probabilidad de daño modelo C3SDSR (obtenida de las curvas de fragilidad)

6.6.5 Estimación de costos de pérdidas por sismos en edificios de 5 y 12 niveles de la ciudad de Sucre.-

Las curvas de fragilidad de estos edificios permiten calcular directamente los costos de reparación, escogiendo adecuadamente escenarios de intensidad sísmica. Cabe mencionar que no se toma en cuenta el daño producido en los elementos no-estructurales. El procedimiento consiste en determinar las probabilidades para los diversos estados de daño y los factores de daño (FD), que permiten calcular un Factor de Daño Medio “FDM”, (Hwang y Lin 2002). En la *figura 6.38*, se muestra la forma de obtener el FDM para el edificio B3 SDSR y para un estado de daño Leve ($S_d = 1,64$ cm) y una intensidad sísmica representada por un PGA de 0,11g. A partir de esta tabla se puede afirmar que la estructura se daña, en promedio, un 35,4%.

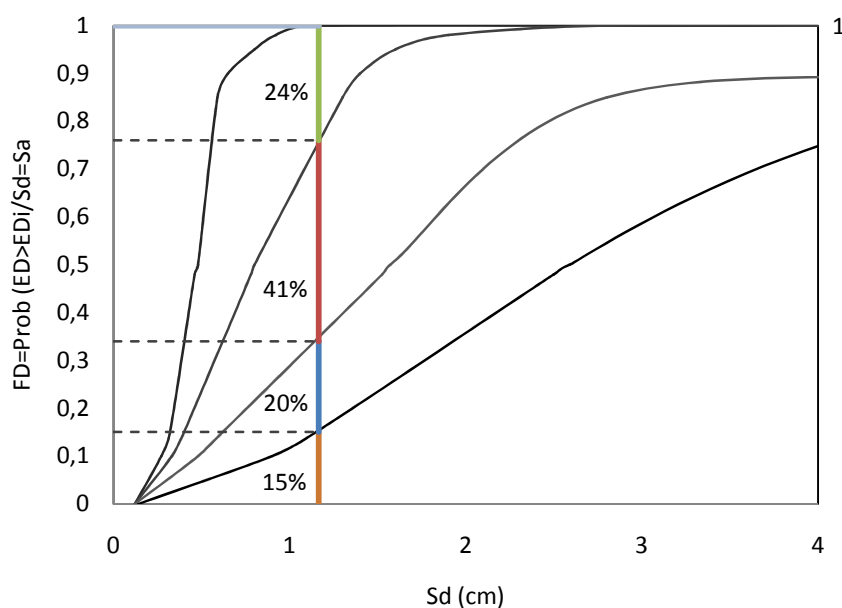


Figura 6.38 Determinación del Factor de Daño Medio a partir de las Curvas de Fragilidad.

Para el edificio B.3 SDSR

Para estudiar el efecto de los sismos se utiliza el factor de daño que representa la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición (reemplazo total) del edificio. Los valores mostrados en la tabla 6.25 son los recomendados por Hwang y Lin (2002) y que han sido utilizados en esta metodología. Por ejemplo, a partir de esta tabla, podríamos afirmar que para reparar una estructura que ha sufrido daño moderado el costo de reparación equivale al 20% del costo de reposición.

Estado de daño	Factor de daño
Sin Daño	0%
Leve	5%
Moderado	20%
Severo	65%
Colapso	100%

Tabla 6.25. Estados de daño y factores de daño sugeridos por Hwang y Lin (2002)

ED	Prob	FD	Prob x Fd
Sin Daño	0%	0%	0%
Leve	15,0%	5,0%	1,2%
Moderado	20,0%	20,0%	6,2%
Severo	41,0%	65,0%	13,0%
Colapso	24,0%	100,0%	15,0%
Factor de daño medio (FDM)			35,4%

Tabla 6.26 Costo de reparación de los edificios B3 y C3 (SDSR y CDSR)

A modo ilustrativo, se considera el edificio B3 SDSR, que tiene un área de 207,56 m² de área construida y cuyo costo de reposición es de aproximadamente US\$250/m², se estima un costo de reparación de su estructura ante un estado de daño leve, y el costo de reparación sería:

$$35,4\% \times 207,56\text{m}^2 \times \text{US}\$250/\text{m}^2 = \text{US}\$ 18.343,12.$$

En la *tabla 6.27* se muestran los costos de reparación estimados para ambos edificios típicos para los diferentes estados de daño

Estado de daño	Costo de reparación (miles \$us)			
	B3 SDSR	B3 CDSR	C3 SDSR	C3 CDSR
Leve	18.343,12	5.137,11	57.835,16	1.519,31
Moderado	27.397,92	10.689,34	61.278,94	2.430,90
Severo	45.222,14	22.182,98	64.216,28	39.873,51
Colapso	49.165,78	39.358,57	66.343,31	60.806,26

Tabla 6.27 Costo de reparación de los edificios B3 y C3 (SDSR y CDSR)

La metodología propuesta para encontrar las curvas de vulnerabilidad, puede aplicarse para evaluar el riesgo sísmico (costos de reparación) de estas edificaciones ante diversos escenarios de sismos. En la tabla 6.27, se puede apreciar que los costos de reparación de los modelos CDSR, son menores que los de los modelos SDSR, lo que es lógico si se toma en cuenta que los daños sufridos también son menores.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.-

Este trabajo ha desarrollado metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, con una aplicación a dos modelos de edificios aporricados de hormigón armado de 5 y 12 niveles de la ciudad de Sucre, se ha ilustrado acerca de los pasos a seguir para conseguir las curvas de fragilidad. Por otra parte, se ha visto la necesidad de la utilización de programas computacionales que faciliten el proceso de cálculo de la vulnerabilidad.

Todos los métodos propuestos en la presente tesis tienen limitaciones, por lo tanto, no existe un método óptimo para poder encontrar la vulnerabilidad. Un modo de seleccionar el mejor método es revisar la información sísmica y estructural disponible, para poder seleccionar el método más apropiado para cada situación.

Se puede obtener la curva de capacidad por distintos métodos, el estático lineal, el estático no lineal, que son métodos simples pero no realistas, puesto que se espera que la mayoría de las estructuras deformen más allá del límite del comportamiento lineal elástico, por esta razón la mejor alternativa de análisis son los métodos estático y dinámicos no lineales que comprenden mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos que sobrepasan su capacidad elástica.

Los avances de software especializados permiten resolver problemas de cálculo de manera más rápida y eficiente, en la presente tesis se ha utilizado el programa Sap2000 v14, el cual ha implementado en esta versión, normativas como el ATC-40 y Fema-273 para la obtención de la curva de capacidad por el método "Pushover" y el punto de desempeño.

Se analizó la respuesta dinámica no lineal de estructuras con y sin diseño sismo resistente, se pudo identificar primero a través de un análisis Pushover las mejoras que se logran desde el

punto de vista estructural, con la utilización de consideraciones sismo resistentes y luego al analizar las curvas de fragilidad se demuestra la misma hipótesis.

Cuando no se desea resolver problemas complejos, que requieren una cantidad considerable de tiempo e investigación para recopilar y procesar toda la información detallada necesaria y no se dispone ni de información de las de estructuras existentes, ni de las características de la acción sísmica, recursos informáticos o del presupuesto necesario para recopilar y procesar toda la información, una buena alternativa para superar estas limitaciones es utilizar el método expedito, debido a que éstos involucran técnicas de análisis simples, que requieren de pocos cálculos. Lastimosamente, Bolivia carece de muchos registros y datos sísmicos que son necesarios para un correcto análisis sismo resistente, por lo tanto, los métodos deterministas son ideales para encontrar las curvas de fragilidad en esta región.

Este trabajo demuestra que las curvas de fragilidad permiten estimar razonablemente bien las pérdidas materiales por sismo, ya que toman en cuenta las incertidumbres, tanto en la demanda sísmica como en la respuesta de la estructura. Debido a que se trata de una herramienta probabilística, su aplicación resultará más efectiva si se aplica masivamente a grupos de edificios de similares características estructurales.

Una vez encontrado el grado de daño en las estructuras y de resolver el grado de fragilidad que estas tienen, se ve la urgencia de reparación o refuerzo de los edificios detectados como altamente frágiles y vulnerables, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 5, asegurando así que en una catástrofe próxima, las estructuras trabajen de mejor manera, y se aminoren los daños.

Es necesario superar las limitaciones impuestas por la cantidad y calidad de la información disponible, utilizando la ingeniería sismológica para afinar en la predicción de la aceleración local esperada y aplicar técnicas de simulación que permitan incorporar, al método utilizado para el cálculo de los espectros de respuesta, las altas incertidumbres en los parámetros sísmicos.

Gran parte de la presente investigación sigue una nueva filosofía de diseño que se fundamenta, principalmente, en que el desempeño sísmico de un edificio, estructura o infraestructura ante diferentes niveles del movimiento sísmico, deben cumplir con los objetivos básicos del diseño.

Los niveles de desempeño admisibles deben ser verificados durante el diseño. En la actualidad existen varias propuestas para la evaluación del punto de desempeño, cada una de ellas presenta ventajas y limitaciones, que deben ser evaluadas para orientar la elección del método que mejor permita predecir el comportamiento del edificio o tipo de edificios que se analizan cuando se vean sometidos a una determinada demanda. A partir del análisis de las bondades de los métodos descritos en este trabajo y de su aplicación a la evaluación del desempeño sísmico de edificios de hormigón armado y mampostería no reforzada, se concluye que:

El punto de desempeño de un edificio, definido como el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, se puede determinar a partir de modelos sencillos de un grado de libertad. Estos modelos pueden representar, bien, el comportamiento dinámico de estructuras de múltiples grados de libertad, más allá del límite elástico.

La mayoría de los edificios existentes en la ciudad de Sucre, si no son todos, carecen de cualquier tipo de consideración sismo resistente, debido a que fueron diseñados y construidos antes de la aparición de los códigos y normativas de diseño. A partir de la comparación del desempeño sísmico de los edificios con y sin diseño sismo resistente de la ciudad de Sucre, se concluye que:

Se han analizado con detalle, los métodos para obtener el punto de desempeño de las estructuras, ellos son el método de espectro de capacidad, el método de coeficiente de desplazamiento y el método N2, estos métodos son una excelente herramienta para la aplicación práctica del diseño basado en el desempeño. El caso aquí analizado utiliza el método N2, con el cual se obtiene el punto de desempeño para los modelos CDSR y SDSR,

para ambos niveles de diseño, se obtuvieron sus coordenadas, luego se verificaron los puntos obtenidos, comparando el desplazamiento espectral en el punto de desempeño con los valores límites de desplazamiento espectral para los estados discretos de daño, y de este procedimiento se concluye que los valores de los modelos CDSR corresponden a un nivel de desempeño de “seguridad” y un estado de daño “moderado”, mientras que para los edificios SDSR su nivel de desempeño es “próximo al colapso” para un estado de daño “moderado”, lo que nos permite concluir que en definitiva el modelo diseñado con criterios sísmo resistentes tiene mucho mejor comportamiento ante el sismo que el modelo sin diseño sísmo resistente y los daños estructurales esperados, se reducen hasta en un grado de daño y desaparece la probabilidad de que se presente el colapso.

Para una adecuada transmisión de las cargas, desde los elementos estructurales que las reciben hasta los elementos de fundación, es necesario evitar las discontinuidades del sistema resistente de cargas laterales y verticales.

El diseño de edificios, debe estar orientado hacia el uso de configuraciones arquitectónicas y estructurales regulares, de tal forma, que se eviten efectos como la torsión, o como los mecanismos de fallo típicos de “piso débil”. Estos efectos distorsionan por completo la respuesta de los edificios y reducen drásticamente su capacidad para disipar energía, aumentando su fragilidad y probabilidad de colapso.

Las acciones consideradas en el diseño deben ser consistentes con el nivel de amenaza sísmica. Para estas acciones, cada uno de los elementos del edificio, debe ser capaz de alcanzar la resistencia adecuada.

Los anclajes y las conexiones en los edificios, y en particular en los de hormigón armado, deben diseñarse para transmitir adecuadamente los esfuerzos que llegan a estas zonas del edificio.

Para que un edificio se comporte de manera eficiente durante un sismo, presentando la menor cantidad de fallas y siendo menos vulnerable, se deben cumplir con algunos criterios básicos de diseño (configuración estructural, geotécnica, amenaza sísmica, aceleraciones, etc).

Los efectos de la interacción suelo estructura son importantes en estructuras pesadas construidas sobre suelos relativamente suaves, al no considerarlos se obtiene generalmente un diseño conservador.

Las solicitaciones dinámicas que actúan en las cimentaciones, tienen gran influencia sobre el comportamiento de la estructura, un análisis minucioso del suelo realizado por un especialista entendido en geotecnia puede proporcionar información para aminorar los efectos del sismo sobre la estructura.

RECOMENDACIONES.-

Las metodologías desarrolladas en este trabajo, constituyen un avance significativo para los estudios de evaluación de la vulnerabilidad de edificios. La capacidad de estas metodologías para representar el comportamiento “real” de los edificios, cuando se ven sometidos a una determinada acción sísmica, depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- La cantidad y calidad de la información utilizada: para definir los modelos que representan la acción sísmica y los edificios, por lo tanto, se debe tratar de impulsar la instalación de instrumental de última tecnología, para obtener datos más precisos, que sustenten los estudios sísmicos en nuestro país y nos permitan realizar mejores diseños sísmicos.
- El tipo de análisis utilizado para evaluar la respuesta de los edificios: se debe tener mucho cuidado seleccionando el método que mejor se adecue a nuestras condiciones.

- Las suposiciones y simplificaciones realizadas: este punto no debe ser tomado a la ligera, se debe realizar un análisis profundo de toda la estructura y de sus condiciones para obtener buenos resultados.

La metodología propuesta tiene muchas simplificaciones, pero puede mejorarse si se toman en cuenta otras variables particulares del sitio (acción sísmica) y de la estructura. En un trabajo futuro la metodología podría refinarse para generar curvas de fragilidad más consistentes. Las recomendaciones son: incluir sismos reales, considerar la definición de los estados de daño como dependiente de los parámetros estructurales y utilizar como parámetro indicador de la intensidad sísmica al pseudo-desplazamiento o la pseudo-aceleración elástica de la estructura ya que son más representativos de la demanda sísmica.

Los científicos se encuentran en constante investigación para mejorar las metodologías existentes de obtención de desempeño la vulnerabilidad sísmica, por tanto el ingeniero encargado de esta labor, deberá actualizarse constantemente, para tener conocimientos de los últimos avances y poder realizar un trabajo más eficiente que permita mitigar de mejor manera los efectos del sismo sobre las estructuras.

El proceso constructivo debe garantizar el cumplimiento de las consideraciones y criterios utilizados en el diseño. Así por ejemplo, si un edificio fue considerado como aislado, deben utilizarse juntas de separación, que eviten posibles efectos de impacto con las estructuras vecinas. La adecuada supervisión y control de la realización práctica de la obra, son imprescindibles para el éxito de los esfuerzos realizados en las fases de diseño y detallado.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguiar Falconí Roberto. Edwin Yánez. Javier Villamarín “Evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica” Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército (El Salvador)
2. Aguilar Hector, Javier Avilés “Influencia de pilotes de fricción en la interacción dinámica suelo-estructura”, Revista Internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería, 2003
3. Alain Pecker y Michael J. Pender “Diseño sismorresistente de bases: Nueva construcción” (2002)
4. Association of Caribbean States (ACS). Código modelo de construcción para sismos (2003) www.acs.org
5. ATC-40 “Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings”
6. ATC-3 (1978). Disposiciones provisionales para el Desarrollo de la normativa sísmica de los edificios: un esfuerzo cooperativo con la profesión del diseño, los intereses del Código de Construcción, y la Comunidad de Investigación de la Oficina Nacional de Normas, de Washington DC
7. Bazán Enrique, Roberto Meli, (1999) “Diseño sísmico de edificios” LIMUSA, México, España, Venezuela, Colombia.

8. Bertero, R., Bertero, V. (1992). "Tall reinforced concrete building: Conceptual earthquake-Resistance design methodology". Report No. UCB/EERC-92/16. EERC. University of California at Berkeley. USA.
9. Benjamin, J.R., Cornell, C.A. (1970). "Probability, statistics and decisions for civil engineers". McGraw-Hill, inc., USA.
10. Bonett, Ricardo (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
11. Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31:561–582. SEAOC Publications Catalogue (2005)
12. Chore H.S., Ingle R.K. and V.A. Sawant "Building frame - pile foundation - soil interaction analysis: a parametric study, (2009), Department of Civil Engineering, Datta Meghe College of Engineering, Sector-3, Airoli, Navi Mumbai- 400 708, India
13. Erberik, M., and Elnashai, A. (2004). Vulnerability Analysis of Flat Slab Structures. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 3102. Vancouver, August, 2004.
14. Fajfar, P. y Gaspersic, P. "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1996, pp 23-67.

15. FEMA-273 “Guidelines for the seismic rehabilitation of Buildings”
16. Florian, A. (1992). An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 7, 123—130.
17. Gálvez Villacorta Adolfo, MSc. ADGAVI y Asociados SAC “El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales”.
18. García. L. E., “Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico”, Universidad de los Andes. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, 1998.
19. Goel RK, Chopra AK. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. *Earthquake Spectra* 2004; 20:225–254.
20. Gouasmia A. and Djeghaba K. “Non. Linear seismic soil-structure interaction analysis of structures based on the substructure based on the substructure method” Département de génie civil, Université Badji Mokhtar, BP 12 Annaba, 23000, Algérie
21. Hong, H. P., and Lind, N. C. (1996). Approximate reliability analysis using normal polynomial and simulation results. *Structural Safety*, 18(4), 329—339.
22. Hwang, H. H. M., and Huo, J-R (1994). Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves for Seismic Loss Estimation Studies. Technical Report NCEER-94-0015.

23. Hwang, H., and Lin, Y.W. (2002). Seismic Loss Assessment of Memphis City School Buildings. Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE).
24. Lagomarsino, S. and Penna, A. "Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings. RISKUE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, 2003.
25. Martínez Castillo María Andrea (2009) "Evaluación del uso de espectros de diseño al análisis del riesgo sísmico. Aplicación a Barcelona (España)" Tesina de Máster. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
26. Mena Hernández Ulises (2002). Evaluación de Riesgo Sísmico en zonas urbanas Tesis Doctoral. ETSECCP departamento de ingeniería del terreno, cartográfica y Geofísica. Barcelona.
27. Ministerio de Salud PRONAME. Perú. "Mitigación de desastres en instituciones públicas Aspectos Estructurales" (2010)
28. NBDS-2006 "Norma Boliviana propuesta de diseño sísmico V.1.4" (2006)
29. NSR-98 "Normas Colombianas de Diseño y construcción sismo resistente"
30. NORSAR Kjeller (Noruega) "Recomendaciones Simples y Económicas de Reforzamiento Sísmico para Estructuras Típicas de America Central" Versión 3.0 Agosto 2009.

31. Oviedo Sarmiento Ricardo Ramón (2009) “Métodos de reforzamiento en edificios de concreto armado” Lima- Perú
32. Organización panamericana de la salud (2004) “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud”, Washinton D.C., segunda edición.
33. Prakah, V., Powel, G. H. y Campbell, S. (1993). DRAIN-2DX. University of California, Berkeley. Structural Engineers Association of California. SEAOC (1999). Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary (the Blue Book). California.
34. Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 53-70 (2007) Oscar M. González Cuevas, José Juan Guerrero Correa, Bernardo Gómez González, Félix Alberto Flores Díaz, “Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero”
35. Ricardo Oviedo Sarmiento “Control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía”
36. Sap2000 v14 “Detailed tutorial Including Pushover analysis” Computer and structures, Berkeley, California, USA (2009)
37. SEAOC, (1995). “Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings”, Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, California.

38. SENCICO 1997. Norma Técnica de Edificación NTE-.030. Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones. Comité Peruano Permanente de Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
39. Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles. Especificaciones estándar para Estructuras de Hormigón - 2002: Verificación de Comportamiento Sísmico. JSCE Directrices para el hormigón N ° 5, 2005.
40. Tuladhar, R. (2006) “comportamiento sísmico de la cimentación de concreto incrustado en el suelo cohesivo”, Ph.D. Tesis de la Universidad de Saitama, Japón
41. Wolf, JP (1985). Interacción dinámica Suelo-Estructura. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey
42. Yashinsky, M. (1998). La Loma Prieta, California Earthquake del 17 de octubre de 1989 - Sistemas de la autopista, Libro Profesional 1552-B, del USGS, Washington
43. Yoshiaky Nakano Ductilidad y diseño estructural de edificios de H^A°
44. Zárate G (2002), “Evaluación de enfoques para análisis y diseño sísmico de edificios asimétricos”. Tesis de Maestría, Programa de Posgrado en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.