

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DEL GRADO DE SEGURIDAD SÍSMICA DE
ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMAS
COMPUTACIONALES

PAÚL ALFONSO GORTAIRE ERAZO

JORGE RAMIRO ORTEGA LÓPEZ

TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

QUITO, 2001

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

- 1.1. Peligrosidad sísmica
- 1.2. Espectros elásticos
- 1.3. Comportamiento no lineal y ductilidad

CAPÍTULO II.- SISMOS DE ANÁLISIS

- 2.1. Sismo frecuente
- 2.2. Sismo ocasional
- 2.3. Sismo raro
- 2.4. Sismo muy raro
- 2.5. Caso práctico para la ciudad de Quito

CAPÍTULO III.- NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESPERADO

- 3.1. Totalmente operacional
- 3.2. Operacional
- 3.3. Protección de vida
- 3.4. Protección de colapso
- 3.5. Casos prácticos para un hospital y para edificios

CAPÍTULO IV.- PROPUESTA PARA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DEL NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP) DEL FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)

- 4.1. Elementos primarios
- 4.2. Elementos secundarios
- 4.3. Comportamiento esperado para sismo raro y muy raro
- 4.4. Ejemplo práctico para edificio en Quito

CAPÍTULO V.- PROPUESTA PARA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS (CEINCI) DE LA ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, QUITO - ECUADOR

- 5.1. Curva de capacidad resistente
- 5.2. Reservas de ductilidad por curvatura
- 5.3. Sobre-resistencia de los elementos

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- 5.4. Daño local
- 5.5. Daño a nivel de piso
- 5.6. Daño global

CAPÍTULO VI.- INFORME PRELIMINAR SOBRE LA EVALUACIÓN DE DAÑOS ORIGINADOS POR UN SISMO

- 6.1. Prólogo
- 6.2. Situación general y sismicidad de la ciudad
- 6.3. Características del sismo
- 6.4. Evaluación y zonificación de daños
 - 6.4.1. Procedimientos de evaluación
 - 6.4.2. Zonificación de daños
 - 6.4.3. Tipos de fallas estructurales y de diseño
 - 6.4.4. Factores constructivos
- 6.5. Evaluación económica de los daños
- 6.6. Recomendaciones y conclusiones preliminares

CAPÍTULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

OBJETIVOS

- Actualizar los conocimientos sobre el análisis estructural sismorresistente, partiendo de los estudios realizados a través del tiempo sobre los sismos, terremotos, fallas geológicas, movimiento de placas tectónicas, considerando que los ingenieros civiles son partícipes directos para disminuir los efectos destructivos ocasionados por los sismos sobre las estructuras.
- Investigar los sismos que se pueden presentar en las zonas pobladas para prevenir el colapso de las estructuras y evitar pérdidas humanas y materiales.
- Determinar con anticipación los niveles de comportamiento en las estructuras ante un sismo fuerte, en base a la experiencia e investigación de los desastres naturales ocurridos en zonas cercanas a la ciudad de Quito, con las diferentes evaluaciones de los daños ocurridos en las estructuras.
- Conocer la propuesta de evaluación de la capacidad resistente, presentada por el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) desarrollada por el Federal Emergency Management Agency (FEMA) que investiga y desarrolla normas para reducir los efectos producidos por los sismos.
- Presentar las ventajas que se obtienen al realizar la evaluación de la resistencia de los edificios ante un sismo fuerte, usando programas computacionales.
- Obtener un instrumento válido y confiable que sirva de sustento para tomar decisiones al invertir en proyectos de construcción de edificios sismorresistentes y analizar edificios ya existentes.
- Analizar las consecuencias de un terremoto sobre una estructura y determinar su grado de seguridad sísmica.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ALCANCE

-Alertar sobre los conceptos que deben tomarse en cuenta al realizar estudios de evaluación de la capacidad resistente de estructuras con un comportamiento sísmico.

-Analizar el comportamiento de un edificio hipotético en la ciudad de Quito y un edificio que colapsó en el terremoto producido en la ciudad de Bahía de Caráquez, determinando el grado de seguridad sísmica de la estructura, de modo que sirva de ejemplo para determinarlo en cualquier edificio.

-Investigar la capacidad resistente de las estructuras, utilizando como herramientas programas computacionales como son el SAP2000 y el CEINCI2.

-Diagnosticar a las estructuras usando el programa CEINCI2, el cual determina la secuencia de formación de las rótulas plásticas en cada uno de los elementos de la estructura. Para cada instante de incremento de carga lateral, se obtiene el cortante basal, el desplazamiento lateral máximo y el periodo fundamental de la estructura.

-Determinar el grado de seguridad sísmica en el diseño de estructuras y en la evaluación de estructuras existentes, de modo que la estructura sufra daño, pero no colapse al presentarse un gran sismo y proponer los correctivos necesarios.

-Analizar la situación general de un edificio y emitir un informe preliminar estimando los daños que se originarían luego de un sismo y proponer los correctivos con la correspondiente evaluación económica.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

PRÓLOGO

En la presente tesis de grado se presentan los estudios de los temas fundamentales y las investigaciones realizadas por las diferentes organizaciones dedicadas a reducir el daño de las estructuras al presentarse un sismo severo que puede ocasionar el colapso de las estructuras como los edificios de hormigón armado y como mejorarlas sistemáticamente mediante el método basado en desempeño utilizando programas computacionales.

En el **Capítulo I** en forma resumida se realiza un estudio del origen de los terremotos en el ámbito mundial, local para el Ecuador. Se presentan fotografías, figuras, y tablas de registros y de los diferentes parámetros que intervienen para realizar el estudio en el análisis sismorresistente de los edificios, la evaluación del peligro sísmico, la tectónica de placas, figuras de los tipos de ondas sísmicas, mapas probabilísticos, reportes de terremotos, mapas de zonificación sísmica del Ecuador y aprobados en el CEC 2000, daños ocasionados por licuefacción del suelo. Cómo formular los espectros elásticos de manera general para luego determinar en un sitio específico, ya que son los parámetros para evaluar a los sismos probables que pueden presentarse en algún momento durante la vida de los edificios. Evaluar el comportamiento lineal y no lineal de los edificios, derivas, ductilidad, normas de control, etc.

En el **Capítulo II** se realiza el estudio y evaluación de los sismos de análisis de acuerdo a Visión 2000 y las guías NEHRP, estos sismos son: Frecuente, Ocasional, Raro, y Muy Raro, evaluados para la ciudad de Quito, y que luego se los representa en figuras de los espectros elásticos de acuerdo al UBC-97 y de acuerdo al CEC2000, determinados con el asesoramiento del Dr. Ing. Roberto Aguiar de la Escuela Politécnica del Ejército y miembro del comité técnico para la elaboración del Código Ecuatoriano de la Construcción edición 2000.

En el **Capítulo III** se definen los niveles de comportamiento esperado en los edificios luego de transcurrido un terremoto, se presentan fotografías que indican estos niveles de comportamiento que son: Operacional. Inmediatamente Ocupacional, Seguridad de vida, y Prevención de Colapso. Se analiza unos casos prácticos de edificios de hospitales que han sido afectados por terremotos y que presentaron daños. Además se indica una guía didáctica del Análisis No Lineal Estático utilizando el programa SAP2000 versión 7.4 o como se lo conoce comúnmente Análisis Pushover, que servirá para entender y determinar el objetivo planteado en esta tesis.

En el **Capítulo IV** se presenta un resumen de la evaluación sistemática de edificios así como los procedimientos de análisis de la propuesta para evaluación de edificios de las guías NEHRP presentados en capítulos, planos de detalle del refuerzo del ACI-318-95, ATC-40 y otros, que son los que se encuentran incluidos para formular los capítulos de rehabilitación sísmica de edificios publicados en el FEMA 273, 302, 356, y que son básicamente la metodología tanto para procedimientos

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

lineales estáticos y dinámicos y procedimientos no lineales estáticos y dinámicos que siguen los programas SAP2000, ETABS y encontrar las siguientes curvas Espectro de Demanda y la Curva de Capacidad Resistente, Fuerzas y Desplazamientos Deseados, Carga Lateral Supuesta, Periodo Fundamental de la estructura, Criterios de aceptación para los elementos de hormigón armado y otros parámetros importantes.

Investigaciones, ejemplos prácticos y de laboratorio sobre las curvas de capacidad, espectros de demanda y de fragilidad realizadas en los EE.UU. por A.M. Reinhorn, R.E. Valles-Mattox, S.K.Kunnath y otros; realizado en la Universidad de Búfalo, del estado de New York, que han desarrollado calibraciones de las estructuras para poder determinar la probabilidad de daño de los edificios, curvas de fragilidad para diferentes tipos de estructuras. Además se investigó el programa HAZUS 99 desarrollado por el FEMA que tiene la misma metodología pero que se lo utiliza principalmente para evaluar el daño a nivel macro ósea al nivel de ciudades o estados y que cuantifica utilizando los parámetros de intensidad y magnitud de un sismo, para luego determinar las pérdidas monetarias ocasionadas por un terremoto. Ejemplos de evaluación de desempeño utilizando el programa ETABS para un edificio de concreto reforzado y su mejoramiento.

Además se analizará el comportamiento esperado para los sismos raro y muy raro con un ejemplo practico para la ciudad de Quito, se indicaran con figuras de la presentación de las respuestas del programa Sap2000 en el ejemplo.

Luego se presentan algunos conceptos fundamentales y la metodología del Análisis No Lineal Dinámico, conocido también como análisis Time History en SAP2000. Conocimiento de sistemas alternativos como lo son el sistema de aislamiento de base, fotos de edificios con este sistema, figuras comparativas con los sistemas tradicionales del comportamiento ante un terremoto.

En el **Capítulo V** se presenta la propuesta de evaluación de edificios del CEINCI de la Escuela Politécnica del Ejército de Quito, en la cual se definen lo siguiente, la curva de Capacidad Resistente, las reservas de ductilidad por curvatura, sobrerresistencia de los elementos, daño local, daño al nivel de piso, daño global, cuadro de cuantificación de daño, la evaluación se la realiza utilizando el programa CEINCI I y II que son los que se utilizan en el programa IDARC 3 y 4, utilizado por el Dr. Ing. A.M. Reinhorn de la Universidad de Buffalo. Además se encontrará fotos de ensayos de laboratorio en los Estados Unidos necesarios para calibrar los programas de computación y utilizarlos con los materiales que se encuentran en nuestro país.

En el **Capítulo VI** se realiza un modelo de informe de evaluación de daños originados por un sismo, se encontró el proyecto de manejo de riesgo sísmico para la ciudad de Quito (Geohazards International) realizado por algunos profesionales extranjeros y nacionales de la EPN, se utilizó la ayuda de tecnología GIS (Sistema de Información Geográfica) para encontrar las características de los suelos de Quito.

Se toma como ejemplo el sismo de Bahía de Caráquez para realizar el informe, conociendo la situación general y sismicidad de la ciudad, reportes de sismos en el Ecuador, características del sismo, evaluación y zonificación de daños, procedimientos de evaluación, zonificación, tipos de fallas estructurales, factores

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

constructivos, una evaluación económica de los daños estructurales y no estructurales del edificio El Centinela de Bahía de Caráquez, se incluye la evaluación únicamente de un solo departamento del edificio a manera de ejemplo. Se dan las conclusiones y recomendaciones del informe. Se presentan fotografías de edificios que presentan daños por los terremotos ocurridos en el mundo.

En el **Capítulo VII** que se refiere a las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis se presenta lo siguiente:

- Conclusiones personales de los autores de la presente tesis.
- Recomendaciones personales del estudio que se ha realizado del tema de la tesis.
- Fotografías de otros daños que se presentan en otros tipos de estructuras que no son de hormigón armado, etc.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

1.1. Peligrosidad sísmica

En este capítulo se presenta una metodología de cálculo para evaluar la peligrosidad sísmica a nivel regional orientada al diseño sísmico de estructuras.

Se inicia describiendo las placas tectónicas que conforman la corteza terrestre y finaliza con la presentación de algunos mapas de isoaceleración encontrados para algunos países iberoamericanos.

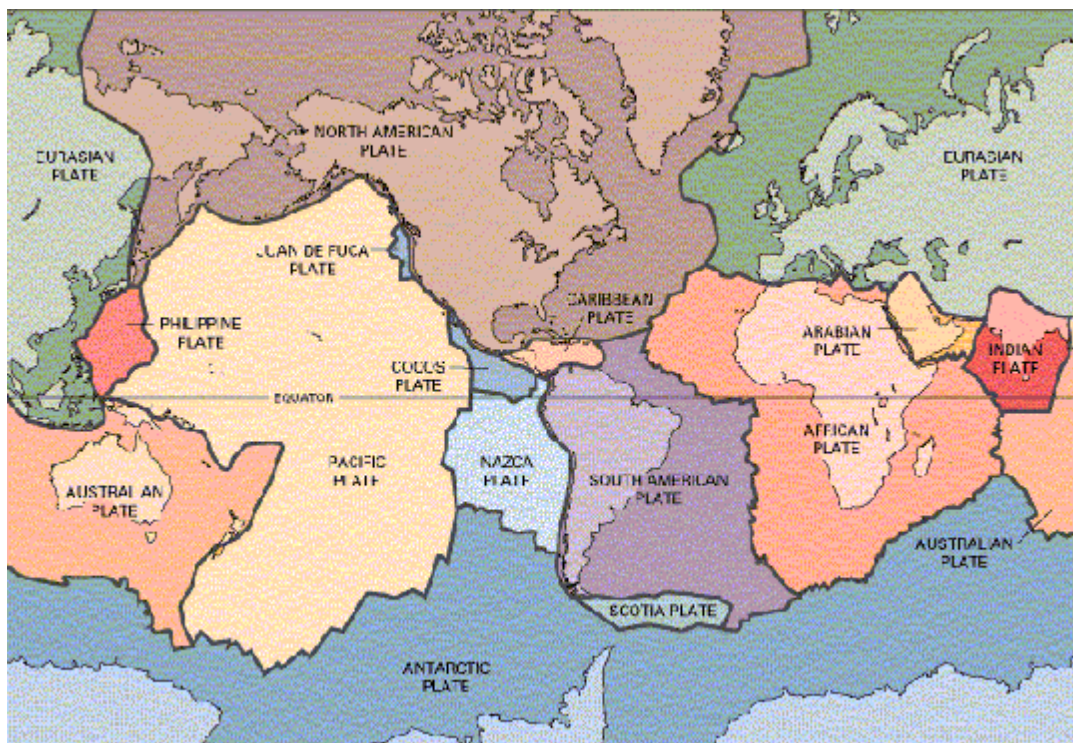
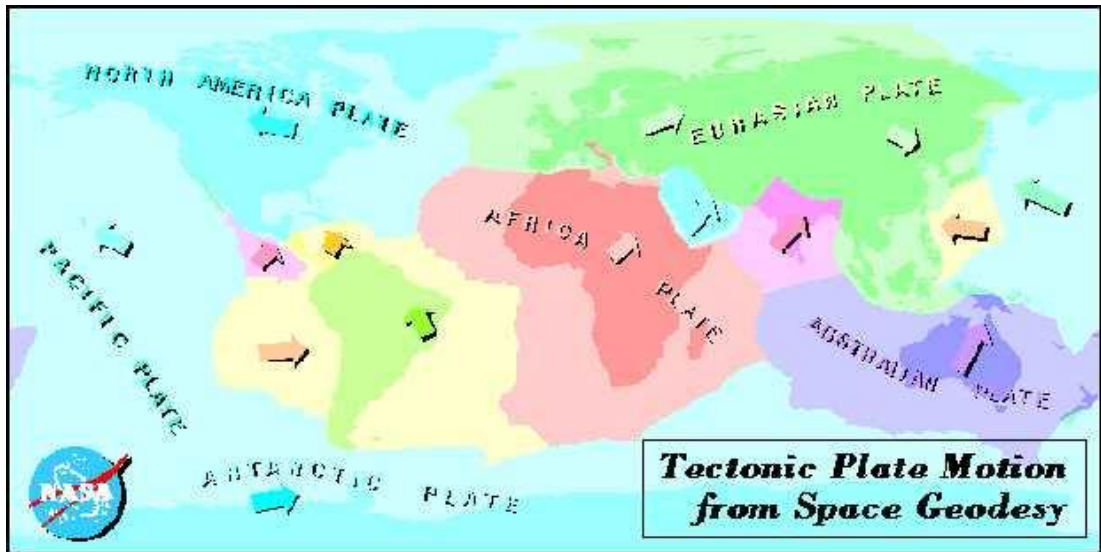
Es importante conocer el significado de algunas variables que intervienen en el cálculo de la peligrosidad sísmica, como son: *el periodo de retorno, la vida útil de una estructura, la probabilidad de excedencia, la aceleración máxima del suelo a nivel de roca, la amplificación dinámica de las ondas sísmicas, la relación entre magnitud y aceleración del suelo, la relación entre magnitud e intensidad sísmica, etc.*, en fin existen una serie de variables que están involucradas en forma directa o indirecta con la evaluación de la peligrosidad sísmica.

Si se desconoce o se evalúa en forma incorrecta la peligrosidad sísmica de una zona en la cual se piensan realizar obras ingenieriles como puentes, edificios, obras hidráulicas, etc., el cálculo estructural que se realice no estará bien a pesar de que se utilicen programas muy sofisticados para el análisis estático y dinámico de las estructuras. Debido a esto se pone en énfasis la gran importancia de conocer sobre la temática de la peligrosidad sísmica que se aborda en el presente capítulo, ya que es la base para la definición de espectros de diseño que se van a utilizar en el análisis sísmico de estructuras.

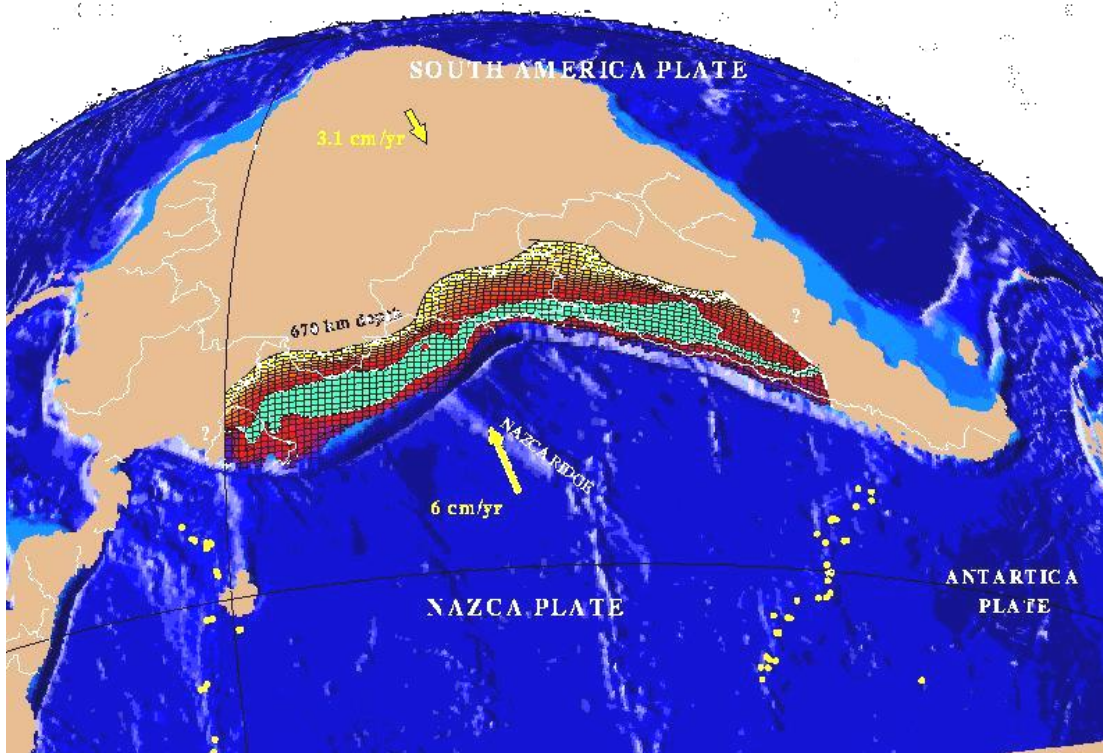
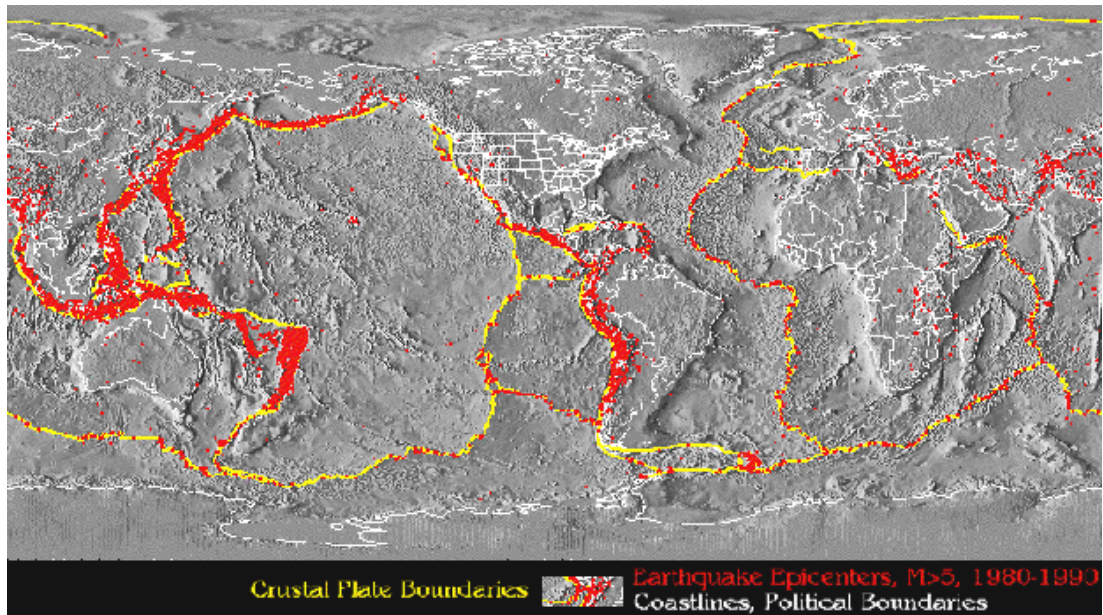
1.1.1 PLACAS TECTÓNICAS

La superficie de la tierra está compuesta por placas tectónicas (estas placas se forman a su vez de subplacas) que se mueven lentamente pero en forma continua, en diferentes direcciones chocándose unas con otras y como resultado de esto se tienen los sismos. Las principales placas tectónicas se indican en las figuras 1.1 y son las placas de: Nazca, Sudamericana, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Australiana y de la India.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 1.1: Placas tectónicas en el mundo.

El desplazamiento de las placas tectónicas varía desde una centésima de milímetro al año hasta desplazamientos de más de diez centímetros al año. El choque de las placas, desde hace millones de años ha dado como resultado cambios en la superficie terrestre como la formación de cordilleras y volcanes. Como consecuencia

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

del movimiento continuo de las placas tectónicas se tiene además las erupciones volcánicas.

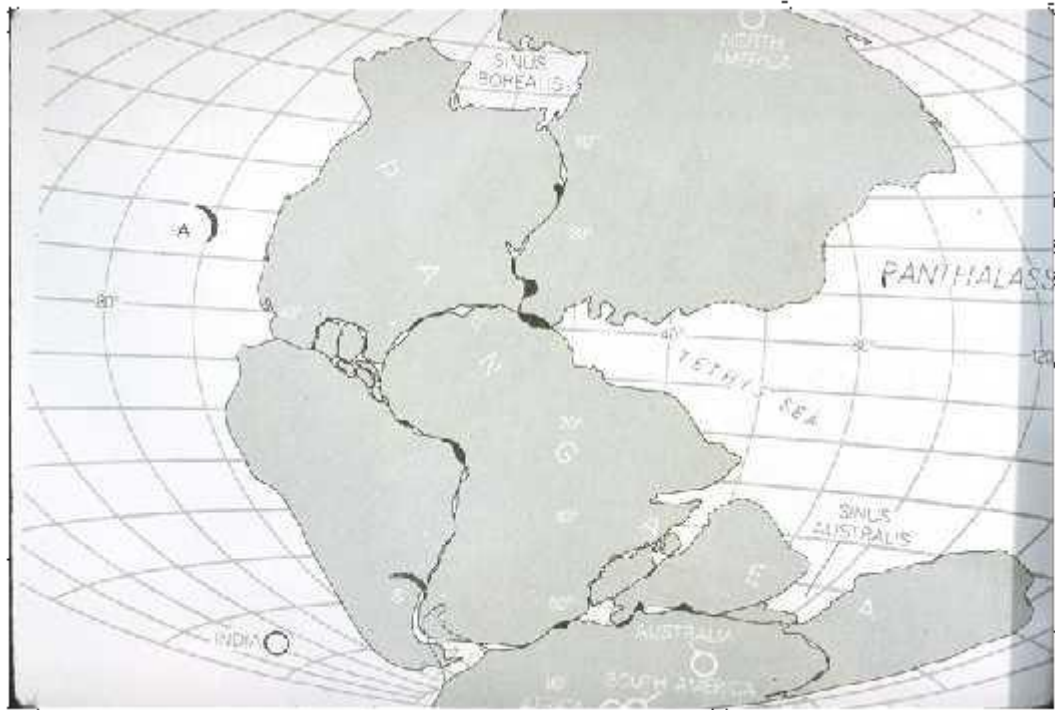


Figura 1.2: Los continentes hace millones de años.

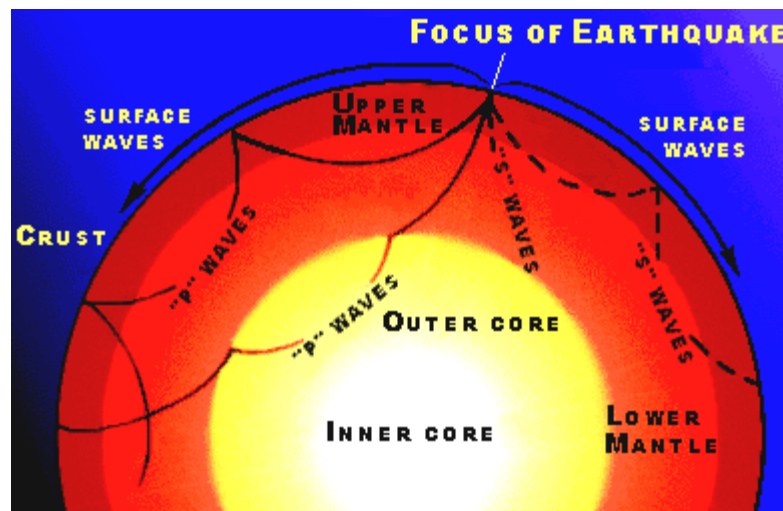


Figura 1.3: Foco de un terremoto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

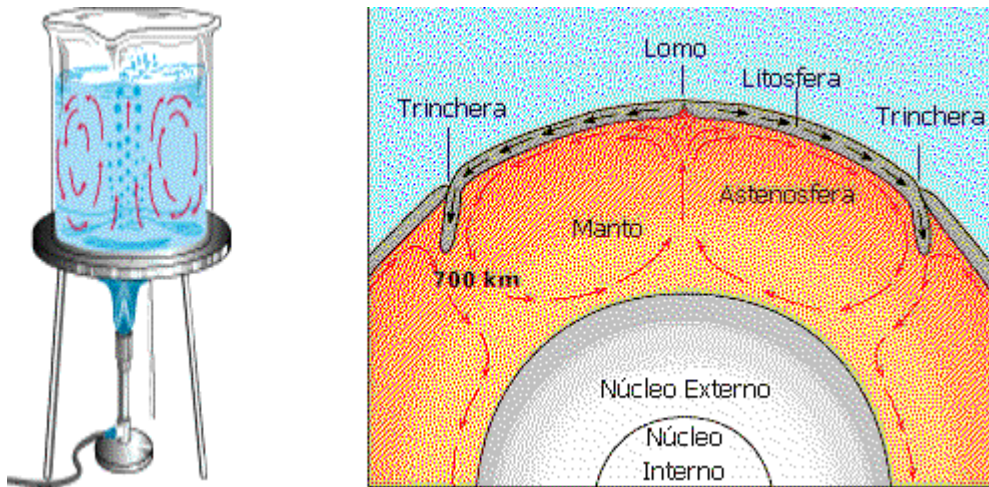
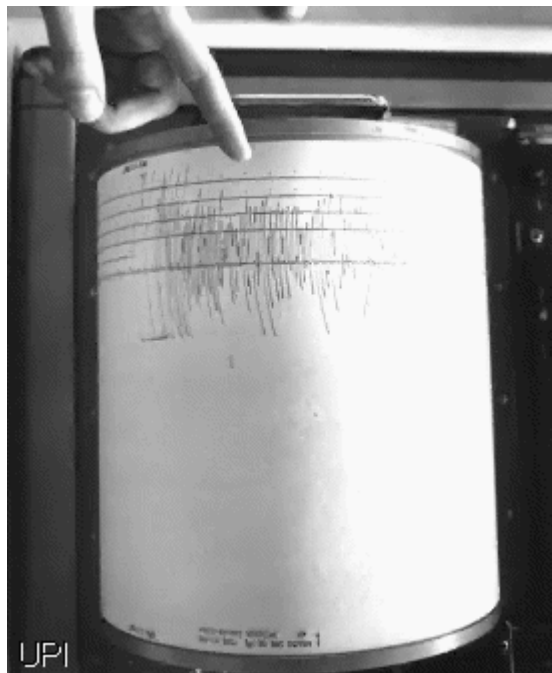


Figura 1.4: Representación de las corrientes de subducción.



Fotos 1.1: Sismógrafo y sismograma.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

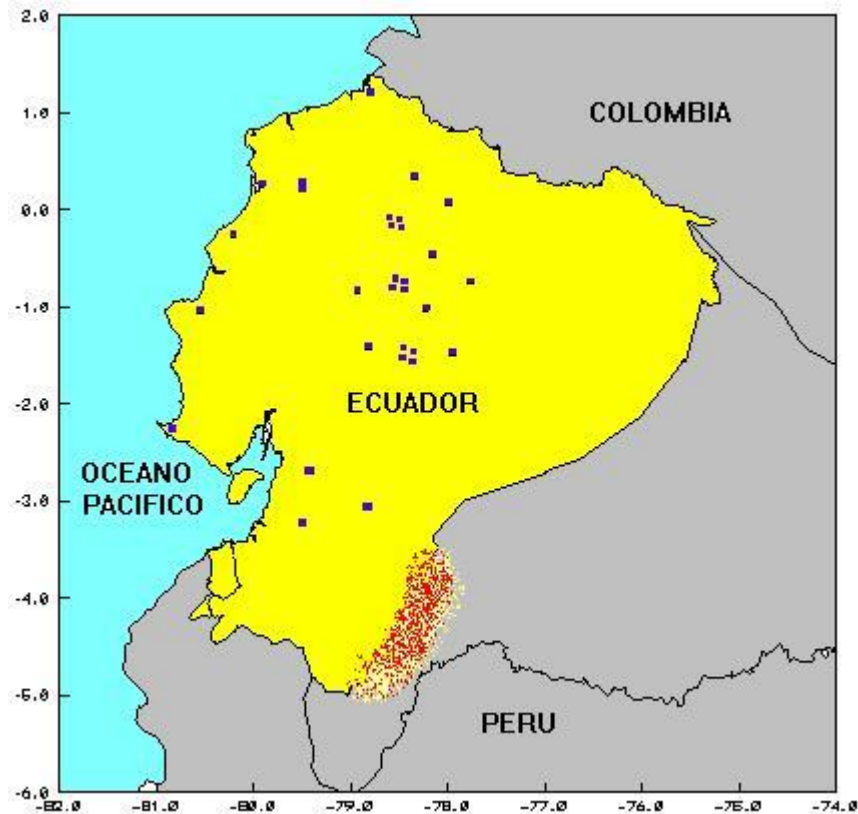
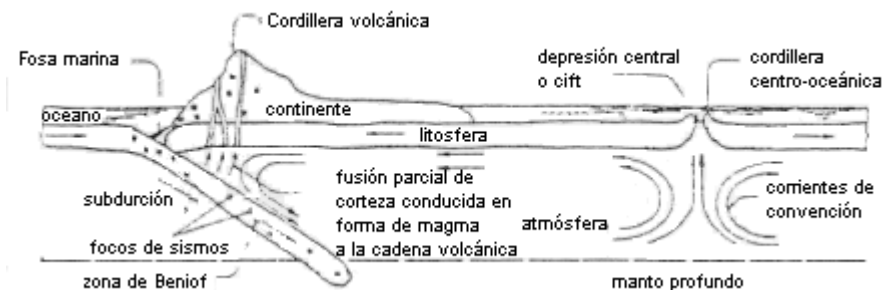
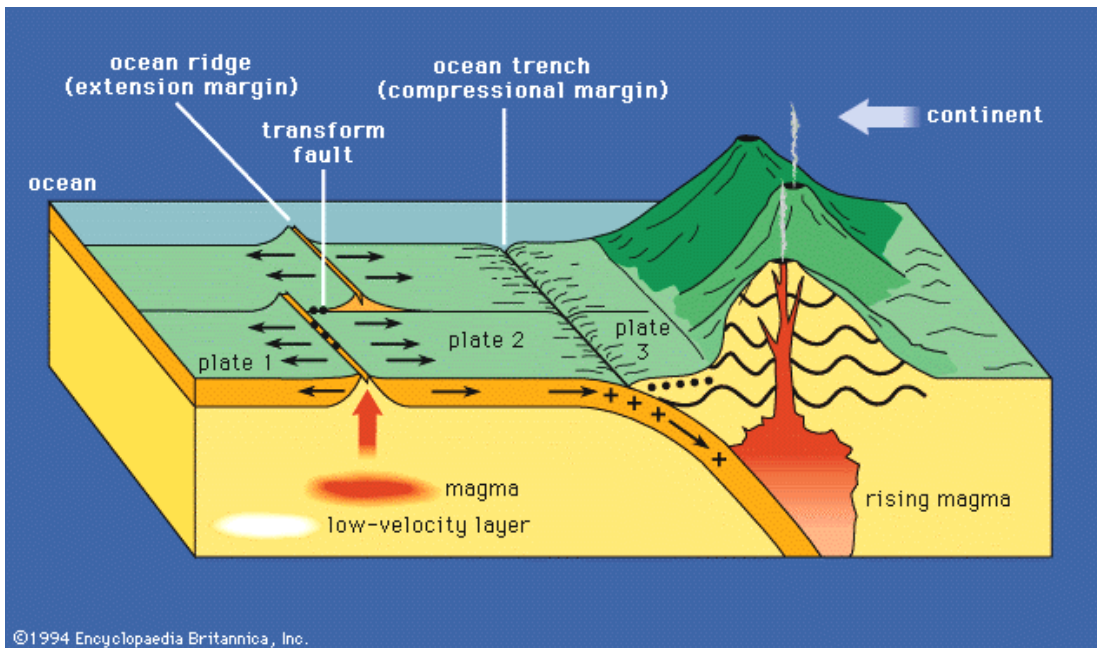
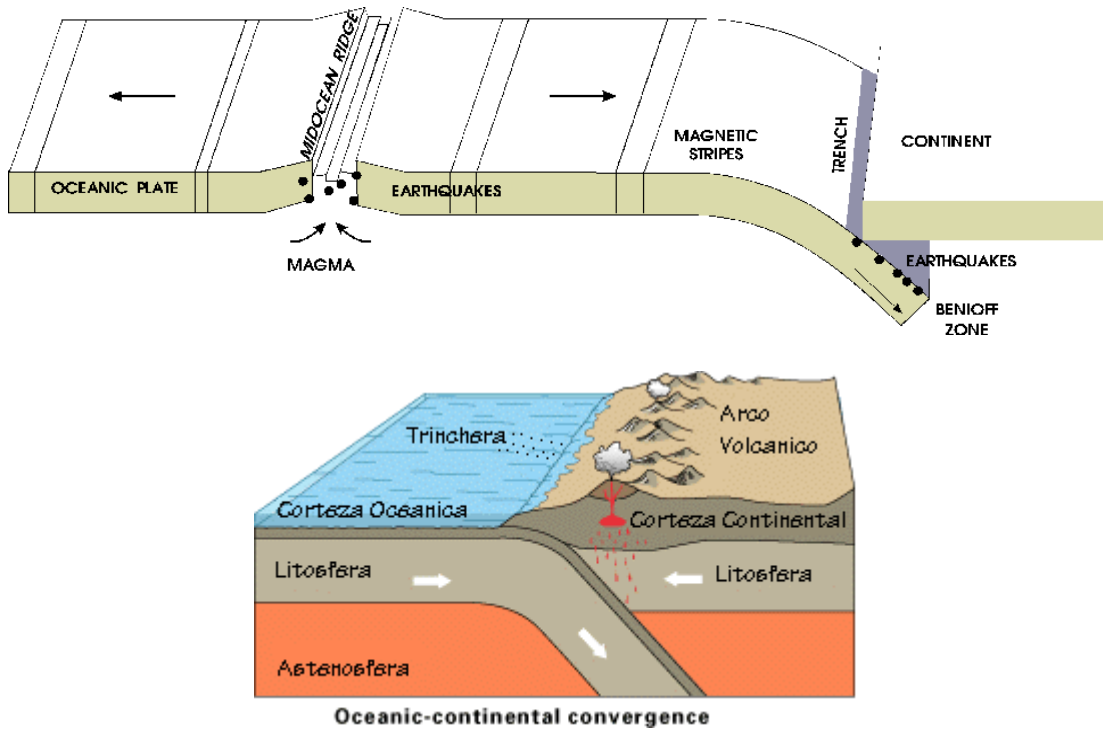


Figura 1.5: Red nacional de sismógrafos.

En América del Sur, se tiene principalmente el choque de la Placa de Nazca o Placa Oceánica con la Placa de Sudamérica o Placa Continental. Este choque produce el fenómeno de subducción, por lo cual la Placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continúa moviéndose hacia el manto, el fenómeno de subducción ha originado una fosa frente a las costas, alcanzando grandes profundidades. El choque entre las placas tectónicas genera los sismos, que es lo que interesa en el presente capítulo. En las figuras 1.6 se puede observar el choque entre las dos placas antes mencionadas.



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



©1994 Encyclopaedia Britannica, Inc.

Figuras 1.6: Choque entre la placa de Nazca (izquierda) y la placa Sudamericana (derecha). La mayoría de la acción geológica como montañas, valles, hendeduras, volcanes, terremotos, fallas, son debidas a diferentes tipos de interacción entre las placas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

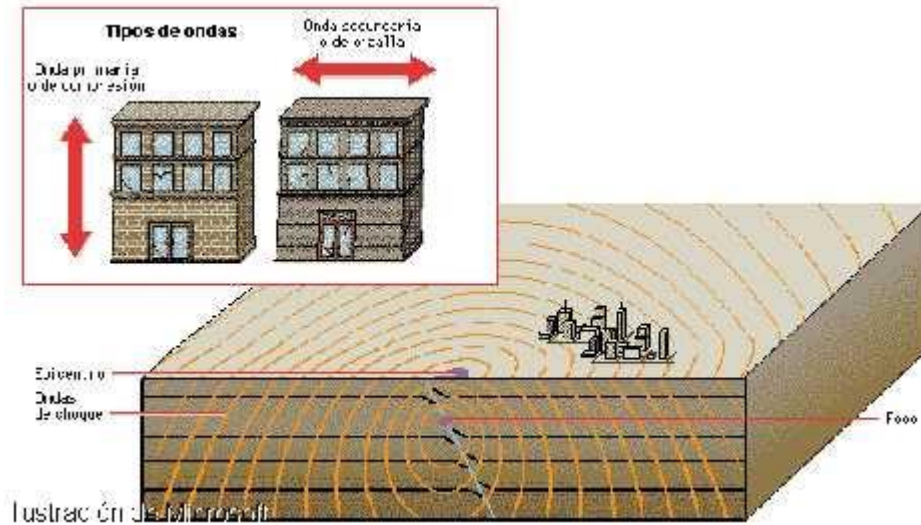


Figura 1.7: Propagación de ondas sísmicas.

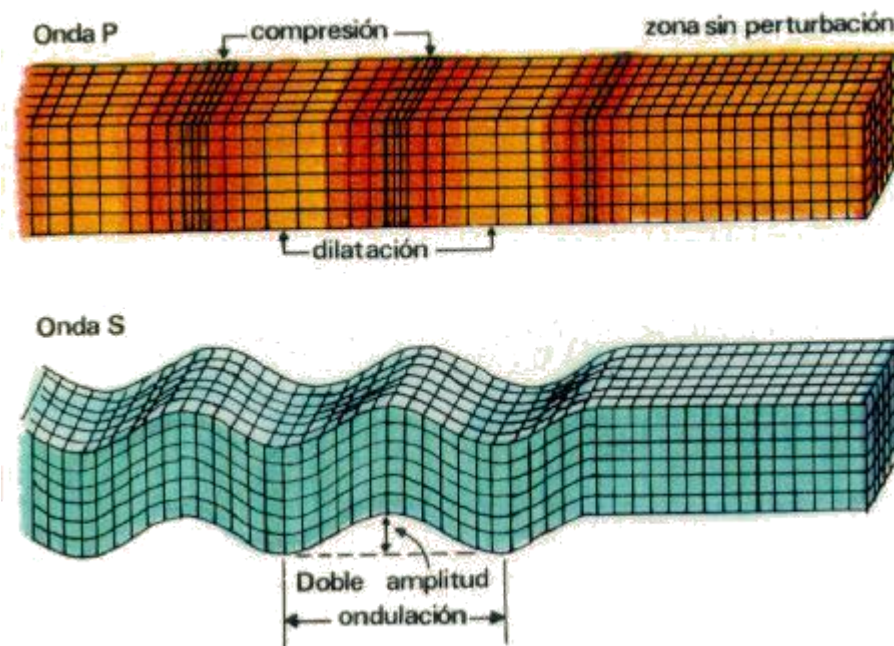


Figura 1.8: Tipos de ondas sísmicas: Primarias (P) y Secundarias (S).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

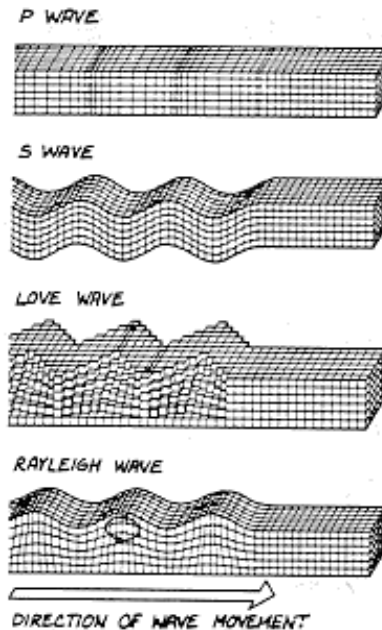


Figura 1.9: 4 tipos de ondas sísmicas creadas por una ruptura de falla.

El movimiento del suelo que es transmitido a través de la base del edificio, tiene una forma al azar, pero a veces una dirección enfática. El movimiento origina en 4 tipos claramente definidos de ondas creados por una ruptura de falla. Éstas son: Primaria, u onda P, la cual es la más rápida, viajando en aproximadamente 8 Km por segundo, o 18000 mph, y llega primero; ésta tiene la forma de una onda de sonido. El segundo tipo de onda es la secundaria u onda S; ésta corta la roca indirectamente en ángulos rectos a la dirección del viaje. El tercer tipo es una onda superficial llamada la onda del Amor, que es similar a la onda secundaria (S) con desplazamiento no vertical, ésta mueve al suelo de lado a lado horizontalmente paralela a la superficie de la tierra, en ángulos rectos a la dirección de la propagación, y produce sacudimientos horizontales. El cuarto tipo de onda, también onda superficial, es conocida como la onda Rayleigh, en ésta el material perturbado se mueve en ambas direcciones vertical y horizontal en un plano vertical apuntando en la dirección en la cual las ondas están viajando. De las 2 ondas superficiales las ondas Amor generalmente viajan más rápido que las Rayleigh.

1.1.2 SISMICIDAD Y ENERGÍA

La fricción que se produce debido al movimiento de las placas tectónicas, provoca una gran acumulación de energía, deformándose las rocas en el interior de la tierra. La energía sigue acumulándose hasta el punto en el cual las rocas comienzan a romperse, ocasionando que la energía acumulada se libere en forma de ondas y sacuda la tierra provocando los sismos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Existen relaciones entre la magnitud M y la energía del terremoto E, la misma que en forma general se puede expresar de la siguiente manera:

$$\log E = a + b M \quad (1)$$

Donde a y b dependen de la manera en que se calcula M. Para magnitud Ms, se tiene:

$$\log E = 11.8 + 1.5 M_s \quad (2)$$

Es importante destacar que un sismo de magnitud 5.5, por ejemplo, libera una energía del orden de magnitud de la explosión atómica de Hiroshima, es decir alrededor de 10^{20} ergios. Al reemplazar $M_s = 5.5$ en la ecuación (2) se obtiene que la energía es de 1.122×10^{20} ergios como se indicó anteriormente. Si la magnitud del sismo es de 6.5, es decir solamente un grado más, la energía sísmica es 3.548×10^{21} ergios; la energía se incrementa en 31.6 veces, la variación es de tipo exponencial.

La severidad de un terremoto depende de la energía liberada y se la puede medir en la escala de Richter que va desde 1 hasta el infinito, aunque solamente se han registrado sismos de magnitud 9. En la tabla 1.1 se indica el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año; basándose en la actividad sísmica mundial, también se indican algunos eventos que han dejado grandes pérdidas económicas, materiales y humanas.

MAGNITUD	PROMEDIO ANUAL	TERREMOTO
9	2	1906 Tumaco y Esmeraldas (8.7) 1942 Perú (8.3) 1985 México (8.1) 1906 Perú (7.9)
8	20	1942 Guayaquil-Ecuador (7.9) 1956 Manabí-Ecuador (7.3) 1958 Esmeraldas-Ecuador (7.8) 1962 Japón (7.0) 1963 Perú (7.8) 1968 Tokachi Oki (7.9) 1971 Chile (7.7) 1977 Rumania (7.1) 1977 San Juan-Argentina (7.4) 1978 Miyagi-Ken-Oki (7.4) 1979 Tumaco-Colombia (7.7) 1985 Lollo-Chile (7.8) 1989 Corralito (7.1)
7	100	1940 El Centro (6.3) 1954 Eureka-California (6.5) 1968 Japón (6.6) 1971 San Fernando (6.6) 1981 La Ligua-Chile (6.8) 1987 Baeza-Ecuador (6.9) 1994 Northridge (6.7) 1971 Chile (7.7)
6	3000	1964 Manabí-Ecuador (6.0) 1986 San Salvador (5.4) 1968 Japón (6.6) 1971 San Fernando (6.6)
5	15000	1990 Pomasqui-Ecuador (5.0)
4	Más de 100000	

Tabla 1.1: Promedio anual de sismos y algunos terremotos destructores.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

DAÑO DEBIDO A LA LICUEFACCIÓN

Durante un terremoto, daños significantes pueden resultar debido a la inestabilidad del suelo en el área afectada por ondas sísmicas internas. La respuesta del suelo depende de las características mecánicas de las capas del suelo, la profundidad de la mesa del agua y las intensidades y duración del sacudimiento del suelo. Si el suelo consiste de depósitos de materiales granulares sueltos, podría ser compactado por las vibraciones del suelo inducidas por el terremoto, resultando grandes asentamientos y asentamientos diferenciales de la superficie del suelo. Esta compactación del suelo puede resultar en el desarrollo de excesivos poros de agua de presión hidrostática de suficiente magnitud para causar licuefacción del suelo, resultando asentamientos, inclinaciones y roturas de estructuras como se ilustra en las siguientes fotos.



Foto 1.2: Daños en estructuras por licuefacción.

Desplazamiento e inclinación de casas debido a la licuefacción del suelo en el área Turnagain Height de Anchorage durante el terremoto de Alaska de 1964.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 1.3: Daños en estructuras por licuefacción.

Inclinación de edificios de apartamentos en Kawagishi-Cho, Niigata, producido por la licuefacción del suelo durante el terremoto de Niigata en 1964.



Foto 1.4: Daños en terrenos por licuefacción.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 1.5: Daños en terrenos por licuefacción.



**Foto 1.6: Daños en estructuras por licuefacción.
Inclinación del asta de la bandera de la escuela debido a la falla del suelo causada por licuefacción durante el terremoto de Nihonkai-Chubu en 1983.**

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

REPORTES MUNDIALES DE TERREMOTOS

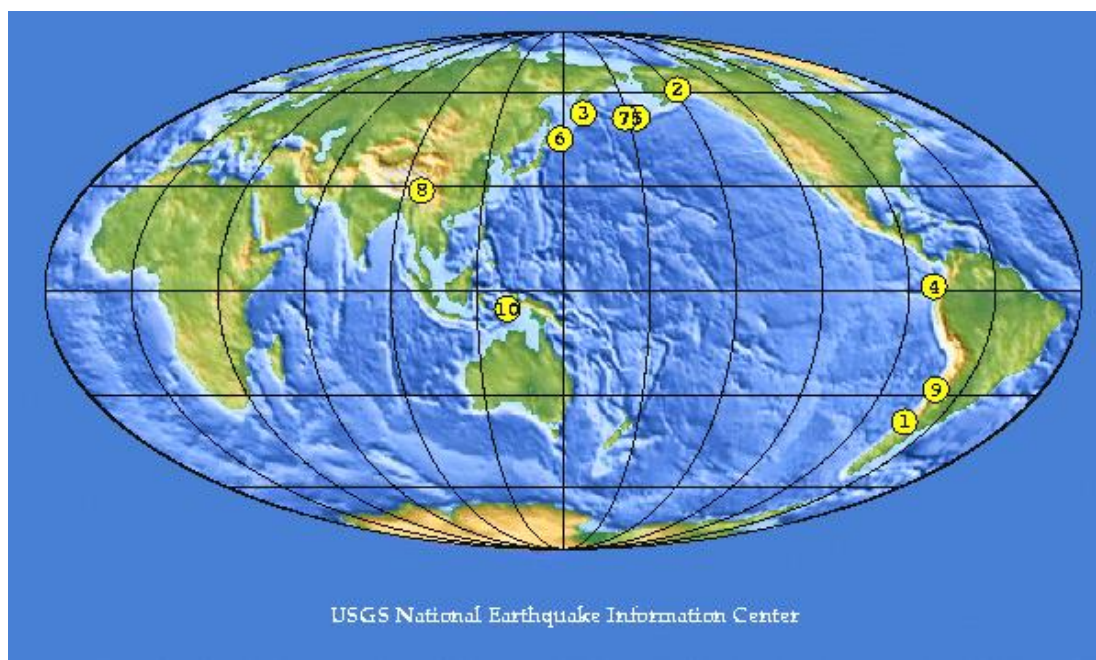


Figura 1.10: 10 Terremotos más Grandes en el Mundo desde 1900 hasta 1999.

LUGAR	FECHA	MAGNITUD
1. Chile	05/22/1960	9.5 Mw
2. Alaska	03/28/1964	9.2 Mw
3. Rusia	11/04/1952	9.0 Mw
4. Ecuador	01/31/1906	8.8 Mw
5. Alaska	03/09/1957	8.8 Mw
6. Kuril Island	11/06/1958	8.7 Mw
7. Alaska	02/04/1965	8.7 Mw
8. India	08/15/1950	8.6 Mw
9. Argentina	11/11/1922	8.5 Mw
10. Indonesia	02/01/1938	8.5 Mw

Tabla 1.2: Lugar, fecha y magnitud de los 10 terremotos más grandes en el mundo desde 1900 hasta 1999.

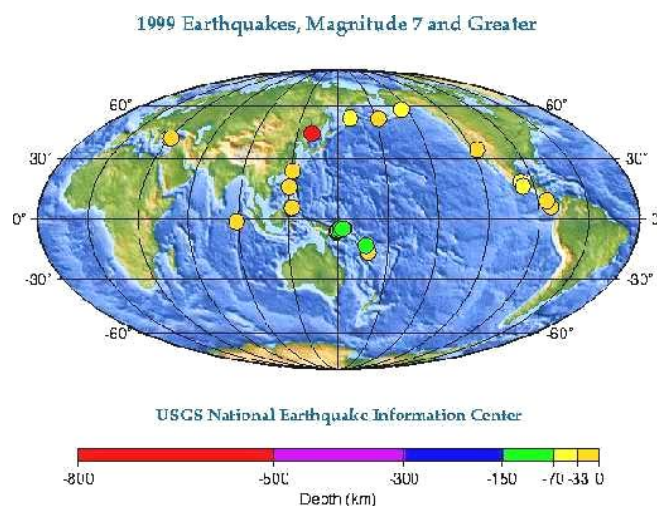
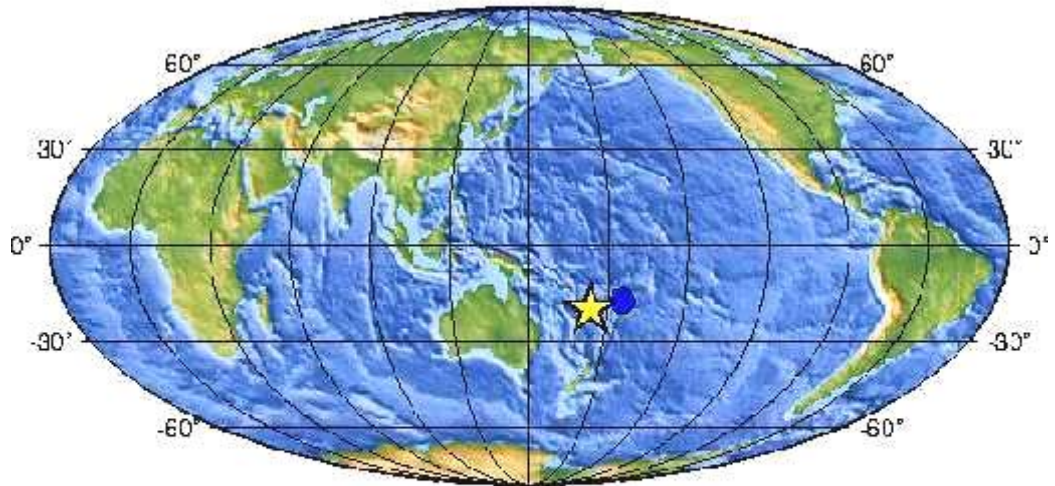


Figura 1.11: Ubicación de terremotos de magnitud 7 y mayores en 1999.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

2000 Earthquakes, Magnitude 7 and Greater

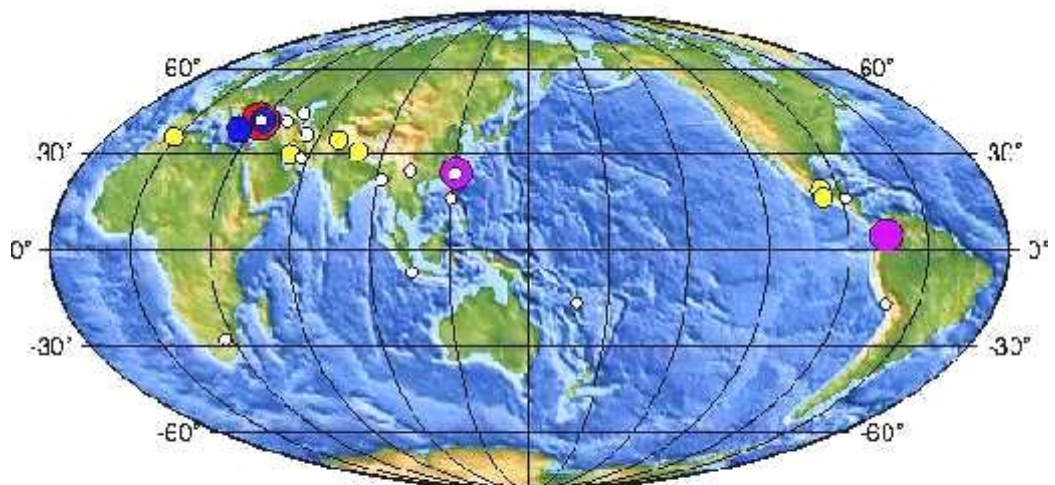


USGS National Earthquake Information Center



Figura 1.12: Ubicación de terremotos de magnitud 7 y mayores en 2000.

Deaths from Earthquakes in 1999



USGS National Earthquake Information Center



Figura 1.13: Ubicación de los números de muertos por terremotos en 1999.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

1.1.3 INTENSIDAD SÍSMICA Y MAGNITUD

Los efectos producidos por los terremotos en las estructuras y en las personas se miden por medio de la intensidad sísmica, describiendo de una manera subjetiva el potencial destructivo de los sismos. Existen varias escalas de intensidad, una de ellas es denominada “Mercalli Modificada”, que se indica en forma resumida en la tabla 1.3, la cual fue desarrollada por Wood y Newman en 1931 y es una modificación del trabajo realizado en 1902 por Mercalli.

I_{MM}	DEFINICIÓN
I	Detectado solo por instrumentos.
II	Sentido por personas en reposo.
III	Sentido por personas dentro de un edificio.
IV	Se siente fuera del edificio.
V	Es notado por todos. Los objetos inestables se caen.
VI	Las personas andan con dificultad. Las ventanas y objetos de vidrio se quiebran. Las estructuras con mampostería débil se agrietan.
VII	Daños moderados en estructuras bien diseñadas y daños severos en malas construcciones.
VIII	Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas.
IX	Pánico general. Las estructuras con diseño sismorresistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.
X	Destrucción grande en edificios bien contruidos. Grandes deslizamientos del terreno.
XI	Casi nada queda en pie. Fisuras en el piso. Tuberías subterráneas fuera de servicio.
XII	Destrucción casi total. Catástrofe. Grandes masas de roca desplazadas.

Tabla 1.3: Escala de intensidad Mercalli Modificada I_{MM} .

En síntesis, se puede indicar que la intensidad sísmica depende de la distancia al epicentro, de las características del suelo, de la resistencia de las edificaciones y de la preparación de la gente en cuanto se refiere a saber convivir con los problemas que ocasionan los sismos.

Existen relaciones empíricas entre la intensidad I_{MM} , la magnitud M y la distancia focal R en Km, que han sido establecidas del análisis de isosistas de terremotos que han afectado a determinadas regiones. En la tabla 1.4 se presentan algunas de estas relaciones:

LUGAR	LEY DE ATENUACIÓN	AUTOR
Chile y Perú	$I_{MM}=8.19+0.94M-1.76 \ln(R+40)$	Saragoni
Ecuador	$I_{MM}=8.64+1.26M-2.23 \ln(R+40)$	Aguiar
California y México	$I_{MM}=8.16+1.45M-2.46 \log R$	Esteva

Tabla 1.4: Relaciones de atenuación del movimiento del suelo.

MAGNITUD (Escala de Richter)	INTENSIDAD (Escala Modificada de Mercalli)	EFECTOS
0 a 1.9	I	Registrado solamente por instrumentos
2 a 2.9	II	Sentido solamente por los más sensibles
3 a 3.9	III	Sentido por algunas personas. Vibración como cuando pasa un vehículo pesado.
4 a 4.9	IV a V	Sentido por la mayoría de la gente. Los objetos colgantes se balancean. Platos y ventanas se sacuden y se pueden romper.
5 a 5.9	VI	Sentido por todos; la gente se asusta. Las chimeneas se vuelcan, los muebles se mueven.
6 a 6.9	VII a IX	Algo de pánico. Los edificios pueden sufrir daños sustanciales.
7 a 7.9	X a XI	Pánico extendido. Pocos edificios permanecen en pie. Grandes derrumbamientos, fisuras en el suelo.
8 a 8.6	XII	Completa devastación. Olas en el suelo.

Tabla 1.5: Aproximada correlación entre las diferentes medidas de tamaño sísmico, efectos resultantes y energía involucrada, junto con la frecuencia de estos eventos.

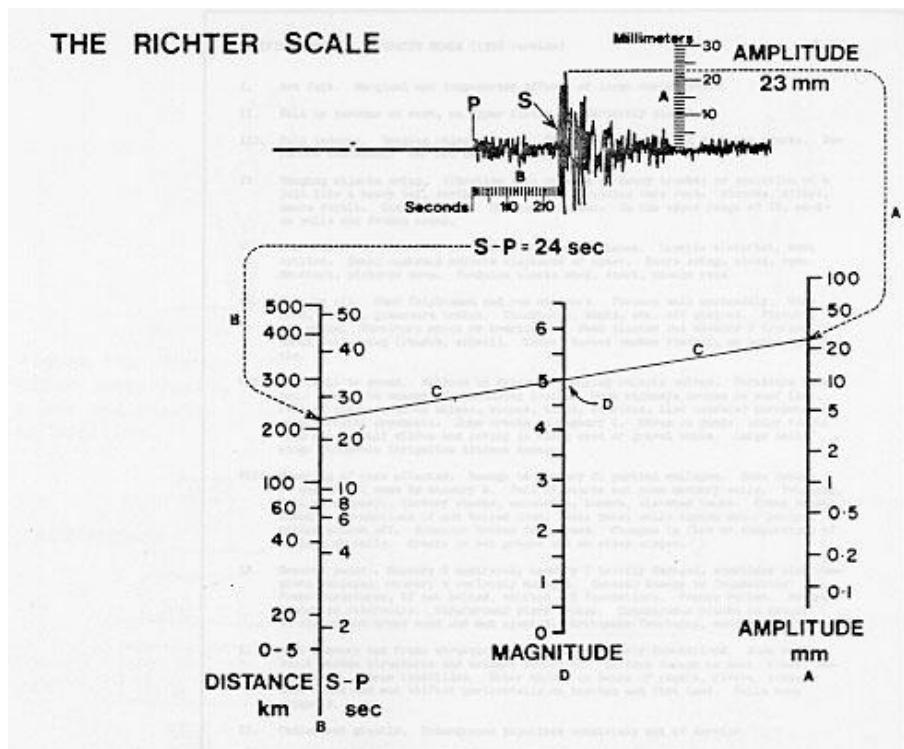


Figura 1.14: Determinación de la magnitud de Richter variando la distancia desde el epicentro.

Para determinar la magnitud Richter a distancias variables del epicentro, conectar en la carta:

- la amplitud máxima registrada por un sismómetro estándar, y
- la distancia del sismómetro desde el epicentro del sismo (o diferencia en tiempos de llegada de las ondas P y S) por
- una línea recta,
- leer la magnitud en la escala del centro.

La medida MM se ha puesto en correlación bruscamente con la aceleración del suelo, por ejemplo MM de VII corresponde a una aceleración máxima de entre aproximadamente 0.1g y 0.29g; MM de IX corresponde a alcanzar la máxima aceleración que excede 0.50g.

Cálculo de la aceleración máxima en función de la intensidad

Existen relaciones que permiten pasar de la intensidad en la escala de Mercalli a la aceleración máxima del suelo. Relaciones que tienen la forma indicada en la siguiente ecuación:

$$\boxed{\text{Log } A = \sigma I_{MM} + \Upsilon}$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Donde I_{MM} , es la intensidad en la escala de Mercalli, A la aceleración máxima del suelo, σ y Υ parámetros obtenidos por varios investigadores en base a registros de intensidad observada; en la tabla 1.6 se indican los valores de estas variables.

AUTOR	σ	Υ
Trifunac y Brady	0.300	-0.014
Bolt	0.313	0.340
Murphy, O'Brien	0.250	0.250
Lomnitz	0.333	-0.500
Saragoni	0.345	-0.222

Tabla 1.6: Parámetros obtenidos por varios investigadores.

<u>“Comparación de Intensidad de Mercalli modificada, aceleración del terreno, magnitud M e Incidencia anual esperada.”</u>					
Intensidad de Mercalli modificada	Aceleración del terreno.		Magnitud	Energía	Incidencia anual esperada
	cm/s ²	a (g)			
			(M)	(Ergios)	
I					
II	2	0.002		10	
	3	0.003		10 ¹⁵	
III	4	0.004	M-3	10 ¹⁶	
	5	0.005			
	6	0.006			
	7	0.007			
IV	7	0.007	Clase E		49000
	8	0.008			
	9	0.009			
	10	0.01			
V	20	0.02		10 ¹⁸	6200
	30	0.03			
VI	40	0.04	M-5	10 ¹⁹	
	50	0.05			
	60	0.06			
	70	0.07			
VII	70	0.07	Clase D	10 ²⁰	800
	80	0.08			
	90	0.09			
	100	0.1			
VIII	200	0.2	M-6	10 ²¹	120
	300	0.3			
IX	400	0.4	Clase C		
	500	0.5			
	600	0.6			
	700	0.7			
X	800	0.8	M-7	10 ²²	18
	900	0.9			
	1000	1			
XI	2000	2	M-8		1
	3000	3			
XII	4000	4	Clase A	10 ²⁴	
	5000	5			
	6000	6			

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Escala de Intensidad Rossi-Forel	Escala de Intensidad Mercalli Modificada	Magnitud (Escala Richter)	Aceleración Máxima del Terreno (G's)
I	I No sentido.	< 2.3	< 0.002
II	II Sentido solamente por algunas personas en posición de descanso, especialmente en pisos altos. Objetos suspendidos oscilan un poco.	2.3 - 2.9	0.002 - 0.003
III	III Sentido en el interior. Muchas personas no lo reconocen como un temblor. Automóviles parados se balancean. Vibraciones como el paso de un camión pequeño. Duración apreciable.	3.0 - 4.1	0.004 - 0.007
IV	IV Sentido en el interior por muchos, en el exterior por pocos. Ventanas, platos, puertas vibran. Las paredes crujen. Vibraciones como el paso de un camión grande; sensación de sacudida como de un balón pesado. Automóviles parados se balancean apreciablemente.	3.7 - 4.2	0.015 - 0.02
V	V Sentido por casi todo el mundo; muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas, etc. se rompen; algunas casas de mampostería se agrietan. Objetos inestables volcados. Los péndulos de los relojes se detienen. Las puertas se balancean, se cierran, se abren. Árboles, arbustos sacudidos visiblemente.	4.3 - 4.9	0.03 - 0.04
VI	VI Sentido por todos; muchos se asustan y corren al exterior. Es difícil andar. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Algunos muebles pesados se mueven; se caen algunas casas de mampostería; chimeneas dañadas. Daños leves.	5.0 - 5.6	0.06 - 0.07
VII	VII Todo el mundo corre al exterior. Daños muy pequeños en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras bien construidas; considerable en las mal construidas; algunas chimeneas se rompen. Sentido por conductores.	5.7 - 6.2	0.1 - 0.15
VIII	VIII Daño leve en estructuras especialmente diseñadas para terremotos; considerable hasta con colapso parcial en edificios corrientes; mayor en estructuras pobremente construidas. Los paneles de las paredes se salen de los marcos. Se caen chimeneas, monumentos, columnas y paredes. Se viran muebles pesados. Pequeños corrimientos de arena y fango. Cambios en el caudal de fuentes y pozos. Difícil conducir.	6.3 - 6.9	0.25 - 0.3
IX	IX Daño considerable en estructuras de diseño y construcción buena, estructuras bien diseñadas, desplazadas de sus cimientos; mayor en edificios corrientes con colapso parcial y total. Amplias grietas en el suelo. Eyección de arena y barro en áreas de aluvial. Tuberías subterráneas rotas.	7.0 - 7.6	0.5 - 0.55
X	X Algunas estructuras bien construidas en madera y puentes destruidos, la mayoría de las construcciones y estructuras de amazón destruidas con sus cimientos. Grietas grandes en el suelo. Deslizamientos de tierra, agua rebasa las orillas de canales, ríos, lagos, etc. Arena y barro desplazados lateralmente.	7.7 - 8.2	> 0.6
	XI Colapso de la mayoría de las estructuras de cemento y hormigón. Puentes y otras vías de transporte seriamente afectadas.	8.3 - 9.0	
	XII Pérdida total en la infraestructura. Grandes masas de rocas desplazadas. Objetos pesados lanzados al aire con facilidad.	> 9.0	

Tablas 1.7: Intensidad de Mercalli, aceleración del suelo y magnitud.

1.1.4 ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO

Para el diseño sísmico de estructuras fundamentalmente se necesita conocer la aceleración máxima del suelo, pero también es necesario conocer la velocidad y desplazamiento máximo del suelo, para el cual se diseña la estructura. Estos datos se obtienen de los estudios de peligrosidad sísmica.

Con el objeto de correlacionar la magnitud con los parámetros máximos de movimiento del suelo, se indican a continuación algunos valores para los eventos indicados en la tabla 1.1. Es importante destacar que en la tabla 1.8 hace falta indicar la distancia focal a la cual se obtuvo el registro. Sin embargo de ello, es importante que el proyectista estructural tenga en cuenta los valores de aceleración máxima.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

EST. COMP. AÑO	M	A, V, D (g), (cm/s), (cm)
El Centro, S00E, 1940	6.3	-0.348, -33.45, -12.36
Eureka, N97E, 1954	6.5	0.258, -29.38, -12.55
Kushiro-Japón, N90E, 1962	7.0	0.478, -20.01, 5.22
Tokachi-Oki-Hachinoe, N00E, 1968	7.9	0.269, -35.43, -9.68
Pacoima-San Fernando, S16E, 1971	6.6	1.171, 113.23, -41.92
Bucharest-Rumania, S00E, 1977	7.1	0.206, -25.12, -19.93
San Juan-Argentina, S90E, 1977	7.4	0.193, -20.60, 6.33
La Ligua-Chile, Long., 1981	6.8	-0.469, -18.83, 4.49
Lolleo-Chile, N10E, 1985	7.8	-0.712, -40.29, -10.49
Corralito-USA, N00E, 1989	7.1	0.630, -55.20, 12.03
Sylmar-Northridge, N00E, 1994	7.1	0.843, -128.88, -30.67
Santa Mónica-Northridge, N90E, 1994	7.1	-0.883, 41.75, -15.09

Tabla 1.8: Aceleración, velocidad y desplazamientos máximos registrados.

Con relación a los datos de la tabla 1.8, es necesario indicar que los valores corresponden a los registros obtenidos al nivel de superficie de suelo. En los estudios de peligrosidad sísmica, tendientes a la obtención de espectros de diseño, los valores de aceleración máxima del suelo son al nivel de basamento rocoso. Las aceleraciones máximas de los registros indicados en la tabla 1.8 habrían sido menores si se hubiesen medido a nivel de roca. Las condiciones locales del sitio tienen un papel fundamental en la amplitud y contenido de frecuencias del evento. En la figura 1.16, se compara el acelerograma del sismo de Urayasu, obtenido en el mismo sitio, tanto en el subsuelo como en la superficie.

RED SISMICA DEL AUSTRO PROYECTO FUNDACYT P-BID-400
REGISTRO ACELEROGRÁFICO OBTENIDO EN LA UNIVERISDAD DE CUENCA
Fecha: 99/08/03 Hora: 10:59:00 Local, 15:59:00 GMT

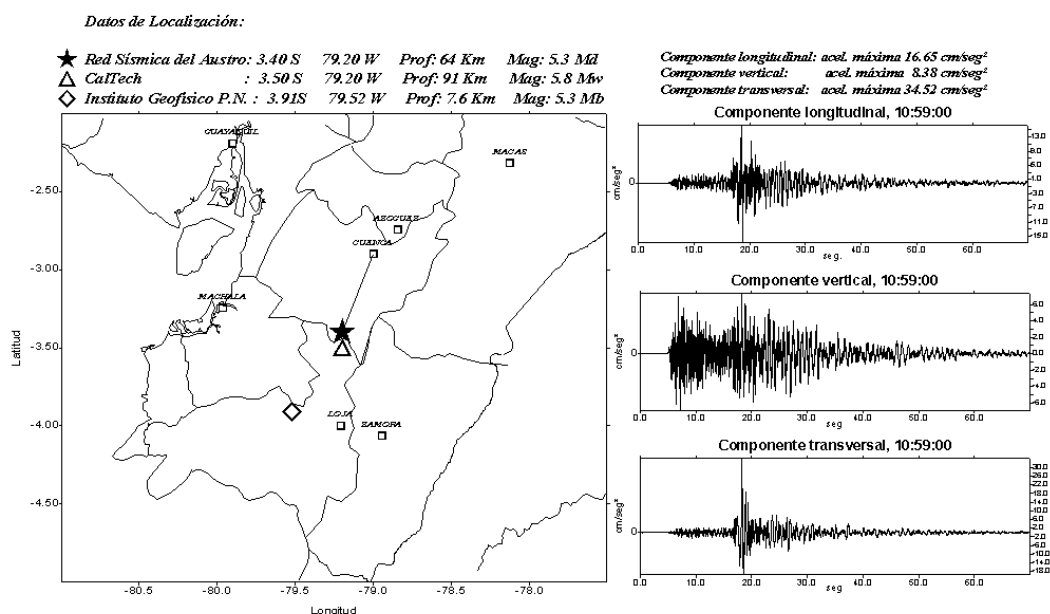


Figura 1.15: Registro acelerográfico obtenido en la Universidad de Cuenca.

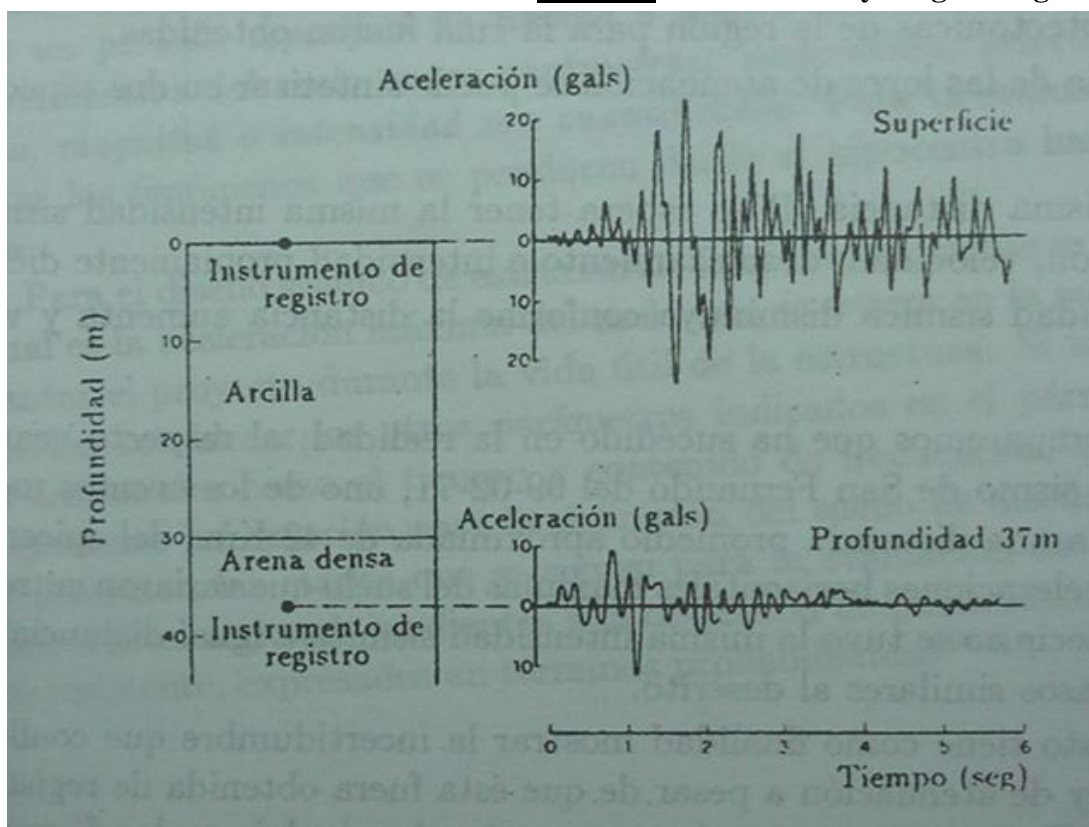


Figura 1.16: Acelerogramas del sismo de Urayasu-Japón, registrado en la superficie y a una profundidad de 37m.

Al observar los dos acelerogramas de la figura 1.16, parecería que no fueron registrados en el mismo sitio, la diferencia es notable. En términos generales se puede anotar que el factor de amplificación para los dos registros es del orden de 2.2. Para el sismo de México de 1985 ($M = 8.1$) el factor de amplificación fue del orden de 4 a 5 veces. Para el sismo de Loma Prieta de 1989 ($M = 7.1$) este factor varía entre 2 y 4.

En la tabla 1.9 se indican las aceleraciones máximas de algunos eventos sísmicos considerando la distancia hipocentral.

LUGAR, AÑO	M	ACELERACIÓN Y DISTANCIA (g), (Km)
San Juan-IMPRES, 1977	7.4	0.202, 100
Perú-Geofísico, 1966	7.5	0.371, 206
Perú-Geofísico, 1970	7.75	0.120, 370
Perú-Geofísico, 1974	7.5	0.250, 87
Macas-Ecuador, 1995	5.9	0.092, 150
Baeza-Ecuador, 1987	6.9	0.074, 80
Pomasqui-Ecuador, 1990	5.0	0.027, 17

Tabla 1.9: Aceleración máxima y distancia del registro.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

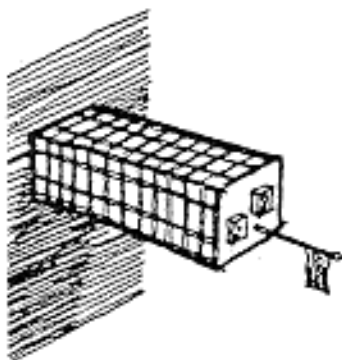


Figura 1.17: 1.0 g o 100 % de la gravedad es equivalente a diseñar un edificio en cantilíver asentado en una superficie vertical.

1.0g o 100% de la gravedad es equivalente a diseñar un edificio en cantilíver en una superficie vertical. El nivel de aceleración generalmente tomado como suficiente para producir algún daño a la construcción débil es 0.1g. El límite inferior de la aceleración perceptible a la gente es fijado por observación y experimentación en aproximadamente 0.001g o 1 cm/seg², entre 0.1g y 0.2g más gente tendrá dificultad en mantenerse en pie y síntomas de enfermedad pueden ser inducidos.

Una aceleración cercana a 0.5g en el suelo es muy alta. En los pisos superiores de los edificios, las aceleraciones máximas serán altas, dependiendo del grado para el cual la masa y la forma del edificio actúa al amortiguamiento de los efectos vibratorios.

La medida de aceleración normalmente se usa para indicar el posible poder destructivo de un terremoto respecto a un edificio.

El registro de 1940 El Centro, el terremoto de California, durante muchos años el registro mejor disponible, mostró movimiento fuerte que continúa durante aproximadamente 25 segundos, con las aceleraciones mayores que ocurren durante aproximadamente 5 segundos. Este terremoto grabó una aceleración máxima de 0.32g, una velocidad máxima de 13.7 en. / el sec / y un desplazamiento del suelo máximo de 9.3 pulgadas.

1.1.5 LEYES DE ATENUACIÓN

La mayor fuente de incertidumbre en los estudios de peligrosidad sísmica, es la determinación de la ecuación de atenuación que se va a utilizar. La ecuación o ley de atenuación es una expresión semiempírica que relaciona Magnitud-Distancia-Intensidad Sísmica; entendiéndose por estas últimas palabras a la aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha de eventos sísmicos; estas relaciones se obtienen de datos que existen sobre los parámetros mencionados.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

En general los procedimientos utilizados para obtener las leyes de atenuación, consisten en ajustar curvas a los datos de movimientos sísmicos ocurridos en diferentes regiones, por lo que, las expresiones así obtenidas reflejan las características geotectónicas de la región para la cual fueron obtenidas.

La filosofía de las leyes de atenuación se pueden sintetizar en dos aspectos que son:

- A una misma distancia R, se espera tener la misma intensidad sísmica (aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha).
- La intensidad sísmica disminuye conforme la distancia aumenta y viceversa.

Ahora, se comparará que ha sucedido en la realidad; al respecto se va a ver qué pasó con el sismo de San Fernando del 09-02-71, uno de los eventos de los que más documentación se tienen, a una distancia promedio aproximada de 42 Km del epicentro, se registraron aceleraciones horizontales máximas del suelo que variaron entre 58 y 245 gals. Es decir no se tuvo la misma intensidad sísmica a igual distancia, existen varios casos similares al descrito. Lo dicho anteriormente tiene como finalidad mostrar la incertidumbre que conlleva el uso de una ley de atenuación a pesar de que ésta se haya obtenido de registros instrumentales. Para contrarrestar esto se acostumbra incluir en las fórmulas un término que corresponde a la desviación estándar σ , el cual se calcula suponiendo que los logaritmos naturales de los cocientes de las intensidades sísmicas predichas a las registradas instrumentalmente tienen una distribución lognormal.

En la tabla 1.10 se indican algunas de las leyes de atenuación que han sido utilizadas en estudios de peligrosidad sísmica en diferentes regiones del mundo.

REGIÓN	LEY DE ATENUACIÓN	AUTOR
Chile-Argentina Perú	$\text{Ln } A_{\text{máx}} = 8.54+0.57M-1.73\ln(R+60)$ $\text{Ln } A_{\text{máx}} = 8.18+0.68M-1.63\ln(R+60)$	Saragoni Saragoni
Ecuador Venezuela-Transcurrentes USA-Transcurrentes USA-Japón-Europa	$\text{Ln } A_{\text{máx}} = 6.35+0.99M-1.76\ln(R+40)\pm 0.6$ $\text{Ln } A_{\text{máx}} = 3.75+0.47M-0.57\ln(R+10)\pm 0.67$ $\text{Ln } A_{\text{máx}} = 6.98+0.5M-1.25\ln(R+25)$ $\text{Ln } A_{\text{máx}} = 0.14I_{\text{MM}}+0.24M-0.68\log R+\beta$ $\beta=0.60$ Costa Occidental USA $\beta=0.69$ Japón $\beta=0.88$ Europa	Aguiar Grases Donovan Goula

Tabla 1.10: Leyes de atenuación de la aceleración máxima del suelo.

1.1.6 PELIGROSIDAD SÍSMICA

Peligrosidad sísmica se entiende como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificadas. Para la evaluación de la peligrosidad sísmica se deben analizar los fenómenos que se producen desde el hipocentro hasta el sitio de interés.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Para el diseño sísmico de estructuras, fundamentalmente se necesita conocer cuál es la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona que se va a implantar el proyecto durante la vida útil de la estructura. Si adicionalmente, se pueden establecer los parámetros indicados en el párrafo anterior u otros adicionales como el tiempo y contenido de frecuencias, se contaría con una excelente información para la definición del sismo de diseño. En la figura 1.19, se presentan las etapas que se siguen para la evaluación de la peligrosidad sísmica a nivel regional, tendientes a la obtención de parámetros para el diseño sismorresistente, expresados en términos probabilísticos.



Figura 1.18: Mapa probabilístico de peligro sísmico de Sudamérica.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

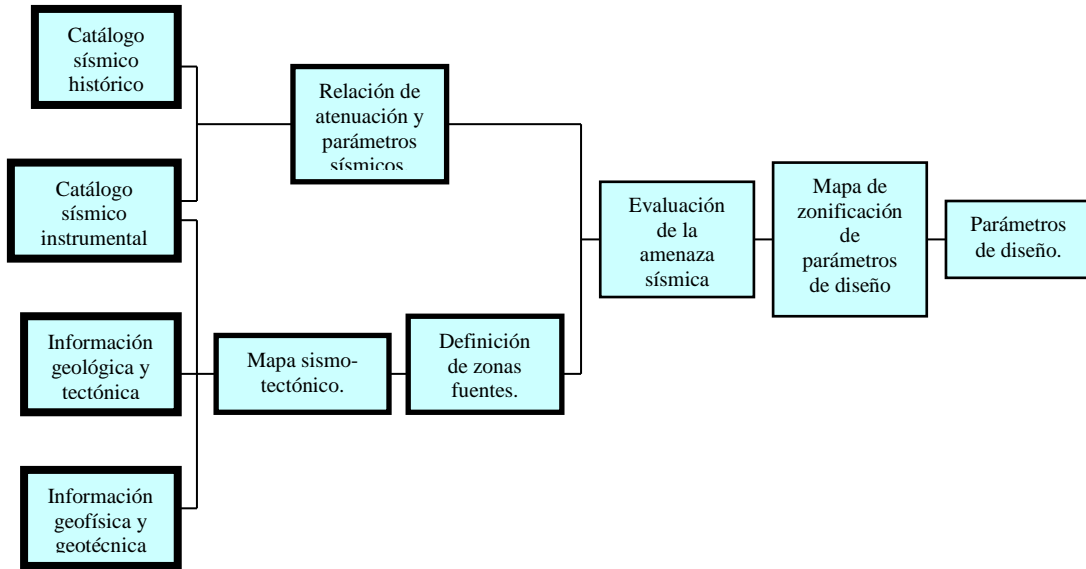
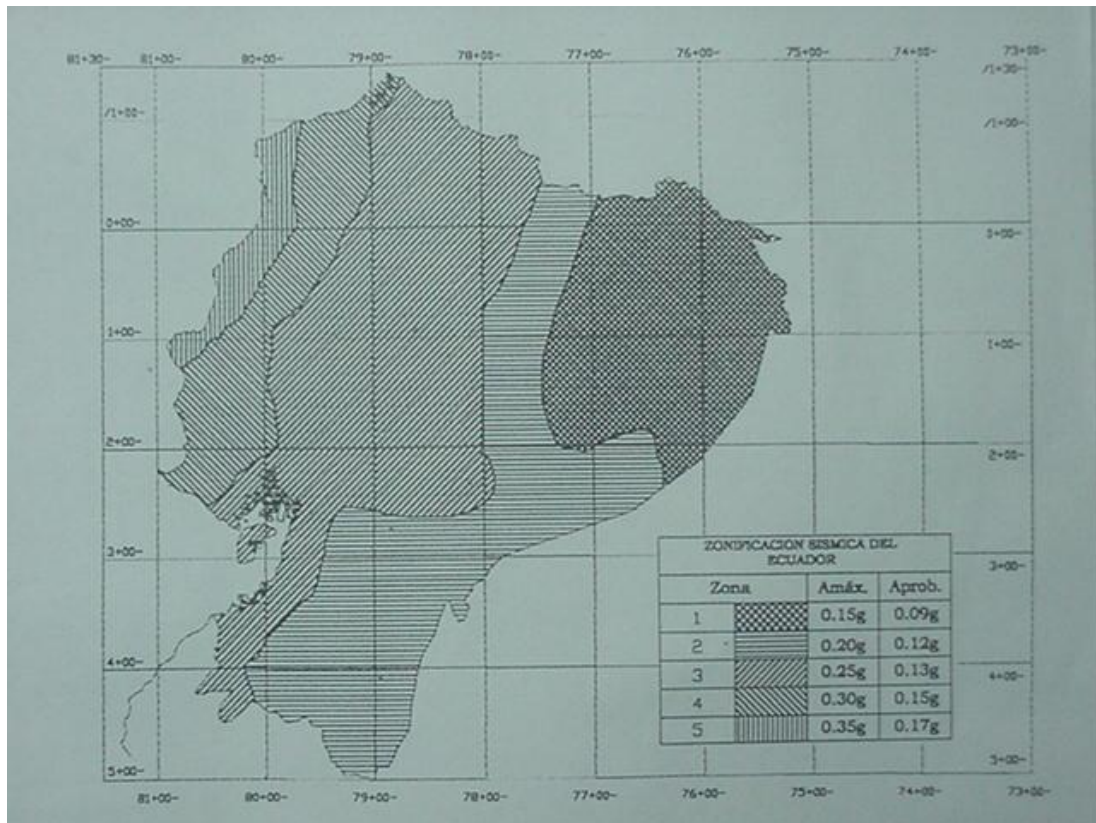
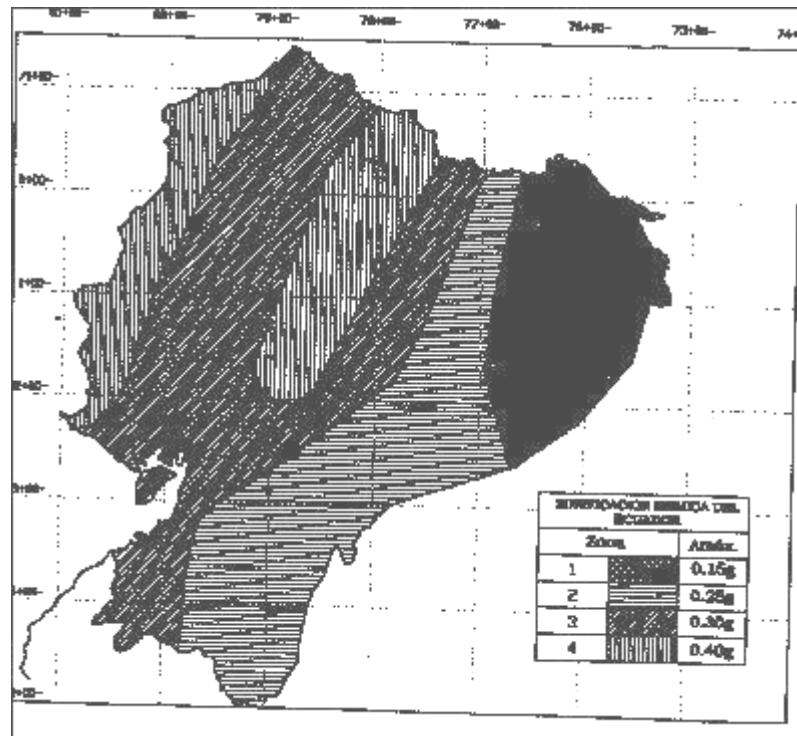


Figura 1.19: Etapas de evaluación de la peligrosidad sísmica.

La información tectónica, geológica, geofísica y geotécnica son un complemento a la información sísmica instrumental para poder definir un mapa sismo-tectónico de la región en estudio. En las figuras 1.20 se indica el mapa sismo-tectónico del Ecuador publicado por la Escuela Politécnica del Ejército en 1991.

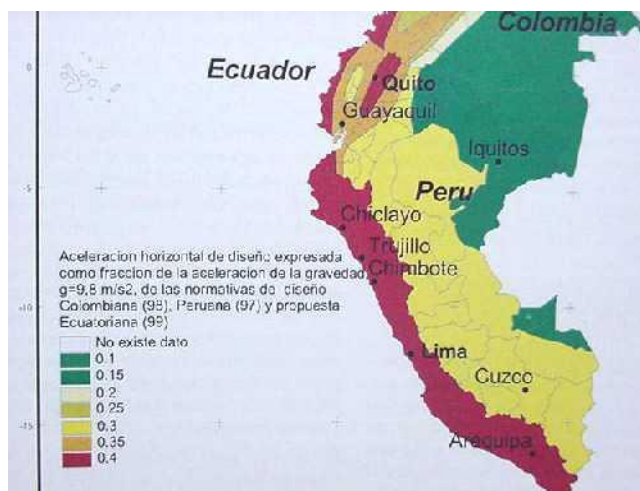


Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 1.20: Mapa de zonificación sísmica del Ecuador realizado por R. Aguiar F.

País	Ecuador				Colombia				Perú				
	Zona sísmica	Factor	Color		Baja	Intermedia	Alta						
	1	0.15	0.3	0.35	0.4	0.10	0.20	0.25	0.35	0.40	0.15	0.3	0.4



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

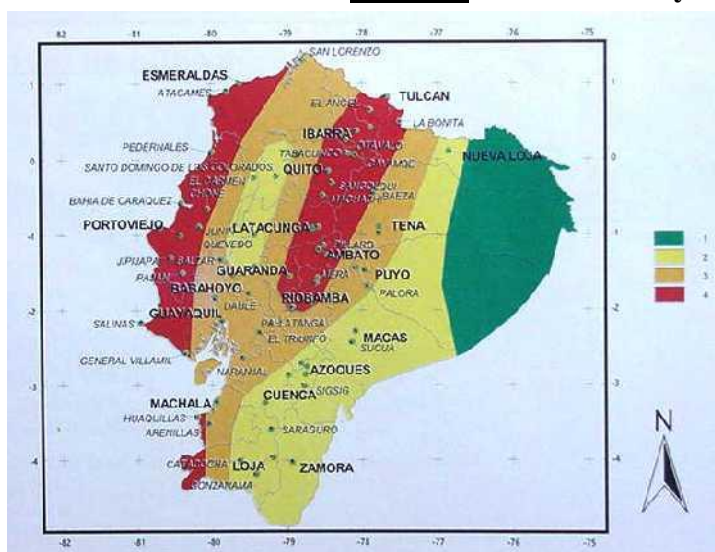


Figura 1.21: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño CEC2000.

En la elaboración del mapa sísmo-tectónico para la detección y limitación de las fallas geológicas del Ecuador se utilizaron, a más de la información tradicional, imágenes satelitales LANSAT, mosaicos de radar de apertura sintética SAR, se interpretaron alrededor de 400 fotografías aéreas.

Con el mapa sísmo-tectónico se procede a la definición de zonas fuentes o áreas fuentes, que son aquellas regiones en las cuales existe una homogeneidad de los focos de los sismos registrados, estas zonas de unidad sísmica están asociadas a un sistema de fallas.

No es conveniente considerar fuentes puntuales sino fuentes con una actividad sísmica difusa que abarcan una gran área, debido a la complejidad de la tectónica, al incompleto conocimiento de las zonas de fallamiento y a un eventual desconocimiento de accidentes tectónicos sin expresión superficial.

La evaluación de la peligrosidad sísmica se ejecuta utilizando los algoritmos propuestos por Algermissen. A continuación se resume la metodología de cálculo:

Dividir al país en una cuadrícula de 30 minutos por 30 minutos.

Determinar en cada área fuente, los coeficientes a y b de la ecuación:

$$\ln N(M) = a - b M \quad (3)$$

Por medio de una regresión exponencial con los datos correspondientes a sismos de magnitud mayor o igual a $M_{\text{mín}}$. Siendo $M_{\text{mín}}$ la magnitud mínima seleccionada en el estudio. Para la evaluación de peligrosidad sísmica de Venezuela se tomó $M_{\text{mín}} = 4$ y en Colombia $M_{\text{mín}} = 3$.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Donde $N(M)$ es el número de sismos anuales de magnitud mayor o igual que M , las constantes a y b definen la sismicidad del área. A dicha ecuación se la conoce como *ley de Richter*.

Determinar la longitud de rotura de la falla y la máxima magnitud esperada.

Calcular la frecuencia anual de ocurrencia de aceleraciones en cada vértice de la cuadrícula. Se puede utilizar el programa computacional de Mc. Guire. Anteriormente se deberá seleccionar una ley de atenuación de movimiento del suelo. En la tabla 1.11 como ejemplo se indican los valores obtenidos para Quito.

LUGAR	ACELERACIÓN MÁXIMA A (cm/s ²)	TASA DE OCURRENCIA (veces / año)
Quito	50	0.382
	100	0.0389
	150	0.0105
	200	0.00392
	250	0.00177
	300	0.000891
	400	0.000269
	500	0.0000996

Tabla 1.11: Aceleración máxima y tasa media de ocurrencia para Quito.

Obtener la aceleración o velocidad máxima esperada en cada vértice de la retícula, ya sea utilizando el programa: “Line Source Model” de A. Der Kiureghian o bien utilizando una distribución de valores extremos tipo II que fue lo seleccionado para el caso de Ecuador.

La distribución de valores extremos tipo II, aplicada al caso de aceleraciones es de la siguiente forma:

$$\ln[-\ln F(A)] = -\beta \ln K - \beta \ln A_{\text{máx}} \quad (4)$$

que se puede escribir de la siguiente manera:

$$F(A) = e^{-(kA_{\text{máx}})^{-\beta}} \quad (5)$$

Donde $F(A)$ es la probabilidad de no-excedencia de la aceleración máxima $A_{\text{máx}}$. Los parámetros β y k se obtienen del ajuste por mínimos cuadrados. Con los datos de la tabla 1.11, se obtuvieron para Quito.

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

La ecuación (5) es válida para un año. Para el caso de 50 años (tiempo de la vida útil de las estructuras), lo que cambia es el valor de k , ahora será $k \frac{1}{50^{\frac{1}{\beta}}}$. Por lo

tanto la ecuación (5) queda:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}} A_{m\acute{a}x}}\right)^{-\beta}} \quad (6)$$

Para el caso del Ecuador, la probabilidad de no-excedencia en 50 años se consideró del 90 %. Luego al reemplazar en la ecuación (6), se tiene:

$$0.9 = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}} A_{m\acute{a}x}}\right)^{-\beta}}$$

de donde:

$$A_{m\acute{a}x} = \frac{0.1054^{\frac{1}{\beta}}}{\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}}} \quad (7)$$

Reemplazando los valores de k y β , encontrados para Quito en la ecuación (7) se tiene:

$$A_{m\acute{a}x} = 227.37 \text{ cm/s}^2 = 0.232g$$

Se dibuja el mapa de isoaceleraciones, si se ha estado trabajando con aceleraciones o puede ser el mapa de isovelocidades o el parámetro seleccionado para el estudio de la peligrosidad sísmica.

1.1.7 PERIODO DE RETORNO

Dependiendo del tipo de obra civil se determina la vida útil de la estructura y la probabilidad de excedencia con las cuales se va a determinar los mapas de isoaceleración que definen la peligrosidad sísmica a escala regional. Es importante destacar que durante la vida útil de las edificaciones pueden presentarse aceleraciones mayores que las especificadas en el diseño.

Para edificaciones los códigos de Venezuela y Colombia han considerado una vida útil t de 50 años y una probabilidad de excedencia p del 10 %, valores recomendados por el ATC-3-05 y que están asociados a un periodo medio de retorno de 475 años.

$$T \approx \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t}}} \quad (8)$$

El *periodo de retorno* se puede evaluar con la ecuación (8) y es el tiempo promedio transcurrido entre dos movimientos sísmicos que tienen la misma aceleración del suelo, para el caso que nos interesa. En general, se puede considerar otra variable de movimiento del suelo y determinar el periodo de retorno.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

1.1.8 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA

Varios son los trabajos que se han realizado de peligrosidad sísmica a nivel regional de un mismo país, pero se han efectuado para diferentes probabilidades de excedencia, como para diferentes periodos de retorno. Por dicho motivo, se pueden comparar cualitativamente los resultados, mas no cuantitativamente.

En el mapa de isoaceleraciones de la figura 1.22 se observa que a partir de las ciudades hacia el Océano Pacífico las aceleraciones se incrementan.

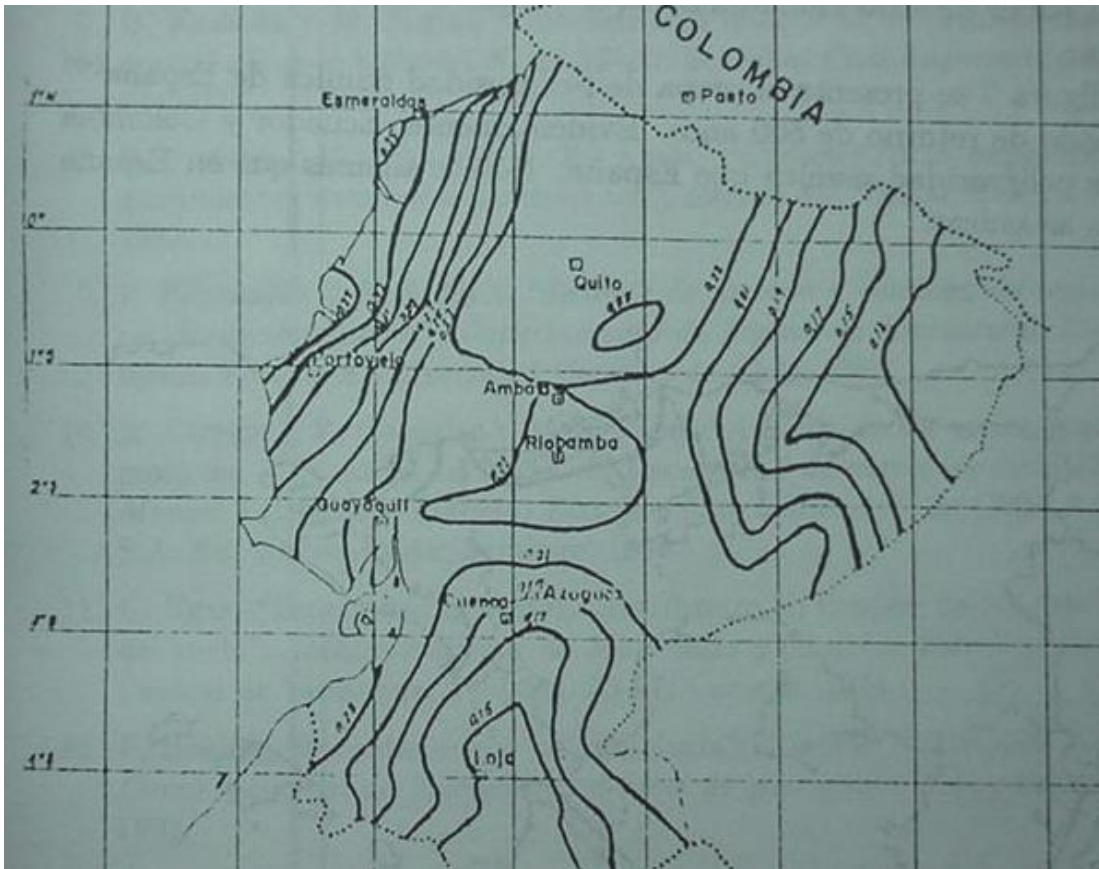


Figura 1.22: Peligrosidad sísmica para el Ecuador. Mapa de isoaceleraciones para una vida útil de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%. La aceleración horizontal es multiplicada por el valor de la gravedad.

1.2. Espectros elásticos

A continuación se presenta el marco teórico tendiente a la formulación de espectros de diseño elástico. Para ello, primeramente se presenta la definición de espectro de respuesta, se ilustra la importancia de conocer las formas espectrales y el significado de los máximos valores de un espectro.

El suelo tiene un papel fundamental en la determinación de las formas espectrales, razón por la cual se presentan dos trabajos que han servido de base para la formulación de códigos, el uno desarrollado por Hayashi et al en 1971 con

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

registros de sismos de Japón y el otro desarrollado por Seed et al en 1976 con sismos registrados en Estados Unidos. Con estos trabajos como base y con la información sismológica que han dejado terremotos recientes como el registrado en México en 1985, se presenta una nueva formulación de espectros de diseño sísmico elástico, que seguramente se incluirá en el nuevo código de edificaciones sismorresistentes de Venezuela, el mismo que reemplazará al de 1982. De igual forma, se presenta el nuevo espectro de diseño elástico de la norma Colombiana de diseño y construcciones sismorresistentes NSR-1998; por ser de interés se comparan estas dos formas espectrales.

Finalmente, basándose en los sismos de 1981 y 1985, registrados en Chile, que son de alta frecuencia, se determinan dos parámetros del espectro de diseño T^* y T^+ , los mismos que se comparan con los espectros de diseño indicados en el párrafo anterior.

1.2.1 ESPECTROS DE RESPUESTA

El código de edificaciones antisísmicas de Venezuela presenta la siguiente definición de espectro: Define la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del periodo. En resumen, el espectro es un gráfico en cuya abscisa se presenta el periodo o la frecuencia natural de vibración y en la ordenada se indica el parámetro de respuesta máxima que se ha seleccionado. Normalmente este parámetro es la aceleración, velocidad o desplazamiento.

1.2.1.1 FRACCIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

Como se indicó anteriormente los espectros de respuesta elásticos se construyen para una determinada fracción de amortiguamiento ζ el mismo que se considera constante en la evaluación de la respuesta dinámica.

El valor de ζ depende del tipo de material, estructura y fundamentalmente del nivel de esfuerzos a que está sometida la estructura. Newmark y Hall recomiendan los valores de ζ , indicados en la tabla 1.12.

NIVEL DE TENSIONES	TIPO Y CONDICIÓN DE LA ESTRUCTURA	ζ (EN %)
Tensiones de servicio menores al 50% de los de fluencia	a) Tuberías vitales.	1 a 2
	b) Acero soldado, hormigón pretensado, hormigón muy reforzado con pequeño amortiguamiento.	2 a 3
	c) Hormigón armado con fisuramiento considerable.	3 a 5
	d) Acero apernado y/o remachado; estructuras de madera con uniones apernadas o clavadas.	5 a 7
Tensiones a nivel de fluencia o cercanos a la fluencia.	a) Tuberías vitales.	2 a 3
	b) Acero soldado, hormigón pretensado sin pérdida completa de la pretensión.	5 a 7
	c) Hormigón pretensado con pérdida completa del pretensado.	7 a 10
	d) Hormigón armado.	7 a 10
	e) Acero apernado y/o remachado, estructuras de madera con uniones apernadas.	10 a 15
	f) Estructuras de madera, con uniones clavadas.	15 a 20

Tabla 1.12: Valores de amortiguamiento ζ recomendados por Newmark y Hall.

1.2.1.2 IMPORTANCIA DE LAS FORMAS ESPECTRALES

La aceleración máxima de un sismo no es un indicativo determinante que sirva para indicar el grado de daño en las estructuras; es necesario tener en cuenta además el contenido de frecuencias, el tiempo de duración, tipo de suelo y topografía para poder asociar el movimiento sísmico con el daño registrado en las edificaciones. Los acelerogramas y consecuentemente los espectros toman en cuenta las variables indicadas y se puede indicar que las estructuras cuyo periodo coincide o están cercanas con los periodos del espectro en los cuales la respuesta es máxima, son las que más daño sufren. En la figura 1.23 se presentan los espectros de respuesta elástica del sismo de Northridge de 1994 obtenidos de cuatro acelerogramas registrados muy cerca del epicentro. Además consta del espectro de diseño del ATC3-S2, que estaba vigente en la zona. Del análisis de la figura 1.23 se pueden hacer los siguientes comentarios:

- a) El registro de Arleta se encuentra a 9 Km del epicentro y corresponde al acelerograma más cercano al epicentro, de los cuatro analizados, allí la aceleración máxima del suelo fue de 0.34g. En cambio, el registro de Santa Mónica corresponde al más lejano, se encuentra a 24 Km de la zona epicentral y sin embargo es el que mayor aceleración registró, de los analizados, 0.88g. Esto se debe a la forma de propagación del sismo y al tipo de suelo.
- b) Las estructuras cuyos periodos coincidían con los periodos de valores máximos de los espectros, fueron las que mayor daño sufrieron.

En la zona del espectro de respuesta elástico, donde se obtienen los mayores valores espectrales se debe a que para esos periodos de la estructura las frecuencias naturales de las edificaciones se acercan a las frecuencias dominantes de las ondas sísmicas en la base, presentándose una especie de resonancia de la estructura con el sismo.

Por otra parte, las ondas sísmicas que llegan a la base de la edificación han sido filtradas por el suelo que se halla sobre la roca basal y adquieren de alguna forma la frecuencia dominante del sitio. Por esta razón es fundamental conocer el periodo de vibración del suelo sobre el que va la edificación y el de la estructura, para saber si hay o no hay posibilidad de entrar en resonancia.

Con relación a la figura 1.23, se puede indicar que si se hubiese tenido una misma estructura en los cuatro lugares donde se obtuvieron los registros, todos ellos muy cercanos al epicentro, se habrían tenido diferentes respuestas estructurales y por lo tanto el daño habría sido diferente.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

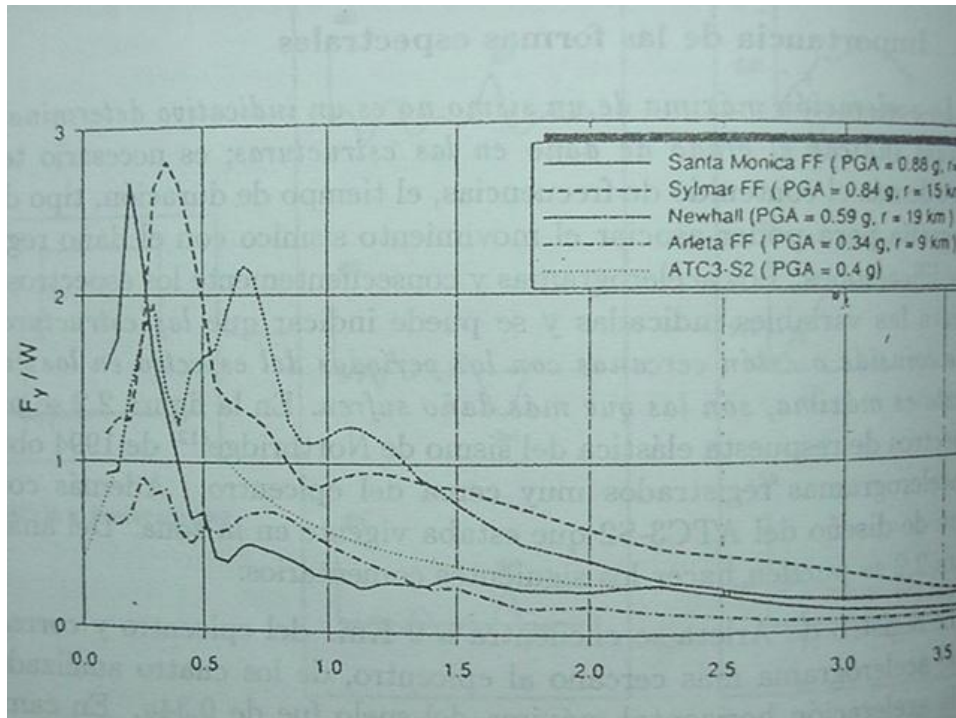


Figura 1.23: Espectros de respuesta elástica del sismo de Northridge del 17 de enero de 1994. En ordenadas se presenta la relación f_y/W , siendo f_y la fuerza lateral y W el peso del oscilador.

En la figura 1.24 se presentan los espectros de respuesta elástica de tres eventos sísmicos, en los que se pone de manifiesto la influencia del suelo en la forma espectral.

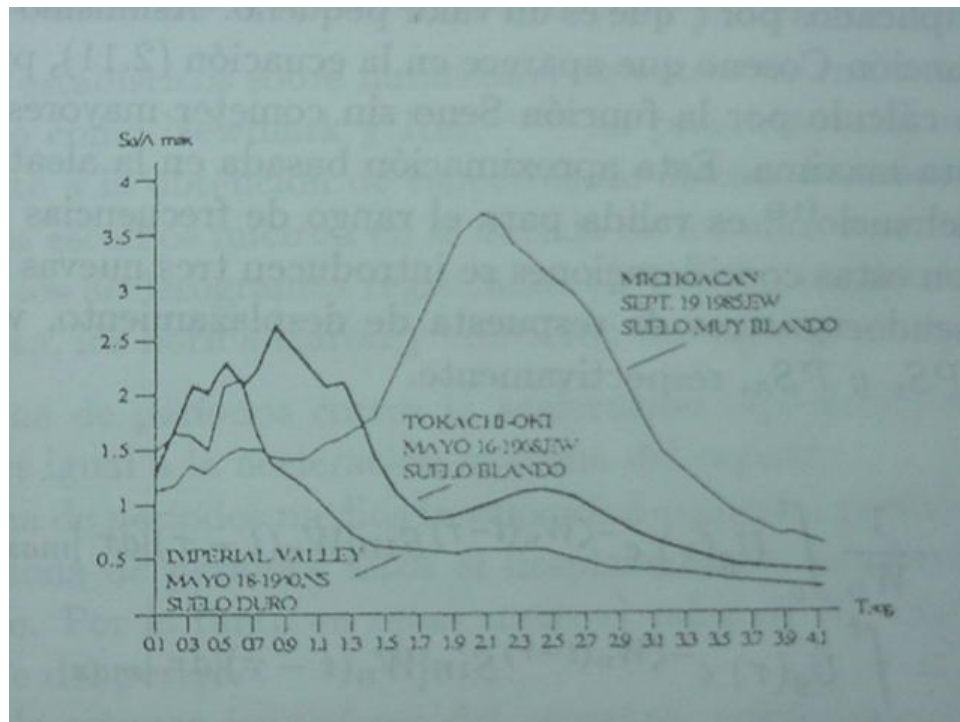


Figura 1.24: Espectros de respuesta normalizados. Comparación de efectos de sitio en la forma del espectro de respuesta de aceleraciones.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Del análisis de la figura 1.24 se pueden realizar los siguientes comentarios:

- a) La mayor flexibilidad del suelo da una mayor amplificación de la aceleración en la estructura. Los mayores valores espectrales se observan en el registro del sismo de México (1985), que corresponde a un suelo muy blando.
- b) Las condiciones locales del suelo, determinan diferentes zonas del espectro, donde se alcanzan los mayores valores espectrales.

1.2.2 INFLUENCIA DEL SUELO

Las condiciones locales del suelo pueden modificar las características de los movimientos del suelo, esto se ha puesto de manifiesto en algunos sismos entre los cuales se puede mencionar al del San Francisco (1957), Skopje (1963), Caracas (1967), Bucarest (1977), Llole (1985), México (1985) y Northridge (1994), entre otros, razón por la cual los espectros de diseño deben estar en función del tipo de suelo.

Evidencias de las condiciones locales del suelo pueden observarse en los espectros normalizados de la figura 1.25, presentados por Seed et al, quienes clasificaron ciento cuatro registros en cuatro tipos de suelo a saber:

- i) Registros en roca (28).
- ii) Registros en suelo duro con espesor inferior a 60 m. (31).
- iii) Registros en suelos granulares con profundidad superior a 75 m. (30).
- iv) Registros para arcillas medias o arenas (15).

Seed et al, luego de la clasificación de los registros construyeron los espectros de respuesta elásticos para un 5% de amortiguamiento y en la figura 1.25 se indican los espectros de aceleración promedio para los cuatro tipos de suelo indicados. Del análisis de la figura 1.25 se puede indicar:

- La respuesta máxima espectral de los registros en roca se dieron para un periodo de 0.2 segundos y tiene un factor de amplificación de 2.5.
- En los suelos duros con espesores inferiores a los 60 metros, la respuesta máxima se dio para periodos de 0.4 segundos, con un factor de amplificación de 2.8.
- El espectro promedio de los suelos no cohesivos profundos tiene dos picos máximos, uno a los 0.45 segundos de periodo, con un factor de amplificación de 2.7 y otro a los 0.90 segundos de periodo, con un factor de 1.9.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Los registros de arcillas blandas a medias, producen un espectro con un factor de amplificación de 2.1, que se dá para un rango de periodos que varía de 0.3 a 1.0 segundo.

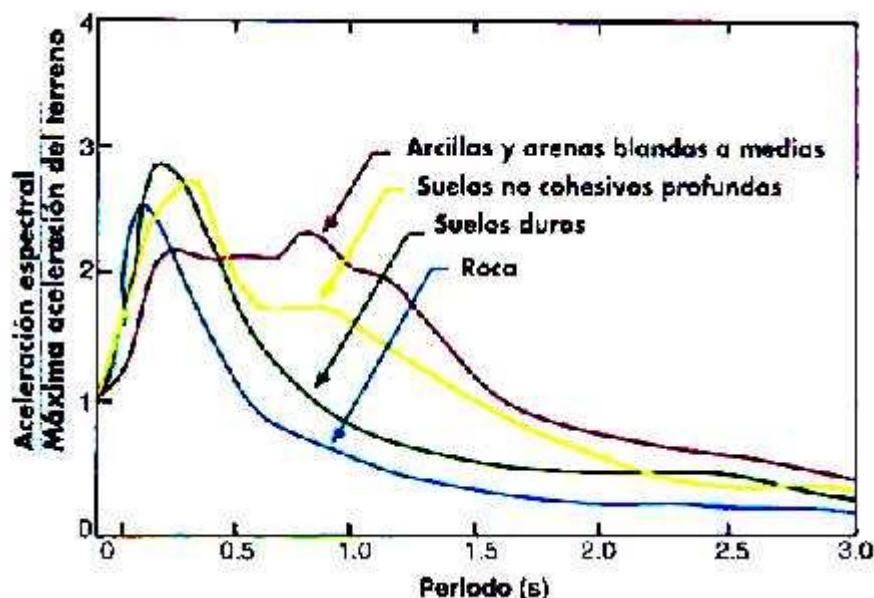


Figura 1.25: Espectros promedios de aceleraciones, normalizados, para un amortiguamiento del 5%, para diferentes condiciones de suelo. Seed et al.

1.2.3 COMENTARIOS ADICIONALES SOBRE ESPECTROS DE DISEÑO

- Las estructuras se diseñan considerando que van a sufrir daño ante la acción de un terremoto severo. Consecuentemente, se utiliza un espectro de diseño inelástico, el mismo que se obtiene a partir del espectro de diseño elástico que se ha estudiado y considerando el comportamiento no lineal de la estructura.
- Los espectros de diseño elástico son condiciones “deformadas” de los espectros de respuesta, por la forma general en que son formulados. Lo mejor sería contar además del espectro de diseño elástico con espectros de respuesta que se esperan en el sitio de interés. En la ciudad de México han desarrollado el Programa Z, que reporta algunos espectros de respuesta para un sitio determinado de la ciudad. De esta forma el proyectista estructural tiene más elementos de juicio para realizar el análisis sísmico de la estructura que va a diseñar.
- Es conveniente empezar a contar con espectros de diseño de desplazamientos en lugar de aceleraciones para que el diseño no sea en función de la resistencia, sino que se lo haga basándose en la deformación máxima que se espera en la estructura, ya que esta variable está relacionada directamente con

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

el daño que se espera en la estructura. Iwan ya presenta espectros de deriva y lo hace no a partir de un sistema de un grado de libertad, sino a partir de modelar un edificio como una viga de corte, considerando como un sistema continuo. El espectro de deriva está en función de los registros de velocidad y desplazamientos del suelo y es muy necesario considerarlos cuando la estructura se encuentra en el campo cercano de una falla.

- Con los espectros tradicionales se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes en función de la aceleración máxima del suelo, pero se ha reconocido que este parámetro es insuficiente para explicar el daño observado en las estructuras. Por este motivo se han planteado los espectros de energía. Tanto este tipo de espectro, como los de deriva, se encuentran en fase de investigación y se continúan diseñando las estructuras con los espectros clásicos.

1.3. Comportamiento no lineal y ductilidad

En la práctica, es muy común el uso de espectros de diseño para el análisis sísmico de edificios. Para el efecto, primero se realizan estudios de peligrosidad sísmica en los que se determinan los parámetros del movimiento del suelo para una vida útil de la estructura y una probabilidad de excedencia dados; luego, se determina la forma del espectro de diseño elástico. Finalmente se pasa del espectro elástico al espectro de diseño inelástico, aplicando reglas como la de “igual energía” o de “igual desplazamiento”.

El paso del espectro elástico al inelástico está en función de un factor de reducción de respuesta o coeficiente de capacidad de disipación de energía, el mismo que depende de la ductilidad global de la estructura, tema que se tratará posteriormente. Se inicia el estudio presentando la ductilidad de un material, luego se pasa a describir la ductilidad por curvatura de una sección, para posteriormente tratar el cálculo de la ductilidad global de una estructura y se indican valores de ductilidad global establecidos por algunos códigos.

Por otra parte, se presentan ecuaciones que relacionan la ductilidad por curvatura de los elementos con la ductilidad global de la estructura, tanto para vigas como para columnas; las mismas que han sido calculadas para el mecanismo de colapso estipulado en el código, que indica que las rótulas plásticas se formen únicamente en las vigas y no en las columnas, para lo cual se diseña con el criterio de columna fuerte – viga débil; para que se complete el mecanismo se permite articulaciones plásticas en los pies de columna del primer piso.

Otro tema que se aborda es el control de deriva o distorsión de piso, que es fundamental tener en cuenta si se desea tener un comportamiento dúctil de la estructura. Se presenta lo establecido en algunos códigos publicados en diferentes años y se hace notar como la tendencia es construir estructuras más rígidas. Para

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

lograr este propósito en los últimos códigos, se restringe cada vez más la deriva máxima permitida.

Para que la estructura tenga un comportamiento dúctil adecuado es necesario controlar que el daño se presente en primer lugar en los pisos superiores de la edificación y no al revés, para esto se presentan algunas recomendaciones que han sido formuladas por varios investigadores y acogidas por ciertos códigos.

El objetivo del presente tema es que el proyectista estructural tome conciencia de lo que implica pasar del espectro de diseño elástico al inelástico. Del compromiso que adquiere en el diseño y detallamiento de los diferentes elementos de hormigón armado, para lograr que la estructura que se está analizando y diseñando, tenga la ductilidad global que espera.

1.3.1 DUCTILIDAD

En forma intuitiva se dice que el vidrio es un material frágil, en cambio el acero es un material dúctil, ya que permite una gran deformación en el rango inelástico.

En el rango elástico, la estructura o el material que se analiza no sufre daño el momento en que se dejan de aplicar las cargas. En cambio cuando una estructura o un material ingresa al rango no lineal, en el momento en que se dejan de aplicar las cargas, ésta presenta una deformación permanente, es decir, sufre daño.

La ductilidad es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente. En la definición anterior es importante destacar las palabras incursiones alternantes, esto se refiere a que el sismo en un momento ocasiona que la estructura se mueva para un determinado lugar y posteriormente la estructura se mueva en sentido contrario.

Cuando se habla de ductilidad en las estructuras, es importante tener presente las definiciones de ductilidad al nivel de materiales, al nivel de sección, que se puede medir en función de la rotación o de la curvatura y lo que se denomina ductilidad global de la estructura, que se obtiene en función de los desplazamientos laterales. Estos temas son estudiados a continuación.

1.3.1.1 DUCTILIDAD Y TENACIDAD DEL MATERIAL

La ductilidad del material se indica en el presente apartado mediante el análisis del comportamiento de una varilla de acero. En la figura 1.26 se presenta la curva esfuerzo-deformación para una varilla de acero sometida a un ensayo de tracción. En la curva se notan tres regiones a saber: el rango elástico que va hasta la deformación de fluencia ϵ_y , una recta horizontal denominada plataforma de fluencia que termina en la deformación ϵ_{hz} y la zona de endurecimiento que finaliza en la deformación ϵ_{su} .

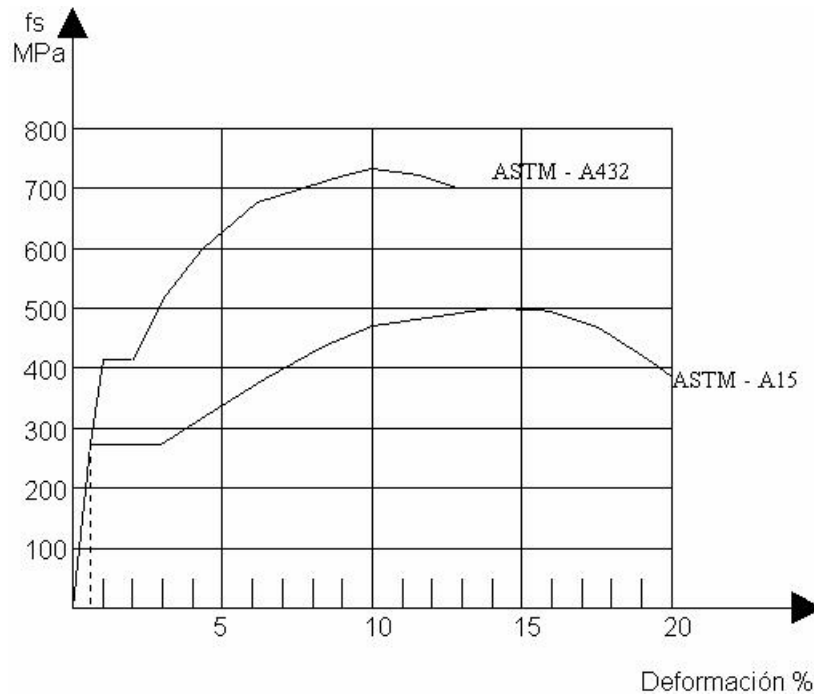


Figura 1.26: Modelo numérico de cálculo, para la curva esfuerzo-deformación del acero.

Donde ϵ_y , ϵ_{hz} y ϵ_{su} son las deformaciones en el punto de fluencia del acero, al inicio de la zona de endurecimiento y en la rotura del acero; f_y y f_{su} son los esfuerzos al nivel de fluencia y de rotura del acero.

La ductilidad del material μ , se define como la relación entre la deformación al nivel de rotura con relación a la deformación al nivel de fluencia.

$$\mu = \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_y} \quad (9)$$

Para calcular ϵ_{su} , Ahmad y Shah recomiendan el uso de la siguiente ecuación, en la cual f_y viene dado en KSI, donde 1 KSI = 6.9 MPa.

$$\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y \quad (10)$$

En zonas sísmicas es conveniente utilizar aceros que tengan gran ductilidad, primero para que den facilidad en la construcción cuando se tenga que realizar dobles de más de 90 grados y segundo para que permitan a la estructura disipar la mayor cantidad de energía, cuando ingrese en el rango no lineal. En la medida que el límite de fluencia se incrementa la ductilidad del material disminuye, por esta razón no es conveniente utilizar aceros con valores de fluencia muy altos, en zonas sísmicas.

Por otra parte, una definición muy importante en el análisis sísmico de estructuras, es la tenacidad, que se define como el área bajo la curva esfuerzo-

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

deformación, hasta la rotura. Sea T_c la variable utilizada para medir la tenacidad, para el caso del acero aquí tratado, se tiene:

$$T_c = \int_0^{\epsilon_{su}} f_s ds \quad (11)$$

La tenacidad es la capacidad de absorber energía de deformación hasta la rotura. Si el esfuerzo del material se mide por ejemplo en kg/cm^2 . La tenacidad T_c vendrá en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$ es decir en $\frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}^3}$. Por lo tanto, la tenacidad es la energía por unidad de volumen.

1.3.1.2 DUCTILIDAD DE UNA SECCIÓN

Al nivel de sección de un elemento estructural, la ductilidad puede medirse por ejemplo por medio de las relaciones momento-curvatura, cuya forma típica es la representada en la figura 1.27 para una viga.

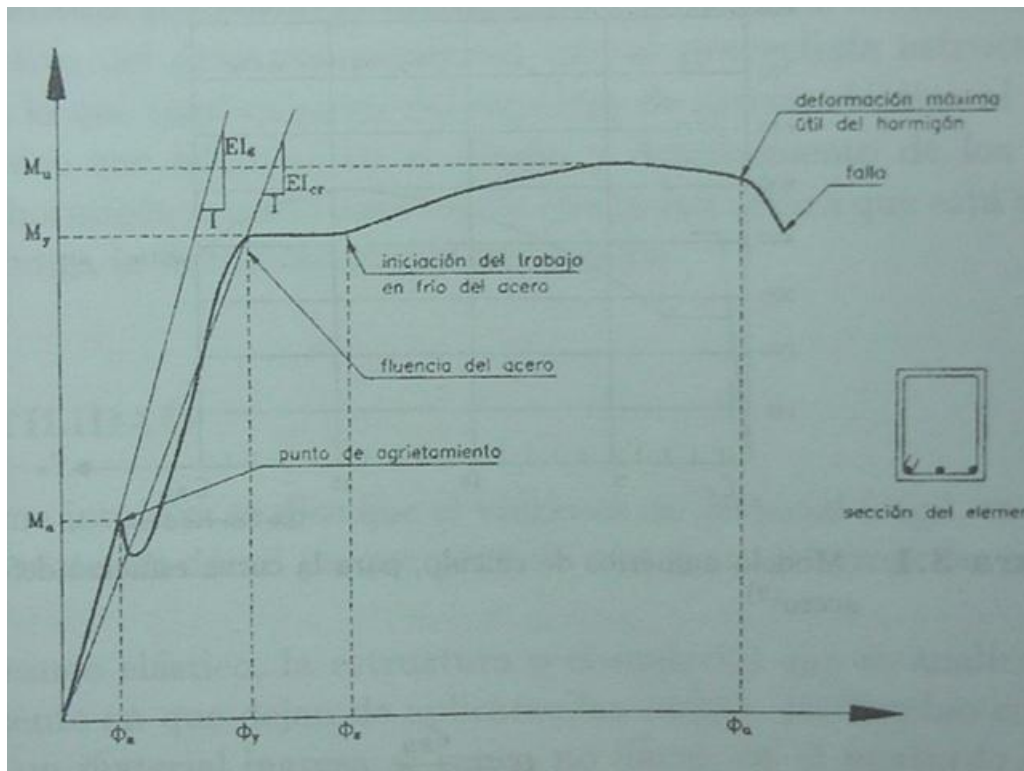


Figura 1.27: Puntos notables del diagrama momento-curvatura de una viga.

Donde M_a , ϕ_a son el momento y la curvatura cuando el hormigón alcanza su deformación máxima a tracción. M_y , ϕ_y son el momento y la curvatura cuando el acero llega al límite de fluencia y M_u , ϕ_u son el momento y la curvatura cuando el hormigón llega a la deformación máxima útil a compresión. Existen dos puntos notables adicionales en la relación momento curvatura, que son: ϕ_s que corresponde

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

al punto cuando el acero alcanza la deformación ϵ_{hz} al inicio de la zona de endurecimiento. El otro punto notable es el punto de falla, que se obtiene cuando el acero o concreto llegan a la rotura o cuando pandeo el refuerzo a compresión. Se define la ductilidad por curvatura μ_ϕ como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (12)$$

Evidentemente la ductilidad por curvatura depende de la ductilidad de los materiales, concretamente del hormigón y del acero y la ductilidad de la estructura depende de la ductilidad por curvatura. En forma general la ductilidad del material es mucho mayor que la ductilidad por curvatura y ésta a su vez es mucho mayor que la ductilidad de la estructura.

1.3.1.3 DUCTILIDAD DE UNA ESTRUCTURA

Se puede encontrar la demanda de ductilidad de una estructura, realizando un análisis no lineal. Para ello, basándose en la geometría y armado de sus elementos estructurales, se impone un modelo constitutivo que contemple deterioro de rigidez, deterioro de resistencia y efecto de cierre de grietas. La demanda de ductilidad se calcularía para un determinado evento sísmico al nivel de elementos. Éste es un procedimiento complejo válido para un único evento sísmico.

Para encontrar la ductilidad global μ_s de una estructura, en forma general, es decir que no sea función de un determinado sismo, se cuenta con el procedimiento denominado en la literatura anglosajona como “Pushover”, el mismo que se expone brevemente a continuación.

La estructura ya diseñada se somete a cargas laterales, actuando al nivel de pisos. Se puede considerar una carga constante o una variación de carga triangular con un valor máximo en el tope del edificio. Fajfar recomienda una distribución de carga en función de las formas modales. Estas cargas se aplican a la estructura en forma monótonica y en forma incremental.

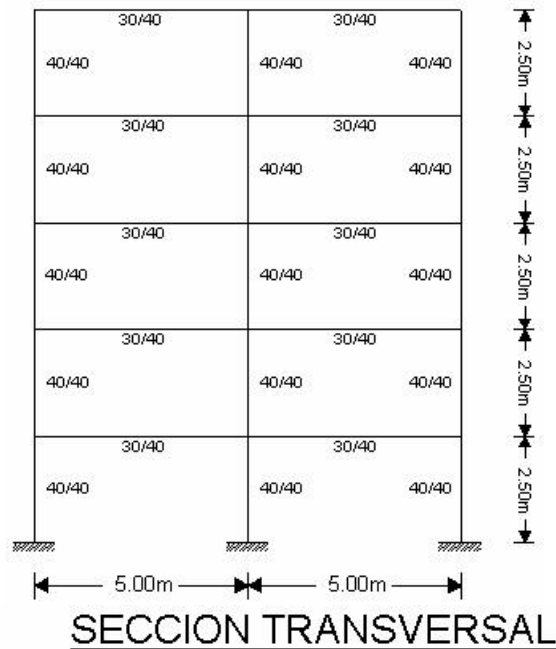
La rigidez a flexión EI de sus componentes estructurales, se determina del diagrama momento-curvatura de acuerdo al nivel de esfuerzos a que está sujeta la sección. Lo que va cambiando es la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al grado de daño que sufren y se realiza un análisis estático no lineal.

La respuesta que interesa es la relación entre el cortante basal V_0 y el desplazamiento máximo en el tope del edificio D_t . En esta gráfica se acostumbra indicar los puntos que van ingresando en el rango no lineal. Estrictamente la estructura empieza a incursionar en el rango inelástico cuando supera el punto A, figura 1.27. Pero en la práctica se acostumbra considerar el comportamiento inelástico cuando se supera el punto Y.

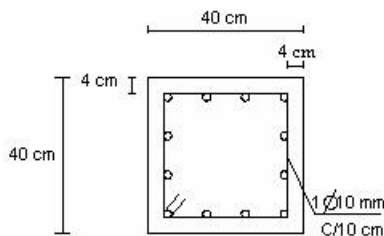
Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El incremento de las cargas laterales se realiza hasta cuando se alcanza el punto de fallo de la estructura. Existen varios criterios para definir el punto de fallo o punto de colapso de una estructura. Para Roufaiel y Meyer, el colapso de la estructura se alcanza cuando $Dt = 0.06 H$, siendo H la altura total del edificio. Para otros investigadores, el colapso se da cuando $Dt = 0.10H$. En fin, existen varios criterios de colapso en función de la altura del edificio. Por otro lado, si las articulaciones plásticas se forman todas en cabeza y pie de columna de un mismo piso, se tiene lo que se denomina: mecanismo de traslación de columna o piso blando, con el colapso inevitable.

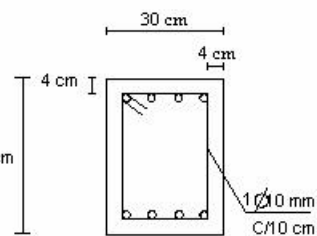
Con el objeto de ilustrar lo expuesto en el presente apartado, se obtiene en primer lugar la relación corte basal - desplazamiento máximo en el tope, V_0-Dt para la estructura porticada indicada en la figura 1.28.



COLUMNAS



VIGAS



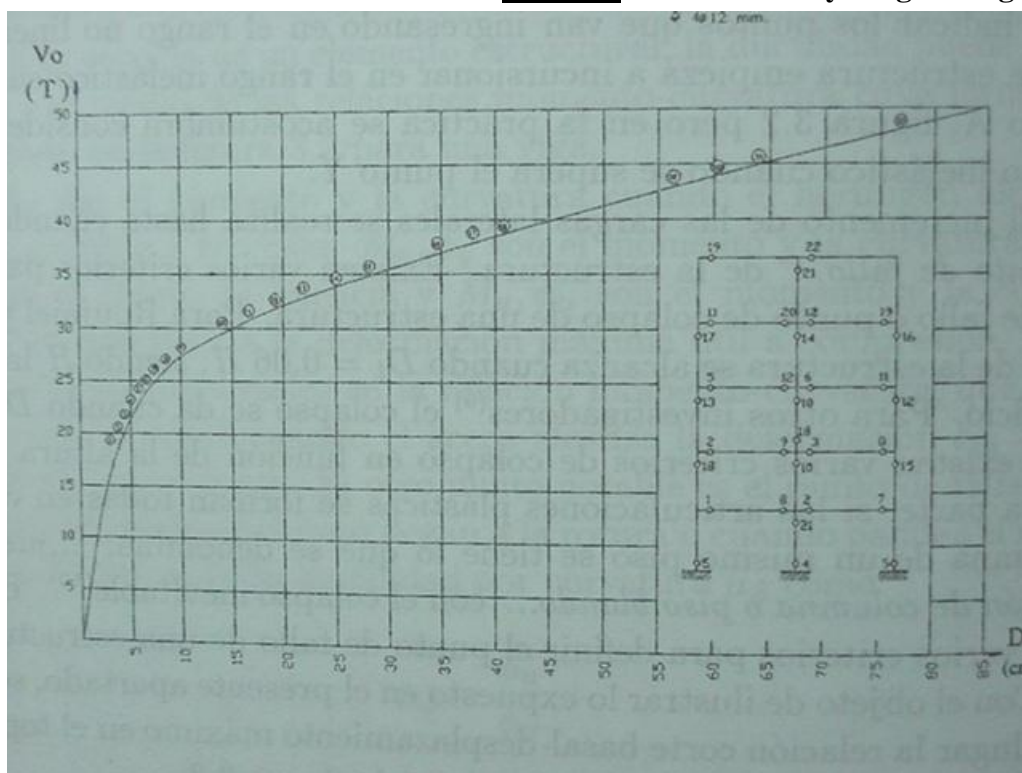


Figura 1.28: Geometría de la estructura porticada de 5 pisos y curva de capacidad resistente.

En la figura 1.28 se observa que el colapso de la estructura se ha considerado cuando se formó la articulación plástica 22, asociada a un desplazamiento lateral en el tope del edificio de 77 centímetros, que corresponde a $0.06H$. Siendo $H = 12.5$ metros.

Existen varios criterios para considerar cuándo la estructura ingresa en el rango no lineal. Uno de ellos es considerar un modelo elasto perfectamente plástico para la relación $V_o - D_t$, para lo cual a partir del punto de colapso se traza una línea horizontal, por otra parte se traza una tangente a la curva de rigidez elástica, el punto de cruce de estas dos rectas define la coordenada del desplazamiento de fluencia o límite elástico. Bertero presenta una ligera modificación a este procedimiento trabajando con una rigidez secante para el rango elástico, para esto usa el criterio de igualar las áreas que estén sobre y bajo el diagrama $V_o - D_t$.

Otro criterio para definir cuándo la estructura ingresó al rango no lineal, que es el que se utiliza en el presente trabajo, es ver cuándo se formó la primera rótula plástica, en la figura 1.28, se observa que esto se dio cuando la estructura tenía un desplazamiento horizontal de 4 cm.

Se define la capacidad de ductilidad de la estructura μ_s como la relación entre el desplazamiento lateral correspondiente al punto de fallo D_{tu} , con relación al desplazamiento lateral al nivel de fluencia D_{ty} .

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$\mu_{\delta} = \frac{D_{tu}}{D_{ty}} \quad (13)$$

En base a los datos de la estructura de la figura 1.28, se tiene:

$$\mu_{\delta} = \frac{77}{4} = 19.25$$

1.3.2 CONTROL DE DERIVA

Éste es un aspecto fundamental a tener en cuenta en el diseño sísmico de edificios, es el que tiene que ver con el control de la deriva que se define como el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación...

Lo que se persigue es que cuando la estructura incurse en el rango no lineal, ésta no experimente desplazamientos laterales excesivos, por varios motivos a saber:

- i) Pueden generar gran daño en los elementos no estructurales,
- ii) Producen sensación de inseguridad en las personas que habitan en ella y
- iii) El desplazamiento lateral considerable trae consigo el riesgo de colapso total o parcial de la estructura.

Hay varias interrogantes que se plantean sobre la forma de calcular la deriva de piso, entre las que se pueden citar las siguientes:

- ¿Con qué espectro elástico o inelástico se debe proceder a calcular los desplazamientos laterales?
- ¿Qué rigideces se considera en el cálculo de la deriva? ¿Se trabaja con rigideces agrietadas o con rigideces sin agrietar?
- ¿Es adecuado a partir de un análisis elástico predecir el desplazamiento inelástico de una estructura?

Se darán respuesta a las interrogantes planteadas presentando la forma de cálculo prescrita en el siguiente código.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

1.3.2.1 DERIVA: NORMATIVA COLOMBIANA 1998

En la normativa sismorresistente de Colombia, se obtienen los desplazamientos laterales basándose en el espectro elástico. Sea $\delta_{tot,j}$ el desplazamiento total en una dirección determinada en la planta j.

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \quad (14)$$

En la ecuación (14) el subíndice j hace referencia al piso j. Luego $\delta_{cm,j}$ es el desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección analizada, $\delta_{t,j}$ es el desplazamiento debido a la torsión accidental y $\delta_{pd,j}$ es el desplazamiento adicional causado por el efecto P- Δ .

Es conveniente que en el análisis sísmico se consideren 3 grados de libertad por planta, dos corrimientos horizontales y una rotación de piso con respecto a un eje vertical; considerando que la losa es totalmente rígida en su plano. En este contexto $\delta_{cm,j}$ es el corrimiento horizontal en una dirección de análisis.

Para cuantificar el desplazamiento debido al efecto P- Δ , se debe calcular el índice de estabilidad de piso Q_i y luego el factor de amplificación f_{pd} .

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \quad (15)$$

$$\Delta_{cm} = \delta_{cm,j} - \delta_{cm,j-1} \quad (16)$$

$$P_i = \sum_{j=1}^n W_j \quad (17)$$

$$f_{pd} = \frac{Q_i}{1 - Q_i} \quad (18)$$

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \cdot f_{pd} = \delta_{cm} \left[\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right] \quad (19)$$

Siendo P_i la suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i y todos los pisos localizados por encima, se evalúa con la ecuación (17), en la cual N es el número de pisos y W_j es el peso del piso j. No se deben mayorar los coeficientes de carga. Δ_{cm} es la deriva del piso i en la dirección bajo estudio, medida en el centro de masas del piso i. V_i es la fuerza cortante del piso i en la dirección analizada, h_{pi} es la altura del piso i medida desde la losa (diafragma horizontal) del piso i hasta la superficie de la losa del piso inmediatamente inferior i-1.

El índice de estabilidad de piso Q_i debe ser menor a 0.30, cuando excede este valor, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Por otra parte, cuando el índice de estabilidad Q_i es mayor a 0.10, se debe multiplicar el corte de cada piso V_i por el factor $(1+f_{pd}) = \frac{1}{1-Q_i}$ y recalculer las fuerzas laterales de los pórticos.

La deriva máxima en cualquier punto del piso i , se calcula como la diferencia entre los desplazamientos horizontales máximos del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical del piso $i-1$.

$$\Delta_{\max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (20)$$

La deriva máxima permitida por la normativa colombiana para estructuras de hormigón armado, es 1% de h_{pi} ($0.010h_{pi}$).

Cuando se calcule con rigideces agrietadas, las derivas deben multiplicarse por 0.7 previo al control de que la deriva sea menor del 1% de h_{pi} .

1.3.3 DUCTILIDAD LOCAL DE LOS ELEMENTOS

En este numeral se presentan las relaciones que existen entre ductilidad global de una estructura y la ductilidad de curvatura o ductilidad local de los elementos. Se destaca que la ductilidad por curvatura es función directa de la ductilidad de los materiales utilizados.

Las secciones de una estructura sometidas a mayores esfuerzos durante un sismo, son los extremos de los elementos, por esta razón es que allí se evalúa la ductilidad por curvatura, pero no debe realizarse el cálculo únicamente de una sección determinada del elemento, sino en dos, debido a que el daño sísmico se presenta en una región en lugar de una sección. Por lo tanto, en los extremos de los elementos se deben calcular las ductilidades por curvatura en dos secciones próximas que tengan diferente armado y encontrar la ductilidad promedio.

Para lograr ductilidades globales adecuadas en una estructura, es necesario que la falla en los elementos sea por flexión en lugar de corte, por lo tanto, en el diseño de vigas y columnas deben primar el diseño por capacidad antes que el de resistencia, en consecuencia las solicitaciones por corte son obtenidas de la solicitación del elemento a flexión.

1.3.3.1 DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

Para una columna en voladizo empotrada en su base y sujeta a una carga lateral concentrada en su extremo libre, se deduce matemáticamente que la relación entre la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} y la ductilidad global μ_{δ} viene dada por la siguiente ecuación:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\mu_{\delta} - 1}{3L_{pr}(1 - 0.5L_{pr})} \quad (21)$$

$$L_{pr} = \frac{L_p}{L} \quad (22)$$

Siendo L_p la longitud equivalente de la articulación plástica en la columna que va a ingresar al rango no lineal y L la longitud total de la columna. La tabla 1.13 presenta los requerimientos de ductilidad local para diferentes valores de ductilidad global.

DUCTILIDAD GLOBAL	$L_{pr}=0.10$	$L_{pr}=0.20$
3	8.0	4.70
4	11.5	6.60
5	15.0	8.40
6	18.5	10.30

Tabla 1.13: Valores de ductilidad local en columnas.

Del análisis de la tabla 1.13 se desprende: i) Mientras menor es el valor de L_{pr} , que relaciona la longitud que va a sufrir daño, con la longitud total de la columna, mayor es la demanda de ductilidad local por curvatura en el elemento, y, ii) para tener un valor de $L_{pr} = 0.10$, se necesita que la ductilidad por curvatura sea aproximadamente tres veces la ductilidad global. Para $L_{pr} = 0.20$, este valor se encuentra entre 1.5 y 1.7.

Para determinar una relación similar a la indicada en la ecuación (21) para el caso de una estructura de varios pisos, el problema es más complejo, ya que influyen más variables como la tipología de la estructura, el mecanismo de colapso, la conexión de los elementos estructurales componentes, etc.

Es principio de diseño sísmico de edificios de hormigón armado, que las vigas ingresen al rango no lineal, mas no las columnas, por este motivo se diseña con el criterio de columna fuerte – viga débil. En la figura 1.29 se presenta el comportamiento ideal de una estructura en el rango inelástico.

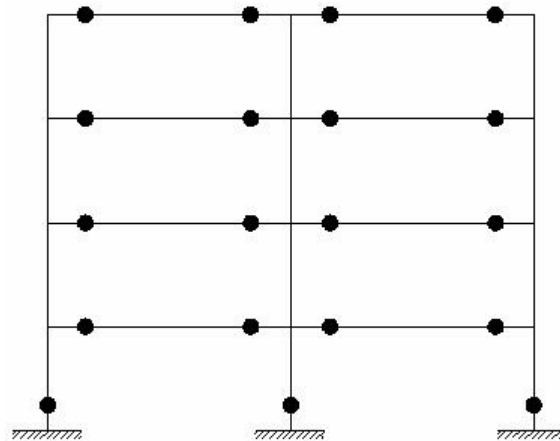


Figura 1.29: Comportamiento no lineal de una estructura porticada.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Nótese que una vez que han ingresado en el rango no lineal la mayor parte de las vigas, se espera que en pie de columnas se formen rótulas plásticas. Para este caso concreto, cuando las columnas del primer piso van a ingresar al rango no lineal, se tiene que la ductilidad por curvatura μ_ϕ en función de la ductilidad global μ_δ , vale:

$$\mu_\phi = (\mu_\delta - 1) \frac{6n - 2}{18n \cdot L_{pr}} \quad (23)$$

Siendo n el número de pisos y L_{pr} la relación definida en la ecuación (22). Del análisis de la ecuación (23), se desprende: i) La ductilidad por curvatura de las columnas depende del número de pisos de la edificación, y, ii) mientras menor es el daño que se espera (L_{pr} más bajo) mayor será la ductilidad por curvatura de la columna.

La ductilidad por curvatura de una columna depende del nivel de carga axial que gravita sobre ella y si se desea obtener la mayor ductilidad posible en columnas es conveniente que el nivel de carga axial actuante sea menor que la carga axial para la condición balanceada.

1.3.3.2 DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

Para el comportamiento inelástico descrito en la figura 1.29, se tiene que la ductilidad por curvatura de las vigas es aproximadamente igual a:

$$\mu_{phi} \approx 1 + (\mu_\delta - 1) \cdot 6\alpha \quad (24)$$

Donde α es la relación entre la curvatura de las vigas y la curvatura de las columnas al momento de la fluencia de las vigas. Bastante difícil resulta calcular el valor de α , por lo que se restringe el uso de la ecuación (24), pero lo fundamental es conocer que la ductilidad por curvatura de las vigas depende del comportamiento de las columnas.

Lo cierto es que la ductilidad por curvatura de las vigas es mayor que la ductilidad global por desplazamientos. En sistema de pórticos es común considerar que la ductilidad por curvatura de las vigas sea por lo menos tres veces la ductilidad global.

$$\mu_{phi} \geq 3\mu_\delta \quad (25)$$

1.3.4 COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO

En la figura 1.30 se presenta una estructura con diferente detalle de la armadura. El pórtico de la izquierda fue diseñado para que la estructura ingrese moderadamente al rango no lineal. En cambio el pórtico de la derecha fue diseñado para que la estructura tenga un gran comportamiento en el rango inelástico o no

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

lineal. Por lo tanto, las dos estructuras tendrán diferentes valores de ductilidad global. A la estructura de la izquierda Grases le aproxima una ductilidad global de 3, en cambio a la estructura de la derecha le asigna una ductilidad global de 7.

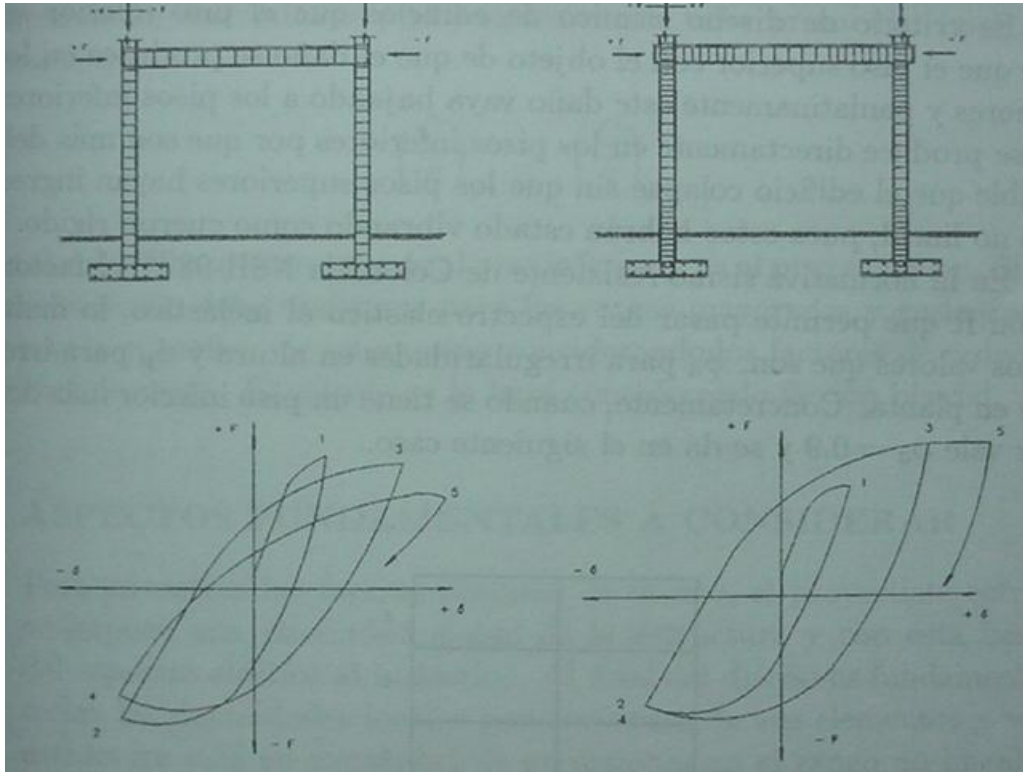


Figura 1.30: Influencia de los detalles de armado en los diagramas fuerza – desplazamiento en estructuras porticadas.

En el comportamiento histerético que se indica en la figura 1.30, se observa que la estructura de la izquierda tiene mayor deterioro de resistencia y rigidez en la descarga con relación a la estructura de la derecha.

En definitiva el grado de detallamiento de los elementos estructurales tiene que ver directamente con el comportamiento sísmico y con la ductilidad global.

Las estructuras se diseñan de tal forma que el daño se produzca en las vigas, mas no en el nudo, ni en la columna. Por este motivo se diseña con el criterio de nudo fuerte – viga débil; columna fuerte – viga débil. Además que prima el diseño de capacidad sobre el de resistencia para que la falla en caso de producirse sea por flexión y no por corte.

Existen una serie de trabajos en los que se establecen como modelar el deterioro de resistencia, pérdida de rigidez y efecto de cierre de grietas debido a un armado defectuoso en el nudo, para realizar un análisis no lineal, que en este contexto no interesa todavía cómo cuantificarlo. Lo que interesa por ahora es reconocer que en una estructura no se han diseñado los nudos, si no se han realizado las verificaciones de comportamiento inelástico anunciados en los párrafos

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

anteriores, la ductilidad global de la estructura será pequeña y la reducción de fuerzas del espectro de diseño elástico será baja.

1.3.5 RELACIÓN ENTRE RIGIDECES DE PISO

Es criterio de diseño sísmico de edificios, que el piso inferior sea más fuerte que el piso superior, con el propósito de que el daño se produzca en los pisos superiores y paulatinamente este daño vaya bajando a los pisos inferiores. Si el daño se produce directamente en los pisos inferiores porque son más débiles es probable que el edificio colapse sin que los pisos superiores hayan ingresado al rango no lineal, pues estos habrán estado vibrando como cuerpos rígidos.

En la normativa sismorresistente de Colombia NSR-98 el factor de reducción R que permite pasar del espectro elástico al inelástico, lo multiplican por dos valores que son: ϕ_a para irregularidades en altura y ϕ_p para irregularidades en planta. Concretamente, cuando se tiene un piso inferior más débil, este valor vale: $\phi_a = 0.9$ y se da en el siguiente caso.

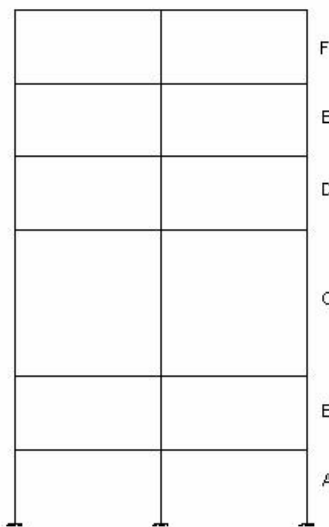


Figura 1.31: Irregularidad en planta. El piso C es más flexible.

$\phi_a = 0.9$ si la rigidez del piso C denominada K_c es menor que 0.7 veces la rigidez del piso D, o también si la rigidez de piso C es menor que 0.8 del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.

$$K_c < 0.7 K_d \quad (26)$$

$$K_c < 0.8 \frac{(K_d + K_e + K_f)}{3} \quad (27)$$

La normativa colombiana presenta una serie de casos de irregularidades en planta y elevación para los cuales se debe reducir el factor R . Una forma de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

cuantificar que un piso es más fuerte que otro es por medio de la rigidez de piso, la cual se puede evaluar por medio de las fórmulas de Wilbur. Otra forma de ver que el piso inferior es más fuerte que el piso superior es encontrando la relación C/S (capacidad soportante de una columna C con relación a la solicitación actuante S), que debe evaluarse para todas las columnas de un determinado piso y encontrar su valor promedio. Debe verificarse además que:

$$\left(\frac{C}{S}\right)_{pi} > \left(\frac{C}{S}\right)_{ps} \quad (28)$$

Donde el subíndice *pi* corresponde al piso inferior y *ps* al piso superior. El cálculo de la solicitación debe realizarse para las cargas mayoradas y en la capacidad encontrar la superficie de interacción considerando los factores de reducción de capacidad de carga. El cálculo se lo hará considerando flexión biaxial.

1.3.6 ASPECTOS FUNDAMENTALES A CONSIDERAR

- Para encontrar las fuerzas sísmicas de diseño, el proyectista estructural se impone una ductilidad global de la estructura y con esta base pasa del espectro elástico al inelástico, al final del diseño es fundamental controlar las ductilidades locales por curvatura de sus elementos y ver si la estructura está en capacidad de incursionar en el rango no lineal con la ductilidad global que se impuso.
- Es muy importante la construcción de las curvas de capacidad resistente de la estructura, que relacionan el cortante basal V_0 con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t . La construcción de esta gráfica permitirá ver la secuencia de formación de las rótulas plásticas en la estructura. Si esta secuencia concuerda con los criterios de diseño adoptados, permitirá también visualizar el desplazamiento lateral máximo asociado a la demanda de ductilidad y comparar este valor con el desplazamiento en el punto de fallo de la estructura.
- La tendencia de los códigos actuales es diseñar estructuras más rígidas, el valor máximo permitido es de alrededor del 1% de la altura de piso. Todo esto con la forma clásica de construcción. Existe la posibilidad de construir estructuras flexibles utilizando aislamiento de base, disipadores de energía o sistemas de control.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO II.- SISMOS DE ANÁLISIS DE ACUERDO A VISIÓN 2000

Introducción

Tanto el SEAOC (Structural Engineers Association of California) 1995, como el ATC-33, en sus documentos VISIÓN 2000 y guía NEHRP, establecen claramente la manera de cuantificar las características de los sismos que deben considerarse en el análisis sísmico de estructuras. En primer lugar, se debe indicar que no son tres los sismos de análisis, como se tenía anteriormente, ahora son cuatro los sismos, los cuales se indicarán más adelante.

Los niveles de diseño sísmico están expresados en términos de un bajo intervalo de recurrencia o una probabilidad de excedencia. El bajo intervalo de recurrencia (por ejemplo 475 años) es una expresión del promedio en un periodo de tiempo, expresado en años. La probabilidad de excedencia (por ejemplo 10 % en 50 años) es una representación estadística de la ocasión de estos efectos sísmicos excediendo una severidad dada, queriendo ser experimentado en un sitio dentro de un específico número de años. Puede estar este intervalo de recurrencia directamente relacionado a la probabilidad de excedencia para un especificado número de años.

En la tabla 2.1 se indican los niveles de diseño sísmico de Ingeniería Basada en Desempeño de edificios. Los parámetros deben ser convenientemente diseñados tales como aceleraciones pico efectiva, espectro de respuesta elástico con apropiados niveles de amortiguamiento, espectro inelástico, esperando permanentemente desplazamientos diferenciales verticales y laterales, etc., debiendo ser calculados para cada evento, diseñando la importancia del objetivo del desempeño.

Los sismos son los siguientes:

- 1. Sismo Frecuente**
- 2. Sismo Ocasional**
- 3. Sismo Raro**
- 4. Sismo Muy Raro**

NIVELES DE RIESGO SÍSMICO PARA EDIFICIOS BASADO EN DESEMPEÑO			
Nivel de diseño sísmico	Periodo de retorno promedio	Probabilidad de excedencia	Objetivos típicos del Desempeño
Frecuente	43 años	50% en 30 años	Capacidad Operacional
Ocasional	72 años	50% en 50 años	Control de Daño
Raro	475 años	10% en 50 años	Seguridad
Muy raro	970 años	10% en 100 años	Prevención
Máximo considerado	2500 años	2% en 50 años	De Colapso

Tabla 2.1: Niveles de riesgo sísmico Basado en Desempeño.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Del capítulo anterior se obtiene la aceleración para Sismo Raro:

$$F(A) = e^{-(kA_{\text{máx}})^{-\beta}} \quad (1)$$

Donde $F(A)$ es la probabilidad de no-excedencia de la aceleración máxima $A_{\text{máx}}$. Los parámetros β y k se obtienen del ajuste por mínimos cuadrados. Con los datos de las tablas 1.7, se obtuvieron para Quito.

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

La ecuación (1) es válida para un año. Para el caso de 50 años (tiempo de la vida útil de las estructuras), lo que cambia es el valor de k , ahora será $k \frac{1}{50^{\frac{1}{\beta}}}$. Por lo tanto la ecuación (1) queda:

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}} A_{\text{máx}} \right)^{-\beta}} \quad (2)$$

Para el caso del Ecuador, la probabilidad de no-excedencia en 50 años se consideró del 90 %. Luego al reemplazar en la ecuación (2), se tiene:

$$0.9 = e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}} A_{\text{máx}} \right)^{-\beta}}$$

de donde:

$$A_{\text{máx}} = \frac{0.1054^{\frac{1}{\beta}}}{k} \quad (3)$$

Reemplazando los valores de k y β , encontrados para Quito en la ecuación (3) se tiene:

$$A_{\text{máx}} = 227.73 \text{ cm/s}^2 = 0.23 \text{ g. Para Sismo Raro}$$

Las demandas Sísmicas están en función de la localización del edificio con respecto a fallas causantes, la región, y las características geológicas del sitio específico, y el nivel(es) de riesgo seleccionado del movimiento de suelo. En estas guías consistentes con el borrador final del Código Internacional de Edificios (IBC) 2000, los niveles de riesgo están definidos en una probabilística base con una cima determinística. Los riesgos probabilísticos son definidos en términos de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años y la probabilidad de ocurrencia, lo cual es el

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

inverso del periodo de retorno. Las demandas determinísticas están definidas dentro de un nivel de confianza en términos de la magnitud específica del sismo en una falla particular. Tal definición de riesgo determinístico es más apropiado para edificios localizados dentro de unos pocos miles de una mayor falla activa.

Cuatro niveles de riesgo sísmico están definidos en este capítulo para la formación de objetivos de desempeño. Estos son: Sismo I (EQ-I), Sismo II (EQ-II), Sismo III (EQ-III), Sismo IV (EQ-IV).

2.1. Sismo frecuente (EQ-I)

Definición 1:

(EQ-I): Representa un evento frecuente y está definido como el sismo que tiene un porcentaje de probabilidad de excedencia del 87% en un periodo de 50 años. Semejante a un sismo que tiene una probabilidad anual de excedencia del 4% (intervalo promedio de recurrencia de aproximadamente 25 años).

Definición 2:

Debe obtenerse para una **vida útil de la estructura de 30 años** con una **probabilidad de excedencia del 50%**. Sea t , la variable utilizada para la vida útil del edificio y p , para la probabilidad de excedencia.

El periodo de retorno se puede evaluar con la ecuación (4) y *es el tiempo promedio transcurrido entre dos movimientos sísmicos que tienen la misma aceleración del suelo.*

$$T \approx \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t}}} \quad (4)$$

Para $t=30$ y $p=0.5$, se obtiene que el **periodo de retorno del sismo frecuente es de 43 años**. Por lo tanto, este sismo se va a dar por lo menos una vez durante la vida útil de la estructura.

$$F(A) = e^{-(kA_{\text{máx}})^{-\beta}}$$

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{30^{\frac{1}{\beta}}} A_{\text{máx}}\right)^{-\beta}}$$

$$A_{\text{máx}} = \left(\frac{1}{0.693147}\right)^{\frac{1}{3.543}} \frac{30^{\frac{1}{3.543}}}{0.025}$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$A_{\text{máx}} = 115.85 \frac{cm}{s^2} = 115.85 \text{ gals}$$

$$A_{\text{máx}} = 0.12g$$

2.2. Sismo ocasional (EQ-II)

Definición 1:

(EQ-II): Representa un evento ocasional y está definido como el sismo que tiene un porcentaje de probabilidad de excedencia del 50% en un periodo de 50 años. Semejante a un sismo que tiene una probabilidad anual de excedencia del 1.4% (intervalo promedio de recurrencia de aproximadamente 72 años).

Definición 2:

Se calcula para una **vida útil de la estructura de 50 años** y con una **probabilidad de excedencia del 50%**. El **periodo de retorno que se obtiene es de 72 años**. Por lo tanto, durante la vida útil de la estructura de 50 años, es probable que este sismo se registre algún momento. El Sismo Ocasional es equivalente al Sismo Moderado y el Sismo Frecuente es equivalente al Sismo Menor.

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{50^\beta} A_{\text{máx}}\right)^{-\beta}}$$

$$A_{\text{máx}} = \left(\frac{1}{0.693147}\right)^{\frac{1}{3.543}} \frac{50^{\frac{1}{3.543}}}{0.025}$$

$$A_{\text{máx}} = 133.81 \frac{cm}{s^2} = 133.81 \text{ gals}$$

$$A_{\text{máx}} = 0.14g$$

2.3. Sismo raro (EQ-III)

Definición 1:

(EQ-III): Representa un evento raro y es dos-tercios (2/3) del máximo evento considerado definido abajo. Semejante a un sismo que tiene una probabilidad anual de excedencia en un rango entre el 0.12% y el 0.4% (intervalo promedio de recurrencia de aproximadamente 250 a 800 años).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Definición 2:

También se lo conoce como Sismo Excepcional o como Sismo de Diseño. En fin existen una serie de nombres que se le dan a este sismo, el mismo que se obtiene para una **vida útil de la estructura de 50 años** y con una **probabilidad de excedencia del 10%**. En consecuencia, es equivalente al Sismo Severo. El **periodo de retorno de este evento es de 475 años**.

$$\begin{aligned}\beta &= 3.543 & k &= 0.025 \\ F(A) &= e^{\left(\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}} A_{m\acute{a}x}\right)^{-\beta}} \\ A_{m\acute{a}x} &= \frac{0.1054^{\frac{1}{\beta}}}{\frac{k}{50^{\frac{1}{\beta}}}} \\ A_{m\acute{a}x} &= \frac{0.1054^{\frac{1}{3.543}}}{\frac{0.025}{50^{\frac{1}{3.543}}}} \\ A_{m\acute{a}x} &= 227.36 \frac{cm}{s^2} = 227.36gals\end{aligned}$$

$$\mathbf{A_{m\acute{a}x} = 0.232g}$$

2.4. Sismo muy raro (EQ-IV)

Definición 1:

(EQ-IV): Representa un evento máximo considerado. En el oeste de Estados Unidos, éste típicamente corresponde a un sismo que tiene una probabilidad anual de excedencia en un rango entre el 0.04% y el 0.12% (intervalo promedio de recurrencia de aproximadamente 800 a 2500 años). En regiones limitadas a conocidas fallas con significantes tasas de error y características sísmicas con magnitudes en exceso de alrededor de 6.5, el sacudimiento del suelo en EQ-IV está limitado por límites determinísticos en el Máximo Sismo Considerado (MCE). El MCE puede ser determinado desde los mapas de riesgo sísmico IBC, ajustado para las condiciones del lugar del suelo, o para estudios en sitios específicos los cuales satisfacen los requerimientos IBC, MCE.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Definición 2:

Se lo denomina también Sismo Extremo y se calcula para una **vida útil de la estructura de 100 años** con una **probabilidad de excedencia del 10%**. Este evento tiene un **periodo de retorno de 970 años**.

Para cada uno de estos eventos se define un nivel de desempeño de la estructura o un nivel de comportamiento global del edificio.

$$\beta = 3.543 \quad k = 0.025$$

$$F(A) = e^{\left(\frac{k}{100^{\frac{1}{\beta}}} A_{\text{máx}} \right)^{-\beta}}$$

$$A_{\text{máx}} = \frac{0.1054^{\frac{1}{\beta}}}{\frac{k}{100^{\frac{1}{\beta}}}}$$

$$A_{\text{máx}} = \frac{0.1054^{\frac{1}{3.543}}}{\frac{0.025}{100^{\frac{1}{3.543}}}}$$

$$A_{\text{máx}} = 276.94 \frac{cm}{s^2} = 276.94gals$$

$$A_{\text{máx}} = 0.282g$$

Los objetivos de los códigos actuales son para seguridad de vida durante los eventos raros. Hay un rango muy amplio de posibles cargas severas para diseño sísmico como está evidenciado en el mapa de riesgo para las zonas y el movimiento de suelo. Además, el diseño sísmico emplea esfuerzos cíclicos post-elásticos y comportamiento de esfuerzo residual durante el máximo sismo raro considerado. La Ingeniería Basada en Desempeño no debería necesariamente tener éxito seguramente para los objetivos deseados, particularmente de bajo a moderado riesgo sísmico.

2.5. Caso práctico para la ciudad de Quito

INCORPORACIÓN DE LOS EFECTOS DE SITIO EN LAS NORMAS SÍSMICAS:

Los efectos de sitio se han incorporado parcial o totalmente en las normas de diseño sísmico de varios códigos a través de los denominados “Espectros de Diseño”.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Para discutir sobre cómo deberían incorporarse los efectos de sitio en la norma sísmica ecuatoriana, para este caso propuesto por el subcomité técnico 1 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC99) con los espectros de diseño del código UBC 97.

LAS FORMAS ESPECTRALES UBC-97 Y CEC-99:

1. Se usa un “Sismo de Diseño” que representa una “Amenaza Sísmica” de una probabilidad del 10% (475 años de periodo medio de retorno) de ser excedido en 50 años; y, un oscilador elástico de periodo variable “T” con un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico.
2. La “Aceleración máxima en roca” de la Amenaza Sísmica usada tiene la misma nomenclatura para el UBC-97 y el CEC-99, “Z” (también denominado factor de zona).
3. En cualquier caso el factor de importancia es $I=1$. Los espectros que aquí se presentan son aplicables a estructuras de uso ordinario.
4. Los espectros UBC-97 para una aceleración en roca de 0.4 g, se han calculado con factores $N_v=N_a=1.0$. Estos factores son mayores que la unidad para espectros de diseño de estructuras situadas a menos de 15 Km de una falla sísmica. Con $Z=0.4g$, la comparación de otros espectros con el UBC-97 es pertinente para estructuras situadas a más de 15 Km de distancia de una falla sísmicamente activa.
5. Los tipos de perfiles de suelo no se definen en todas las normas de manera idéntica. Para el UBC-97 hay 6 tipos de suelo S_A, S_B, S_C, S_D, S_E y S_F ; y para el CEC-99 son 4 tipos de suelo $S1, S2, S3$ y $S4$.

TIPO DE PERFIL DE SUELO	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO SOBRE LOS 30.48 m DE PERFIL DE SUELO			
	Nombre del perfil de suelo/descripción genérica	Velocidad de onda de corte, v_s (m/s)	Prueba de penetración estándar, N (o N para capas de suelo sin cohesión) (golpes/pie)	Esfuerzo de corte no drenado, S_u (kPa)
S_A	Roca dura	>1500	-	-
S_B	Roca	760 a 1500	-	-
S_C	Suelo muy denso y roca suave	360 a 760	>50	>100
S_D	Perfil de suelo rígido Perfil de suelo suave	180 a 360	15 a 50	50 a 100
S_E		<180	<15	<50
S_F	Este suelo requiere una evaluación específica en el sitio.			
El perfil de suelo tipo S_E también incluye cualquier perfil de suelo con más de 3.048 m de arcilla suave definida como un suelo con un índice de plasticidad, $PI>20$, $w_{mc}\geq 40$ por ciento y $S_u<25kPa$. El índice de plasticidad PI , y el contenido de humedad, w_{mc} , debería ser determinado de acuerdo con los estándares nacionales aprobados.				

Tabla 2.2: Descripción y propiedades de tipos de capas de suelo, según UBC-97

NOMBRE	UBC-97	CEC-99
Roca dura	S_A	$S1$
Roca	S_B	$S1$
Roca suave o suelo muy denso	S_C	$S1$
Suelo intermedio (firme)	S_D	$S2-S3$
Suelo blando	S_E	$S3$
Suelo muy blando	S_F	$S4$

Tabla 2.3: Tipos de suelo de acuerdo al UBC-97 y CEC-99.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

UBC-97:

Tipos de suelo conforme al UBC-97:

La norma UBC-97 define 6 tipos de suelos:

- Sa Roca dura con una velocidad de onda de corte medida en $V_s > 1500$ m/s.
- Sb Roca con $760 \text{ m/s} < V_s \leq 1500$ m/s.
- Sc Suelo muy denso y roca blanda con $360 \text{ m/s} < V_s \leq 760$ m/s, o bien un número de golpes del ensayo de penetración estándar $N > 50$, o una resistencia no drenada al corte $S_u \geq 100$ kPa.
- Sd Suelo firme con $180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360$ m/s, o bien $15 \leq N \leq 50$, o $50 \text{ kPa} \leq S_u \leq 100$ kPa.
- Se Un perfil de suelo con $V_s < 180$ m/s, o cualquier perfil con más de 3.05 m de arcillas blandas definidas como un suelo con índice de plasticidad $PI > 20$, contenido de humedad natural $W_{mc} \geq 40$, y $S_u < 25$ kPa.
- Sf Suelo que requiere una evaluación específica del sitio:
 1. Suelos vulnerables a potenciales fallas o colapso durante cargas sísmicas, tales como suelos licuables, arcillas altamente sensitivas, conglomerados débiles.
 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3.05$ m de turba y/o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo).
 3. Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.62$ m con $PI > 75$).
 4. Arcillas blandas o medianamente duras de mucho espesor ($H > 36.58$ m).

Excepción: cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar el tipo de perfil del suelo, el tipo Sd puede ser asumido. El tipo de suelo Se no necesita asumirse a no ser que el funcionario inspector del edificio determine que el perfil de suelo de tipo Se pueda estar presente en el sitio o en el evento de que el tipo Se resulte de datos geotécnicos.

FORMA DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO UBC-97:

La forma del “Espectro de Diseño UBC-97” se la obtiene utilizando los coeficientes sísmicos de las tablas 2.4 y 2.5, y las ecuaciones que se presentan en la figura 2.1.

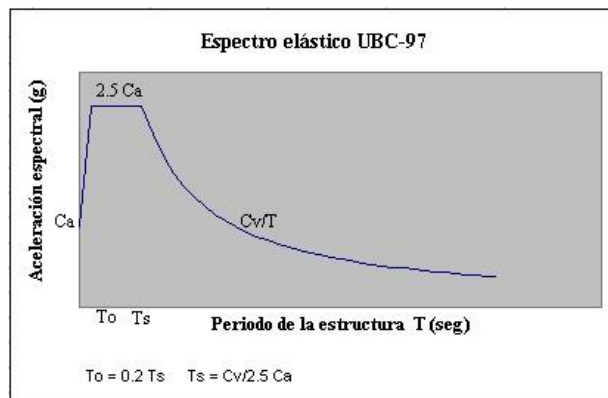


Figura 2.1: Espectro elástico de diseño UBC-97.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Table 2. Seismic coefficient C_a and C_v (from Tables 16-Q and 16-R, 1997 UBC)

Soil Profile Type	Seismic Zone Factor, Z									
	Z = 0.075		Z = 0.15		Z = 0.20		Z = 0.3		Z = 0.4	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
S_A	0.06	0.06	0.12	0.12	0.16	0.16	0.24	0.24	0.32 N_a	0.32 N_v
S_B	0.08	0.08	0.15	0.15	0.20	0.20	0.30	0.30	0.40 N_a	0.40 N_v
S_C	0.09	0.13	0.18	0.25	0.24	0.32	0.33	0.45	0.40 N_a	0.56 N_v
S_D	0.12	0.18	0.22	0.32	0.28	0.40	0.36	0.54	0.44 N_a	0.64 N_v
S_E	0.19	0.26	0.30	0.50	0.34	0.64	0.36	0.84	0.36 N_a	0.96 N_v
S_F	Site specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine appropriate values.									

PERFIL DE SUELO TIPO	FACTOR DE ZONA SÍSMICA "Z"				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
Sa	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32
Sb	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40
Sc	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40
Sd	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44
Se	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36
Sf	Debe realizarse un estudio específico del sitio para determinar Ca				

Tablas 2.4: Factor sísmico C_a del UBC-97.

Para el UBC-97, la "Aceleración Espectral de Diseño" para $T=0$ es igual a C_a . Este coeficiente físicamente representa el valor de la "Aceleración máxima en la superficie del terreno" y exclusivamente para el caso del suelo Sb equivale a la "Aceleración máxima en roca Z", obtenida a partir de los estudios de Amenaza Sísmica.

Nótese también que la meseta de "Aceleración espectral máxima de diseño" se la obtiene multiplicando 2.5 por la "Aceleración máxima en la superficie del terreno", estableciéndose una diferencia importante entre este procedimiento y el adoptado por la mayor parte de otros códigos que multiplican una constante igual o similar a 2.5 por el valor de la "Aceleración máxima en roca", sin hacer distinción del tipo de suelo que está asociado al espectro.

El procedimiento antes descrito, es la clave para la correcta incorporación de los "Efectos de Sitio" en las formas espectrales de diseño del UBC-97.

PERFIL DE SUELO TIPO	FACTOR DE ZONA SÍSMICA "Z"				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
Sa	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32
Sb	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40
Sc	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56
Sd	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64
Se	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96
Sf	Debe realizarse un estudio específico del sitio para determinar Cv				

Tabla 2.5: Factor sísmico C_v del UBC-97.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

FORMA DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO CEC-99:

La forma del “Espectro de diseño CEC-99” se lo obtiene utilizando el coeficiente de sitio “S” cuyos valores son los mismos adoptados por AASHTO-96 y NSR-98 que se ilustra en la tabla 2.6.

COEFICIENTE S	PERFIL DE SUELO			
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
	1.0	1.2	1.5	2.0

Tabla 2.6: Coeficiente de sitio “S” del AASHTO-96.

Las ecuaciones del espectro se presentan en la figura 2.2.

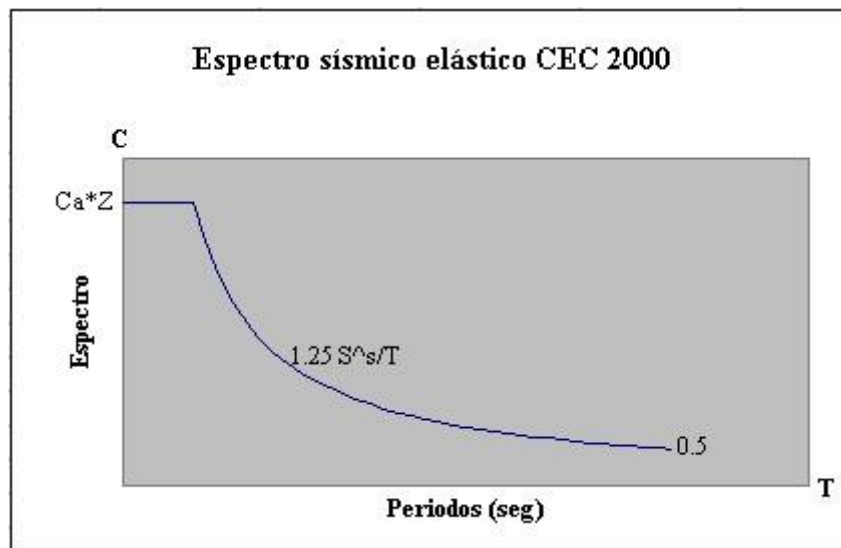


Figura 2.2: Espectro elástico de diseño CEC-2000.

El CEC-99 plantea la utilización de un coeficiente C_a que es igual a 2.5, 3, 2.8 y 2.5 para los suelos S1, S2, S3 y S4 respectivamente, y es utilizado para construir las mesetas de aceleraciones espectrales máximas para los varios tipos de suelos a partir del producto $C_a \cdot Z$.

Es inconveniente que el CEC-99 defina C_a con la misma nomenclatura con la que el UBC-97 ha definido al coeficiente sísmico igual a la “aceleración máxima en la superficie del terreno”. Por otra parte, los valores del coeficiente del CEC-99 no son razonables conforme se verá más adelante al comparar espectros normalizados.

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO:

Cada tipo de suelo resulta de dividir el valor de la “Aceleración en la superficie del terreno” entre el valor de la “Aceleración máxima en roca” obtenida a partir de un estudio de amenaza sísmica. Para el UBC-97 estos factores pueden ser calculados dividiendo C_a/Z , obteniéndose los valores que se presentan en la tabla 2.7. Al analizar la tabla sobre los factores de amplificación se aprecia lo siguiente:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- a) Son pequeños y menores e iguales a 1.2, para cualquier valor de Z, en cualquier suelo rocoso Sa, Sb y Sc.
- b) Son significativamente mayores que 1.2 en los suelos no rocosos (Sd y Se) para movimientos del terreno de fuerte a baja intensidad o $Z < 0.3g$.
- c) Tienden a 1 para movimientos del terreno de muy fuerte intensidad $Z \geq 0.3g$. Los suelos blandos por su inelasticidad más bien atenúan la aceleración en roca.

AASHTO-96, NSR-98 y CEC-99 no utilizan la “aceleración de movimiento del terreno en superficie” para la definición de sus espectros, sino la “aceleración máxima en roca”. Sus espectros se han desarrollado con referencia al comportamiento de los suelos durante movimientos muy fuertes, y por ende los efectos de sitio no son correctamente incorporados en los espectros de movimientos de intensidad pequeña a fuerte.

PERFIL DE SUELO TIPO	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN Ca/Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
Sa	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Sb	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Sc	1.20	1.20	1.20	1.10	1.00
Sd	1.60	1.47	1.40	1.20	1.10
Se	2.53	2.00	1.70	1.20	0.90
Sf	Debe realizarse un estudio específico del sitio para determinar Ca/Z				

Tabla 2.7: Factores de amplificación obtenidos utilizando el UBC-97.

ESPECTROS DE RESPUESTA DE DISEÑO ELÁSTICO DE LA CIUDAD DE QUITO:

Para el cálculo de los espectros de respuesta de diseño elástico que se proponen para la ciudad de Quito, es necesario considerar primero las recomendaciones formuladas por el SEAOC 1995 y el ATC-33, las cuales definen los niveles de sismos o acciones sísmicas que deben ser tomadas en cuenta para el diseño sísmico de estructuras.

Sobre la base de estas acciones sísmicas, el estudio de la amenaza sísmica realizado por el Dr. Ing. Roberto Aguiar para este proyecto ha determinado los valores correspondientes a la aceleración en roca esperados para la ciudad de Quito, los cuales se presentan en la tabla 2.8.

NIVELES DE RIESGO SÍSMICO PARA EDIFICIOS BASADO EN DESEMPEÑO			
Nivel de Diseño Sísmico	Periodo de Retorno Promedio	Probabilidad de Excedencia y vida útil	Aceleración en roca (g)
Frecuente	43 años	50% en 30 años	0.12
Ocasional	72 años	50% en 50 años	0.14
Raro	475 años	10% en 50 años	0.23
Muy raro	970 años	10% en 100 años	0.28

Tabla 2.8: Acción sísmica y niveles de diseño de Quito.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Espectros de respuesta de diseño elástico según el UBC-97:

A continuación se presenta la construcción de un espectro de respuesta de diseño elástico para Quito en concordancia con lo especificado por el UBC-97. La forma espectral está de acuerdo con la figura 2.1.

Se deben considerar los siguientes parámetros: perfiles de suelo de Quito, tipo Sa, Sb, Sc, Sd, Se y Sf; zona sísmica equivalente; factor de zona sísmica, Z.

De acuerdo con las recomendaciones del SEAOC 1995, se deben considerar los valores de aceleración reportados en la tabla 2.8 para los diversos sismos de diseño y encontrar la equivalencia de la aceleración en roca encontrada en el estudio de amenaza sísmica realizado para Quito con las diferentes zonas reportadas en el UBC-97 para encontrar el correspondiente factor de zona sísmica.

<u>NIVEL DE DISEÑO SÍSMICO</u>	<u>ACELERACIÓN EN ROCA (g)</u>	<u>ZONA UBC-97</u>	<u>FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z</u>
Frecuente	0.12	1	0.075
Ocasional	0.14	1	0.075
Raro	0.23	2B	0.20
Muy raro	0.28	3	0.30

Tabla 2.9: Factor de zona sísmica del UBC-97.

Se presenta a continuación la tabla 2.10 con el cálculo de los restantes parámetros para la construcción de los espectros de respuesta de diseño elástico para cada uno de los tipos de suelos especificados por el UBC-97: el coeficiente sísmico Ca que está en función del factor de zona sísmica Z y del tipo de suelo; el coeficiente sísmico Cv que está en función del factor de zona sísmica Z y del tipo de suelo; los periodos de control: el periodo $T_s=Cv/2.5Ca$ y el periodo T_o igual a $0.20 T_s$, y el valor $2.5 Ca$.

<u>FACTOR Z</u>	<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>Ca</u>	<u>2.5 Ca</u>	<u>Cv</u>	<u>To (seg)</u>	<u>Ts(seg)</u>
0.075	Sb	0.08	0.20	0.08	0.08	0.40
	Sc	0.09	0.225	0.13	0.12	0.58
	Sd	0.12	0.30	0.18	0.12	0.60
0.20	Sb	0.20	0.50	0.20	0.08	0.40
	Sc	0.24	0.60	0.32	0.11	0.53
	Sd	0.28	0.70	0.40	0.11	0.57
0.30	Sb	0.30	0.75	0.30	0.08	0.40
	Sc	0.33	0.825	0.45	0.11	0.55
	Sd	0.36	0.90	0.54	0.12	0.60

Tabla 2.10: Parámetros para construcción de espectros según el UBC-97.

Con estos valores de la tabla 2.10 se construyen los espectros que a continuación se presentan en forma gráfica en las figuras 2.3, 2.4 y 2.5. Estos espectros corresponden a sismos que están definidos como frecuente, raro y muy raro por el SEAOC 1995 y definidos por el UBC-97 como factor de zona $Z=0.075$, $Z=0.20$ y $Z=0.30$ y que corresponden para los tres tipos de suelos Sb, Sc y Sd definidos para las ciudades de Quito.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

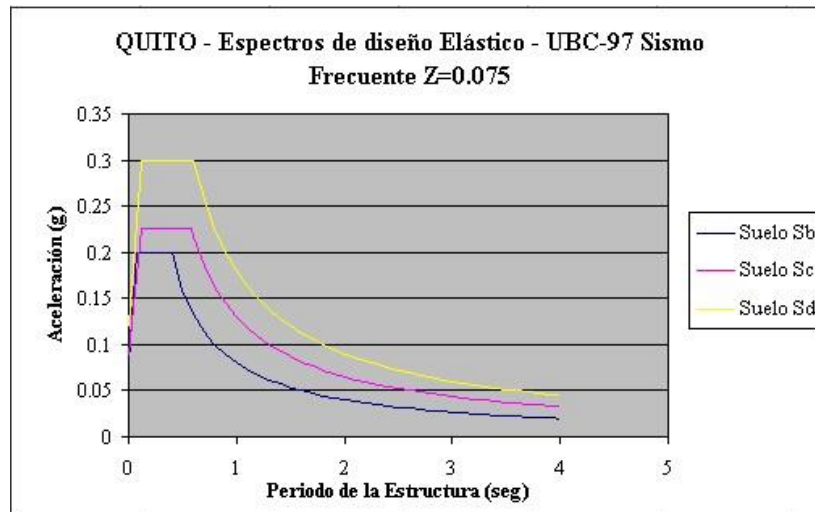


Figura 2.3: Espectros de respuesta de diseño elástico en concordancia con el código UBC-97; sismo Frecuente, $Z=0.075$.

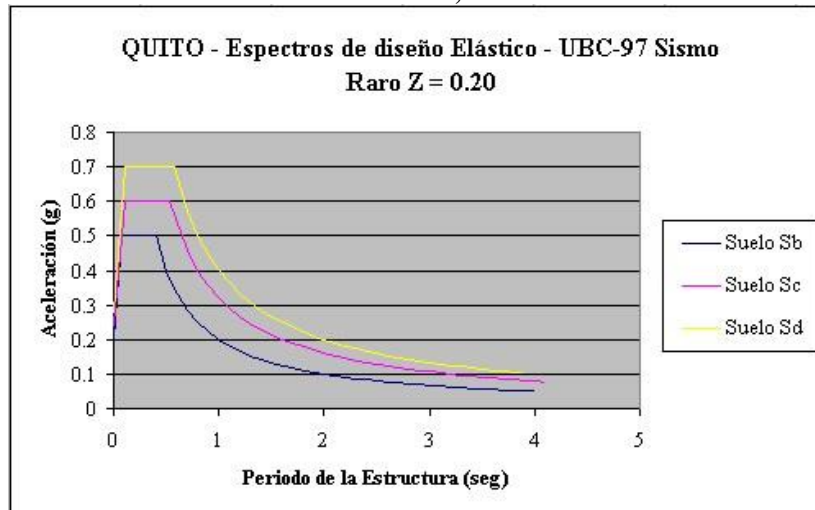


Figura 2.4: Espectros de respuesta de diseño elástico en concordancia con el código UBC-97; sismo Raro, $Z=0.20$.

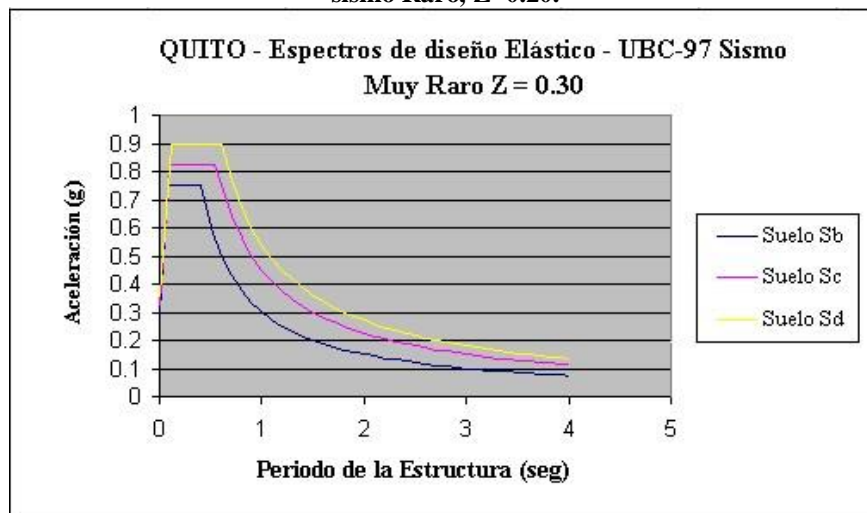


Figura 2.5: Espectros de respuesta de diseño elástico en concordancia con el Código UBC-97; sismo Muy Raro, $Z=0.30$.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ESPECTROS DE RESPUESTA DE DISEÑO ELÁSTICO SEGÚN EL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN, CEC-2000:

A continuación se presenta la construcción de un espectro de respuesta de diseño elástico para Quito en concordancia con lo especificado por la propuesta del nuevo código ecuatoriano de la construcción (CEC-2000). La forma espectral está de acuerdo con la figura cuatro del mencionado código. Se deben considerar los siguientes parámetros:

- Tipo de suelo
- Coeficiente de suelo, S.
- Coeficiente de amplificación espectral, Ca.

De acuerdo con las recomendaciones del SEAOC 1995, se deben considerar los valores de aceleración en roca reportados en la tabla 2.8 para los diversos sismos de diseño (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro), y encontrar para cada uno de estos sismos los valores de coeficientes de suelo (S) y el coeficiente de amplificación espectral (Ca), con los cuales se obtienen los valores de la aceleración espectral y el periodo hasta donde se extiende la máxima aceleración, todo lo cual se reporta en la tabla 2.11.

ACELERACIÓN EN ROCA (Z)	TIPO DE SUELO	COEFICIENTE S	COEFICIENTE Ca	ACELERACIÓN ESPECTRAL (Ca*Z)	To (seg.)
0.12	S1	1.0	2.5	0.30	0.50
	S2	1.2	3.0	0.36	0.518
	S3	1.5	2.8	0.34	0.80
0.14	S1	1.0	2.5	0.35	0.50
	S2	1.2	3.0	0.42	0.518
	S3	1.5	2.8	0.39	0.80
0.23	S1	1.0	2.5	0.575	0.50
	S2	1.2	3.0	0.69	0.518
	S3	1.5	2.8	0.64	0.80
0.28	S1	1.0	2.5	0.70	0.50
	S2	1.2	3.0	0.84	0.518
	S3	1.5	2.8	0.78	0.80

Tabla 2.11: Parámetros para la construcción de espectros según el CEC-2000.

Con estos valores de la tabla 2.11 se construyen los espectros que a continuación se presentan en forma gráfica en las figuras 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9.

Estos espectros corresponden a sismos que están definidos como Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro por el SEAOC 1995 y definidos por el CEC 2000 a los tipos de suelo S1 y S2 para la ciudad de Quito.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

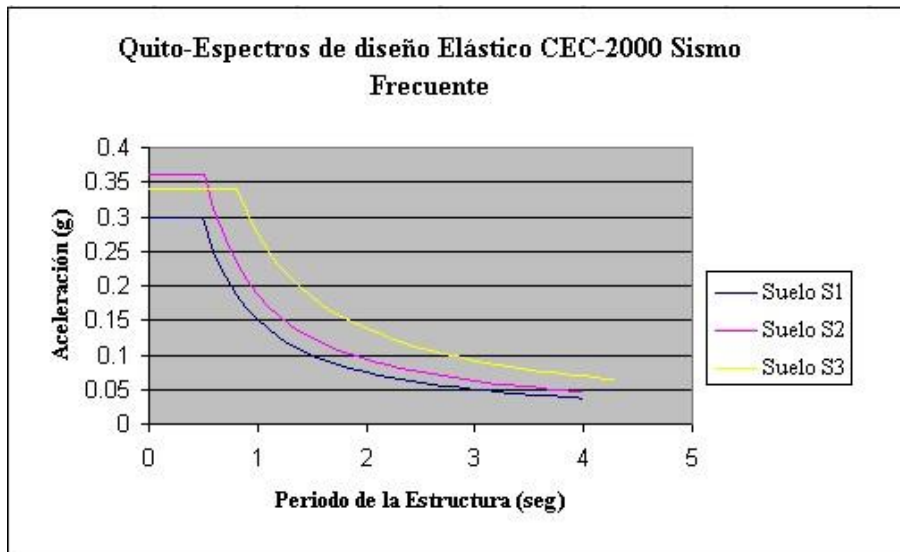


Figura 2.6: Espectros de respuesta de diseño elástico CEC 2000; sismo Frecuente.

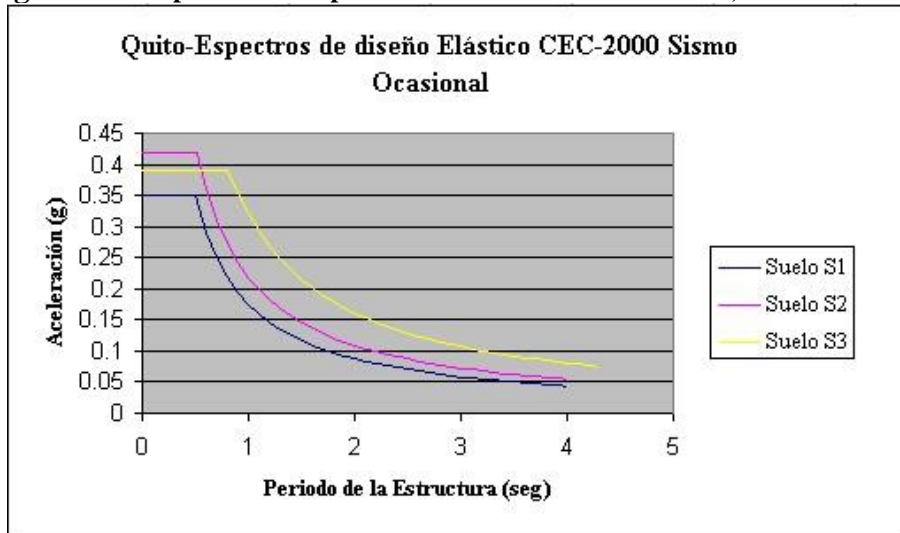


Figura 2.7: Espectros de respuesta de diseño elástico CEC 2000; sismo Ocasional.

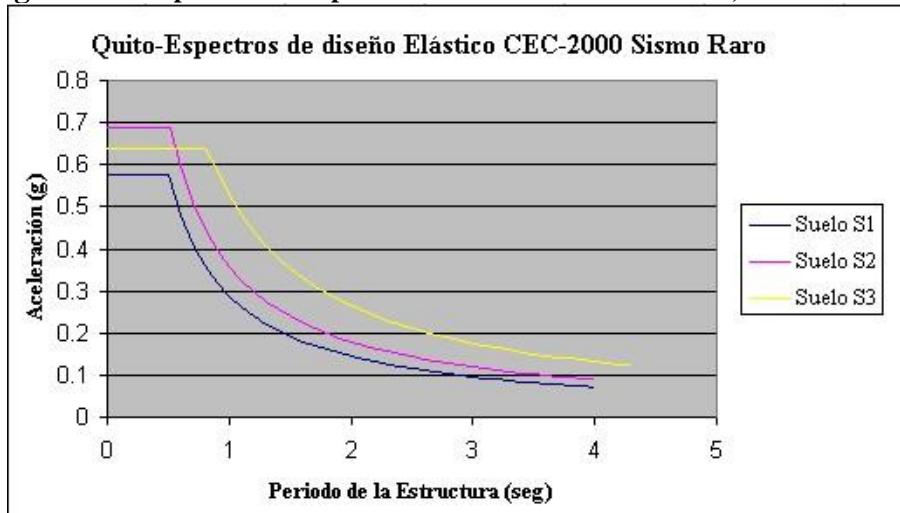


Figura 2.8: Espectros de respuesta de diseño elástico CEC 2000; sismo Raro.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

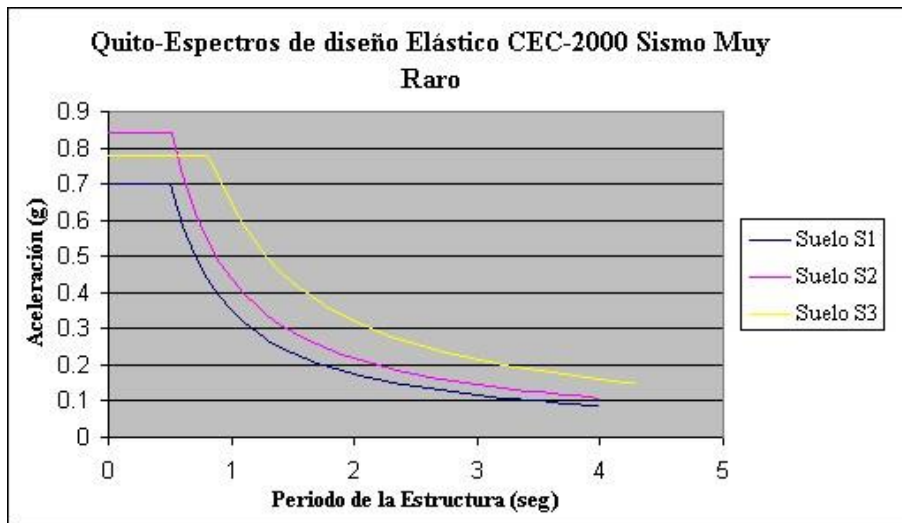


Figura 2.9: Espectros de respuesta de diseño elástico CEC 2000; sismo Muy Raro.

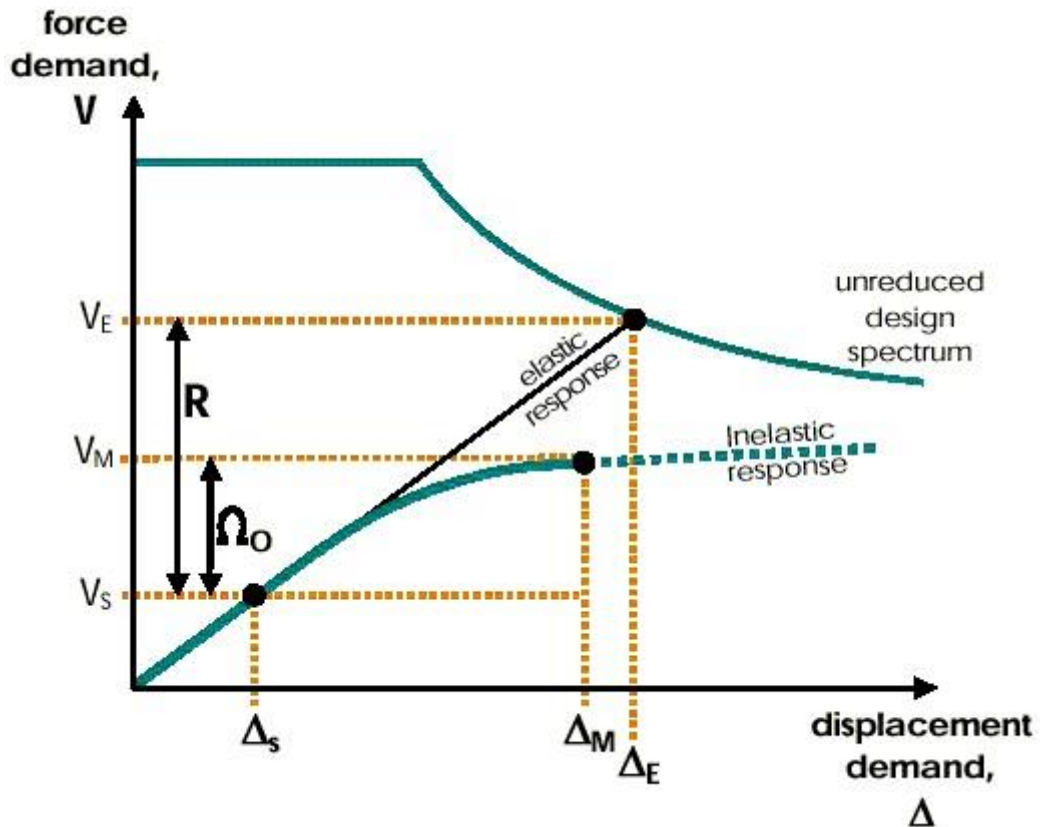


Figura 2.10: Fuerza de demanda versus desplazamiento de demanda elástico del código.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO III.- NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESPERADO

Introducción

Un nivel de desempeño deseado debería ser definido antes de ejecutarse una evaluación sísmica. El nivel de desempeño debería ser determinado por el diseño profesional y por la autoridad de la jurisdicción. Los siguientes dos niveles de desempeño para ambos componentes estructural y no estructural: Seguridad de Vida (LS) e Inmediatamente Ocupacional (IO). Para ambos niveles de desempeño, la demanda sísmica está basada en el Sismo Máximo Considerado (MCE) de los valores de la aceleración del espectro de respuesta.

3.1. Nivel de Desempeño Operacional

Descripción: Daños no significativos ocurridos en componentes estructurales y no estructurales. La estructura es apropiada para su normal ocupación y uso.



Foto 3.1: Edificio con daños menores después de un terremoto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

En la foto 3.1 se puede divisar la vista global del edificio de apartamentos en Anchorage, Alaska terremoto en 1964. Esta estructura de hormigón armado de 14 pisos tiene un sistema estructural básico resistente lateral con una serie de paredes delgadas acopladas con vigas las cuales trabajaron como vigas acopladas. Desafortunadamente parece que estas vigas no fueron diseñadas (detalladas) para trabajar como vigas acopladas y por lo tanto sufrieron daños significantes en el sismo. El daño consistió en la formación de roturas en forma de X como pueden ser vistas en la foto 3.1. La pronta falla de estas vigas de acoplamiento no permitió mucha disipación de energía en las vigas y produjo en las paredes que trabajen esencialmente como simples paredes en cantilíver con significativa disminución de rigidez.

3.2. Nivel de Desempeño Inmediatamente Ocupacional (IO)

Definición:

- Desempeño del edificio que incluyen muy limitados daños a los componentes estructurales y no estructurales durante el diseño sísmico. Los sistemas básicos vertical y fuerza lateral resistente retienen casi toda la fuerza y esfuerzo antes del sismo. El nivel de riesgo por daño amenazador de vida como un resultado de daño es muy bajo. Aunque algunas reparaciones menores pueden ser necesarias, el edificio es completamente habitable después de un diseño sísmico y las reparaciones necesarias pueden ser completadas mientras el edificio está ocupado.

Descripción: Daños no significativos ocurridos en la estructura, la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes no estructurales están seguros. La estructura puede ser utilizada para propósitos propuestos, aunque en un modo deteriorado.



Foto 3.2: Edificio (bajo construcción) con falla en la columna esquinera debido al colapso del edificio adyacente. Notar la losa del techo del edificio adyacente descansando en la esquina del tercer piso. Localizado a 5 Km al este Golcuk, Izmit (Kocaeli), Turquía, de magnitud 7.4, 17 de Agosto de 1999.

3.3. Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (LS)

Definición:

- Desempeño del edificio que incluye daño significativo a los componentes estructurales y no estructurales durante un diseño sísmico, sin embargo, al menos algún margen contra el colapso estructural total o parcial permanece. Puede ocurrir daño, pero el nivel de riesgo para el daño amenazador de vida y con trampa es bajo

Descripción: Daños significativos en los elementos estructurales, con reducción substancial en la rigidez, sin embargo, el margen sobra para el colapso. Los elementos estructurales están seguros, pero pueden no funcionar. La ocupación se puede esperar hasta que los daños sean reparados.



Foto 3.3: Edificio con daños considerables en los componentes estructurales y no estructurales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 3.4: Edificio con daños considerables en los componentes estructurales y no estructurales.

3.4. Nivel de Desempeño de Prevención de Colapso (CP)

Descripción: Daños estructurales y no estructurales considerados. Considerada degradación de resistencia y rigidez. Pequeño margen para el colapso. Algunas caídas peligrosas de escombros pueden ocurrir.



Fotos 3.5: Edificio parcialmente destruido debe ser demolido.
Izmit, (Kocaeli), Terremoto de Turquía, 17 de Agosto de 1999, Magnitud 7.4.



Foto 3.6: Edificio parcialmente destruido debe ser demolido.

3.5. Casos prácticos para hospitales y para edificios esenciales

Los edificios esenciales serán esas estructuras o edificios que deben ser seguros y capaces de ser usados después de un terremoto para propósitos de emergencia para proteger la salud y seguridad del público en general. Tales facilidades deben ser incluidas, pero no limitadas a lo siguiente:

1. Hospitales y otros centros médicos teniendo áreas de tratamiento para emergencias.
2. Estaciones de policía y bomberos.
3. Centros de operación de desastres del gobierno municipal y centros de comunicación.

La falla en los equipos es un serio problema, por lo tanto se debe tener muy en cuenta que todos los equipos que van a ser utilizados luego de un desastre, estén en perfectas condiciones.

La actualización de códigos y especificaciones sísmicas está también en continuo proceso para la construcción de edificios esenciales.

Luego de un evento sísmico se debe tener energía en los edificios esenciales, los sistemas de comunicación deben seguir funcionando.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 3.7: Hospital General Kern. Marco de acero, pisos de concreto, paredes exteriores no reforzadas de ladrillo: una pérdida total. El fondo del edificio en el extremo izquierdo fue diseñado para resistir impacto y no sufrió daño. Esta foto fue tomada 8 días después del terremoto del 21 de Julio de 1952 en el Condado de Kern, de magnitud 7.69.



Foto 3.8: Hospital de la foto 3.7. Notar los apoyos de acero sosteniendo al edificio junto; no hay daño más allá del reportado en esta área después de los apoyos instalados.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 3.9: Vista del hospital Olive, Tratamiento Médico y Unidad del Cuidado, 1971 terremoto de San Fernando. Vista del extremo de una de las cuatro alas de este edificio de 5 pisos de concreto reforzado después del terremoto.



Foto 3.10: Vista global de una de las columnas del primer piso de la estructura anterior. Notar la interrupción (extremo) del refuerzo espiral antes de ser anclado en la viga y por lo tanto la falta de confinamiento del concreto en la región crítica de la columna.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 3.11: Acercamiento de la parte superior de la columna mostrada en la foto 3.10, ilustrando claramente cómo el concreto en esta región ha sido roto como consecuencia del prematuro (pronta) final del refuerzo en espiral. La inspección buena del refuerzo antes de poner el encofrado y los lanzamientos del hormigón deberían haber detectado este pobre trabajo. Notar el excelente estado del hormigón confinado en el resto de la columna.



Foto 3.12: Hospital Olive View, San Fernando, California. Vista parcial de los 5 pisos de Tratamiento Médico y Unidad del Cuidado (a la derecha y atrás de la foto), el corredor, y el primer piso del Edificio de Asamblea (al lado izquierdo de la foto) ilustrando el daño que estos edificios sufrieron durante el terremoto de San Fernando en 1971.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 3.13: Hospital en la universidad del sur de California. Terremoto de Northridge, California, enero 17, 1994, magnitud 6.69.

Hospital (USC) en Los Ángeles Oriental. Éste es el primer hospital sísmicamente aislado en el mundo y está apoyado en un sistema de cauchos. Éste está localizado aproximadamente a 36 Km del epicentro del terremoto y fue sujeto a una aceleración pico del suelo de 0.39 g. Las aceleraciones a lo largo de la altura de la estructura permaneció debajo de 0.21 g.

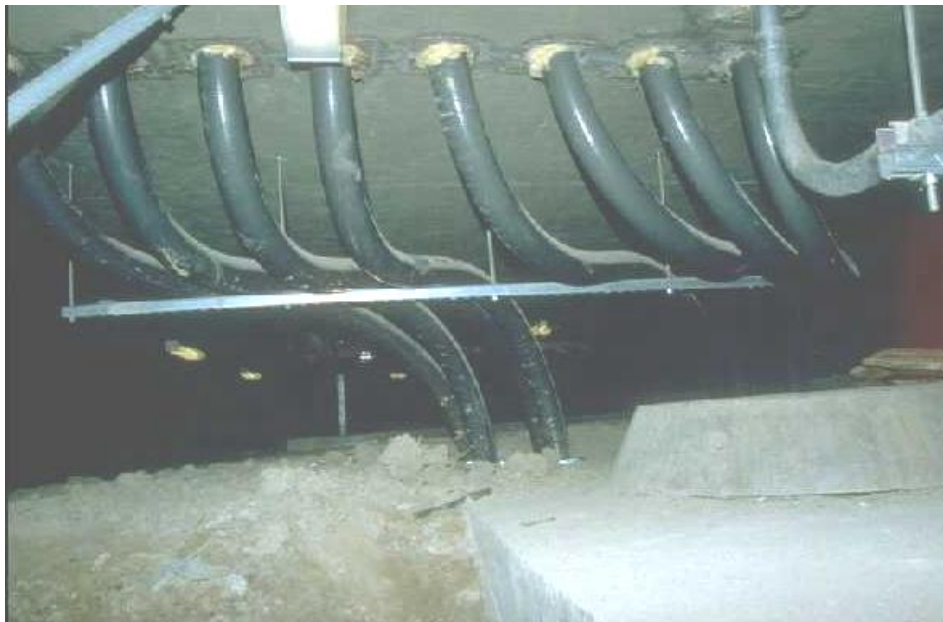


Foto 3.14: Universidad del sur de California (USC) mostrada en la foto 3.13. Esta foto fue tomada el 20 de enero de 1994, 3 días después del terremoto. Utilidad de las conexiones flexibles bajo la estructura de aislamiento de base.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

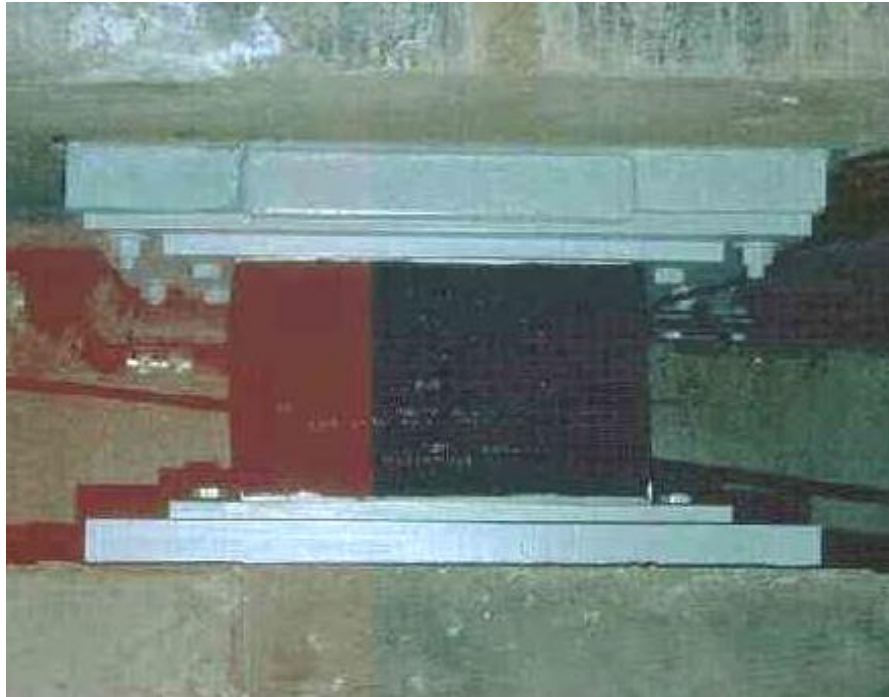


Foto 3.15: Aislador bajo la estructura del hospital anterior.



Foto 3.16: Edificio esencial de gobierno.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

Guía didáctica del SAP2000

Guía didáctica. Parte 2: Análisis Pushover

Esta porción de la guía didáctica explora las capacidades del análisis Pushover del SAP2000. Está asumido que se debe tener un conocimiento básico del concepto Pushover, y que se debe estar familiarizado con los documentos ATC – 40 y FEMA – 273.

SAP2000 tiene la ayuda en línea extensa para el análisis Pushover. Presionar **F1** desde la caja de diálogo del Pushover relacionada, para conseguir la ayuda relacionada a la caja de diálogo. Para ver toda la ayuda de los artículos relacionados al análisis Pushover, escoger **Search for Help On** desde el menú **Help**, seleccionar la etiqueta **Index**, resaltar el índice Pushover y pulsar el botón **Display**.

Paso 1: Definiendo las propiedades de la rótula (Pushover)

En esta guía didáctica se usaran las propiedades de la rótula predefinidas, para que no sea necesario definir cualquier nueva propiedad. En este paso se repasará el proceso de ver las propiedades de la rótula ya definidas, y discutirá el proceso de definir las nuevas propiedades de la rótula. Este paso puede saltarse si no se quiere repasar las propiedades de la rótula.

Hay tres tipos de propiedades de la rótula en SAP2000. Ellas son propiedades rótula predefinidas, propiedades de la rótula definidas por el usuario y las propiedades de la rótula generadas. Solo las propiedades de la rótula predefinidas y definidas por el usuario pueden asignarse a las propiedades de la rótula para asignarse a los elementos del marco. Cuando estas propiedades de la rótula se asignan a un elemento del marco, el programa, automáticamente crea una propiedad de la rótula generada diferente para cada uno y cada rótula.

No pueden modificarse las propiedades de la rótula predefinidas. Ellas tampoco pueden ser vistas, porque las propiedades predefinidas son dependientes de la sección. Las propiedades predefinidas no pueden ser totalmente definidas por el programa hasta la sección a que ellos aplican sea identificada. Así para ver el efecto de las propiedades predefinidas, la propiedad predefinida debe asignarse a un elemento marco, y entonces la propiedad de la rótula generada debería verse. La construcción de las propiedades de la rótula predefinidas están típicamente basadas en los criterios FEMA – 273 y / o ATC – 40.

Las propiedades de la rótula definidas por el usuario pueden estar basadas en las propiedades predefinidas o pueden ser totalmente definidas por el usuario. Cuando las propiedades definidas por el usuario están basadas en las propiedades predefinidas, las propiedades de la rótula no pueden verse, porque de nuevo, las propiedades predefinidas son dependientes de la sección. Cuando las propiedades

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

definidas por el usuario no están basadas en las propiedades predefinidas, entonces las propiedades pueden verse y pueden modificarse.

Las propiedades de la rótula generadas se usan en el análisis. Ellas pueden verse, pero no pueden modificarse. Las propiedades de la rótula generadas tienen una convención automática de la denominación **LabelH #**, donde Label es la etiqueta del elemento del marco, H simboliza la rótula, y # representa el número de la rótula. El programa empieza con la rótula número 1 e incrementa el número de la rótula en uno para cada rótula consecutiva aplicada al elemento del marco. Por ejemplo si una etiqueta de elemento de marco es F23, la propiedad de la rótula generada, nombre para la segunda rótula aplicada al elemento del marco es F23H2.

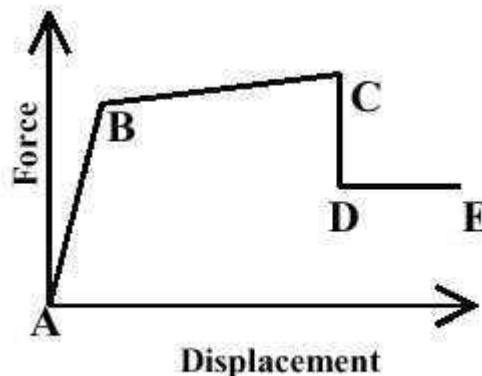
La razón principal para la diferenciación entre las propiedades definidas (en este contexto, definidas para las propiedades por defecto y por el usuario) y las propiedades generadas típicamente a la rótula, son dependientes de la sección. Así sería necesario definir un set diferente de propiedades de la rótula para cada tipo de sección diferente de marco en el modelo. Esto podría significar potencialmente que un número muy grande de propiedades de la rótula necesite ser definido por el usuario. Simplificar este proceso, el concepto de propiedades predefinidas es usado en SAP2000. Cuando se usan las propiedades predefinidas, el programa combina el criterio predefinido de construcción con las propiedades de la sección definidas para cada elemento para generar las propiedades de la rótula finales. El efecto neto de esto es que se hace significativamente menos trabajo definiendo las propiedades de la rótula, porque no se tiene que definir cada rótula.

1. Desde el menú **Define** escoger **Hinge Properties...** Se mostrará la caja de diálogo Define Frame Hinge Properties.
2. Notar que hay cuatro propiedades de rótula predefinidas. Ellas son Predefinidas **Default- M3**, **Default - P**, **Default - PMM**, y **Default - V2**. Resaltar la propiedad Default-M3. Notar que el botón **Modify / Show Property** está inactivo porque no se pueden ver o pueden modificar las propiedades rótula predefinidas.
3. Poner un visto en la caja **Show Generated Props**. Si allí se generaron las propiedades de la rótula, ellas deberían aparecer en la lista de la caja Define Hinge. Sin embargo, cuando no se tiene todavía asignada cualquier propiedad de la rótula, el programa no las ha generado, y así ninguna aparece en la caja de la lista.
4. Resaltar la propiedad rótula default- V2 y pulsar el botón **Define New Property**. La caja de diálogo Frame Hinge Property Data aparece.
Nota: Cuando se resalta una propiedad en la Rótula en el área Defined Hinge Props de la caja de diálogo Frame Hinge Properties, y luego se da un click en el botón **Define New Property**, la nueva propiedad tendrá como valor predefinido igual que la propiedad resaltada.
5. Notar que la caja para poner visto Hinge Type is Shear V2, y que la caja asociada predefinida está con visto.
6. Escribir USER en la caja de edición Property Name.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

7. Dar un click en la caja que está con visto default para quitar el visto, y entonces pulsar el botón Modify / Show For V2. Aparecerá la caja de diálogo Frame Hinge Property For USER.
8. En esta caja de diálogo:
 - ° En la hoja de cálculo Fuerza- Desplazamiento y área del diagrama:
 - ✓ Notar que la caja simétrica está con visto y que el diagrama fuerza-desplazamiento de la propiedad rótula es simétrico. En el diagrama, los ejes se muestran en rojo. El eje horizontal es el desplazamiento y el eje vertical es la fuerza.

Nota: Cuando la caja simétrica está con visto, la porción de arriba (los puntos B -, C -, D - y E) de la hoja de cálculo de entrada para las propiedades de la rótula fuerza-desplazamiento está gris.



No se pueden editar estos valores; ellos son escogidos automáticamente de la simetría con los puntos B, C, D y E.

- ✓ Cambiar el valor Force/Yield para el punto C de 1.25 a 1.5 tecleando 1.5 en la celda de la hoja de cálculo apropiada y luego pulsando el botón en cualquier otra celda de la hoja de cálculo.
- ✓ Notar el cambio en la forma del diagrama fuerza-desplazamiento. La escala del diagrama está dada para completar dentro del área del gráfico.
- ✓ Notar que el valor Fuerza / Yield para el punto C también ha cambiado de -1.25 a -1.5 .
- ✓ Quitar el visto de la caja symmetric dando un click en ésta. Notar que los puntos B – hasta E no están en gris. También notar que en el área Acceptance Criteria, la columna Negative, ya no está gris.
- ✓ Cambiar el valor Force / Yield para el punto C – de -1.5 a -2 y pulsar el botón en la otra celda de la hoja de cálculo. De nuevo notar el cambio en la forma del diagrama fuerza- desplazamiento.
- ° En área Scaling notar que las cajas Calculate Yield Force y Calculate Yield Displacement están con visto por defecto. Esto quiere decir que el programa calculará automáticamente estos valores. Por ejemplo, se podría sobre escribir el campo fuerza, quitando el visto en la caja Calculate Yield Force y escribiendo en un valor apropiado en la caja de edición Yield Moment. Para esta guía didáctica se aceptará el valor por defecto y el programa calculará los valores.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

° En el área Acceptance Criteria se aceptarán también los valores predefinidos. Notar que desde que la caja Symmetric está sin visto, ambos valores Positive y Negative son ingresados. Si la caja Symmetric estuviera con visto, solamente los valores Positive serían ingresados (la columna Negative estaría gris e inactiva).

Nota: Los criterios de aceptación son ingresados como la relación de desplazamiento sobre el campo desplazamiento, similar a la hoja de cálculo fuerza-desplazamiento.

° En el área Type seleccionar la opción Force-Displacement. Esto controla si los datos en la hoja de cálculo y el criterio de aceptación son interpretados por el programa como la fuerza- desplazamiento o esfuerzo-deformación. La opción stress-strain es disponible solamente para las rótulas axiales y rótulas de corte (desacopladas).

Nota: Cuando la opción Type está fijada stress-strain, una longitud de la rótula debe ser ingresada. La longitud de la rótula puede ser ingresada como una longitud absoluta o una longitud relativa. La longitud relativa es relativa a la luz libre del elemento del marco entre los extremos rígidos. Si la opción stress-strain es escogida, el programa transforma los datos internamente en el formato fuerza-desplazamiento para el análisis. La fuerza es calculada como n veces esfuerzos el área axial del miembro marco (σA) para las rótulas axiales y n esfuerzos el área de corte del miembro marco (σv) para las rótulas de corte. El desplazamiento es calculado como las n deformaciones de la longitud de la rótula (ϵL).

° Dar un click en el botón OK tres veces para aceptar la definición de propiedad de rótula USER.

° Se anulará la propiedad de la rótula USER, ya que no se la va a usar.

° Del menú Define escoger Hinge Properties.... Se mostrará la caja de diálogo Define Frame Hinge Properties.

° Resaltar la propiedad de la rótula USER y pulsar el botón Delete Property. Pulsar el botón Yes cuando el programa pregunta si está bien anular Frame Hinge USER de la lista.

° Dar un click en el botón OK para aceptar el cambio en las propiedades de la rótula y terminar con la caja de diálogo Define Frame Hinge Properties.

Nota: Si se pulsa el botón Cancel la propiedad no se anulará. Esto completa la revisión de definir las propiedades de la rótula.

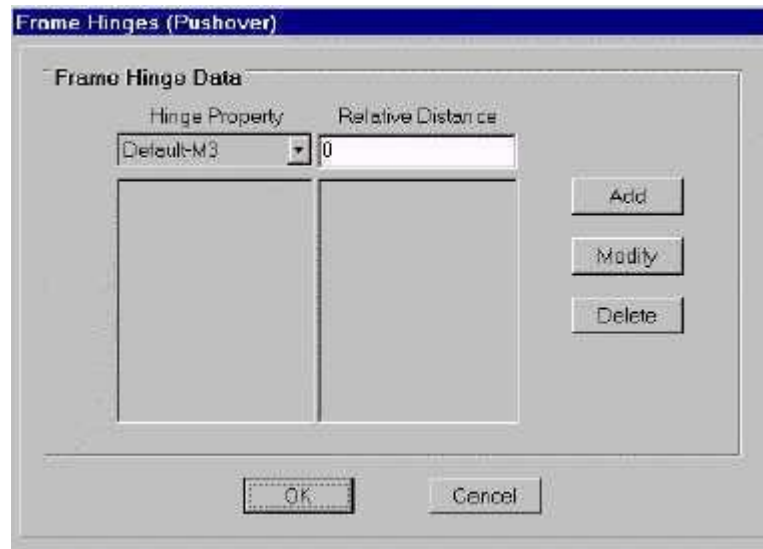
Paso 2: Asignando las propiedades de la rótula (Pushover)

Se asignarán las rótulas Default-PMM, a cada extremo de las columnas del marco de momento y a las columnas del marco con abrazaderas. Se asignarán las rótulas Default- M3, a cada extremo de las vigas del marco de momento. Se asignará Default-P, al centro de cada abrazadera.

1. Pulsar el botón en la ventana denominada 3-D para asegurarse que esté activa. Notar que cuando la ventana está activa, la barra del título se resaltarán.
2. Del menú Select escoger Select, y luego Groups...desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Select Groups.
3. Resaltar el grupo nombrado FRCOLS pulsando el botón en el.
4. Sujetar el CTRL y resaltar el grupo nombrado BRCOLS pulsando el botón en el para agregarlo a la selección.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

5. Pulsar el botón OK para seleccionar todos los elementos en los grupos FRCOLS y BRCOLS.
6. Del menú Assign escoger Frame, y entonces las Hinges (Pushover)... del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Frame Hinges (Pushover).
7. En esta caja de diálogo:
 - ° Seleccionar Default-PMM en el casillero Hinge Property.
 - ° Escribir 0 en la caja de diálogo Relative Distance.



Nota: La distancia es medida desde el extremo I de la viga, y está basada en la longitud libre entre los extremos rígidos. Una distancia relativa “0” indica que la rótula está en el extremo I de la viga. Una distancia relativa “1” indica que la rótula está en el extremo j de la viga. Pueden localizarse las rótulas en cualquier parte a lo largo de la longitud de la viga.

- ° Dar un click en el botón Add para agregar una rótula PMM en el extremo I de la viga (distancia relativa igual a 0).
- ° Escribir 1 en la caja de edición Relative Distance.
- ° Dar un click en el botón Add para agregar una rótula PMM en el extremo J de la viga (distancia relativa igual a 1).
- ° Dar un click en el botón OK para asignar las propiedades de la rótula. El modelo aparece ahora como se muestra en La figura D-1.

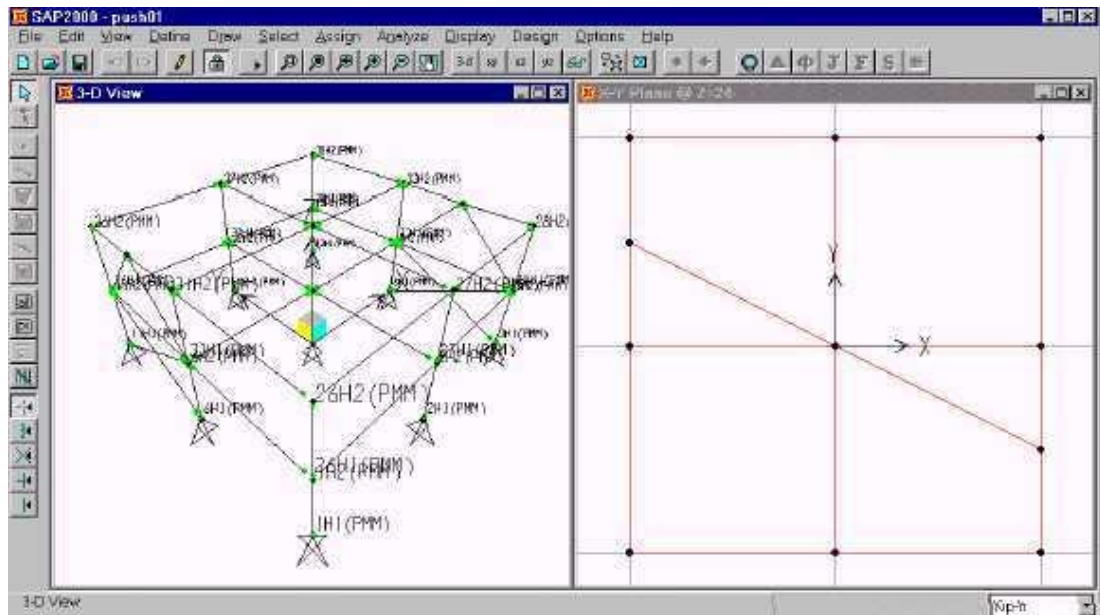


Figura D-1: Modelo después de asignar el valor por defecto – PMM a las columnas.

Nota: Las propiedades de la rótula generadas tienen una convención de la denominación automática de LabelH #, donde Label es el valor del elemento del marco, H simboliza la rótula, y # representa el número de la rótula. El programa empieza con la rótula número 1 e incrementa el número de la rótula por uno para cada rótula consecutiva aplicada al elemento del marco. Por ejemplo si un elemento del marco denominado F23, el nombre de propiedad de rótula generado para la segunda rótula aplicada al elemento del marco es F23H2. Estos son los números mostrados en la pantalla. El ítem en el paréntesis al lado del número de la rótula es la rótula definida en la cual las propiedades generadas están basadas adelante. En la pantalla el Default-P, Default – V2, Default – V3, y Default – PMM se acorta a P, V2, V3 y PMM.

8. Del menú Select escoger Select, y luego Groups... del submenú. Se mostrará la caja de diálogo Select Groups.
9. Resaltar el grupo nombrado FRMGIRD pulsando el botón en el y dar un click en el botón OK.
10. Del menú Assign escoger Frame, y luego Hinges(Pushover)... del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Frame Hinges (Pushover).
11. En esta caja de diálogo:
 - Seleccionar Default-M3 en el casillero Hinge Property.
 - Escribir 0 en la caja de edición Relative Distance.
 - Dar un click en el botón Add.
 - Escribir 1 en la caja de edición Relative Distance.
 - Dar un click en el botón Add.
 - Dar un click en el botón OK para asignar las propiedades de la rótula.
12. Del menú Select escoger Select, y luego Groups... desde el submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Select Groups.
13. Resaltar el grupo nombrado BRACE1 dando un click en el.
14. Presionar la tecla CTRL y resaltar el grupo nombrado BRACE2 pulsando el botón en el para agregarlo a la selección.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

15. Dar un click en el botón OK para seleccionar todos los elementos en los grupos BRACE1 y BRACE2.
16. Del menú Assign escoger Frame, y luego Hinges (Pushover)... del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Frame Hinges (Pushover).
17. En esta caja de diálogo:
 - ° Seleccionar Default- P en el casillero Hinge Property.
 - ° Escribir 0.5 en la caja de edición Relative Distance.
 - ° Dar un click en el botón Add para agregar una rótula P al centro de la viga (distancia relativa igual a 0.5).
 - ° Dar un click en el botón OK para asignar las propiedades de la rótula.
18. Del menú Assign seleccionar Clear Display of Assigns para borrar el despliegue de las asignaciones de la rótula.
19. Dar un click en el botón Save Model en la barra de herramientas principal, o seleccionar Save desde el menú File para guardar el archivo. Esto completa el asignamiento de propiedades de rótula del Pushover.

Paso 3: Viendo las propiedades de la rótula generadas (Pushover)

Esta sección mostrará el proceso para ver las propiedades de la rótula generadas. Este paso puede ser saltado si no se quieren ver las propiedades de la rótula generadas.

1. Dar un click en la ventana denominada 3-D View para asegurarse que esté activa. Notar que cuando la ventana está activa, el título se resalta.
2. Dar un click en el botón Set Elements de la barra de herramientas principal (o seleccionar Set Elements... del menú View). Esto despliega la caja de diálogo Set Elements.
3. En esta caja de diálogo poner un visto en la caja Rel / Hinge en el área Frames y pulsar el botón OK. Se encenderá el despliegue de las rótulas.
4. Notar que la rótula en la parte de arriba de la columna 1 se etiqueta 1H2. (La columna, elemento 1 es una columna localizada bajo el nivel, al pie a X=-24 pies, Y=-24 pies). Se verán las propiedades para esta rótula PMM.
Nota: En la rótula etiqueta 1H2, el 1 indica que la rótula se aplica para idear el elemento 1, la H indica que es una rótula del Pushover, y el 2 indica que es la segunda rótula aplicada a ese elemento del marco. Ésta es una convención de la denominación automática usada por el programa para las rótulas generadas.
5. Del menú Define escoger Hinge Properties... Esto desplegará la caja de diálogo Define Frame Hinge Properties.
6. Poner un visto en la caja Show Generated Props. Las propiedades de la rótula generadas aparecen ahora en la lista de la caja Defined Hinge.
7. En el área All Hinge Props, pulsar el botón en la rótula etiquetada 1H2 para resaltarla y luego pulsar el botón Modify / Show Property. Esto desplegará la caja de diálogo Frame Hinge Property Data.
8. Notar que desde que la rótula por defecto está en PMM la caja P-M2-M3 está con visto, pero ésta está gris e inactiva. El programa también automáticamente pone vistos en las cajas Axial P, Moment M2 y Moment M3. Todas estas cajas están

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

grises e inactivas, así el usuario puede ver las propiedades de rótula generadas y no las puede cambiar.

9. Pulsar el botón Modify / Show for PMM para desplegar la caja de diálogo Frame Hinge Property Data for 1H2 (ver la Figura D-2).
10. En esta caja de diálogo:
 - No se puede revisar ninguno de los valores porque ésta es una rótula generada.
 - La hoja de cálculo está llena con los valores $M/M\gamma$ y $\theta/\theta\gamma$.

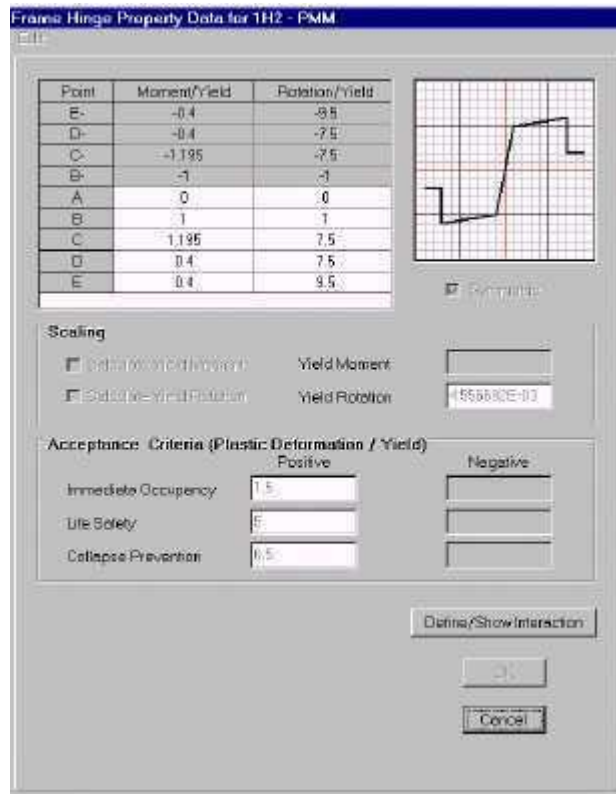
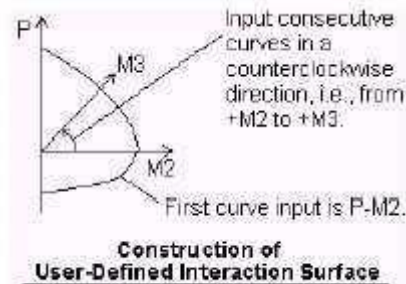


Figura D-2: Datos de las propiedades de las rótulas en el marco para rótulas generadas 1H2 del Pushover.

- Las propiedades de la rótula predefinidas son simétricas.
- En el área Scaling, Yield Rotation está lleno y Yield Moment está gris e inactivo. Yield Rotation fue calculado por el programa basado en la propiedad de la sección del marco asociado. Yield Moment está inactivo porque ésta es una rótula PMM y no hay momento, hay un campo (interacción), que en cambio aparece. Si esto fuera simplemente una rótula de momento, entonces habría un valor en la caja Yield Moment.
- El criterio de aceptación son los valores $\theta / \theta\gamma$.
- Dar un click en el botón Define / Show Interaction para desplegar la caja de diálogo Frame Hinge Interaction Surface. En esta caja de diálogo que está principalmente inactiva porque se está viendo una propiedad de la rótula generada, notar:
 - ✓ La opción User Definition está usada.
 - ✓ La caja Doubly Symmetric About M2 and M3 está con visto.
 - ✓ Se usan Cinco curvas para definir la superficie de la interacción.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Nota: La caja de edición Number of Curves indica el número de curvas P-M igualmente espaciadas que se usarán para definir la superficie de interacción. Si la caja Doubly Symmetric About M2 and M3 está con visto, entonces las curvas son espaciadas igualmente entre 0 y 90 grados. Si la caja Doubly Symmetric About M2 and M3 está sin visto, entonces las curvas son espaciadas igualmente entre 0 y 360 grados.



Construcción de la superficie de interacción definida por el usuario:

- ✓ Dar un click en el botón Define / Show Surface para mostrar la caja de diálogo Interaction Surface Definition.
- ✓ En esta caja de diálogo:
 - La hoja de cálculo muestra los valores normalizados de la carga axial, P, y momento, M. Hay una columna P y cinco columnas M que corresponden al número ingresado en la caja de edición Number of Curves en la caja de diálogo anterior. Usar los scroll bars para ver las otras columnas de M.

Nota: La carga axial está normalizada por el valor de carga axial máxima. Los momentos son normalizados para el valor del momento máximo para todas las curvas del momento. Así el valor máximo en la hoja de cálculo para la carga axial y momento es 1.

- El diagrama muestra las curvas P versus M. Dar un click en una columna M en la hoja de cálculo para ver la curva particular P versus M. La curva M en el ángulo 0 corresponde a la torsión de +M2. La curva M en el ángulo 90 corresponde a la torsión de +M3.
- En el área scaling, los factores de escala para carga axial, P, y momento, M, están mostrados. Notar que el factor de escala M se aplica a todas las curvas M.

Nota: Desde que P y M están normalizados a 1, los factores de escala P y M son los valores máximos de P y M, respectivamente.

11. Dar un click en el botón Cancel cinco (5) veces, para terminar con todas las cajas de diálogo Hinge Property.
12. Dar un click en el botón Set Elements de la barra de herramientas principal (o seleccionar Set Elements... del menú View) para desplegar la caja de Diálogo Set elements. En esta caja de diálogo quitar el visto de la caja Rel / Hinge en el área Frames y dar un click en el botón OK para apagar el despliegue de rótulas. Esto completa la vista de las propiedades de la rótula generadas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Paso 4: Definiendo los casos estáticos del Pushover

Para este ejemplo de tutorial se definieron los siguientes pasos en la parte 1 del tutorial.

Paso 10: Definiendo los casos de carga estáticos

Se definirán cinco casos estáticos de carga. Ellos son carga muerta, carga viva, sismo en la dirección X, sismo en la dirección Y y un patrón de carga a ser usado en el análisis Pushover.

1. Del menú **Define** escoger **Static Load Cases....** Esto mostrará la caja de diálogo Define Static Load Case Names.
2. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **DL** en la caja de edición Load.
 - Seleccionar Dead del casillero Type.
 - Escribir **0** en la caja de edición Self Weight Multiplier.
 - Dar un click en el botón **Change Load**.

Nota: En este ejemplo, si se hubiera querido que el programa incluya automáticamente el peso propio de los miembros estructurales, se habría especificado un peso diferente de cero por unidad de volumen en los datos del material, se habría puesto un multiplicador de peso propio de 1 únicamente en el caso de carga DL.

- Escribir **LL** en la caja de edición Load.
 - Seleccionar Live del casillero Type.
 - Escribir **0** en la caja de edición Self Weight Multiplier.
 - Dar un click en el botón **Add New Load**.
 - Escribir **EQX** en la caja de edición Load.
 - Seleccionar Quake del casillero Type.
 - Escribir **0** en la caja de edición Self Weight Multiplier.
 - Dar un click en el botón **Add New Load**.
 - Escribir **EQY** en la caja de edición Load.
 - Seleccionar Quake del casillero Type.
 - Escribir **0** en la caja de edición Self Weight Multiplier.
 - Dar un click en el botón **Add New Load**.
 - Escribir **PUSHPAT** en la caja de edición Load.
 - Seleccionar OTHER del casillero Type.
 - Escribir **0** en la caja de edición Self Weight Multiplier.
 - Dar un click en el botón **Add New Load**.
3. Dar un click en el botón **OK**.
 4. Dar un click en el botón **Save Model** en la barra de herramientas principal, o escoger **Save** del menú **File** para guardar el archivo.

Esto completa la definición de casos estáticos de carga.

Paso 13: Asignando cargas estáticas a los nudos.

El segundo nivel de cargas laterales sísmicas (casos de carga EQX y EQY) son asignadas como cargas estáticas a los nudos. También el modelo estático de carga a ser usado en el análisis Pushover, PUSHPAT es asignado como cargas estáticas a los nudos.

Notar que el patrón estático de carga para el análisis Pushover podría ser cualquier combinación de carga en el nudo, barra y placa.

1. Dar un click en la ventana denominada X-Y Plane @ Z = 24 para cerciorarse que está activa. Notar que cuando la ventana está activa, su barra de título se ilumina.
2. Dar un click en el botón **Down One Gridline** en la barra de herramientas principal para desplegar el segundo piso en el plano a Z = 12.
3. Dar un click en el botón **Set Elements** en la barra de herramientas principal (o escoger **Set Elements...** desde el menú **View**). Esto despliega la caja de diálogo Set Elements.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

4. En esta caja de diálogo quitar el visto de la caja Labels en el área Frames, poner un visto en la caja Labels en el área Joints y dar un click en el botón **OK**. Notar que abandonamos la caja Restraints en el área Joints puesta visto.
5. Dar un click en el nudo 14 para escogerlo.
6. Desde el menú **Assign** seleccionar **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
7. En esta caja de diálogo:
 - Escoger EQX del casillero Load Case Name.
 - En el área Options, escoger la opción Add to Existing Loads.
 - En el área Loads escribir **2.67** en la caja de edición Force Global X.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
8. Dar un click en el botón **Restore Previous Selection** en la barra de herramientas de a lado (o escoger **Get Previous Selection** desde el menú **Select**).
9. Desde el menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Joint Forces.
10. En esta caja de diálogo:
 - Escoger EQY del casillero Load Case Name.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **3.83** en la caja de edición Force Global Y.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
11. Dar un Click en los nudos 11, 13, 15 y 17 para seleccionarlos.
12. Desde el menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Joint Forces.
13. En esta caja de diálogo:
 - Seleccionar EQX del casillero Load Case Name.
 - En el área Options, escoger la opción Add to Existing Loads.
 - En el área Loads escribir **2** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global Y.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
14. Dar un click en el botón **Restore Previous Selection** en la barra de herramientas de a lado (o escoger **Get Previous Selection** del menú **Select**).
15. Del menú **Assign** seleccionar **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto desplegará la caja de diálogo Joint Forces.
16. En esta caja de diálogo:
 - Escoger EQY del casillero Load Case Name.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **2.88** en la caja de edición Force Global Y.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
17. Dar un click en los nudos 10, 12, 16 y 18 para seleccionarlos.
18. Del menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
19. En esta caja de diálogo:
 - Escoger EQX del casillero Load Case Name.
 - En el área **Options**, escoger la opción Add to Existing Loads.
 - En el área Loads escribir **1.33** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global Y.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
20. Dar un click en el botón **Restore Previous Selection** en la barra de herramientas de a lado (o escoger **Get Previous Selection** del menú **Select**).
21. Del menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
22. En esta caja de diálogo:
 - Escoger EQY del casillero Load Case Name.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **1.92** en la caja de edición Force Global Y.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
- 23. Ahora se definirá el modelo de carga PUSHPAT que se usará en el análisis Pushover. Esta será una distribución triangular de carga sobre la altura del edificio. Del menú **Select** escoger **Select** y luego **Groups...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Select Groups.
Nota: El propósito aquí es ingresar un modelo de carga triangular invertido sobre la altura del edificio. Así se pondrá una carga de 1 kip en 9 nudos del segundo nivel (9 kips en total) y 2 kips de carga en 9 nudos a nivel del techo (18 kips en total). Se podrían asignar los 9 kips en el segundo nivel y 18 kips a nivel del techo a los nudos en una base de área tributaria, o en alguna otra base, pero no se considerará ningún refinamiento en este ejemplo.
- 24. Dar un click en el nombre de grupo 2ND y luego dar un click en el botón **OK**.
- 25. Del menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
- 26. En esta caja de diálogo:
 - Escoger PUSHPAT del casillero Load Case Name.
 - En el área Loads escribir **1** en la caja de edición Force Global X.
 - En el área Loads escribir **0** en la caja de edición Force Global Y.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
- 27. Dar un click en el botón **UP One Gridline** en la barra de herramientas principal para mostrar el plano a nivel de techo en $Z = 24$.
- 28. Del menú **Select** escoger **Select** y luego **Groups...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Select Groups.
- 29. Dar un click en el nombre de grupo **ROOF** y luego dar un click en el botón **OK**.
- 30. Dar un click en los nudos 22 y 26 para deseleccionarlos.
- 31. Del menú **Assign** escoger **Joint Static Loads...** y luego **Forces...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
- 32. En esta caja de diálogo:
 - Escoger PUSHPAT del casillero Load Case Name.
 - En el área Loads escribir **2** en la caja de edición Force Global X.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la carga.
- 33. Del menú **Assign** escoger **Clear Display of Assigns** para limpiar el despliegue de cargas en los nudos.
Notar que los valores del elemento nudo permanecen porque ellos fueron activados usando el comando Set Elements.
- 34. Dar un click en el botón **Save Model** en la barra de herramientas principal, o escoger Save del menú File para guardar el archivo.
Esto completa el asignamiento de cargas estáticas al nudo.

Paso 14: Asignando masas a los nudos

Ahora se agregarán masas a los nudos:

1. Dar un click en la ventana denominada X Y Plane @ Z=24 para cerciorarse de que está activa. Notar que cuando la ventana está activa, su barra de título se iluminará.
2. Dar un click en el nudo 24 para escogerlo.
3. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Masses.
4. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **.72** en la caja de edición Direction 1 en el área Masses in Local Directions.
 - Escribir **.72** en la Dirección 2 en el área Masses in Local Directions.
 - En el área de Options, escoger la opción Existing Masses.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la masa.
Nota: Si se quisieran obtener las formas del modo en la dirección vertical, se debería incluir una Dirección 3 de masa también.
5. Dar un click en los nudos 20, 23, 25 y 28 para escogerlos.
6. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo Joint Masses.
7. En esta caja de diálogo:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Escribir **.48** en ambas cajas de edición **Direction 1** y **Direction 2** en el área **Masses in Local Directions**.
 - Dar un click el botón **OK** para aplicar la masa.
8. Dar un click en los nudos 19, 21, 27 y 29 para escogerlos.
 9. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo **Joint Masses**.
 10. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **.3** en ambas cajas de edición **Direction 1** y **Direction 2** en el área **Masses in Local Directions**.
 - Dar un click el botón **OK** para aplicar la masa.
 11. Dar un click en el botón **Down One Gridline** en la barra de herramientas principal para mostrar el plano del segundo piso en $Z = 12$.
 12. Dar un click en el nudo 14 para escogerlo.
 13. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo **Joint Masses**.
 14. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **1.45** en ambas cajas de edición **Direction 1** y **Direction 2** en el área **Masses in Local Directions**.
 - Dar un click en el botón **OK** para aplicar la masa.
 15. Dar un click en los nudos 11, 13, 15 y 17 para escogerlos.
 16. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo **Joint Masses**.
 17. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **.9** en ambas cajas de edición **Direction 1** y **Direction 2** en el área **Masses in Local Directions**.
 - Dar un click el botón **OK** para aplicar la masa.
 18. Dar un click en los nudos 10, 12, 16 y 18 en escogerlos.
 19. Del menú **Assign** escoger **Joint** y luego **Masses...** del submenú. Esto mostrará la caja de diálogo **Joint Masses**.
 20. En esta caja de diálogo:
 - Escribir **.55** en ambas cajas de edición **Direction 1** y **Direction 2** en el área **Masses in Local Directions**.
 - Dar un click el botón **OK** para aplicar la masa.
 21. Del menú **Assign** escoger **Clear Display of Assigns** para limpiar el despliegue de masas en los nudos. Notar que los valores del elemento en el nudo permanecen porque ellos fueron activados usando el comando **Set Elements**.
 22. Dar un click en el botón **Set Elements** en la barra de herramientas principal (o escoger **Set Elements...** del menú **View**). Esto muestra la caja de diálogo **Set Elements**.
 23. En esta caja de diálogo quitar el visto de la caja **Labels** en el área **Joints** y dar un click en el botón **OK**. Esto apagará el despliegue de los valores en los nudos.
 24. Dar un click en el botón **Save Model** en la barra de herramientas principal, o escoger **Save** del menú **File** para guardar el archivo.
- Esto completa el asignamiento de masas en los nudos.

Para este ejemplo de tutorial se definirán seis casos estáticos del Pushover. El primero aplicará la carga de la gravedad a la estructura, y los otros cinco aplicarán distribuciones diferentes de carga lateral a la estructura.

1. Desde el menú **Define** escoger **Static Pushover Cases....** Esto desplegará la caja de diálogo **Define Static Pushover Cases**.
2. Dar un click en el botón **Add New Pushover** para desplegar la caja de diálogo **Static Pushover Case Data**.
3. En esta caja de diálogo:
 - ° Escribir **GRAV** en la caja de edición **Pushover Case Name**.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

° En el área Options seleccionar el botón de opción Push To Load Level Defined By Pattern.

Nota: Típicamente la opción Push To Load Level Defined By Pattern se usa para aplicar la carga de la gravedad, y la opción Push To Displacement Of se usa para aplicar empujes laterales.

° En el Load Pattern hacer lo siguiente:

- ✓ Seleccionar DL del casillero Load.
- ✓ Escribir 1 en la caja de edición scale factor.
- ✓ Dar un click en el botón Add.
- ✓ Seleccionar LL del casillero Load.
- ✓ Escribir 0.25 en la caja de edición scale factor.
- ✓ Dar un click en el botón Add.

° Aceptar todos los otros valores predefinidos. Notar que el nudo de control predefinido, nudo 19, ocurre en la parte superior de la estructura. La caja de diálogo aparece como se muestra en la Figura D-3.

° Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.

Nota: Hay cinco parámetros de control a mano derecha del área Options. Estos parámetros se usan para controlar el análisis Pushover. Para la mayoría de los análisis, los valores predefinidos son suficientes.

Las cajas Minimum Saved Steps y Maximum Saved Steps proporcionan el control sobre el número de puntos actualmente guardados en el análisis Pushover. Los valores predefinidos son adecuados en la mayoría de casos.

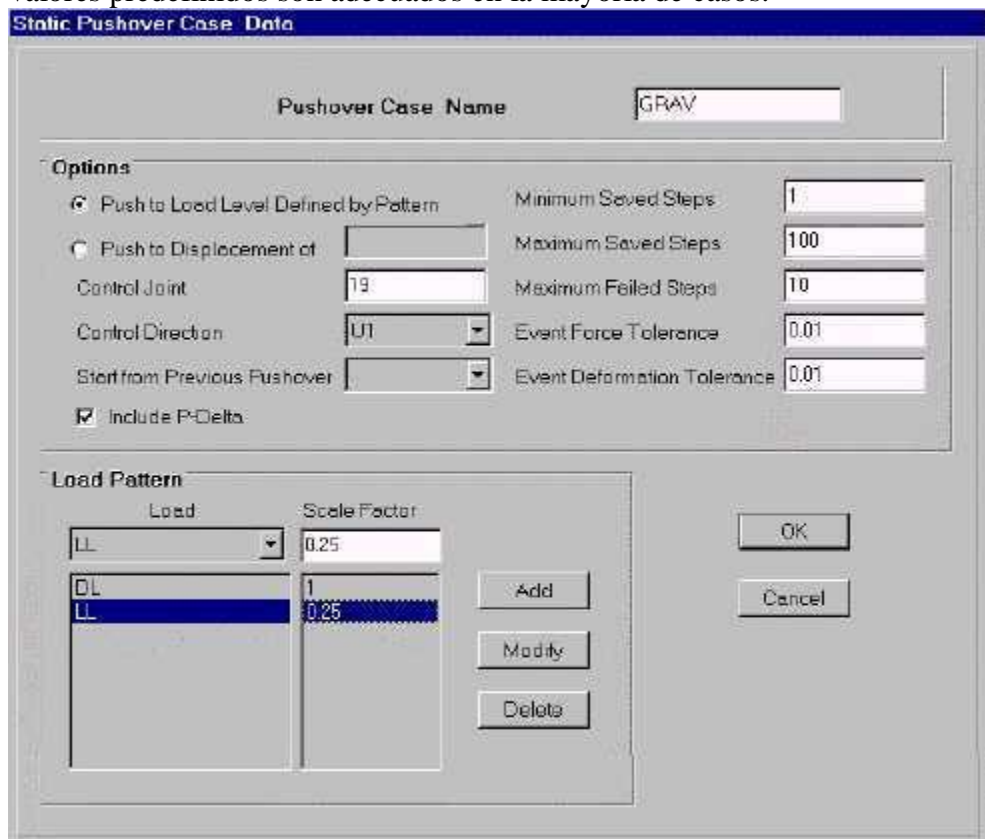


Figura D-3: Caja de diálogo de datos del caso estático del Pushover.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Si el número mínimo de pasos guardado es demasiado pequeño, no se tendrán suficientes puntos para representar la curva del Pushover adecuadamente.

Si el mínimo y el máximo número de pasos guardados es demasiado grande, entonces el análisis puede consumir una cantidad considerable de espacio del disco, y puede tomar una cantidad excesiva de tiempo en el despliegue de los resultados.

El programa determina el espacio de pasos del Pushover a ser guardados automáticamente, como sigue. La longitud del paso máximo es igual a la fuerza total o desplazamiento total dividido para los pasos guardados mínimos especificados. El programa empieza guardando los pasos a este incremento. Si un evento significativo ocurre a una longitud del paso menor que este incremento, entonces el programa guardará el paso también y tomará el máximo incremento de allí. Por ejemplo, suponer que el mínimo y máximo número de pasos guardado sean respectivamente 20 y 30, y el Pushover fija un desplazamiento de 10 pulgadas. El incremento máximo de pasos guardados será $10 / 20 = 0.5$ pulgadas. Así, el dato se guarda a 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5 pulgadas,. Suponer que un evento significativo ocurre a 2.7 pulgadas. Entonces el dato es también guardado a 2.7 pulgadas, y continúa de allí en adelante guardándose a 3.2, 3.7, 4.2, 4.7, 5.2, 5.7, 6.2, 6.7, 7.2, 7.7, 8.2, 8.7, 9.2, 9.7 y 10.0 pulgadas.

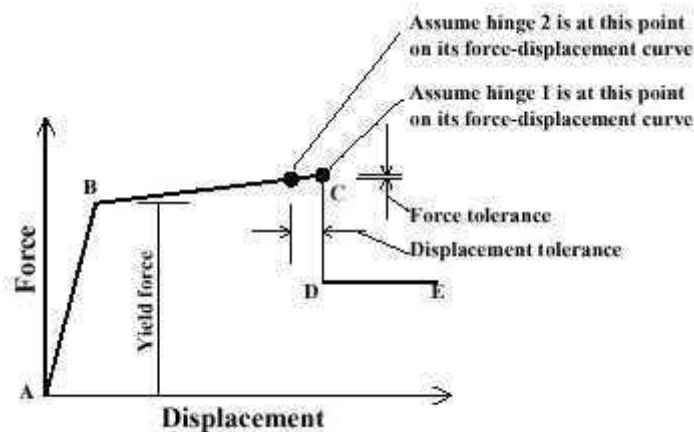
Los pasos guardados máximos controlan el número de eventos significantes para que los datos sean guardados. El programa siempre alcanzará la fuerza o desplazamiento meta con el número especificado de pasos guardados máximos, sin embargo, haciendo así se podrían saltar los pasos guardados a los eventos posteriores. Por ejemplo, suponer que el mínimo número de pasos guardado sea fijado a 20, el máximo número de pasos guardado se pone a 21, y el Pushover fija un desplazamiento de 10 pulgadas. El incremento máximo de pasos guardados será $10 / 20 = 0.5$ pulgadas. Así, el dato se guarda a 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5 pulgadas.

Suponer que un significativo evento ocurre a 2.7 pulgadas. Entonces el dato también se guarda a 2.7 pulgadas, y continúa de allí en adelante guardándose a 3.2 y 3.7 pulgadas. Suponer que otro evento significativo ocurre a 3.9 pulgadas. El programa no guardará el dato a 3.9 pulgadas, porque si fuera así no podría ser capaz de limitar el incremento máximo a 0.5 pulgadas y todavía conseguir a través de todo el Pushover en no más de 21 pasos. Notar que si un segundo evento significativo ocurriera a 4.1 pulgadas en lugar de 3.9 pulgadas, entonces el programa podría guardar el paso y todavía encontrarse el criterio especificado para el incremento máximo y el número máximo de pasos.

La caja Maximum Failed Steps es usada si es necesario declarar el fracaso (es decir, no convergencia) en una corrida anterior, éste alcanza la fuerza especificada o desplazamiento meta. El programa puede ser incapaz de converger en un paso cuando el fracaso catastrófico ocurre en la estructura. Pueden haber también casos donde es incapaz de converger en un paso debido a la sensibilidad numérica en la solución. La caja Maximum Failed Steps es un contador acumulativo a través del análisis completo. Si los pasos de falla máximo son alcanzados, el análisis se detiene.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La tolerancia de fuerza del evento y la tolerancia de deformación del evento son proporciones que se usan para determinar cuándo un evento realmente ocurre para una rótula. Considerar la figura que muestra la posición de dos rótulas en el gráfico Fuerza-Desplazamiento. La rótula 1 ha alcanzado una posición de evento. Para la rótula 2, si la tolerancia de fuerza del evento y la tolerancia de desplazamiento del evento son conocidos, entonces la rótula está dentro de la tolerancia del evento y también se tratará como la parte del evento. En la figura, si la tolerancia de fuerza dividida para el campo de fuerza es menor que la tolerancia de la fuerza del evento especificado en los datos de casos estáticos del Pushover, y la tolerancia de desplazamiento dividida para la distancia horizontal de B a C es menor que la tolerancia de evento de desplazamiento especificado en los datos de casos estáticos del Pushover, entonces la rótula 2 será tratada como parte del evento. Cuando se determina la proporción de tolerancia de fuerza, el denominador es siempre el campo de la fuerza. Cuando se determina la relación de tolerancia del desplazamiento, el denominador es la longitud horizontal de la porción de la curva Fuerza-Desplazamiento de la rótula actualmente activada. En la figura, la rótula 2 está en la porción de la curva B-C, así se usará la longitud horizontal B-C en el denominador de la relación de tolerancia del desplazamiento.



4. Dar un click en el botón Add New Pushover para desplegar la caja de diálogo Static Pushover Case Data.
5. En esta caja de diálogo:
 - Aceptar el Nombre predefinido en la caja Pushover Case Name, PUSH2.
 - En el área Options, seleccionar GRAV desde el casillero Start From Previous Pushover.
 - En el área Options, poner un visto en la caja Include P – Delta si está sin visto.
 - En el área Options, aceptar el valor de 0.96 pies en la caja Push To Displacement Of.

Nota: El valor de la caja Push To Displacement Of se predetermina a 0.04 veces la coordenada Z del nudo más alto en el modelo. Notar que esto puede llevar a los desplazamientos muy grandes si la base del modelo no está en Z=0. Se puede cambiar este valor si es necesario, tecleando un nuevo valor en la caja de edición.

- Aceptar todos los otros valores predefinidos en el área Options.
- En el casillero Load Pattern hacer lo siguiente:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- ✓ Seleccionar PUSHPAT del casillero Load.
- ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
- ✓ Dar un click en el botón Add.
- Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.
- 6. Dar un click en el botón Add New Pushover para desplegar la caja de diálogo Static Pushover Case Data.
- 7. En esta caja de diálogo:
 - Aceptar el nombre predefinido en el casillero Pushover Case Name, PUSH3.
 - En el área Options, seleccionar GRAV desde el casillero Start From Previous Pushover.
 - En el área Options, poner un visto en la caja Include P – Delta si está sin visto.
 - Aceptar todos los otros valores predefinidos en el área Options.
 - En el casillero Load Pattern hacer lo siguiente:
 - ✓ Seleccionar acc dir X desde el casillero Load.
 - ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
 - ✓ Dar un click en el botón Add.
 - Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.
- 8. Dar un click en el botón Add New Pushover para desplegar la caja de diálogo Static Pushover Case Data.
- 9. En esta caja de diálogo:
 - Aceptar el nombre predefinido Pushover Case Name, PUSH4.
 - En el área Options hacer lo siguiente:
 - ✓ Escribir 0.5 en la caja de edición Push To Displacement Of.
 - ✓ Seleccionar U2 del casillero Control Direction.
 - ✓ Seleccionar GRAV del casillero Start From Previous Pushover.
 - ✓ Aceptar todos los otros valores predefinidos en el área Options.
 - En el casillero Load Pattern hacer lo siguiente:
 - ✓ Seleccionar acc dir Y del casillero Load.
 - ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
 - ✓ Dar un click en el botón Add.
 - Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.
- 10. Dar un click en el botón Add New Pushover para desplegar la caja de diálogo Static Pushover Case Data.
- 11. En esta caja de diálogo:
 - Aceptar el nombre predefinido en el casillero Pushover Case Name, PUSH5.
 - En el área Options, seleccionar GRAV desde el casillero Start From Previous Pushover.
 - En el área Options, poner un visto en la caja Include P – Delta.
 - Aceptar todos los otros valores predefinidos en el área Options.
 - En el casillero Load hacer lo siguiente:
 - ✓ Seleccionar MODE desde el casillero Load.
 - ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
 - ✓ Dar un click en el botón Add. La caja de diálogo Select Mode Number aparece.
 - ✓ Escribir 1 para el número de modo (correspondiente al primer modo en la dirección X), y dar un click en el botón OK.
 - Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

12. Dar un click en el botón Add New Pushover para desplegar la caja de diálogo Static Pushover Case Data.
13. En esta caja de diálogo:
 - Aceptar el Nombre predefinido en el casillero Pushover Case Name, PUSH6.
 - En el área Options, seleccionar GRAV desde el casillero Start From Previous Pushover.
 - En el área Options, poner un visto en la caja Include P – Delta.
 - Aceptar todos los otros valores predefinidos en el Área Options.
 - En el casillero Load Pattern hacer lo siguiente:
 - ✓ Seleccionar acc dir X desde el casillero Load.
 - ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
 - ✓ Dar un click en el botón Add.
 - ✓ Seleccionar acc dir Y desde el casillero Load.
 - ✓ Escribir 1 en la caja de edición Scale Factor.
 - ✓ Dar un click en el botón Add..
 - Dar un click en el botón OK para completar esta definición de caso del Pushover.
14. Dar un click en el botón OK para salir de la caja de diálogo Define Static Pushover Cases.
15. Dar un click en el botón Save Model en la barra de herramientas principal.
Esto completa la definición de casos estáticos del Pushover.

Paso 5: Corriendo el análisis Pushover

1. En el menú Analyze seleccionar Run Static Pushover.
Nota: Para correr un análisis Pushover, se deben tener primero definidas las rótulas del Pushover y los casos de carga del Pushover, por lo menos un análisis estático corrido, y, si los miembros de acero con las secciones Auto, o miembros de concreto cuyo refuerzo será diseñado por el programa están incluidos, se debe haber ejecutado la porción de diseño del programa.
2. Una ventana se abre en la que se informan varias fases de análisis progresivamente. Cuando el análisis está completo, la pantalla desplegará como se muestra en la Figura D-4.
Nota: La mayoría de la información en la ventana de análisis es abierta para el archivo *. Log, eso fue creado cuando el análisis original fue corrido.

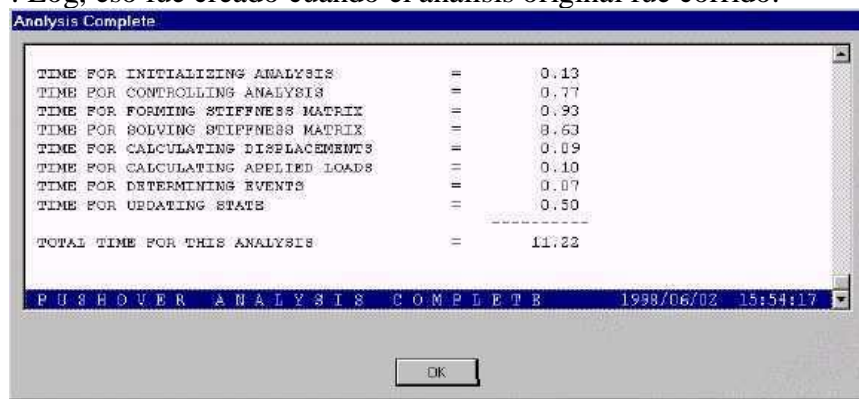


Figura D-4: Mensaje de pantalla cuando el análisis Pushover está completo.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

3. Usar el scroll bar para revisar los mensajes del análisis y verificar cualquier error o mensajes de advertencia (no debe haber ninguno).

Nota: Uno de los artículos que se verá en la ventana es denominado Análisis Completo. Como cada caso de carga del Pushover está corriendo, se verá el valor que cambia continuamente. Ésta es una medida de qué porcentaje de fuerza o meta del desplazamiento se ha alcanzado. Cuando el análisis completo alcanza 1, se ha alcanzado la meta. Notar que el análisis puede no alcanzar la meta (es decir, un análisis completo de 1), porque la estructura falla catastróficamente antes o debido a las sensibilidades numéricas.

4. Dar un click en el botón OK en la ventana Analysis para cerrarla. Esto completa la corrida del análisis Pushover.

Paso 6: Mostrando la deformada Pushover y la secuencia de formación de rótulas del Pushover

1. Del menú Options seleccionar Windows y seleccionar One desde el submenú. El despliegue cambia a una ventana.

Nota: Con esta opción, se puede seleccionar, para tener al mismo tiempo de una a cuatro ventanas en la pantalla. Cada una de las ventanas puede estar mostrando una vista completamente diferente.

2. Pulsar el botón 3-D View en la barra de herramientas principal para mostrar la vista 3-D predefinida.
3. Pulsar el botón Set Elements en la barra de herramientas principal (o seleccionar Set Elements... del menú View). Esto despliega la caja de Diálogo Set Elements. En esta caja de diálogo poner visto en la caja Hide en el área Shells y pulsar el botón OK. Esto apagará el despliegue de los elementos Shell.
4. Pulsar el botón Display Static Deformed Shape, o del menú Display seleccionar Show Deformed Shape... para desplegar la caja de diálogo de Deformed Shape.
5. En esta caja de diálogo:
 - ° Seleccionar Push2 Static Push del casillero Load.
 - ° Seleccionar Auto en el área Scaling.
 - ° Poner visto en ambas opciones Wire Shadow y Cubic Curve en el área Options.
 - ° Dar un click en el botón OK.

6. La deformada aparecerá. Notar que el título de la ventana incluye la información "Deformada (PUSH2-Step 0)." Así se ve la deformada al comienzo del Pushover. Desde que el Pushover PUSH2 empezó del Pushover GRAV, también se ve la deformada al final del Pushover GRAV.

Nota: Memorizar que el caso de carga del Pushover, PUSH2, es el patrón de carga estático PUSHPAT.

7. Dar un click con el botón derecho del mouse en cualquier nudo del segundo nivel o superiores para ver el desplazamiento del nudo. Los desplazamientos serán muy pequeños, como se espera cuando solo la carga de gravedad es aplicada.
8. Pulsar el botón de la flecha Right Arrow localizado a mano derecha de la barra de estado en la parte inferior de la pantalla para ver la deformada del próximo paso (Paso 1) en el Pushover.

Nota: Al ver el Pushover deformado y secuencia de formación de las rótulas, los botones flecha derecha y flecha izquierda, localizados en la barra de estado en la

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

parte inferior de la pantalla, proporcionan una manera fácil de ver la deformada para el próximo (flecha derecha), o previo (flecha izquierda) paso del Pushover.

9. Notar que el título de la ventana incluye la información “Deformed Shape (PUSH2–Step 1)”, y el edificio se mueve ligeramente en la dirección X. Se puede dar un click derecho de nuevo en cualquier nudo para ver su desplazamiento. Se puede pulsar el botón de la flecha izquierda para volver al paso 0 del Pushover.
10. Continuar pulsando el botón de la flecha derecha hasta que la primera rótula coloreada aparezca. La primera rótula coloreada debería aparecer en el Paso 4, como se ilustra en la Figura D-5. El color de las rótulas indica el estado de la rótula, es decir, dónde está a lo largo de la curva de desplazamiento de fuerza. La leyenda para los colores de la rótula está incluida en la parte inferior de la pantalla. Los puntos que se ilustran B, IO, LS, CP, C, D y E en la figura. Cuando las primeras rótulas aparecen, ellas están en el punto B en la curva fuerza – desplazamiento.

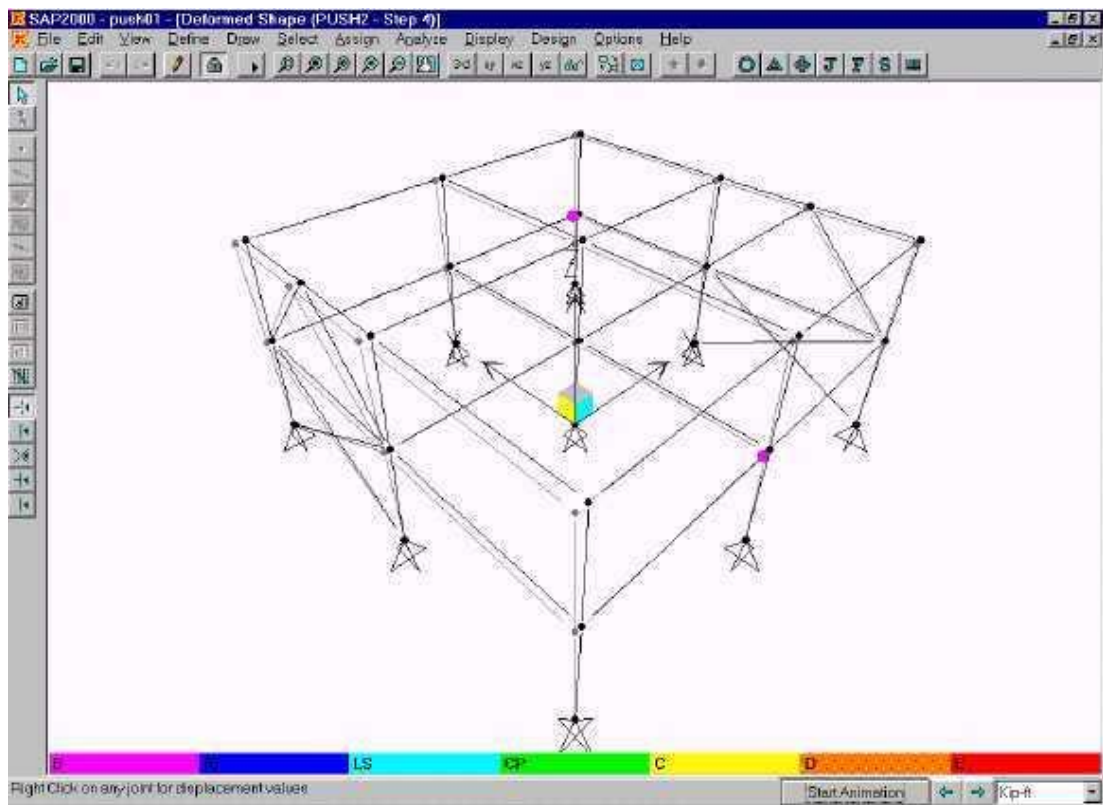
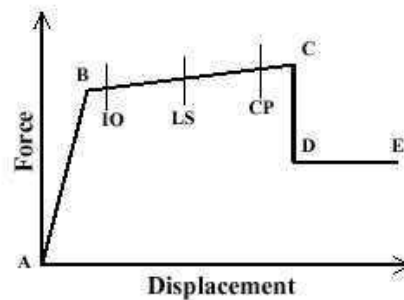


Figura D-5: Primeras rótulas del Pushover.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

11. Continuar pulsando el botón de la flecha derecha para caminar a través de la secuencia de formación de rótulas en el Pushover, hasta el último paso. Notar cómo los colores de las rótulas cambian conforme se procede con el Pushover.

Nota: Para cambiar el color codificado para las rótulas, desde el menú Options, seleccionar colors, y luego seleccionar la etiqueta Output. El color de código para el estado de rótula del Pushover es controlado por los colores en el área denominada Contours. Hay diez colores del contorno; estos también usan los colores del contorno para mostrar los contornos de esfuerzos para los elementos Shell. Asumir el color en la parte superior de la caja, seguido al valor “Mín.”, está designado “Box 1”, y el color en la parte inferior de la caja, al lado de la etiqueta “Máx.”, está designado “Box 10.” Luego el color codificado para los estados de rótula del Pushover es como se define en la tabla 3.1.

Point	Color Box
B	Box 2
IO	Box 3
LS	Box 4
CP	Box 5
C	Box 6
D	Box 7
E	Box 8

Tabla 3.1: Código de colores para los estados de las rótulas.

12. En el último paso del Pushover dar un click derecho en los nudos del techo, para su desplazamiento. Será aproximadamente 0.96 pies, que es consistente con la meta del desplazamiento para el caso de carga del Pushover PUSH2.

13. Pulsar el botón Start Animation, localizado en la barra de estado en la parte inferior de la ventana de SAP2000, para animar la deformada en el último paso. Cuando se ha acabado de ver la animación, pulsar el botón Stop Animation.

Nota: En este caso, la animación es solo para el paso de carga particular, no para el Pushover entero. El propósito de la animación es hacer el comportamiento más aparente en el paso de carga particular. Se puede crear un vídeo del Pushover entero usando la opción Create Video... en el menú File.

14. Pulsar el botón Display Static Deformed Shape, o del menú Display seleccionar Show Deformed Shape... para desplegar la caja de diálogo Deformed Shape.

15. En esta caja de diálogo:

° Seleccionar Push4 Static Push desde el casillero Load. Memorizar que ésta es la aceleración uniforme en la dirección Y.

° Pulsar el botón OK.

16. Pulsar el botón de la flecha derecha, para caminar a través de la secuencia entera de formación de las rótulas en el Pushover. Se notará que a través de la secuencia de pasos la dirección de deformación se invierte varias veces. La razón de esto está discutida en la nota de abajo.

Nota: Cuando una rótula alcanza el punto C en la curva fuerza - desplazamiento (ver la figura de abajo), esa rótula debe empezar a dejar caer la carga. Dentro del

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

programa, la forma de la carga caída desde una rótula que ha alcanzado el punto C, es la fuerza del Pushover (Corte en la Base), está reducida hasta la fuerza en esa rótula, es consistente con la fuerza al punto D. Como la fuerza es caída, todos los elementos se descargan y el desplazamiento es reducido. Una vez que el campo de la rótula alcanza el nivel de fuerza del punto D, la fuerza del Pushover (corte de base) se aumenta de nuevo y el desplazamiento empieza a aumentar de nuevo. Esta conducta está clara al desplegar cuando se muestran las deformadas y diagramas de fuerza (momento, corte, etc.) para cada paso del Pushover, cuando se ve un vídeo creado para el Pushover, y cuando se muestra el gráfico fuerza-desplazamiento del Pushover.

17. Pulsar el botón Show Undeformed Shape para borrar la muestra de la deformada para el Pushover.

18. Pulsar el botón Set Elements en la barra de herramientas principal (o seleccionar Set Elements... del menú View). Se muestra la caja de diálogo Set Elements.

19. En esta caja de diálogo:

- Quitar el visto en la caja Shrink Elements en el área Options (si ésta está con visto).
- Dar un click en el botón OK.

Esto completa la revisión de la deformada Pushover y la secuencia de formación de rótulas del Pushover. Se puede querer caminar a través de las deformadas, para los otros casos de carga del Pushover, antes de proceder adelante al próximo paso.

Paso 7: Mostrando las fuerzas en los elemento del marco a cada paso del Pushover

1. Dar un click en el botón Member Force Diagram for Frames, o desde el menú Display seleccionar Show Element Forces Stresses, y luego Frames...para mostrar la caja de diálogo Member Force Diagram for Frames.

2. En esta caja de diálogo:

- Seleccionar Push2 Static Push desde el casillero Load. Memorizar que éste es el patrón de carga estático PUSHPAT.
- En el área Component seleccionar la opción Moment 3-3.
- En el área Scaling seleccionar la opción Auto.
- Poner un visto en la caja Fill Diagram. Notar que si la caja Show Values on Diagram está con visto, se tendrá que quitar el visto en ésta, antes de poner un visto en la caja Fill Diagram.

Nota: Las fuerzas en los elementos del marco para cada paso del Pushover pueden ser mostradas con el diagrama completo o con los valores mostrados en el diagrama.

- Dar un click en el botón OK. El despliegue aparece como se muestra en la Figura D-6.

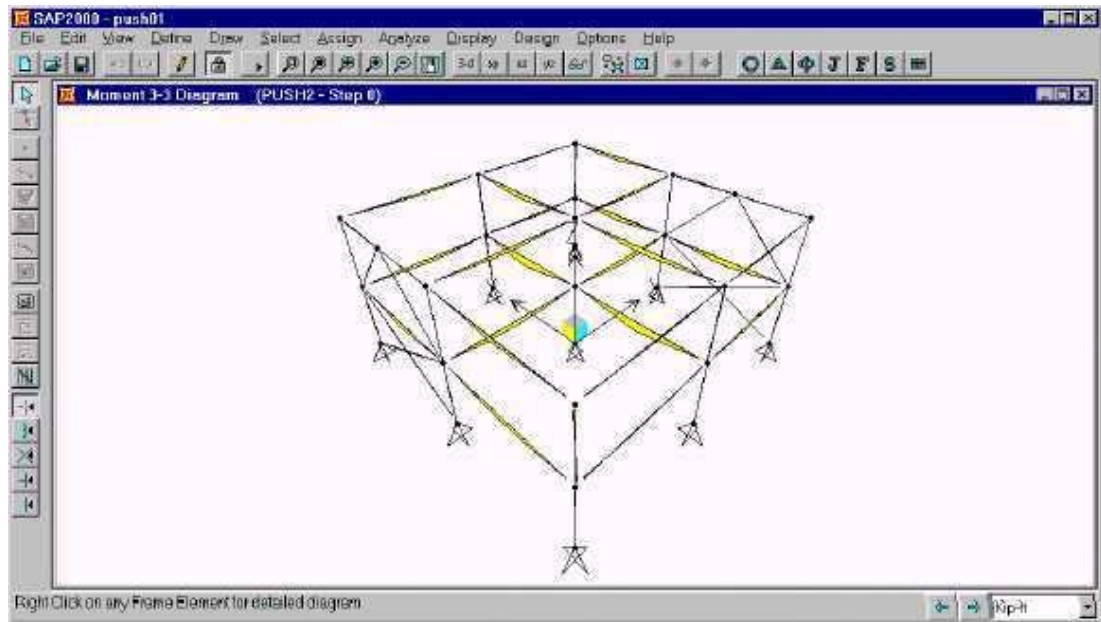


Figura D-6: Fuerzas del Pushover (M3-3) en el paso 0.

3. Notar que el título de la ventana incluye la información “Moment 3-3 Diagram (PUSH2– Step 0).” Así se ven viendo los momentos M3-3 al comenzar el Pushover. Desde que el Pushover PUSH2 empezó del Pushover GRAV, también se están viendo los momentos de M3-3 al final del Pushover GRAV.
4. Notar que se puede dar un click derecho en cualquier elemento del marco para un diagrama detallado. Cuando se ha hecho esto, se ve el diagrama detallado, dar un click derecho en otro elemento para ver su diagrama detallado, o dar un click izquierdo en cualquier parte para terminar de ver los diagramas detallados.
5. Dar un click en el botón flecha derecha localizado a mano derecha de la barra de estado en la parte inferior de la pantalla para ver el M-33 en el próximo paso (paso 1) del Pushover.

Nota: Cuando se ven las fuerzas del Pushover, los botones de flecha derecha e izquierda, localizado en la barra de estado en la parte inferior de la pantalla, proporciona una manera fácil de ver las fuerzas para el siguiente (flecha derecha), o previo (flecha izquierda) paso del Pushover.

6. Continuar pulsando el botón de la flecha derecha para caminar a través de los diagramas de momento, para cada paso del Pushover. Se puede dar un click derecho en un elemento, en cualquier paso, para un diagrama detallado.
7. Dar un click en el botón Show Undeformed Shape para borrar el despliegue de fuerzas en los elementos para el Pushover.

Esto completa la revisión de las fuerzas en los elementos del marco a cada paso del Pushover. Se puede querer caminar a través de las fuerzas en los elementos para otros componentes de fuerza y para otros casos de carga del Pushover antes de proceder al próximo paso.

Paso 8: Mostrando las curvas Pushover y del espectro de capacidad

1. Desde el menú Display seleccionar Show Static Pushover Curve... para desplegar la caja de diálogo Pushover Curve.

Nota: Si esta caja de diálogo no encaja totalmente en la pantalla, se puede aumentar la resolución de la pantalla. La caja de diálogo debería encajar totalmente en la pantalla si la resolución es 800 x 600 con caracteres pequeños, o 1024 x 768 con caracteres grandes.

2. Si ningún gráfico es visible en el área de la gráfica, entonces pulsar el botón Display en la parte inferior de la caja.

Nota: Si en cualquier momento la muestra del área de gráfico no es visible en la caja de diálogo de la curva Pushover, Dar un click en el botón Display.

3. Para la práctica, presionar la tecla F1 para ver el contexto de ayuda en línea, que pertenece a esta caja de diálogo.

4. Cuando se finalice con la ayuda en línea pulsar el botón "X" en la esquina derecha superior de la ventana Help, para cerrarla, o escoger Exit desde el menú File en la ventana Help.

5. Notar que en el área Plot Type, la opción Base Shear vs. Control Displacement está seleccionada.

Nota: El Corte Basal, que es graficado en el gráfico Base Shear vs. Control Displacement, es la resultante del corte basal. El desplazamiento graficado es el desplazamiento en la dirección de control (no resultante) en el nudo de control.

6. La caja de diálogo aparece actualmente como se muestra en la Figura D-7. Notar lo siguiente:

° El área Demand Spectrum y el área Damping Parameters están en gris e inactivas. Estas áreas se pondrán activas cuando la opción Capacity Spectrum sea escogida en el área Plot Type.

° Hay cuatro cajas justo abajo del área del gráfico. Estas cajas son: Cursor Location, Performance Point, (V, D), Performance Point, (Sa, Sd), Performance Point (Teff, β_{eff}). Cuando la opción Base Shear vs. Control Displacement está escogida en el área Plot Type, solamente la caja Cursor Location está activa. Poner el cursor (indicador del ratón) en cualquier parte sobre el gráfico y las coordenadas del indicador aparecerán en la caja Cursor Location. Las cajas Performance Point están solamente llenas cuando la opción Capacity Spectrum está escogida en el área Plot Type.

° Si se quisieran incluir algunas notas con cualquier salida gráfica impresa, se podrían teclear esas notas en la caja de edición Additional Notes For Printed Output.

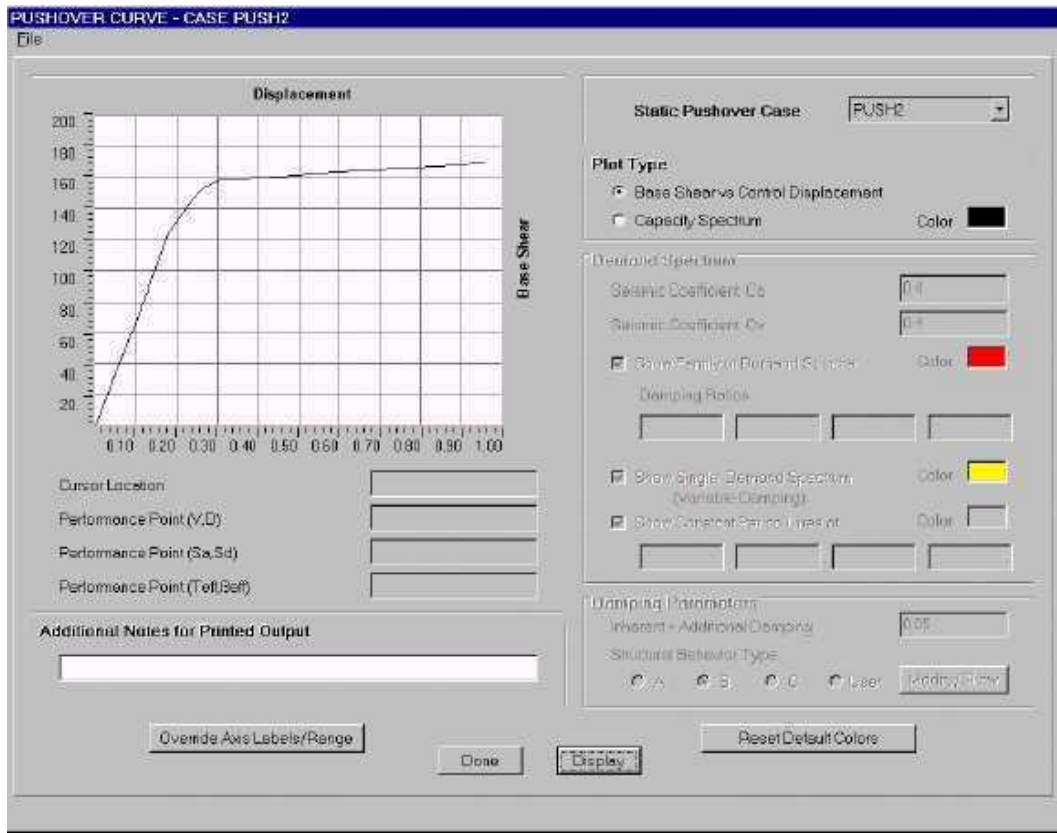


Figura D-7: Curva Pushover para el caso de carga del Pushover PUSH2.

7. Suponer que se quiere cambiar el color de la curva Corte Basal Vs. Desplazamiento del color verde predefinido, a azul. Para hacer esto, dar un click en la caja de color verde en el área Plot Type para abrir la caja de diálogo Color.
8. En esta caja de diálogo:
 - Dar un click en una de las cajas de color azul.
 - Dar un click en el botón OK para cambiar el color.
 - Si es necesario, dar un click en el botón Display para volver a mostrar el gráfico.
9. Para volver a cambiar el color de la curva al verde predefinido, pulsar el botón Reset Default Colors.
10. Ahora se cambiarán las etiquetas de los ejes y el rango. Las etiquetas de los ejes y el rango aparecerán en la pantalla y en cualquier salida de gráfico. Pulsar el botón Override Axis Labels / Range.

La caja de diálogo Override Axis and Range aparece.
11. En esta caja de diálogo:
 - En el área Horizontal Range escribir 2 en la caja de edición Máx..
 - En el área Axis Labels escribir Desplazamiento del Nudo de Control en la Caja de edición Horizontal.
 - En el área Axis Labels escribir Corte Basal Resultante en la caja de edición Vertical.
 - Dar un click en el botón OK para cambiar las etiquetas de los ejes y el rango.
12. Ahora se resetearán las etiquetas de los ejes y el rango predefinidos. Dar un click en el botón Override Axis Labels / Range. La caja de diálogo Override Axis Labels and Range aparece.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

13. En esta caja de diálogo:

- ° Dar un click en el botón Reset Defaults.
- ° Dar un click en el botón OK.

14. Seleccionar PUSH3 del casillero Static Pushover Case. El gráfico cambia al PUSH3. Memorizar que PUSH3 es la aceleración uniforme en la dirección X.

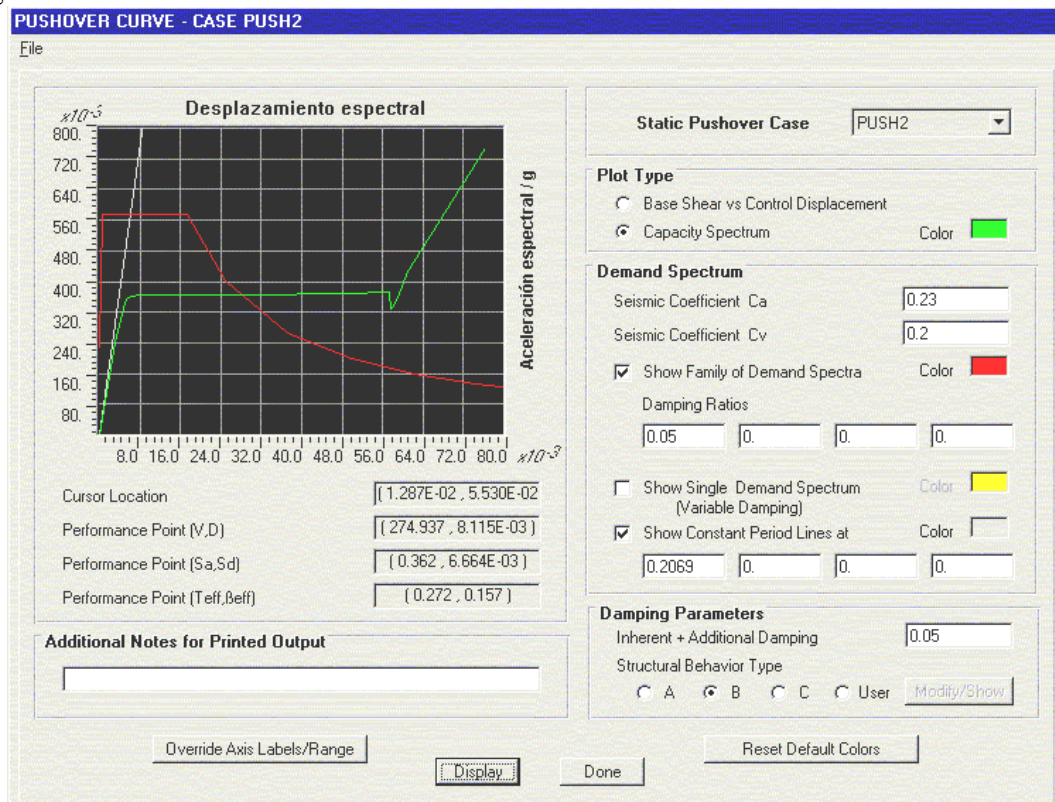
Nota: Si en cualquier momento se quiere chequear y ver la definición de un caso de carga del Pushover, dar un click en el botón Done para cerrar la caja de diálogo Pushover Curve. Entonces, desde el menú Define seleccionar Static Pushover Cases..., y cuando la caja de diálogo Define Static Pushover Cases aparece, seleccionar el caso del Pushover deseado, y pulsar el botón Modify / Show Pushover.

15. Revisar las curvas Corte Basal versus Control de Desplazamiento para los otros casos de carga del Pushover.

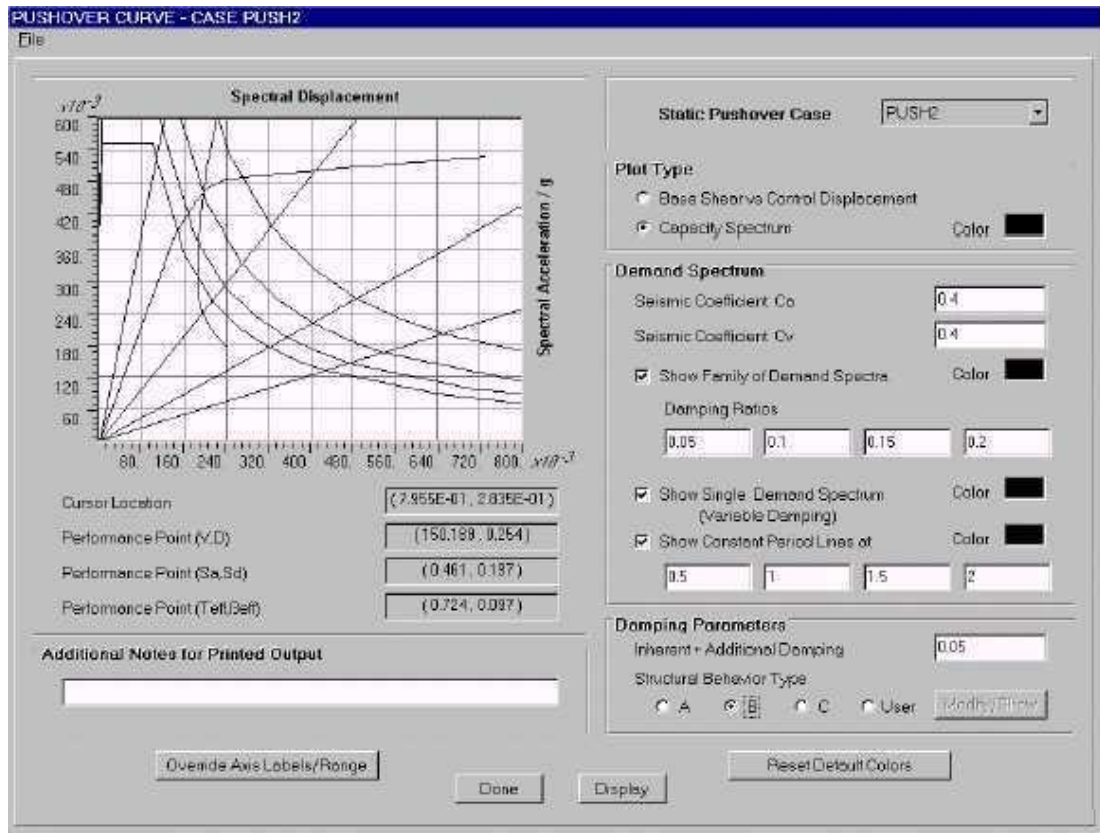
16. Seleccionar PUSH2 del casillero Static Pushover Case.

17. Seleccionar la opción Capacity Spectrum en el área Plot Type. Como se muestra en la Figura D-8, el gráfico cambia, y las áreas Demand Spectrum y Damping Parameters están ahora activas.

Nota: Cuando la opción Capacity Spectrum está escogida, la curva del Pushover es mostrada en el formato ADRS (Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento). Referirse al ATC - 40 para un discusión de este formato, el cual es esencialmente un gráfico de aceleración espectral versus desplazamiento espectral. En SAP2000, la curva del Pushover, fuerza - desplazamiento se convierte al formato de ADRS convirtiendo la resultante del Corte Basal a una aceleración espectral, S_a , y el control de desplazamiento en el control de dirección a un desplazamiento espectral, S_d , generalmente basado en las ecuaciones 8-1 hasta 8-4 en ATC - 40.



Espectro de capacidad para el caso de carga del Pushover PUSH2.



Figuras D-8: Espectro de capacidad para el caso de carga del Pushover PUSH2.

18. En el área Demand Spectrum notar lo siguiente:

° El Coeficiente Sísmico C_a y el Coeficiente Sísmico C_v ambos están predefinidos en 0.4. Cada uno de estos valores pueden cambiarse tecleando un nuevo valor en la apropiada caja de edición. Estos valores controlan la forma del 5% del espectro de amortiguamiento. Referirse a ATC - 40, Capítulo 4, para una discusión, y los valores apropiados para, C_a y C_v .

° La caja Show Family of Demand Spectra está con visto, indicando que la familia de espectro de demanda, con cuatro relaciones de amortiguamiento diferentes, se muestra en el gráfico. La caja de color adyacente a la caja Show Family of Demand Spectra está en rojo (por defecto), indicando que la familia de espectros de demanda se muestra en rojo. Se puede cambiar el color pulsando el botón en la caja de color.

° Hay cuatro cajas de edición denominadas Damping Ratios. Los números ingresados en estas cajas son 0.05, 0.1, 0.15 y 0.2. Éstas son las relaciones de Amortiguamiento predefinidas para la familia de espectros de demanda. Se puede cambiar cualquiera de estos valores tecleando un nuevo valor en la caja de edición apropiada. Los valores de Amortiguamiento no tienen que ser ingresados en orden. Si se deja un espacio en blanco en la caja Damping Ratio, o se ingresa un cero (0), entonces esa curva no se trazará.

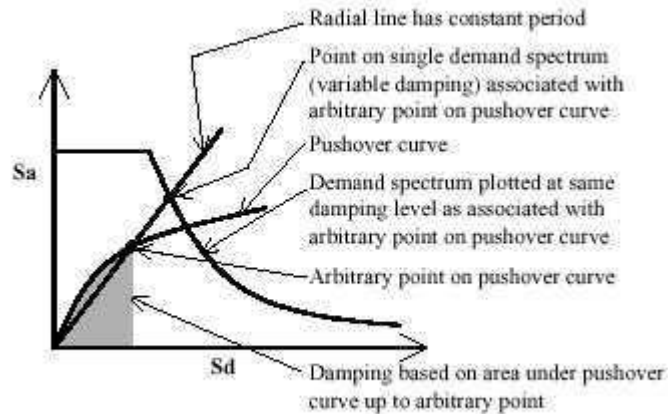
Nota: Las relaciones de Amortiguamiento deben estar entre 0 y 1. Un valor de 5% del amortiguamiento crítico debería ser ingresado como 0.05, no 5.

° La caja Show Single Demand Spectrum (Variable Damping) está con visto, indicando que la demanda de espectro simple está mostrada en el gráfico. La caja de color adyacente a la caja Show Family Of Demand Spectra está amarilla (por

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

defecto), indicando que el único espectro de demanda está mostrado en amarillo. Se puede cambiar el color pulsando el botón en la caja de color.

Nota: La curva de espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) se construye haciendo lo siguiente para cada punto en la curva ADRS del Pushover:



1. Dibujar una línea radial a través del punto en la curva ADRS del Pushover. Ésta es una línea de periodo constante.
2. Calcular el amortiguamiento asociado con el punto en la curva basado en el área bajo la curva a ese punto.
3. Construir el espectro de demanda, graficándolo para el mismo nivel de amortiguamiento al asociado con el punto en la curva del Pushover.
4. El punto de intersección de la línea radial y el espectro de demanda asociada representa un punto en la curva de Espectro de Demanda Simple (Amortiguamiento Variable).

Este método es similar al método llamado Procedimiento B en el Capítulo 8 del ATC – 40, excepto que éste no hace la asunción simplificada que el posterior campo de rigidez permanece constante. Éste es esencialmente el método llamado “exacto” en la discusión del método llamado Procedimiento C en el Capítulo 8 del ATC - 40.

° La caja Show Constant Period Lines Add está con visto, indicando que hay cuatro líneas de periodo constante diferentes, que se muestran en el gráfico. La caja de color adyacente a la caja Show Constant Period Lines Add está en gris (por defecto), indicando que las líneas de periodo constante se muestran en gris. Se puede cambiar el color pulsando el botón en la caja de color.

Nota: En el formato ADRS, las líneas de periodo constante se muestran como líneas rectas radiando desde el origen.

° Hay cuatro cajas de edición asociadas con la caja Show Constant Period Lines At. Los números ingresados en estas cajas son 0.5, 1, 1.5 y 2. Estos son los periodos predefinidos para las líneas de periodo constante. Se pueden cambiar cualquiera de estos valores tecleando un nuevo valor en la caja de edición apropiada. Los periodos no tienen que ser ingresados en orden. Si se deja un espacio en blanco en la caja Period, o ingresa un cero (0), entonces esa línea no se trazará.

19. En el área Damping Parameters notar lo siguiente:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

° La caja Inherent + Additional Damping tiene como valor predefinido 0.05. Este valor puede cambiarse tecleando un nuevo valor en la caja de edición.

Nota: Para ayudar a entender qué valor ingresar en la caja Inherent + Additional Damping, referirse al ATC - 40 ecuación 8-8. El término β_0 en esta ecuación es automáticamente incluido por el método de análisis SAP2000. El término 5% de Amortiguamiento viscoso inherente, puede especificarse en la caja de edición Inherent / Additional Damping como 0.05. Si hay amortiguamiento viscoso adicional en la estructura, quizás por amortiguadores viscosos que no estén incluidos específicamente en el modelo, entonces este amortiguamiento también debería ser incluido en la caja de edición Inherent / Additional Damping. Así si el amortiguamiento inherente en la estructura es asumido al 5% del amortiguamiento crítico, y los amortiguadores proporcionan un amortiguamiento adicional crítico del 7% para ser agregado a la estructura (aunque ellos realmente no están en el modelo), entonces el valor a ingresar en la caja Inherent / Additional Damping debería ser $0.12, 0.05 + 0.07 = 0.12$.

Si los amortiguadores modelados con los elementos NLLink están incluidos en el modelo, entonces para el análisis Pushover, el programa los trata como elementos lineales, su rigidez está basada en la rigidez efectiva lineal (KE) y el amortiguamiento está basado en el coeficiente de amortiguamiento lineal efectivo (CE). El programa usa el coeficiente de amortiguamiento efectivo lineal para el amortiguador, junto con el periodo efectivo para calcular el amortiguamiento, el cual está internamente agregado al término especificado Inherent / Additional Damping.

° Hay cuatro opciones de Tipo de Comportamiento Estructural: A, B, C y User. El tipo de comportamiento estructural tipo B que debería seleccionarse actualmente es el valor por defecto. Los tipos de comportamiento estructural A, B y C que definen un factor kappa (κ), que reducen el amortiguamiento asumido, se toman directamente del ATC - 40. La opción User permite ingresar otros valores de kappa (κ).

Nota: Referirse al ATC - 40, sección 8.2.2.1.1 para una discusión de los tipos de comportamiento estructurales. El tipo de comportamiento estructural se usa para especificar un factor kappa (κ) (ver Figura 8-15 en ATC - 40), que modifica (reduce) el área calculada del bucle de la histéresis para considerar el apretón supuesto de las vueltas.

20. El punto de desempeño en las coordenadas S_a , S_d se muestran en la caja debajo de la gráfica Performance Point (S_a , S_d). Las unidades para S_a siempre son g; las unidades actuales para S_d son los pies. Notar que también se podría estimar el valor del punto de desempeño sosteniendo el indicador del ratón sobre el punto de desempeño (intersección de la curva del Pushover ADRS y el espectro de demanda simple (amortiguamiento variable)) y leyendo el valor en la caja cursor Location.

Nota: La posición del indicador del ratón se especifica en la caja Cursor Location (como posición del eje Horizontal, posición del Eje Vertical). Así al mirar el punto de desempeño que usa el indicador del ratón, se leerá (S_d , S_a), que se cambia como se especifica en la caja punto (S_a , S_d).

21. En el área Demand Spectrum, teclear 0.6 en la caja de edición Seismic Coefficient C_v . Pulsar el botón del ratón en alguna parte en la caja de diálogo de la curva del Pushover fuera de la caja de edición Seismic Coefficient C_v para ingresar el cambio. Notar cómo la información del gráfico y del punto de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

desempeño abajo del gráfico cambia. Notar que el punto de desempeño en las coordenadas Sa, Sd cambian.

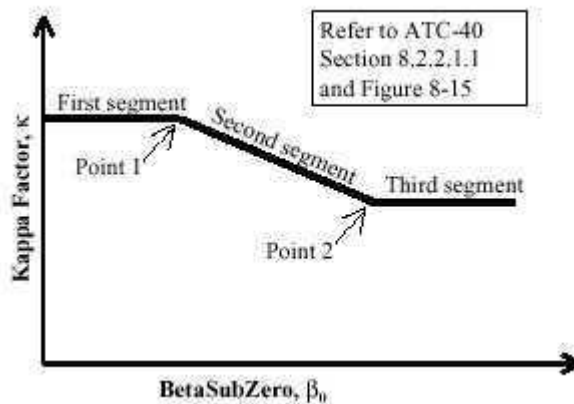
22. Escribir 0.4 en la caja de edición Seismic Coefficient Cv. Dar un click en el gráfico para ingresar el cambio.
23. Quitar el visto en la caja Show Family Of Demand Spectra. La familia de espectros de la demanda son quitados del gráfico.
24. Poner un visto en la caja Show Family Of Demand Spectra para mostrar de nuevo la familia de espectros de demanda.
25. En la caja de edición Damping Ratios, teclear 0.3 en la última caja. Pulsar el botón del ratón en el gráfico para ingresar el cambio. Notar que el espectro de demanda más bajo, queda aun más bajo cuando se aumenta la relación de amortiguamiento de 0.2 a 0.3.
26. Teclear 0.2 en la última caja de edición Damping Ratios y pulsar el botón del ratón en el gráfico para volver a la forma de su estado original.
27. En las cajas de edición Damping Ratios, borrar el valor en la segunda caja y pulsar el botón en el gráfico para ingresar el cambio. Notar que solo tres espectros de la demanda aparecen ahora en el gráfico, uno con 5% de amortiguamiento, uno con 15% de amortiguamiento y uno con 20% de amortiguamiento.
28. Teclear 0.1 en la segunda caja de edición Damping Ratios y pulsar el botón del ratón en el gráfico para volver a la forma de su estado original.
29. Quitar el visto de la caja Show Single Demand Spectrum (Variable Damping). El espectro de Demanda Simple es quitado del gráfico.
30. Poner un visto en la caja Show Single Demand Spectrum (Variable Damping) para mostrar de nuevo el espectro de demanda simple.
31. Quitar el visto en la caja Show Constant Period Lines At. Las líneas del periodo constante son quitadas del gráfico.
32. Poner un visto en la caja Show Constant Period Lines At para mostrar de nuevo las líneas de periodo.
33. En la cuarta y última caja de edición debajo de la caja Show Constant Period Lines At, teclear 3. Pulsar el botón del ratón en el gráfico para ingresar el cambio.

Notar que la última línea del periodo se puso más plana.

34. Teclear 2 en la cuarta caja de edición abajo de la caja Show Period Lines At y dar un click en el gráfico para devolver la forma a su estado original.
35. En el área Damping Parameters, teclear 0.2 en la caja de edición Inherent + Additional Damping. Pulsar el botón del ratón en el gráfico para ingresar el cambio. La posición relativa de la curva de espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) cambia y la posición del punto de desempeño cambia.
36. Teclear 0.05 en la caja de edición Inherent + Additional Damping y pulsar el botón del ratón en el gráfico para regresar a la forma de su estado original.
37. En el área Damping Parameters, dar un click en la opción del comportamiento estructural tipo A y observar el cambio en la posición relativa de la curva de espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) y el punto de desempeño.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

38. Dar un click en la opción Structural Behavior Type C de nuevo para observar el cambio en la curva de posición relativa del único espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) y el punto de desempeño.
39. Dar un click en la opción Structural Behavior Type User, y notar que el botón adyacente Modify / Show llega a estar disponible. Dar un click en el botón Modify / Show para mostrar la caja de diálogo Override Structural Behavior Type.
40. En esta caja de diálogo:
 - ° En el área Point 1 escribir 20 en la caja de edición Beta Sub Zero y teclear 0.6 en la caja de edición Kappa Factor.



- ° En el área Point 2 escribir 45 en la caja de edición Beta Sub Zero y teclear 0.6 en la caja de edición Kappa Factor.
 - ° Dar un click en el botón OK y observar el cambio en la posición relativa de la curva espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) y el punto de desempeño.
41. Dar un click en la opción Structural Behavior Type B para regresar a la forma de su estado original.
 42. Del menú File en la parte superior de la caja de diálogo Pushover Curve seleccionar Display Tables. Una tabla similar a la mostrada a la figura D-9 aparece.

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*β
0	0.756	0.050	4.002E-04	0.000	0.247	0.529	1.000	1.000
1	0.756	0.046	0.039	0.083	0.252	0.541	0.955	1.246
2	0.756	0.049	0.070	0.167	0.240	0.532	0.955	1.241
3	0.756	0.050	0.116	0.250	0.247	0.530	0.955	1.240
4	0.756	0.050	0.150	0.321	0.247	0.530	0.955	1.239
5	0.792	0.083	0.188	0.368	0.226	0.441	0.953	1.241
6	0.796	0.086	0.193	0.374	0.225	0.435	0.953	1.242
7	0.839	0.117	0.231	0.403	0.216	0.376	0.952	1.244
8	0.875	0.136	0.269	0.432	0.215	0.344	0.951	1.246
9	0.902	0.145	0.303	0.457	0.216	0.326	0.950	1.248
10	0.931	0.161	0.331	0.469	0.215	0.305	0.948	1.252
11	0.932	0.161	0.332	0.469	0.215	0.305	0.947	1.252
12	0.976	0.187	0.368	0.474	0.214	0.276	0.943	1.260
13	1.018	0.208	0.404	0.478	0.214	0.254	0.940	1.266
14	1.058	0.223	0.440	0.483	0.217	0.238	0.936	1.270
15	1.096	0.233	0.477	0.487	0.221	0.226	0.934	1.274
16	1.133	0.240	0.513	0.491	0.225	0.215	0.931	1.278
17	1.167	0.247	0.549	0.495	0.230	0.207	0.929	1.281
18	1.201	0.252	0.586	0.498	0.234	0.199	0.927	1.283

Figura D-9: Tabla para el espectro de capacidad.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

43. En esta tabla notar lo siguiente:

- ° Step identifica el número de paso en la curva del Pushover.
- ° Teff es el periodo efectivo al paso asociado.
- ° β_{eff} es el Amortiguamiento efectivo al paso asociado.
- ° Sd(C) y Sa(C) define un punto en la curva de capacidad ADRS para el paso asociado.
- ° Sd(D) y Sa(D) define un punto en la curva de espectro de demanda simple (amortiguamiento variable) para el paso asociado.
- ° Alpha es el factor usado para convertir el corte basal a la aceleración espectral al paso asociado.
- ° $PF * \phi$ es el factor usado para convertir el desplazamiento al desplazamiento espectral al paso asociado.
- ° Para imprimir esta tabla, pulsar el botón en el menú File en la parte superior de la tabla y seleccionar Print Tables, para imprimir con una impresora, o Print Tables To File..., para imprimir la tabla a un archivo.

44. Dar un clic en la “X” en la esquina superior a mano derecha de la tabla para cerrarla.

45. Seleccionar la opción Base Shear vs. Control Displacement en el área Plot Type.

46. Del menú File en la parte superior de la caja de diálogo Pushover Curve seleccionar Display Tables. Una tabla similar a la que se muestra en la Figura D-10 aparece.

Step	Displacement	Base Shear	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	4.002E-04	0.0000	48	0	0	0	0	0	0	0	48
1	0.0484	28.3708	48	0	0	0	0	0	0	0	48
2	0.0964	56.7417	48	0	0	0	0	0	0	0	48
3	0.1444	85.1127	48	0	0	0	0	0	0	0	48
4	0.1856	109.4811	46	2	0	0	0	0	0	0	48
5	0.2336	125.1936	46	2	0	0	0	0	0	0	48
6	0.2398	127.1146	44	4	0	0	0	0	0	0	48
7	0.2878	136.8057	44	4	0	0	0	0	0	0	48
8	0.3358	146.4968	44	4	0	0	0	0	0	0	48
9	0.3780	154.9516	42	4	2	0	0	0	0	0	48
10	0.4148	158.5392	41	5	2	0	0	0	0	0	48
11	0.4154	158.5750	40	6	2	0	0	0	0	0	48
12	0.4634	159.4686	40	4	4	0	0	0	0	0	48
13	0.5114	160.3621	40	4	4	0	0	0	0	0	48
14	0.5594	161.2557	40	4	4	0	0	0	0	0	48
15	0.6074	162.1492	40	2	6	0	0	0	0	0	48
16	0.6554	163.0428	40	0	8	0	0	0	0	0	48
17	0.7034	163.9364	40	0	8	0	0	0	0	0	48
18	0.7514	164.8299	40	0	8	0	0	0	0	0	48
19	0.7994	165.7235	40	0	8	0	0	0	0	0	48
20	0.8474	166.6170	40	0	8	0	0	0	0	0	48
21	0.8954	167.5106	40	0	6	2	0	0	0	0	48

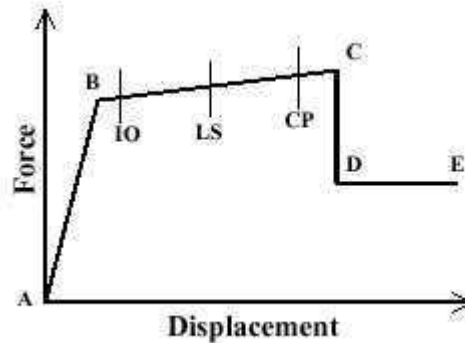
Figura D-10: Tabla para la curva del Pushover.

47. En esta tabla notar lo siguiente:

- ° Step identifica el número de paso en la curva del Pushover.
- ° Displacement y Base Shear definen un punto en la curva del Pushover para el paso asociado.
- ° A-B, B - IO, IO - LS, LS - CP, CP - C, C-D, D-E, >E, todos identifican el número total de rótulas dentro de cada uno de estos rangos en sus curvas asociadas fuerza - desplazamiento.
- ° TOTAL es el número total de rótulas del Pushover en la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

° Para imprimir esta tabla, pulsar el botón en el menú File en la parte superior de la tabla y seleccionar Print Tables, para imprimir con una impresora, Print Tables To File..., para imprimir la tabla a un archivo.



48. También se pueden imprimir gráficos de la curva del Pushover y / o curva de espectro de capacidad como sigue:

° Fijar el gráfico en la pantalla (en ambos formatos, en el formato Base Shear vs. Control Displacement, o en el formato Capacity Spectrum) como se quiera imprimirlo.

° Si se quiere cambiar las etiquetas de los ejes o el rango de los ejes, dar un click en el botón Override Axis Labels / Range y hacer los cambios deseados.

° Si se quiere tener las notas adicionales impresas en el gráfico, escribir esas notas en la caja de edición Additional Notes For Printed Output.

° Para imprimir los gráficos, seleccionar Print Graphics desde el menú File en la parte superior de la caja de diálogo Pushover Curve.

Nota: Otra técnica que puede usarse es crear una gráfico de la pantalla de la caja de diálogo completa, que se puede imprimir luego, de otro programa como Paint, Microsoft Word para Windows, o cualquier otro programa que soporta gráficos.

Para crear la pantalla de gráfico, presionar las teclas Alt y Print Screen en el teclado. Esto enviará una copia de la ventana activa al portapapeles. Notar que si simplemente se presiona la tecla de Pantalla de Impresión, sin la tecla Alt, se enviará una foto de la pantalla completa al portapapeles. Abrir un programa que apoye los gráficos y pegar la foto en ese programa. Normalmente el orden para pegar la foto es llamado Paste, y puede encontrarse en el menú llamado Edit. Una vez que se tiene pegada la foto en un archivo creado en un programa que soporta gráficos, se puede imprimir de allí.

49. Dar un click en el botón “X” en la esquina superior a mano derecha de la tabla para cerrarla.

50. Dar un click en el botón Done para cerrar la caja de diálogo Pushover Curve.

Esto completa la revisión de la muestra de las curvas del Pushover y de capacidad de espectro.

Para la información con respecto al método de análisis Pushover se debe referir a los documentos ATC - 40 y FEMA – 273 de que son los referenciados.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ATC, 1996

Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumen 1, Reporte ATC - 40, Concejo de Tecnología Aplicada, Ciudad de Redwood, California.

FEMA, 1997

NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Desarrollado por el Edificio de Concejo de Seguridad Sísmica para la Agencia de Emergencia y Manejo Federal (Informe FEMA 273), Washington, D.C.,

TÍPICA CURVA PUSHOVER Y NIVELES DE DESEMPEÑO

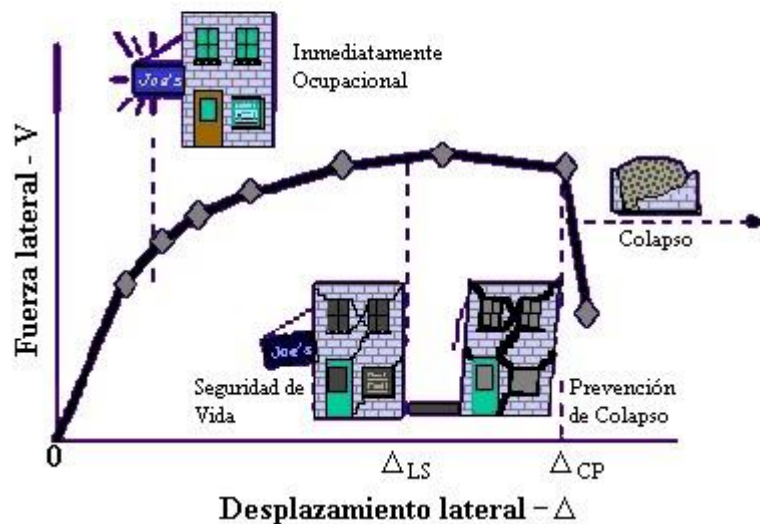


Figura 3.1: Típica curva Pushover y niveles de desempeño.

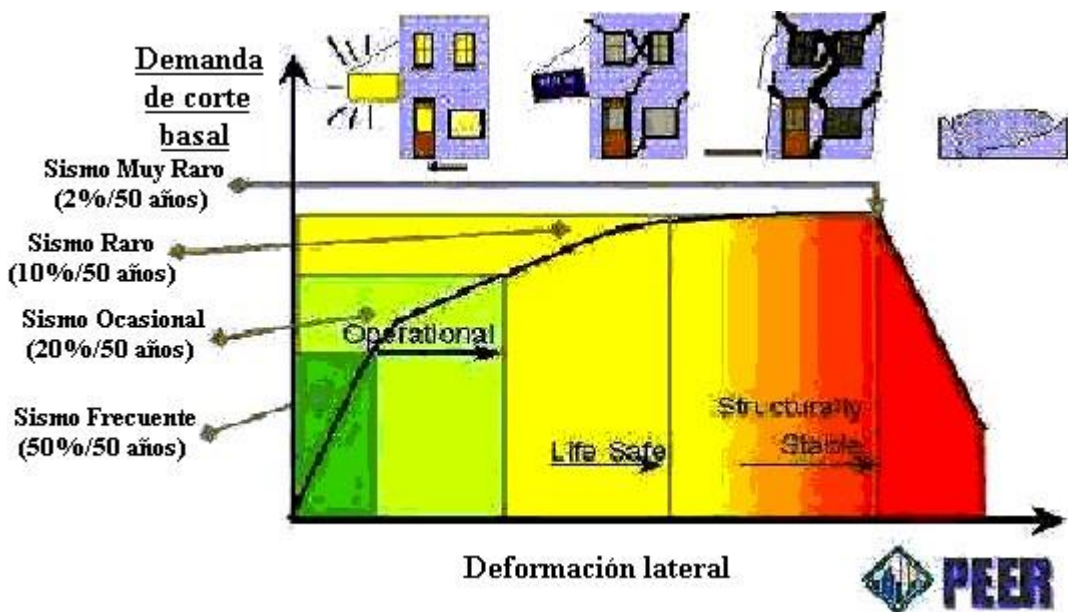


Figura 3.2: Típica curva Pushover y niveles de desempeño.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

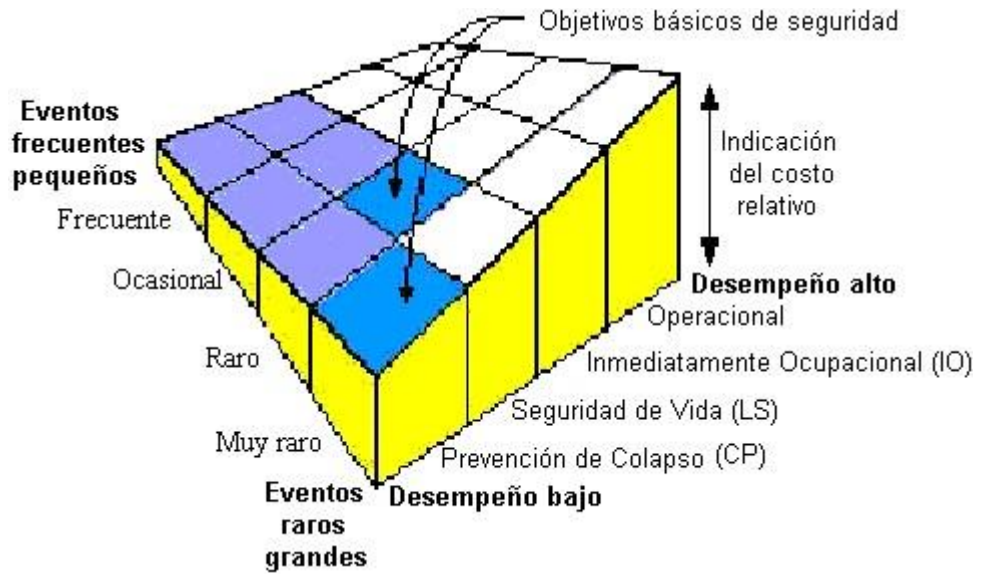


Figura 3.3: Indicación del costo relativo para los niveles de desempeño y sismos de análisis.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO IV.- PROPUESTA PARA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DEL NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP) DEL FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)

4.1. Componentes Primarios

Definiciones:

- Pueden ser definidos como el esqueleto estructural necesario para soportar o resistir esencialmente todas las cargas aplicadas durante y después de un terremoto para permitir la segura salida de la gente, el término seguridad, indica que la estructura debe ser prevenida de colapso durante y después de un terremoto u otro desastre.
- Una parte del sistema resistente de fuerza lateral capaz de resistir fuerzas sísmicas.
- Acciones, componentes y elementos primarios son parte clave del sistema requerido de la armadura sísmica en el diseño para resistir efectos sísmicos. Estos deberían ser evaluados y rehabilitados si es necesario, para resistir las fuerzas sísmicas inducidas y deformaciones mientras simultáneamente las cargas gravitatorias son soportadas. Para procedimientos lineales únicamente los componentes primarios y elementos deberían ser incluidos en el modelo matemático.

NIVEL DE DESEMPEÑO	COMPONENTE PRIMARIO
Seguridad de vida (LS)	75% de la deformación, en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.
Prevención de colapso (CP)	75% de la deformación, en la cual ocurre pérdida de capacidad de carga vertical, pero no más que la deformación en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.

Tabla 4.1: Criterios aceptados para la seguridad de vida y prevención de colapso para los niveles de desempeño.

4.2. Componentes Secundarios

Definiciones:

- Un elemento que es capaz de resistir cargas gravitatorias, pero no es capaz de resistir fuerzas sísmicas, sin embargo no es necesario alcanzar el nivel de desempeño designado.
- Acciones, componentes y elementos secundarios no son designados como parte del sistema resistente de fuerza lateral, pero sin embargo necesitan ser evaluados,

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

y la rehabilitación es necesaria, para estar seguro de que tales acciones, componentes y elementos pueden simultáneamente sostener deformaciones por sismos inducidos y cargas gravitatorias.

Los componentes y elementos secundarios deberían ser chequeados para los desplazamientos estimados por tal análisis. Para procedimientos lineales, el total de las rigideces laterales de los componentes y elementos secundarios deberían no ser mayores que el 25% de las rigideces totales de los componentes y elementos primarios, calculados en cada nivel del edificio. Si estos límites son excedidos, algunos componentes secundarios deberían ser reclasificados como componentes primarios.

NOTA: Para procedimientos no lineales, la rigidez y resistencia de todos los componentes primarios y secundarios (incluyendo pérdida de fuerza de componentes secundarios) deberían ser incluidos en el modelo matemático. Adicionalmente, si el total de rigidez de los componentes no estructurales tales que los paneles exteriores premoldeados excedan el 10% de la rigidez lateral total de un piso, los componentes no estructurales debiesen ser incluidos en el modelo matemático.

NIVEL DE DESEMPEÑO	COMPONENTE SECUNDARIO
Seguridad de vida (LS)	75% de la deformación, en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.
Prevención de colapso (CP)	100% de la deformación, en la cual ocurre pérdida de capacidad de carga vertical.

Tabla 4.2: Criterios aceptados para la seguridad de vida y prevención de colapso para los niveles de desempeño.

Una armadura para el diseño sísmico resistente basado en desempeño:

Ingeniería basada en desempeño (PBEE)
<ul style="list-style-type: none"> • El criterio PBEE existe para el diseño sísmico de edificios nuevos y existentes: <p>Visión 2000: Ingeniería basada en desempeño de edificios. FEMA 273: Guía para la rehabilitación sísmica de edificios y comentario FEMA 274.</p> <ul style="list-style-type: none"> • El criterio fuerza versus desplazamiento puede interactuar.
Riesgo-Múltiple en ingeniería basada en desempeño.
<p>El Riesgo-Múltiple en ingeniería basada en desempeño, utiliza múltiples niveles de criterio de diseño definidos probabilísticamente para alcanzar más predecibles respuestas estructurales para sismos.</p>

Diseño de Múltiple-Riesgo Consideraciones
<ul style="list-style-type: none"> • El diseño de la evaluación de cargas sísmicas requiere gran conocimiento de las curvas probabilísticas de riesgo en una región y del sitio específico básico. • La deformación de límites de deriva umbral podría necesitar gravamen dependiendo de los ocupantes y el valor económico. • La transferencia de control de daño en límites de deriva a otros riesgos. • Los objetivos de desempeño de diseño sísmico no pueden necesariamente converger en una solución mutuamente optimizada.

Sumario:

El proyecto Visión 2000 de SEAOC y la Guía NEHRP del BSSC para rehabilitación sísmica de edificios han hecho contribuciones fundamentales para el desarrollo de ingeniería basada en desempeño introduciendo los conceptos de objetivos de desempeño de diseño, criterios de aprobación enlazados para el nivel de desempeño, y el uso de alternativas de técnicas analíticas para evaluar el desempeño. La propuesta de las prevenciones NEHRP 1997 para la Regulación Sísmica de Edificios y Otras Estructuras también hace una contribución importante, intentando por primera vez definir los márgenes de seguridad inherentes en edificios conforme a estas prevenciones, y en el sentido de una Carga y procedimiento de Diseño Resistente Factorado, para directamente incorporar este supuesto margen en la definición de la función de carga.

Las principales áreas de desarrollo, requerida para proveer de una verdadera capacidad basada en desempeño, en el futuro diseño de prevenciones incluyen la incorporación de un procedimiento de nivel de serviciabilidad específico de evaluación del desempeño, verificación de la confiabilidad actualmente inherente en edificios de diferentes sistemas estructurales conformando a las prevenciones y el desarrollo y afectación de nuevos procedimientos de evaluación analítica capaz de predecir el desempeño en edificios con reducidas incertidumbres.

NIVELES DE DESEMPEÑO		DESCRIPCIÓN
Guía NEHRP	Visión 2000	
Operacional	Completamente funcional	Daños no significativos ocurridos en componentes estructurales y no estructurales. La estructura es apropiada para su normal ocupación y uso.
Inmediatamente ocupacional	Operacional	Daños no significativos ocurridos en la estructura, la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes no estructurales están seguros. La estructura puede ser utilizada para propósitos propuestos, aunque en un modo deteriorado.
Seguridad de vida	Seguridad de vida	Daños significativos en los elementos estructurales, con reducción substancial en la rigidez, sin embargo, el margen sobra para el colapso. Los elementos no estructurales están seguros pero pueden no funcionar. La ocupación se puede esperar hasta que los daños sean reparados.
Prevención de colapso	Cerca al colapso	Daños estructurales y no estructurales considerados. Considerada degradación de resistencia y rigidez. Pequeño margen para el colapso. Algunas caídas peligrosas de escombros pueden ocurrir.

Tabla 4.3: Definiciones de desempeño estructural.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Ambos Visión 2000 de SEAOC (SEAOC, 1995) y Guías NEHRP (ATC, 1996) intentaron proveer más definiciones cuantitativas de niveles de desempeño en edificios. Ambos han desarrollado similares sistemas de diseño de desempeño en edificios, aunque algo diferente de terminología ha sido utilizada. En la tabla 4.3 se resumen los niveles de desempeño definidos por estos proyectos. Las guías NEHRP, en particular, han especificado criterios cuantitativos, por lo cual el desempeño estructural puede ser evaluado, relativo a estos niveles. Para llevar a cabo esto, los varios componentes que comprende la estructura son diseñados como primario o secundario. Los componentes primarios son necesarios para la estabilidad lateral y resistencia de la estructura. Los componentes secundarios no son necesarios, aunque ellos pueden ser necesarios para la estabilidad vertical de la estructura. En total, los elementos secundarios no pueden comprender más del 25% del total de la fuerza lateral resistiendo la rigidez de la estructura, anterior al comenzar el daño. Consistentes con los acercamientos LRFD, criterios aceptados para los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso están especificados basados en márgenes deseados contra la falla, en el nivel componente. La tabla 4.4 resume los criterios aceptados para estos dos niveles de desempeño, para ambos elementos primarios y secundarios.

NIVELES DE DESEMPEÑO	COMPONENTE PRIMARIO	COMPONENTE SECUNDARIO
Seguridad de vida	75% de la deformación, en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.	75% de la deformación, en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.
Prevención de colapso	75% de la deformación, en la cual ocurre pérdida de capacidad de carga vertical, pero no más que la deformación, en la cual significativa pérdida de fuerza lateral de rigidez resistente ocurre.	100% de la deformación, en la cual ocurre pérdida de capacidad de carga vertical.
1.El criterio de aceptación indicado se aplica a edificios, para los cuales los métodos de análisis no lineal son usados para predecir las demandas de los componentes. Un factor de reducción adicional de 0.75, es aplicado contra estos criterios de aceptación cuando los métodos lineales de análisis son usados para predecir las demandas de los componentes.		

Tabla 4.4: Criterios aceptados para la seguridad de vida y prevención de colapso para los niveles de desempeño.

El documento Visión 2000 recomienda que las edificaciones a ser construidas, basadas en su intento a ser ocupadas y usadas, para encontrar los objetivos de desempeño indicados en la figura 4.1. En la misma figura, cada combinación de un periodo de retorno sísmico y nivel de desempeño, indicado por un diamante rojo, representa un diseño específico del objetivo de desempeño. El intento es que las edificaciones ordinarias provean un bajo riesgo de poner en peligro la vida como un resultado del desempeño en las edificaciones en algún sismo probable para efecto de esto; y para esos sismos frecuentes, los usuarios de las edificaciones no cargarán con extensas reparaciones o pérdida de uso; esas edificaciones requeridas para responder una emergencia y función pública esencial tiene un bajo riesgo a ser dañado más allá de un nivel que permita su uso, y; eso facilita sistemas de albergue y materiales que poseerían peligro para muchas personas si se escaparan, tienen un bajo riesgo de daño resultando en tales escapadas. La guía NEHRP sugiere similares objetivos de desempeño como la base para el diseño de rehabilitación para estructuras existentes y específicamente es recomendada que una evaluación de desempeño para ser ejecutada por cada objetivo

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

de desempeño específicamente intentado. La evaluación del desempeño consiste de un análisis estructural con demanda computada sobre elementos estructurales comparado de nuevo con el proveído criterio específico aceptado por cada uno de los niveles de desempeño. Esto en contraste al acercamiento tomado por el actual código de prevenciones de edificios, donde es requerida una evaluación simple ejecutada, para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida en un nivel específico de movimiento del suelo, titulado “Diseño Sísmico Básico”.



Figura 4.1: Objetivos de desempeño por Visión 2000.

La evaluación simple de desempeño inherente en el actual código de edificaciones es atrayente responsable para el desarrollo, adoptando y haciéndolo cumplir tan bien sus alineamientos con el papel básico de la seguridad de protección pública intentado por estos documentos. Sin embargo, a causa de la Seguridad de Vida del nivel de desempeño es relativamente pobremente definido en términos del margen de un nuevo fracaso, esta evaluación de desempeño tiene pequeño significado técnico. Como nuestros futuros códigos se mueven hacia un concepto más cercano, basado en desempeño, sería preferible abandonar la así llamada Seguridad de Vida para diseñar y adoptar un acercamiento que es verdadero para métodos LRFD. Específicamente como con todos los métodos de diseño LRFD, dos estados de desempeño deberían ser considerados: un estado de serviciabilidad, similar al nivel Operacional de la guía NEHRP, y un fracaso, o estado de colapso. Las estructuras deberían ser proporcionadas tales que provean un apropiado margen contra el estado de colapso bajo el máximo esperado, o considerado, niveles de carga y tales que no excedan el estado de serviciabilidad bajo los niveles frecuentes de carga.

El concepto de gradación de objetivos basados en desempeños en edificaciones de ocupación y uso, como lo sugerido por Visión 2000, es un apropiado objetivo. Sin embargo no es necesario adoptar cuatro niveles independientes de desempeño, como lo sugerido por Visión 2000, En orden a alcanzar la meta de diseño de desempeño para tales estructuras. Los dos niveles básicos LRFD,

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

serviciabilidad y colapso son suficientes para este propósito. Para relativamente estructuras más importantes, el margen de diseño contra el estado de colapso para las cargas máximas esperadas debería ser incrementos relativos para estructuras ordinarias. Similarmente, para tales estructuras importantes, el nivel de carga para la cual el desempeño de serviciabilidad es requerido debería ser además incrementado, tal que la probabilidad de que el nivel de serviciabilidad esté excedida, esté reducida.

Las prevenciones del NEHRP 1997:

El propósito de las prevenciones del NEHRP 1997 (BSSC, 1997b), desarrollado por el Concejo de Seguridad Sísmica de Edificaciones (BSSC), han tomado un paso importante, aunque no por completo, paso en la dirección propuesta arriba. Prontamente las ediciones de Prevenciones, por ejemplo las Prevenciones de 1994 (BSSC, 1995) siguiendo lo tradicional de designar un simple nivel de diseño del movimiento sísmico del suelo, teniendo un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, para los cuales las edificaciones ordinarias fueron diseñadas para proveer un desempeño de Seguridad de Vida. Bajo estas prevenciones, estructuras más importantes fueron diseñadas para los mismos niveles de carga, pero fueron requeridas para conformar estrictos límites de deriva, así como para reducir los niveles de daño esperado, de una manera no cuantitativa, bajo el diseño de movimiento del suelo.

En el desarrollo de las Prevenciones de 1997, fue decidido abandonar el concepto de un diseño básico de movimiento de suelo sísmico con probabilidad uniforme de excedencia a lo largo de la nación. En vez de, en el desarrollo del nuevo mapa de peligro para uso de las prevenciones, el Estudio Geológico de los Estados Unidos (USGS) fueron dirigidos para dibujar los parámetros de respuesta de movimiento del suelo para un sismo máximo considerado (MCE) de movimiento del suelo. Este movimiento MCE está típicamente definido como el 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, como éste fue juzgado, que esa consideración de menos probables niveles de movimiento de suelo sería inconsistente con el nivel de riesgo adoptado por la sociedad con la consideración de otros peligros. La excepción de esta definición de movimiento MCE es en áreas cercanas a conocer fallas activas capaces de producir eventos de gran magnitud. En dichos sitios, donde la fuente de peligro está bien definida, fue examinado que en vez de recurrir a una definición probabilística de MCE del movimiento de suelo sería más apropiado fijar el movimiento del suelo NICE en un máximo, o característico, magnitud de sismo en la falla. Específicamente, éste está tomado como 150% del sacudimiento del suelo obtenido de relaciones de atenuaciones medianas para el sismo característico. En esencia, usando la terminología discutida en los acercamientos relativos a LRFD, el movimiento de suelo NICE es la máxima carga esperada.

La intención de un acercamiento LRFD es diseñar para una alta confianza de una baja probabilidad de fracaso a máxima carga esperada. La determinación de la probabilidad de fracaso para múltiples grados de libertad, en sistema estructural no lineal tal como una edificación, en respuesta para cargas dinámicas complejas tales como movimiento de suelo sísmico es una tarea excesivamente difícil y nunca ha

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

sido ejecutada en una manera comprensible por un rango amplio de sistemas estructurales cubiertos bajo el alcance de las Prevenciones NEHRP. Sin embargo, éste fue el criterio de miembros del Grupo de Procedimiento de Diseño Sísmico (SDPG), un esfuerzo conjunto del BSSC y USGS comprometidos en el desarrollo de los nuevos mapas de riesgo y prevenciones, esas edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con los procedimientos de las Prevenciones NEHRP 1994 serían capaces de resistir cargas al menos $P/2$ veces más grande que el diseño de movimiento de suelo, sin colapso. Por lo tanto, fue resuelto en las Prevenciones NEHRP 1997 especificar un diseño de movimiento de suelo (carga) esto es $11(1.5)$ o $2/3$ del MCE de movimiento de suelo, tal que para máximas cargas esperadas (el MCE de movimiento de suelo), una alta confianza de una baja probabilidad de fracaso existiría.

Otra característica importante de la propuesta de Prevenciones 1997 es la introducción de un factor de importancia de ocupación, I , para regular la cantidad de margen proveído en un diseño dependiendo del uso e importancia del edificio. El factor I es introducido dentro del corte basal como un modificador en el coeficiente de modificación de respuesta, R , tal que el coeficiente de modificación de respuesta efectiva (R/I) es usado para determinar los niveles de fuerza de diseño. El valor de I varía desde 1 para estructuras ordinarias hasta 1.5 para estructuras esenciales. Esto tiene el efecto de incrementar el margen mínimo supuesto de 1.5 para estructuras ordinarias a un valor de $(1.5)^2$, ó 2.25, para estructuras esenciales. Además de incrementar el margen de seguridad inherente en estructuras esenciales, el factor I además tiene el efecto de incrementar el nivel de carga, en el cual el comportamiento elástico puede ocurrir y por lo tanto resulta en un aumento del nivel umbral, en el cual el daño está esperado a iniciarse, consistente con la meta de diseño de la proporción de daño reducido y seguridad imprevista en estructuras importantes.

Mejoramiento futuro:

Aunque el propósito de las Previsiones NEHRP 1997 representa un primer paso importante en el desarrollo del acercamiento del diseño basado en desempeño para nuevos edificios, una significativa cantidad de desarrollo aún necesita ser ejecutada. El propósito de Prevenciones contiene requerimientos no específicos o procedimientos para evaluación de serviciabilidad de edificaciones. No hay fundamento, otro que el criterio colectivo de los miembros del SDPG, por los márgenes de seguridad implicados. El procedimiento de diseño usado en las prevenciones todavía satisface en las técnicas del análisis estructural lineal, la cual inherentemente está basada en un incorrecto modelo de comportamiento para la estructura en el estado de falla, y consecuentemente incorpora grandes cantidades de incertidumbres. Las Previsiones no tienen procedimientos para informar importantes aspectos de la función de carga incluyendo duración y efectos de pulso de velocidad en un campo cercano.

La incorporación de un procedimiento de evaluación de serviciabilidad significativa debería recibir una alta prioridad en el mejoramiento de procedimiento en diseños futuros. Sismos recientes en California han demostrado una gran

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

seguridad satisfactoria de nuestras estructuras modernas con relación a evitar el colapso, sin embargo, el fracaso de muchas estructuras modernas para permanecer en servicio siguiendo de moderados a severos sacudimientos del suelo han sido un origen de interés para los negocios, finanzas y comunidades de administración de emergencia, y en efecto, tienen grandemente primicias en la corriente motivación para el desarrollo de los procedimientos de diseño basado en desempeño. Conceptualmente, debería ser relativamente simple desarrollar un procedimiento de evaluación de serviciabilidad para las prevenciones de diseño futuro. Desde entonces por definición, serviciabilidad implica límite de daño, las estructuras deben conducirse en una elástica, o manera cercana elástica en el nivel de servicio y nuestros métodos de análisis lineal están probablemente adecuados para el desempeño de una significativa evaluación de serviciabilidad. Sin embargo, considerables trabajos deben ser ejecutados para definir un apropiado nivel de carga, o probabilidad de excedencia sísmica, en el cual la serviciabilidad debería ser obtenida para estructuras de diferente ocupación y uso. Adicionalmente, muchas más investigaciones dentro del comportamiento de componentes no estructurales de edificios incluyendo componentes mecánicas arquitectónicas y eléctricas, es requerido permitir el desarrollo de parámetros de diseño apropiados y criterios aceptados para estos elementos importantes de edificaciones. Aunque la determinación de los niveles aceptables de la respuesta estructural y daño en un nivel de servicio de desempeño es una tarea de ingeniería, la tarea más difícil, determinación del nivel de carga de servicio o probabilidad de excedencia está realmente más allá de la única competencia del ingeniero estructural y requiere la participación de la planeación financiera, social y de las comunidades reguladoras.

El desarrollo de los procedimientos de evaluación confiable para el fracaso, o estado de colapso, capaz de contar para el pulso de velocidad importante y los efectos de duración de movimiento del suelo debe además ocurrir claramente. En adición, hay una necesidad de mejorar una serie de prototipo, o modelos de edificios, representativo de nuestros varios sistemas estructurales, así que confiadamente de varios análisis y procedimientos de diseño pueden ser evaluados en bases consistentes. Finalmente, más determinación comprehensiva de la confiabilidad inherente en nuestros procedimientos de diseño debe ser ejecutada, tal que los márgenes apropiados de seguridad puedan ser mantenidos como nuestros procedimientos de evaluación de ingeniería.

Ingeniería sísmica avanzada basada en desempeño:

Por: Helmut Krawinkler

Profesor de Ingeniería Civil y Medioambiente, Universidad de Stanford

El Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), tiene puesta una elevada meta de desarrollo y difusión de tecnologías de reducción del riesgo sísmico urbano. Esta meta es llevar a cabo a través de un programa de investigación, que está organizado para promover acercamientos de sistemas íntegros, multidisciplinarios a la ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE). El

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

PEER ha tomado mayor desafío continuando este acercamiento. “Multidisciplinario” y “sistema” implican colaboración y equipo de trabajo, y el término “basado en desempeño” incrementa el rango de respuesta desde “nada nuevo, ya lo estamos haciendo” hasta “esto no puede ser implementado”. Este pequeño artículo PBEE, provee argumentos, porque el énfasis de PEER en PBEE es el correcto curso, y presenta básicas publicaciones que necesitan ser direccionadas para hacer un efectivo concepto PBEE para la reducción del riesgo sísmico urbano.

PBEE definido:

Los significados de la ingeniería sísmica basada en desempeño de diseño, evaluación y construcción de facilidades ingenieriles, las cuales funcionan bajo respuestas de cargas comunes y extremas para las diversas necesidades y objetivos de usuarios, dueños y sociedad PBEE, está basado en la premisa de que el desempeño puede ser predicho y evaluado con suficiente confianza para el ingeniero y cliente unidos para hacer decisiones entendibles e inteligentes basadas en consideraciones de vida útil de edificios, más que en costos de construcción solamente.

Implementación de tales diseños de procesos de decisión necesita un recurso lejos de la dependencia en convenciones empíricas y hacia un proceso de diseño y gravamen más firmemente enraizado en la predicción realística del comportamiento estructural bajo la descripción realística del espectro de carga medioambiental de la estructura es probable experimentar en el futuro. Este proceso implica un recurso hacia un acercamiento de diseño más científicamente orientado, con un énfasis en exacta caracterización y predicción que emplean un gran nivel de tecnología que ha sido usada en el pasado.

¿Por qué el PBEE es el acercamiento deseado?

La práctica de la ingeniería sísmica está experimentando drásticos cambios disparados por una variedad de razones. Estos incluyen mejores conocimientos acerca de ocurrencias sísmicas, movimiento de suelo y características de respuesta estructural. Ellos además incluyen la realización ganada de recientes sismos en U.S. y Japón, que el daño monetario puede grandemente sobrepasar las expectativas. Quizás más importante es el reconocimiento que los procedimientos presentes de diseños de códigos a menudo no puede ser suficientemente racionalizados por los primeros principios para satisfacer:

- (1) El deseo del diseñador para una lógica explicación de las reglas, en la cual la toma de decisión está basada.
- (2) El deseo del propietario para un cabal juicio en los costos y beneficios de protección sísmica.
- (3) Las necesidades de la sociedad para una decisión entendida haciendo en la cara de azar (y a menudo altamente incierto) por demandas sísmicas impuestas por sacudimientos del suelo, y capacidades sísmicas inciertas de construcciones existentes y nuevas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Otro argumento fuerte para un enfoque en PBEE es lo necesario para alentar técnicas innovadoras para el desempeño realizado. Presentemente la perspectiva de códigos empleados tiene sofocada innovación a causa de nuevos conceptos y dificultad para encajar en la rígida organización de tales códigos.

La historia del aislamiento de base, la cual cubre cerca de 20 años desde la implementación de la concepción, es un buen ejemplo de cómo lentamente nueva tecnología es adoptada con los actuales códigos de edificaciones.

Desafíos para el implemento del PBEE:

La implementación del PBEE necesitará cambios radicales en prácticas de ingeniería / construcción y una nueva dirección de investigación y desarrollo.

Arquitectos, ingenieros y contratistas tendrán que trabajar juntos y tomando resistencia adversa de posiciones. Investigaciones académicas tendrán que interactuar, mucho más que en el pasado, con profesionales, quienes guiarán los procesos de implementación. La sociedad pondrá el desempeño de objetivos y en los procesos de diseño de investigación y los profesionales tendrán que encontrar maneras para cumplirlos. La complejidad en los procesos de diseño debe ser limitada a estructuras importantes, para las cuales estos pueden ser probados. Para muy extendidas aceptaciones del PBEE será necesario desarrollar simples procedimientos prescriptivos que están derivados de rigurosos conceptos basados en desempeño pero son fáciles de implementar. Cada uno de estos aspectos propone un mayor desafío a ser superado en el desarrollo y el implemento de la ingeniería sísmica basada en desempeño.

¿Quién debería estar comprometido?

El PBEE no tiene futuro a menos que comience un proceso atractivo para todo accionista. Además de la arquitectura, ingeniería y contratistas profesionales, accionistas incluidos, entre otros, planificadores, funcionarios de edificios, empresarios, propietarios, prestamistas y aseguradoras. La identificación y compromiso de todos los grupos de accionistas tempranamente en el esfuerzo de la investigación y el desarrollo es crítico.

Una organización global para el PBEE

Varios conceptos organización por PBEE han sido desarrollados en recientes esfuerzos profesionales (SEAOC Visión 2000, FEMA 273, ATC-40). Ellos difieren en detalles pero no en conceptos. El dibujo ilustra una organización global, la cual identifica procesos, conceptos y mayores publicaciones que necesitan ser direccionadas en este contexto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

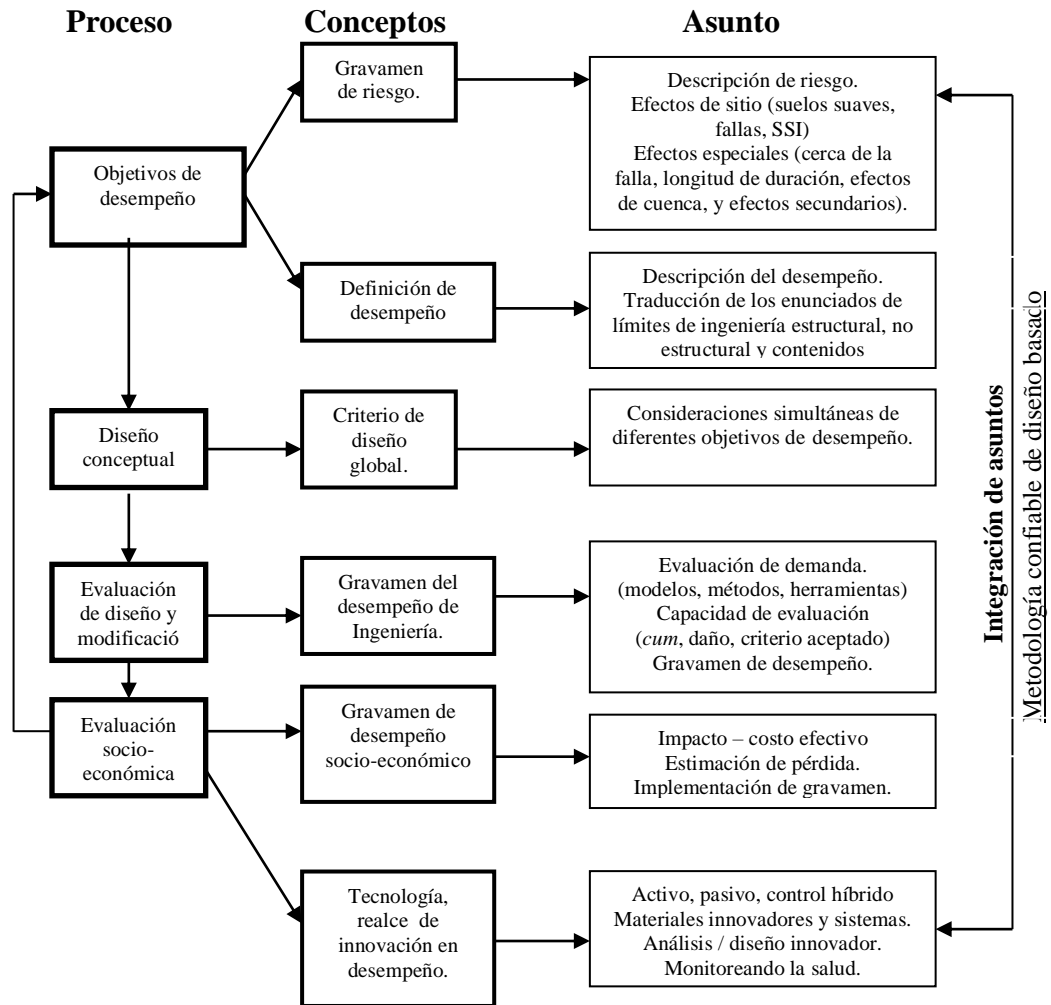


Figura 4.2: Procesos, conceptos y asunto de una organización global desarrollada por PBEE.

Las publicaciones abarcan sismología, geotectónica, estructural, arquitectónica y MEP (no estructural) y consideraciones socioeconómicas. Cada publicación está asociada con una extensiva agenda investigativa que cubre mucho más que lo que el PEER puede direccionar. Lo que percibe esta agenda investigativa desde una lista general de negocios es el enfocar en un simple objetivo, el cual es el común objetivo de conocimiento suministrado, métodos, herramientas y datos para el desarrollo e implementación del PBEE. El desafío para el PEER es seleccionar subtemas de esta agenda de investigación comprehensiva que resultará, por un especificado dato objetivo, en progreso sustancial y medible en aspectos críticos que traen al PBEE mucho más cerca para la realización.

La agenda de investigación del PEER para el PBEE

PEER es patrocinador de investigación en todos los conceptos y más de las publicaciones, identificadas en la figura 4.2 con énfasis en relevar un balance entre artículos ingenieriles y socioeconómicos, y en mantener un enfoque que protagonizará un substancial progreso en algunas áreas críticas. En este tiempo la

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

agenda de investigación por 2 años está todavía bajo discusión, pero es probable que el enfoque estará en investigación coordinada de patrocinio que direccionará el aspecto global a:

- Proveer la fundación y el esquema para un diseño basado confiable PBEE, evaluación y riesgo de metodología de gravamen.
- Desarrollo del centro tecnológico en soporte de esta metodología.
- Desarrollo y criterio de aceptación de prueba por varios objetivos de desempeño.
- Desarrollar un análisis de plataforma que llegará a ser la base para la evaluación basada en desempeño de estructuras tanto existentes como nuevas.
- Demostrar la posibilidad y limitaciones del PBEE.
- Fijar el impacto socioeconómico del PBEE.
- Proveer una oportunidad a la investigación para hacer contribuciones innovadoras.

Una perspectiva personal:

PBEE es un concepto noble, pero sus completas implementaciones tienen una gran forma para seguir. Obstáculos legales y profesionales plantean desafíos como hacer muchas preguntas acerca de si el PBEE será capaz de deliberar en sus promesas. Hay, sin embargo razones apremiadoras para defender al PBEE como un área crítica para investigación e implementación. Lo principal entre estos, es que el objetivo de ingeniería sísmica es diseñar y construir mejor y más económico. Ambos términos son relativos a la práctica corriente de ingeniería sísmica. En la opinión del escritor, significantes mejoramientos más allá del status quo no serán alcanzados sin un nuevo e idealístico objetivo para lanzarlo. Se necesita asentar este alto objetivo y luego hacer todo lo posible hacia su realización. Los beneficios que la implementación exitosa que el PBEE ofrece hacen digno y demanda de nuestra atención.

Beneficios potenciales del PBEE
<ul style="list-style-type: none">• Mayor confiabilidad estructural para un más extenso espectro de carga.• Mayor confiabilidad de objetivos de desempeño seleccionados.• Mayor economía de edificios nuevos y rehabilitación de edificios existentes.• Protección del valor económico de edificios y sus contenidos.• Verificación de tolerancia de ocupación para el movimiento del edificio.• Método de riesgo consistente sísmico y evaluación de decisiones de diseño.

Conclusiones:

Conclusiones
<ul style="list-style-type: none">• El diseño actual no puede proveer una metodología de riesgo-consistente para una uniforme confiabilidad de seguridad y protección económica.• Los criterios PBEE son significados racionales para evaluar el riesgo sísmico en un riesgo consistente básico.• La ingeniería basada en desempeño debería resultar en desempeños más predecibles y confiables, direccionado a edificios con gran valor económico.• Múltiples Riesgos Basados en desempeño de Ingeniería podrían ser ventajosos para edificios en regiones de exposición de moderada a alta sismicidad.

Propuesta para evaluación de edificios del NEHRP del FEMA 273 y 356.

[Resumen de los capítulos I, II, III, IV y VI del FEMA 356:](#)

CAPÍTULO I

Requerimientos de la rehabilitación

1.4 Objetivos de la rehabilitación

Un Objetivo de rehabilitación sísmica se escogerá para el edificio, consistente de una o más metas de rehabilitación. Cada meta se compondrá de un nivel de desempeño deseado del edificio definido en la [sección 1.5](#) y un nivel del peligro de terremoto definido en la [sección 1.6](#). Las metas se escogerán considerando los objetivos básicos, aumentado o limitado definidos en [secciones 1.4.1](#) hasta [1.4.3](#).

Comentario 1.4 Objetivos de rehabilitación

Las recomendaciones con respecto a la selección de un objetivo de rehabilitación para cualquier edificio va más allá del alcance de este estándar. En el FEMA 274 se discuten los asuntos a considerar, cuándo combinar los varios niveles de desempeño y los niveles del peligro sísmico. Se debe notar que no todas las combinaciones constituyen los objetivos razonables ni efectivos del costo de rehabilitación. Este estándar se escribe bajo la premisa que esa flexibilidad más grande se requiere en la rehabilitación sísmica que en el diseño de edificios nuevos. Sin embargo, dada esa flexibilidad, una vez que un objetivo de rehabilitación se escoge, este estándar proporciona los procedimientos internamente consistentes con la especificación necesaria para realizar un análisis de rehabilitación y diseño.

El desempeño del edificio se puede describir cualitativamente en términos de la seguridad de los ocupantes del edificio proporcionados durante y después del acontecimiento; el costo y la viabilidad de restaurar el edificio a de la condición del pre-terremoto; el plazo de tiempo que el edificio se quita del servicio para realizar las reparaciones; y los impactos económicos, arquitectónicos o históricos en la

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

comunidad más grande. Estas características del desempeño se relacionan directamente hasta el punto del daño que sería sostenido por el edificio.

En este estándar, la extensión del daño a un edificio se clasifica como un nivel de desempeño del edificio. Una distancia ancha de los deseados niveles de desempeño del edificio se pueden escoger, cuándo determinar los objetivos de rehabilitación. El peligro probabilístico del terremoto de los niveles frecuentemente usados en este estándar y su correspondiente, significa los periodos de retorno (el número promedio de años entre acontecimientos de la severidad semejante).

La **tabla C1-1** indica el rango de los objetivos de rehabilitación que se usan en este estándar.

Table C1-1 Rehabilitation Objectives

		Target Building Performance Levels			
		Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-E)
Earthquake Hazard Level	50%/50 year	a	b	c	d
	20%/50 year	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 year)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 year)	m	n	o	p

Notes:

- Each cell in the above matrix represents a discrete Rehabilitation Objective.
- The Rehabilitation Objectives in the matrix above may be used to represent the three specific Rehabilitation Objectives defined in Sections 1.4.1, 1.4.2, and 1.4.3, as follows:
 k + p = Basic Safety Objective (BSO)
 k + p + any of a, e, i, b, f, j, or n = Enhanced Objectives
 o alone or n alone or m alone = Enhanced Objective
 k alone or p alone = Limited Objectives
 c, g, d, h, l = Limited Objectives

1.5 Deseados niveles de desempeño de edificios

Un nivel de desempeño deseado del edificio se compondrá de una combinación de un Nivel Estructural del Desempeño escogido de los niveles especificados en la **sección**

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

1.5.1 y un nivel de desempeño no estructural escogidos de los niveles especificados en la **sección 1.5.2**. El nivel de desempeño deseado del edificio se designará alfanuméricamente de acuerdo con la **sección 1.5.3**.

Comentario 1.5 Deseados niveles de desempeño de edificios

El desempeño del edificio es una combinación de dos componentes estructural y no estructural. La **tabla C1-2** describe los niveles completos de daño estructural y no estructural que se puede esperar en edificios rehabilitados a los niveles definidos en el estándar. Para propósitos relativos, el desempeño estimado de un edificio nuevo con sujeción al **BSE-1** al nivel de sacudimiento se indica. Las descripciones del desempeño en estimaciones de la **Tabla C1-2** antes que las predicciones precisas, y la variación entre edificios del mismo nivel de desempeño deseado del edificio se deben esperar. El desempeño del edificio en este estándar se expresa en términos de deseados niveles de desempeño de construcción. Estos deseados niveles de desempeño del edificio son los estados distintos del daño escogidos de entre el espectro infinito de los estados posibles de daño que edificios podrían experimentar durante un terremoto. El daño particular expresa identificado como deseados niveles de desempeño de edificios en este estándar se han escogido porque ellos tienen las consecuencias prontamente identificables asociadas con la disposición de un posterior terremoto del edificio que son significativos a la comunidad del edificio. Estos incluyen la habilidad de reasumir las funciones normales dentro del edificio, la conveniencia de la ocupación posterior de un terremoto, y del riesgo a la seguridad de la vida.

Table C1-2 Damage Control and Building Performance Levels

	Target Building Performance Levels			
	Collapse Prevention Level (5-E)	Life Safety Level (3-C)	Immediate Occupancy Level (1-B)	Operational Level (1-A)
Overall Damage	Severe	Moderate	Light	Very Light
General	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure. Building is near collapse.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls or tipping of parapets. Some permanent drift. Damage to partitions. Building may be beyond economical repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional.
Nonstructural components	Extensive damage.	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged.	Equipment and contents are generally secure, but may not operate due to mechanical failure or lack of utilities.	Negligible damage occurs. Power and other utilities are available, possibly from standby sources.
Comparison with performance intended for buildings designed under the <i>NEHRP Provisions</i> , for the Design Earthquake	Significantly more damage and greater risk.	Somewhat more damage and slightly higher risk.	Much less damage and lower risk.	Much less damage and lower risk.

1.6.1.5 Espectro de respuesta general

Un espectro de respuesta general debe ser desarrollado como se especifica en las **secciones 1.6.1.5.1** hasta **1.6.1.5.3**.

1.6.1.5.1 Espectro de respuesta horizontal general

Un espectro de respuesta horizontal general como se muestra en la **figura 1-1** debe ser desarrollada usando las **ecuaciones (1-8), (1-9)** y **(1-10)** para un espectro de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

respuesta de aceleración, S_a , versus el periodo estructural, T , en la dirección horizontal.

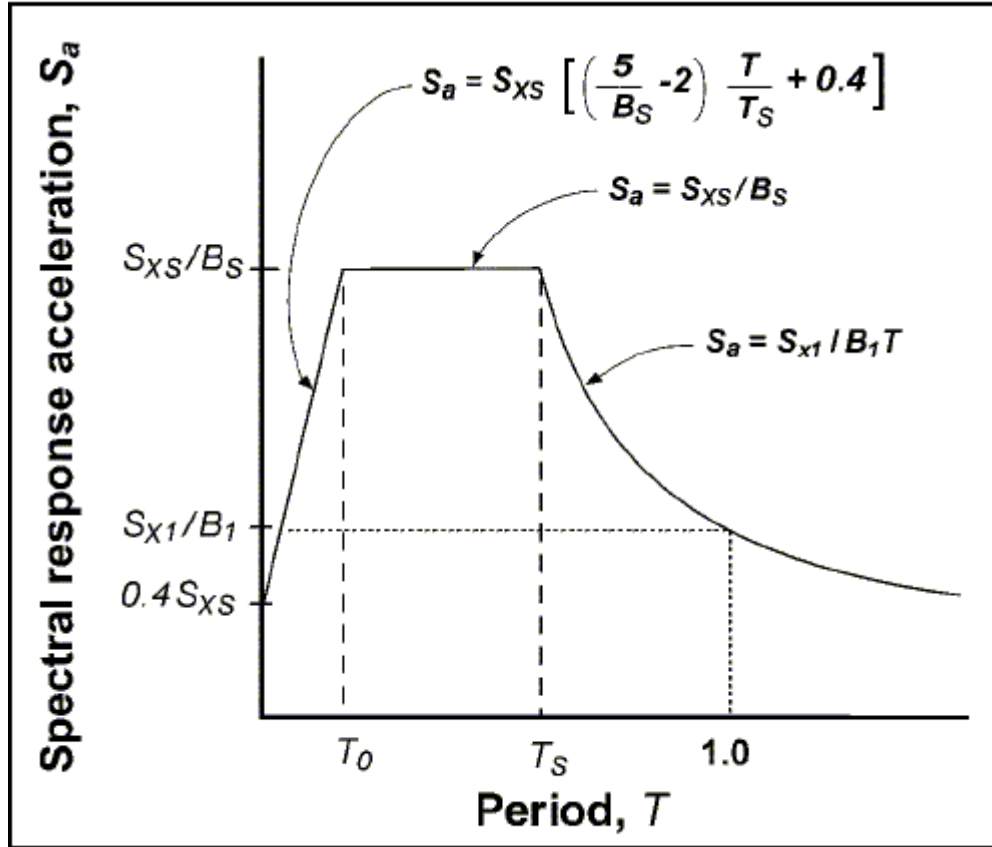


Figure 1-1 General Horizontal Response Spectrum

$$S_a = S_{XS} \left[\left(\frac{5}{B_S} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] \quad (1-8)$$

for $0 < T < T_0$, and

$$S_a = S_{XS}/B_S \text{ for } (T < T_S), \text{ and} \quad (1-9)$$

$$S_a = (S_{XI}/(B_I T)) \text{ for } T > T_S \quad (1-10)$$

Donde T_s y T_o están dados por las **ecuaciones (1-11) y (1-12)**.

$$T_S = (S_{XI} B_S) / (S_{XS} B_I) \quad (1-11)$$

$$T_0 = 0.2 T_S \quad (1-12)$$

Y donde B_s y B_I deben ser tomados de la **tabla 1-6**.

Table 1-6 Damping Coefficients B_S and B_1 as a Function of Effective Damping β

Effective Viscous Damping β (percentage of critical damping) ¹	B_S	B_1
≤ 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥ 50	3.0	2.0

1. Damping coefficients shall be based on linear interpolation for effective viscous damping values other than those given.

El uso del espectro de respuesta de aceleraciones calculados usando la **ecuación (1-8)** en el extremo del rango de periodo corto ($T < T_o$) debe ser permitido solamente en procedimientos de análisis dinámico y solamente para otros modos, que no sea el modo fundamental

1.6.1.5.2. Espectro de respuesta vertical general

Donde un espectro de respuesta vertical es requerido, éste deberá desarrollarse tomando los dos tercios de la ordenada espectral, en cada periodo, obtenido para el espectro de respuesta horizontal.

1.6.1.5.3 Relaciones de amortiguamiento

Un espectro de respuesta amortiguado en un 5% debe ser usado para el diseño de rehabilitación de todos los edificios y sistemas estructurales excepto los encontrados en el siguiente criterio:

1. Para estructuras sin protección exterior, una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual al 2% del amortiguamiento crítico debe ser asumida.
2. Para estructuras con diafragmas de madera y particiones interiores y paredes cruzadas que interconectan los niveles del diafragma en un espaciamiento máximo de 40 pies en el centro transversal de la dirección del movimiento, una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual al 10% del amortiguamiento debe ser permitido.
3. Para estructuras rehabilitadas usando tecnología de aislamiento sísmico o tecnología de alta disipación de energía, una relación equivalente de amortiguamiento viscoso efectiva, β , debe ser calculada usando los procedimientos especificados en el capítulo 9.

1.6.2.1 Espectro de respuesta específico para el sitio

El desarrollo de un espectro de respuesta del sitio específico deberá estar basado en la geología, sismología y características del suelo asociadas con el sitio específico y como se especifica en las **secciones 1.6.2.1.1.** hasta **1.6.2.1.4.**

1.6.2.1.1 Relaciones de amortiguamiento

El espectro de Respuesta deberá ser desarrollado para una relación de amortiguamiento viscoso efectivo del 5% del amortiguamiento crítico y para otras relaciones de amortiguamiento apropiadas para el comportamiento estructural indicado, como se discutió en la **sección 1.6.1.5.**

1.6.2.1.2 Amplitud espectral mínima

El 5% de las amplitudes espectrales del sitio específico amortiguados en el rango del periodo de significativamente más grande que la respuesta estructural no debe estar especificado menos del 70% de las amplitudes espectrales del Espectro de Respuesta General.

1.6.2.1.3 Bases del espectro de respuesta.

El espectro probabilístico en el sitio específico que representa el BSE-1 Nivel de Riesgo Sísmico deberá ser el promedio del espectro al 10%/50 años de probabilidad de excedencia. El espectro probabilístico en el sitio específico que representa el BSE-2 Nivel de Riesgo Sísmico deberá ser el promedio del espectro al 2%/50 años de probabilidad de excedencia.

El espectro determinístico en el sitio específico BSE-2 debe ser tomado como 150% del espectro medio para el evento característico en la falla de control.

1.6.2.1.4 Parámetros de aceleración de respuesta en el sitio específico y construcción del espectro de respuesta

El diseño de los parámetros de la respuesta de aceleración, S_{XS} , S_{XI} , y T_S deben ser obtenidos usando el espectro de respuesta en el sitio específico de acuerdo con esta sección. Los valores del diseño del parámetro de la respuesta de aceleración en periodos cortos, S_{XS} , debe ser tomados la aceleración de respuesta obtenida del espectro del sitio específico en un periodo de 0.2 segundos, pero no debe ser tomado menor al 90% de la aceleración pico de respuesta en cualquier periodo. Para obtener valores para el diseño del parámetro de aceleración de respuesta espectral S_{XI} , una curva de la **forma** $S_a = S_{XI}/T$ debe ser cubierta gráficamente en el sitio específico del espectro tal que en cualquier periodo el valor de S_a obtenido de la curva no sea menor que el 90% del cual sería obtenido directamente desde el espectro. El valor de T_S debe ser determinado de acuerdo con la **ecuación (1-13).**

$$T_S = S_{XI}/S_{XS} \quad (1-13)$$

1.6.2.2 Las Aceleraciones del Time History

El análisis Time History se realizará sin menos que tres conjuntos de datos (cada uno contiene dos componentes horizontales o, si el movimiento vertical deberá ser considerado, dos componentes horizontales y un componente vertical) de las historias de tiempo de movimiento de suelo que se escogerán y serán escalados de no menos que tres registros de los acontecimientos. Las historias del tiempo tendrán la magnitud, las distancias por defecto, y mecanismos de fuente, que son equivalentes a esos, que controlan el movimiento de suelo del sismo de diseño. Dónde tres registros conjuntos de datos Time History de movimiento de suelo teniendo estas características, no son los conjuntos disponibles y simulados de datos Time History,

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

teniendo la duración equivalente y el contenido espectral, se está acostumbrado a componer el número total requerido. Para cada conjunto de datos, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del 5% de amortiguamiento del espectro específico del sitio de los componentes horizontales escalados se construirá. Los conjuntos de datos se escalarán, tanto que el valor mediano del espectro de SRSS no caerá abajo de 1.4 veces del 5% de amortiguamiento del espectro para el sismo de diseño para periodos entre 0.2T segundos y 1.5T segundos (donde T es el periodo fundamental del edificio).

Dónde tres conjuntos de datos Time History se usan en el análisis de una estructura, el valor máximo de cada parámetro de la respuesta (por ejemplo, la fuerza en un miembro, el desplazamiento en un nivel específico) está acostumbrado a determinar la aceptabilidad del diseño. Dónde siete o más conjuntos de datos Time History se emplean, el valor mediano de cada parámetro de la respuesta será permitido a determinar la aceptabilidad del diseño.

1.6.3 Zonas de sismicidad

La zona de sismicidad debe ser definida como alta, moderada o baja como se especifica en la [sección 1.6.3.1, 1.6.3.2, y 1.6.3.3](#), respectivamente.

1.6.3.1. Zonas de alta sismicidad

Los edificios deben ser considerados para ser localizados dentro de zonas de alta sismicidad, donde el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración del periodo corto, S_{XS} , y el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración de un segundo de periodo, S_{XI} , están como se especifica en la [ecuación \(1-14\)](#):

$$\begin{aligned} S_{XS} &\geq 0.5g \quad \text{and} \\ S_{XI} &\geq 0.2g \end{aligned} \quad (1-14)$$

1.6.3.2. Zonas de moderada sismicidad

Los edificios deben ser considerados para ser localizados dentro de zonas de moderada sismicidad donde el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración de un periodo corto, S_{XS} , y el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración de un segundo de periodo, S_{XI} , están como se especifica en la [ecuación \(1-15\)](#):

$$\begin{aligned} 0.167 &\leq S_{XS} < 0.5g \quad \text{and} \\ 0.067 &\leq S_{XI} < 0.2g \end{aligned} \quad (1-15)$$

1.6.3.3 Zonas de baja sismicidad

Los edificios deben ser considerados para ser localizados dentro de zonas de baja sismicidad donde el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración de un periodo corto, S_{XS} , y el 10%/50 años, el diseño de respuesta de aceleración de un segundo de periodo, S_{XI} , están como se especifica en la [ecuación \(1-16\)](#):

$$\begin{aligned} S_{XS} &< 0.167g \quad \text{and} \\ S_{XI} &< 0.067g \end{aligned} \quad (1-16)$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Niveles de desempeño estructural de edificios de concreto reforzado

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

CAPÍTULO II

Requerimientos generales

2.2.3 Caracterización del sitio e información geotectónica

Los datos en la configuración de la fundación y la superficie de la tierra y las condiciones bajo la superficie en el sitio deben ser obtenidos de la documentación existente, el reconocimiento visual del sitio, o un programa de investigación bajo la superficie del sitio específico de acuerdo al capítulo 4. Un sitio específico bajo la superficie la investigación se realizará un refuerzo de la selección de los objetivos de la rehabilitación, o cuando los datos insuficientes están disponibles a cuantificar las capacidades de la fundación o se determine la presencia de un sitio con riesgos geológicos identificados en la [sección 4.2.2](#). Cuando la información histórica indica que los riesgos geológicos han ocurrido en la vecindad del sitio, una investigación del sitio específico bajo la superficie se realizará e investigar el potencial riesgo del sitio geológico. El uso de la capacidad de la fundación aplicable existente o la información de riesgo geológica disponible para el sitio se permitirá. Un reconocimiento del sitio se realizará para observar las variaciones de los planos del edificio existentes, las actividades a realizarse, y evidencia de actuación de fundación pobre.

2.2.4 Edificios adyacentes

Datos suficientes deben ser coleccionados en la configuración de estructuras adyacentes; para permitir un análisis de la interacción los problemas son identificados en la [sección 2.2.4.1](#) hasta [2.2.4.3](#). Si la información necesaria sobre las estructuras adyacentes no es disponible, el dueño del edificio se informará de las consecuencias potenciales de las interacciones que no son evaluadas.

2.2.6.4 Factor de conocimiento

2.2.6.4.1 general

Para considerar la incertidumbre en la colección de cómo se construyeron los datos, un factor de conocimiento, κ , se seleccionará de la **tabla 2-1**, considerando la rehabilitación seleccionada.

Los factores de conocimiento se aplicarán adelante, en la base del componente, como es determinado por el nivel de conocimiento obtenido por los componentes individuales durante los datos de colección.

El factor κ se usa para expresar la confianza con que las propiedades de los componentes del edificio son conocidas, cuando las capacidades del componente interesadas. El valor del factor se establece del conocimiento obtenido, basado en el acceso a la construcción original de los documentos, o condición valoraciones, incluyendo destructivo o no destructivo que prueba de representante a los componentes. Los valores del factor han sido establecidos, mientras se ha indicado si el nivel de conocimiento es “el mínimo,” “usual,” o “compreensivo.”

Table 2-1 Data Collection Requirements

Data	Level of Knowledge							
	Minimum		Usual				Comprehensive	
Rehabilitation Objective	BSO or Lower		BSO or Lower		Enhanced		Enhanced	
Analysis Procedures	LSP, LDP		All		All		All	
Testing	No Tests		Usual Testing		Usual Testing		Comprehensive Testing	
Drawings	Design Drawings	Or Equivalent	Design Drawings	Or Equivalent	Design Drawings	Or Equivalent	Construction Documents	Or Equivalent
Condition Assessment	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive
Material Properties	From Drawings or Default Values	From Default Values	From Drawings and Tests	From Usual Tests	From Drawings and Tests	From Usual Tests	From Documents and Tests	From Comprehensive Tests
Knowledge Factor (κ)	0.75	0.75	1.00	1.00	0.75	0.75	1.00	1.00

Sección 2.2.6.Requerimientos de los datos de colección

Los datos de la condición de cómo se construyó la estructura, los componentes, el sitio, y los edificios adyacentes deben ser coleccionados en detalle suficiente para ejecutar el procedimiento de análisis seleccionado. La cantidad de los datos coleccionados debe ser consistente con niveles mínimos, usuales o comprensivos de conocimiento como se especifica en las **secciones 2.2.6.1, 2.2.6.2, ó 2.2.6.3**. El nivel requerido de conocimiento debe ser determinado considerando el objetivo de rehabilitación seleccionado y el procedimiento de análisis de acuerdo con la **tabla 2-1**.

2.2.6.1 Requerimientos mínimos de datos de colección

Como un mínimo, la colección de la información de cómo se construyó debe consistir en lo siguiente:

1. Se obtendrá la información de los planos de diseño con la información suficiente para analizar las demandas del componente y calcular las capacidades de los componentes. Para la colección de los datos mínima, los dibujos de los planos no necesitan estar completos, pero deberían indicar la configuración de las cargas de gravedad y del sistema lateral de fuerza resistente y las conexiones típicas con el

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

detalle suficiente para llevar a cabo el o los procedimientos de análisis lineal. Cuando el diseño de los dibujos está disponible, la información será verificada por una condición visual la valoración de acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8.

2. En la ausencia de información suficiente del diseño en los planos, incompleto o no la información existente se complementará por una condición comprensiva valoración que incluye destructivo y no destructivo, la investigación de acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8.
3. En la ausencia de archivos de la prueba de materiales y calidad, la convicción de información, uso de propiedades del material predefinidas de acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8, será permitido.
4. La información necesaria en los edificios adyacentes, la referencia en la **sección 2.2.4 (Estructuras Adyacentes)**, se ganará a través de los estudios del campo e investigación disponible como se construyó la información.
5. La información sobre la fundación y sitio relacionado con las preocupaciones se coleccionará de acuerdo con la **sección 2.2.3 (Información Geotécnica)**.

2.2.6.2 Requisitos de colección de datos usuales

La colección usual de cómo se construyó la información consistirá de lo siguiente:

1. Se obtendrá la información de los diseños de los planos con la información suficiente para analizar las demandas de los componente y calcular las capacidades de los componentes. Para la colección de los datos usuales, los dibujos de los planos no necesitan ser completos, pero comuniquen la configuración de la gravedad y lateral - la fuerza - resistiéndose el sistema y las conexiones típicas con el detalle suficiente para llevar a cabo cualquier procedimiento de análisis. Cuando el diseño de los dibujos son disponibles, la información se verificará por una condición visual, la valoración de acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8.
2. En la ausencia de información suficiente del plan los dibujos, incompleto o non - la información existente se complementará por una condición comprensiva valoración que incluye destructivo y no destructivo la investigación de acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8.
3. En la ausencia de archivos de la prueba materiales y calidad la convicción informa, las propiedades materiales serán determinado por materiales usuales, que prueban en el acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8.
4. La información necesaria en los edificios adyacentes, la referencia en la **sección 2.2.4**, se ganará a través de los estudios del campo e investigación disponible como se construyó la información.
5. La información sobre la fundación y sitio relacionado las preocupaciones se coleccionará de acuerdo con **sección 2.2.3 (Información Geotécnica)**.

2.2.6.3 Colección comprensiva de datos

Requerimientos

En la ausencia de archivos de la prueba de los materiales y calidad de la convicción informativa, las propiedades materiales serán determinadas por materiales comprensivos, que prueban en el acuerdo con los capítulos 5 hasta el 8. El coeficiente de variación en los resultados de la prueba de los materiales debe ser al menos del 20%.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La información necesaria en los edificios adyacentes, la referencia en la [sección 2.2.4](#), se ganará a través de los estudios del campo e investigación disponible como se construyó la información. La información sobre la fundación y sitio relacionó las preocupaciones se coleccionará de acuerdo con [sección 2.2.3 \(Información Geotécnica\)](#).

2.4 Procedimientos de análisis

Un análisis del edificio, inclusive las medidas de rehabilitación, será conducido a determinar las fuerzas y las deformaciones inducidas en los componentes del edificio por el movimiento del suelo correspondiendo al nivel escogido del peligro sísmico, o por otro riesgo geológico sísmico el sitio especificado en la [sección 4.2.2](#).

El procedimiento de análisis se conformará con uno de los siguientes:

1. Las limitaciones del análisis lineal con sujeción a especificaciones en la [sección 2.4.1](#), y en conformar con el procedimiento lineal estático (LSP) de acuerdo con [sección 3.3.1](#), o el procedimiento lineal dinámico (LDP) de acuerdo con [sección 3.3.2](#).
2. Las limitaciones del análisis no lineal con sujeción a especificaciones en la [sección 2.4.2](#), y en conformar con el procedimiento no lineal estático (NSP) de acuerdo con la [sección 3.3.3](#), o el procedimiento no lineal dinámico (NDP) de acuerdo con [sección 3.3.4](#).
3. El análisis racional alternativo de acuerdo con [sección 2.4.3](#).

Los resultados del análisis se conformarán con los criterios aplicables de la aceptación escogida de acuerdo con [sección 2.4.4](#).

Comentario 2.4 Procedimientos de análisis

Los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional de una relación lineal del esfuerzo en énfasis, pero incorporan los ajustes a deformaciones completas del edificio y criterios de aceptación de materiales para permitir mejor consideración de las características probables no lineal de la respuesta sísmica. El procedimiento no lineal estático, a menudo llamado “análisis Pushover,” usa las técnicas simplificadas no lineales para estimar las deformaciones estructurales sísmicas. El procedimiento no lineal dinámico, comúnmente conocido como análisis no lineal Time History, requiere del juicio y la experiencia considerables a realizar, y para poder ser usados solo dentro de las limitaciones descritas en la [sección 2.4.2.2](#) de este estándar.

2.4.1 Procedimientos lineales

Los procedimientos lineales se permitirán para edificios que no tienen una irregularidad definida en la [sección 2.4.1.1](#). Para edificios que tienen una o más de las irregularidades definidas en la [sección 2.4.1.1](#), los procedimientos lineales no se usarán a menos que las demandas sísmicas en el edificio se conformarán con los requisitos de la relación de la capacidad de demanda (DCR) de la [sección 2.4.1.1](#). Para edificios con sistemas de aislamiento de base que incorporan sistemas suplementarios de disipación de energía, las limitaciones adicionales de las [secciones 9.2.4 ó 9.3.4](#) deberán ser aplicadas

Comentario 2.4.1: Procedimientos lineales

Los resultados de los procedimientos lineales pueden ser muy inexactos cuando son aplicados a los edificios con altos sistemas estructurales irregulares, a menos que el edificio sea capaz de responder al(os) diseño(s) sísmico(s) en una manera casi

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

elástica. Los procedimientos de la **sección 2.4.1.1** evalúan si el edificio es capaz de la respuesta casi elástica.

2.4.1.1 El método para determinar las limitaciones de los procedimientos lineales

La metodología presentada en esta sección debe ser usada para determinar la aplicabilidad de los procedimientos de análisis lineal basados en cuatro condiciones de irregularidad definidas en la **sección 2.4.1.1.1** hasta la **sección 2.4.1.1.4**.

La determinación de irregularidad debe estar basada en la configuración de la estructura rehabilitada. Un análisis lineal para determinar la irregularidad será realizada por un **LSP** de acuerdo con **sección 3.3.1** o por un **LDP** de acuerdo con la **sección 3.3.2**. Los resultados de este análisis están acostumbrados a identificar la magnitud y la uniformidad de la distribución de demandas inelásticas en los elementos y componentes primarios del sistema de fuerza lateral que resiste.

La magnitud y la distribución de demandas inelásticas para existir y agregar en los elementos y componentes primarios serán definido por las relaciones de capacidad de demanda (**DCRs**) y computados de acuerdo con la **ecuación (2-1)**:

DCR = Relación Demanda de Capacidad.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (2-1)$$

Donde:

Q_{UD} = Fuerza debido a las cargas de gravedad y sismo, las cargas calculadas de acuerdo con la **sección 3.4.2**.

Q_{CE} , esfuerzo esperado del componente o elemento, debe ser determinado considerando todas las acciones existentes en el componente bajo la condición de carga de diseño por procedimientos especificados en los capítulos 4 al 8.

El **DCRs** se calculará para cada acción (tal como fuerza de axial, el momento, corte) de cada componente primario. La acción crítica para el componente será el primero con el **DCR** más grande. El **DCR** para esta acción será denominado componente con **DCR** crítico. El **DCR** más grande para cualquier elemento en particular de un piso se denominará el elemento crítico **DCR** en ese piso. Si un elemento en particular del piso se compone de múltiples componentes, entonces el componente con el **DCR** computado más grande, definirá el componente crítico para el elemento en ese piso.

La aplicabilidad de procedimientos lineales se determinará a continuación:

1. Si todos los componentes **DCRs** <2.0, entonces los procedimientos lineales son aplicables.
2. Si uno o más componentes **DCRs** exceden 2.0, y ninguna de las irregularidades descritas en las **secciones 2.4.1.1.1** hasta **2.4.1.1.4** son presentadas, entonces los procedimientos lineales son aplicables.
3. Si uno o más componentes **DCRs** exceden 2.0 y alguna irregularidad descrita en la **sección 2.4.1.1.1** hasta la **sección 2.4.1.1.4** están presentes, entonces los procedimientos lineales no son aplicables, y no serán usados.

Comentario 2.4.1.1 El método para determinar las limitaciones de los procedimientos lineales

La magnitud y distribución de las demandas inelásticas se indican por la relación de capacidad de demanda (**DCRs**). Notar que estos **DCRs** no son usados para determinar

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

la aceptabilidad de conducta del componente. Lo más adecuado de los componentes estructurales y elementos debe ser evaluado usando los procedimientos contenidos en el capítulo 3, junto con los criterios de aceptación proporcionados en los capítulos 4 hasta el 8. Los **DCRs** son usados para determinar la regularidad de una estructura. Debe notarse que para las estructuras complejas, como los edificios con paredes de corte perforadas, pueden ser más fáciles de usar uno de los procedimientos no lineales que asegura que el edificio tiene la regularidad suficiente para permitir uso de procedimientos lineales.

Si todos los controles calculados **DCRs** para un componente son menores o iguales a 1.0, entonces se espera que el componente responda elásticamente al sacudimiento sísmico del suelo a ser evaluado. Si uno o más de los **DCRs** calculados para un componente son mayores que 1.0, entonces el componente se espera a responda el inelásticamente al sacudimiento sísmico del suelo.

2.4.1.1.1 Irregularidad discontinua en el plano

Una irregularidad discontinua en el plano debería ser considerada que existe en cualquier elemento primario del sistema de fuerza lateral resistente, sin embargo, un elemento de fuerza lateral resistente está presente en un piso, pero no continúa, o se proyecta con el plano del elemento, en el piso inmediatamente inferior. **La figura 2.1** se representa tal condición.

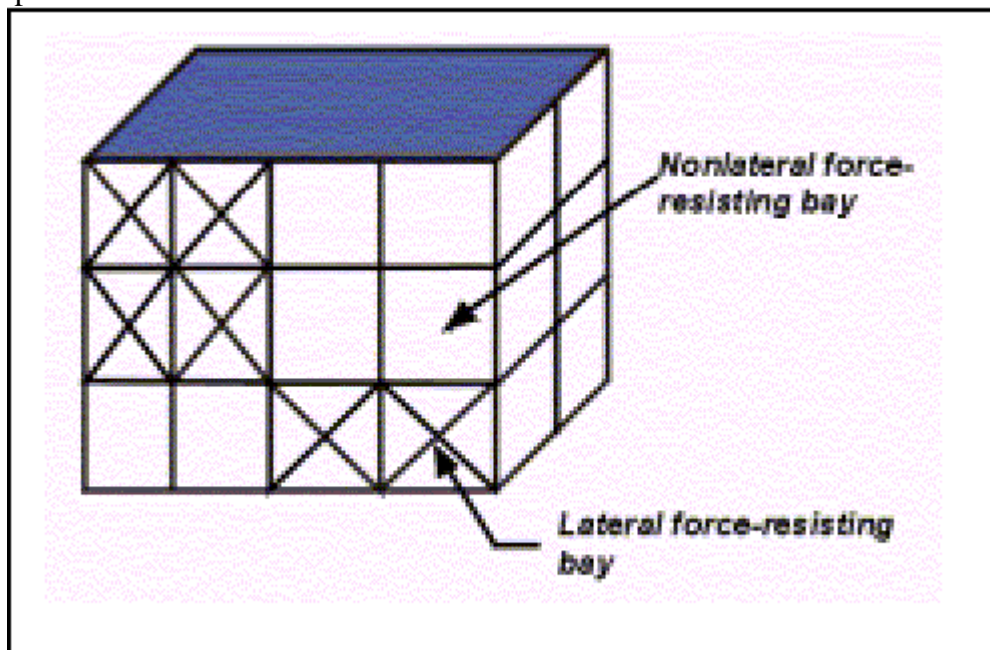


Figure 2-1 In-Plane Discontinuity in Lateral System

Figura 2-1: Discontinuidad en el plano en el sistema lateral.

2.4.1.1.2 Irregularidad discontinua fuera del plano

Una irregularidad discontinua fuera del plano debería ser considerada que existe en cualquier elemento primario del sistema de fuerza lateral resistente cuando un elemento en un piso proyectado fuera del plano relativo a ese elemento en un piso adyacente como se muestra en la **figura 2.2**.

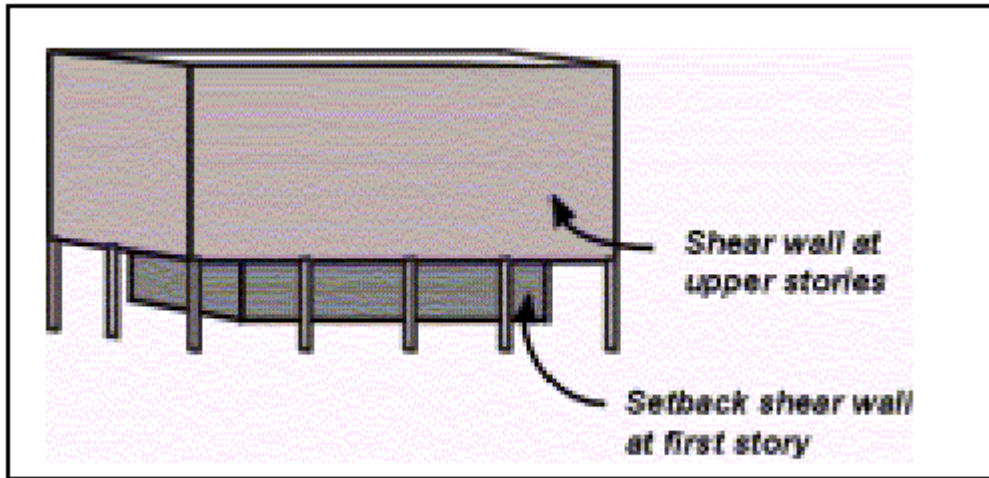


Figure 2-2 Typical Building with Out-of-Plane Offset Irregularity

Figura 2-2: Edificio típico con irregularidad fuera del plano.

2.4.1.1.3 Irregularidad severa de piso débil

Una irregularidad severa de piso débil será considerada a existir en cualquier dirección del edificio, si la relación de corte promedio *DCR* de cualquier piso a un piso adyacente en la misma dirección excede el 125%. El promedio *DCR* de un piso se calculará por la siguiente ecuación:

$$\overline{DCR} = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (2-2)$$

Donde:

\overline{DCR} = Promedio *DCR* para el piso

DCR_i = Acción crítica *DCR* para el elemento *i* del piso

V_i = Fuerza de corte lateral total calculada en un elemento *i* debido a la respuesta del sismo, asumiendo que la estructura permanece elástica.

n = Número total de elementos en el piso

2.4.1.1.4 Severa irregularidad de fuerza torsional

Una severa irregularidad de fuerza torsional será considerada que existirá en cualquier piso si el diafragma de arriba al piso bajo consideración no es flexible y, para una dirección dada la relación de elemento crítico *DCRs* para elementos primarios en un lado del centro de resistencia de un piso, a aquellos en el otro lado del centro de resistencia del piso, excede 1.5.

2.4.4 Criterio de aceptación

2.4.4.1 General

La aceptabilidad de acciones de fuerza y deformación se evaluará para cada componente de acuerdo con los requisitos de la [sección 3.4](#). Antes de escoger los criterios de la aceptación del componente para el uso en la [sección 3.4](#), cada componente se clasificará como primario o secundario de acuerdo con la [sección 2.4.4.2](#), y cada acción se clasificarán como deformaciones controladas (dúctiles) o fuerzas controladas (no dúctil) de acuerdo con la [sección 2.4.4.3](#). Las fuerzas del rendimiento del componente,

Las propiedades de los materiales, y las capacidades del componente se determinarán de acuerdo con las [secciones 2.4.4.4, 2.4.4.5, y 2.4.4.6](#), respectivamente. Los criterios de la aceptación del componente no presentados en este estándar serán determinados por probar de salvedad de acuerdo con la [sección 2.8](#). El edificio rehabilitado se proporcionará con por lo menos un sendero continuo de cargas a fuerzas sísmicas de transferencia, inducido por el movimiento del suelo en cualquier dirección, desde el punto de la aplicación al punto final de la resistencia. Todos los componentes primarios y secundarios serán capaces de resistir la fuerza y las acciones de la deformación dentro de los criterios aplicables de la aceptación del nivel escogido del desempeño.

Comentario 2.4.4 Criterio de aceptación

La [figura C2-1](#) se muestra la curva idealizada fuerza versus deformación usada en esta guía para especificar el criterio de aceptación para las acciones del componente de deformación controlada y del elemento para cualquiera de los tipos básicos de materiales. La respuesta lineal está ilustrada entre el punto A (componente descargado) y un campo efectivo en el punto b. La inclinación desde B hasta C es típicamente un pequeño porcentaje (0-10%) de la inclinación elástica, ya está incluida para representar el fenómeno tales como los grandes esfuerzos. C tiene una ordenada que representa la fuerza del componente y un valor de abscisa igual a la deformación, en la cual empieza un esfuerzo de degradación significativa (línea CD). A partir del punto D en adelante la componente responde con esfuerzo sustancialmente reducido al punto E. En las deformaciones mayores al punto E, el esfuerzo del componente es esencialmente cero.

La transición repentina como se muestra en las curvas idealizadas en la [figura C2-1](#) entre los puntos C y D pueden resultar en una dificultad computacional y una incapacidad para converger cuando se ha usado como un modelo de ingreso en un software de análisis computarizado no lineal. Para evitar esta inestabilidad computacional una pequeña inclinación se puede dar al segmento de estas curvas entre los puntos C y D.

Para algunos componentes es conveniente prescribir el criterio de aceptación en términos de deformación (por Ej: θ o Δ), mientras para otros es más conveniente dar un criterio en términos de relaciones de deformación. Para acomodar esto dos tipos de curvas idealizadas fuerza versus deformación son usadas en las [figuras C2-1 \(a\) y \(b\)](#). La [figura C2-1\(a\)](#) muestra la fuerza normalizada (Q/Q_{CE}) versus deformación (θ o Δ) y los parámetros a, b y c. En la [figura C2-1](#) se muestra la fuerza normalizada (Q/Q_{CE}) versus la relación de deformación (θ/θ_y , Δ/Δ_y o Δ/h) y los parámetros d, e y c. Las rigideces elásticas y los valores para los parámetros a, b, c d y e que pueden ser usados para modelar los componentes están dados en los capítulos 5 al 8. El

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

criterio de aceptación para la deformación o relaciones de deformación para miembros primarios (P) y miembros secundarios (S) correspondientes a los niveles de desempeño del edificio de Prevención de Colapso (CP), Seguridad de Vida (LS), y Ocupación Inmediata (IO) como se muestra en la **figura 2-1(c)** están dados en los capítulos del 5 al 8.

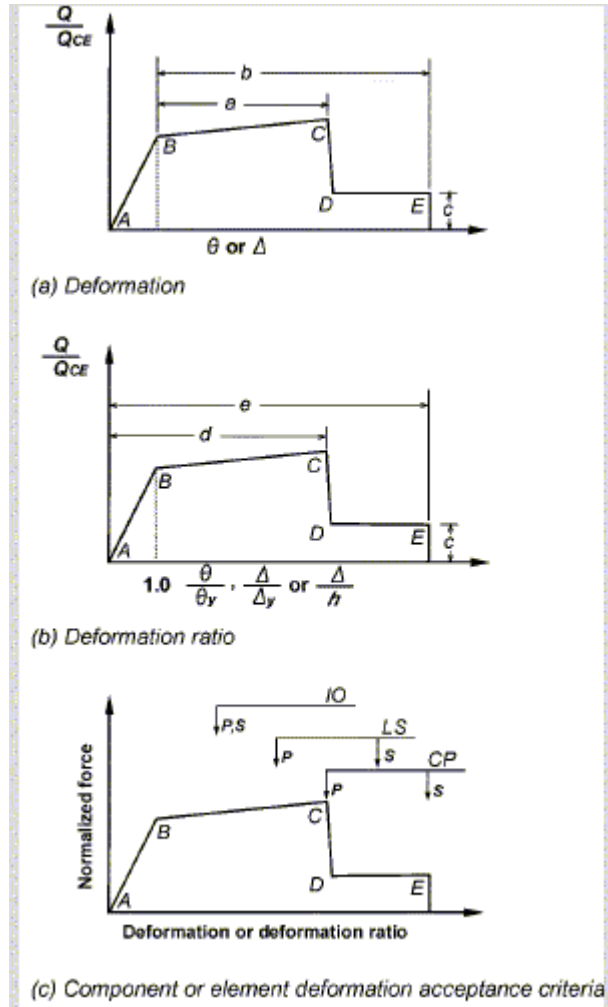


Figura C2-1: Curvas idealizadas de componentes de carga versus deformación para mostrar el criterio de aceptación y modelo del componente.

2.4.1.2 Limitaciones en el uso del procedimiento lineal estático

El procedimiento lineal estático no debería ser usado para un edificio con una o más de las siguientes características:

1. El periodo fundamental del edificio, T , es mayor o igual que 3.5 veces T_s .
2. La relación de la dimensión horizontal en cualquier piso a la dimensión correspondiente en un piso adyacente excede 1.4 (incluyendo penthouses).
3. El edificio tiene una severa irregularidad de esfuerzo torsional en cualquier piso. Una irregularidad de esfuerzo torsional severo existe en un piso si el diafragma arriba al piso bajo consideración no es flexible y los resultados del análisis indican que la deriva en cualquier lado de la estructura es mayor que 150% del promedio de deriva de piso.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

4. El edificio tiene una severa masa vertical o irregularidad de esfuerzo. Una severa masa vertical o irregularidad de esfuerzo existe cuando el promedio de deriva en cualquier piso (excepto penthouses), excede al piso superior o inferior en más del 150%.
5. El edificio tiene un sistema de fuerza lateral resistente no ortogonal.

Para edificios en los cuales los procedimientos lineales sean aplicables, pero el procedimiento lineal estático no sea permitido, el uso del procedimiento lineal dinámico debe ser permitido.

Comentario: 2.4.1.2 Limitaciones en el uso del procedimiento lineal estático

Para edificios que tienen distribuciones irregulares de masa o esfuerzo, irregularidades en la geometría o sistemas de fuerza lateral resistente no ortogonal, la distribución de demandas predichas por el análisis **LDP** (Procedimiento Lineal Dinámico), será más adecuado que la predicha por el análisis **LSP** (Procedimiento Lineal Estático). Ambos el método de Espectro de Respuesta o el Método Time History pueden ser usados para la evaluación de tales estructuras.

2.4.2 Los procedimientos no lineales

Los procedimientos no lineales deben ser escogidos para cualquiera de las estrategias de rehabilitación contenidas en la [sección 2.5](#). Los procedimientos no lineales deben ser usados para el análisis de edificios cuando los procedimientos lineales no son permitidos. Los datos coleccionados para usar con procedimientos no lineales deben estar en acuerdo con la [sección 2.2.6](#).

2.4.2.1 Procedimiento No Lineal Estático (NSP)

El **NSP** debe ser escogido para estructuras, en las cuales los efectos modales más altos no sean significantes como se definió en esta sección. Para determinar si los modos más altos son significantes, un análisis de espectro de respuesta modal debe ser ejecutado para la estructura usando suficientes modos para capturar el 90% de la participación de la masa. Un segundo análisis de espectro de respuesta debe también ser ejecutado, considerando solamente el primer modo de participación. Los efectos de los modos más altos deben ser considerados significantes si el corte en cualquier piso resulta del análisis modal, considerando los modos requeridos para obtener el 90% de la participación de la masa que excede el 130% del correspondiente corte de piso considerando solamente la respuesta del primer modo.

Si los efectos del modo más alto son significantes, el **NSP** debe ser escogido si un análisis **LDP** es también ejecutado para complementar el **NSP**. Los edificios con significantes efectos de modos más altos deben encontrar el criterio aceptado para estos procedimientos de análisis, excepto que un incremento por un factor de 1.33 debe ser ejecutado en el criterio de aceptación **LDP** para acciones de deformación controlada (factores *m*) proveído desde el capítulo 5 hasta el 9. Un edificio analizado utilizando el **NSP** con o sin una evaluación suplementaria **LDP**, debe encontrar el criterio aceptado para los procedimientos no lineales especificados en la [sección 3.4.3](#).

Comentario 2.4.2.1. Procedimiento no lineal estático

El **NSP** es generalmente un acercamiento más confiable para la caracterización del desempeño de una estructura que los procedimientos lineales. Sin embargo, éste no es exacto, y no puede contar adecuadamente los cambios en la respuesta dinámica como las disminuciones de esfuerzos en las estructuras o para los efectos en los

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

modos más altos. Cuando el NSP es utilizado en una estructura que tiene significativa respuesta de modo alto, el LDP es también empleado para verificar el diseño más adecuado. Cuando este acercamiento es tomado, los criterios menos restringidos son permitidos para el LDP, reconociendo el significativo mejoramiento del conocimiento que es obtenido ejecutando ambos procedimientos de análisis.

2.4.2.2 Procedimiento No Lineal Dinámico(NDP)

El NDP debe ser permitido para todas las estructuras. Un análisis ejecutado usando el NDP debe ser revisado y aprobado por un Ingeniero independiente con experiencia en diseño sísmico y procedimientos no lineales.

Comentario 2.4.2.2 Procedimiento no lineal dinámico

El NDP no es recomendado para usar con estructuras de pórticos de madera.

2.4.3 Análisis racional alternativo

Nada en este estándar se interpretará previniendo como el uso de procedimiento alternativo aprobado del análisis que es racional y está basado en principios fundamentales de la ingeniería mecánica y dinámica. Tal alternativa de análisis no adoptará los criterios de aceptación contenidos en este estándar sin primero determinar su aplicabilidad. Todos los proyectos usando los procedimientos racionales alternativos del análisis serán revisados y aprobados por un ingeniero independiente con la experiencia en el diseño sísmico.

2.4.4.2 Elementos y componentes primarios y secundarios

Los elementos y componentes que afectan la rigidez o la distribución laterales de fuerzas en una estructura, o se cargan como resultado de deformación lateral de la estructura, serán clasificados como primarios o secundarios, aunque ellos no sido las partes del sistema de la fuerza lateral destinado a que resistan.

2.4.4.2.1 Elementos y componentes primarios

Los elementos y componentes que proporcionan la capacidad de la estructura a resistir el colapso bajo las fuerzas sísmicas inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección se clasificará como primarios.

2.4.4.2.2 Elementos y componentes secundarios

Otros elementos y componentes se clasificarán como secundarios.

Comentario 2.4.4.2 Elementos y componentes primarios y secundarios

En un edificio típico, casi todos los elementos, inclusive muchos componentes no estructurales, contribuirán por completo en el edificio con la rigidez, la masa, y el amortiguamiento, y consecuentemente su respuesta al movimiento de suelo del terremoto. Sin embargo, no todos estos elementos son críticos a la habilidad de la estructura a resistir el colapso cuando está sujeto al sacudimiento fuerte del suelo.

La designación secundaria se usará típicamente cuando un componente o el elemento no contribuyen significativamente o seguramente a resistir los efectos del terremoto a causa de la rigidez, el esfuerzo, o la baja capacidad de deformación lateral.

Por ejemplo, una capa de metal junto a otra en divisiones exteriores e interiores pueden agregar rigidez inicial substancial a una estructura, mas esta rigidez no se considera típicamente en el diseño de edificios nuevos porque el esfuerzo lateral de estos elementos es a menudo pequeño. Similarmente, la interacción de sistemas de piso y las columnas en edificios de pared de corte puede agregar alguna rigidez, aunque los diseñadores descuiden típicamente tal rigidez al proporcionar en el edificio las paredes de corte.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El concepto de elementos primarios y secundarios permite que el ingeniero diferencie entre el desempeño requerido de los elementos que son críticos en la habilidad del edificio para resistir el colapso y de esos que no son. Para un nivel dado del desempeño, los criterios de aceptación para elementos y componentes primarios serán típicamente más restrictivos que para éstos elementos y componentes secundarios.

El uso de la clasificación secundaria permitirá que ciertos componentes experimentarán el daño más grande y los desplazamientos más grandes que de otro modo se permitiría para los elementos primarios, como es explicado abajo.

1. Aunque el daño a los elementos primarios y alguna degradación de su rigidez se pueda permitir ocurrir, la función completa de estos elementos a resistir el colapso estructural no se debe ceder.
2. Para algún nivel de desempeño estructural, la degradación substancial de la rigidez y esfuerzo que resiste la fuerza lateral de elementos y componentes secundarios es permisible. Sin embargo, la habilidad de estos elementos y componentes secundarios para soportar las cargas de la gravedad bajo las máximas deformaciones inducidas se deben preservar.

2.4.4.3 Acciones de deformación controlada y fuerza controlada

Todas las acciones deben ser clasificadas o bien como deformación controlada o fuerza controlada usando el componente general de carga versus las curvas de deformación indicadas en la **figura 2-3**.

2.4.4.3.1 Comportamiento de la deformación controlada y de la fuerza controlada

La curva tipo 1 mostrada en la **figura 2-3** es representativa del comportamiento dúctil, donde hay un rango elástico (punto 0 a punto 1 en la curva) seguido por un rango plástico (puntos 1 a 3) con fuerza residual no significativa y capacidad para soportar cargas gravitatorias en el punto 3. El rango plástico incluye un gran esfuerzo o un rango suave (puntos 1 a 2) y un rango de fuerza degradada (puntos 2 a 3). Las acciones del componente primario exhibiendo este comportamiento deberán ser clasificadas como deformación controlada si el gran esfuerzo o poco esfuerzo es tal que $e > 2g$; Caso contrario, ellos deberán ser clasificados como fuerza controlada. Las acciones del componente secundario exhibiendo el comportamiento tipo 1 deberán ser clasificadas como deformación controlada para cualquier relación e/g .

La curva tipo 2 mostrada en la **figura 2-3** es representativa del comportamiento dúctil, donde existe un rango elástico (punto 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 2) seguidos por pérdidas de fuerza y pérdidas de capacidad para soportar cargas gravitatorias después del punto 2. Las acciones del componente primario y secundario, exhibiendo este tipo de comportamiento deberían ser clasificados como deformación controlada si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; caso contrario, ellos deben ser clasificados como fuerza controlada.

La curva tipo 3 mostrada en la **figura 2-3** es representativa de un comportamiento no dúctil, donde hay un rango elástico (punto 0 a 1 en la curva) seguido por la pérdida de fuerza y capacidad para soportar cargas gravitatorias después del punto 1. Las acciones del componente primario y secundario mostrando el comportamiento tipo 3 deberían ser clasificados como fuerza controlada.

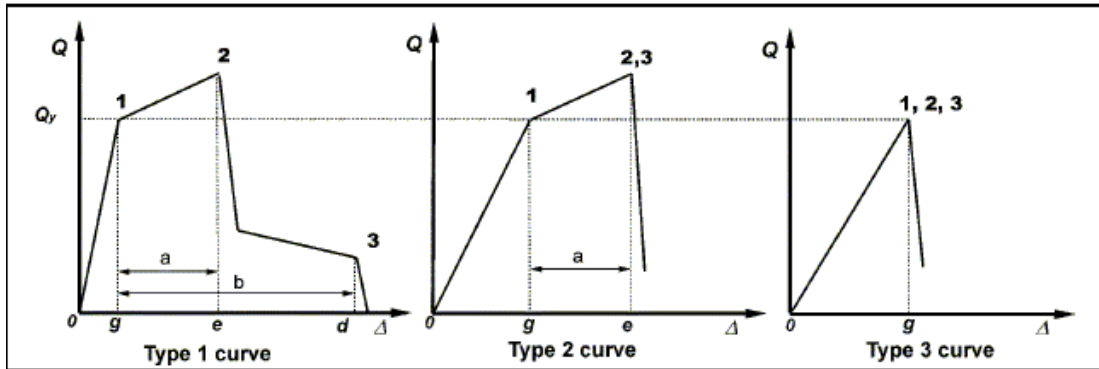


Figure 2-3 General Component Load vs. Deformation Curves

Comentario 2.4.4.6.1 General

Las capacidades del componente deben ser calculadas para seguir la validación del elemento en conjunto y las deformaciones del edificio y aceptabilidad para los objetivos de rehabilitación seleccionados. En general, las capacidades del componente son calculadas como "valores esperados" que cuentan para la fuerza promedio del material tan bien como los efectos probables del gran esfuerzo y/o degradación. La excepción a éste, es el cálculo de fuerzas usadas para evaluar lo más adecuado de las acciones de fuerza en el componente con poca ductilidad inherente (comportamientos de fuerzas controladas). Para estos cálculos se estiman fuerzas bajas, el tomar en cuenta la posible variación en los esfuerzos del material se usa para la determinación de la capacidad. La guía de cómo obtener las capacidades esperadas y bajas capacidades está proveído en el capítulo 5 hasta el 8 para comúnmente ser usados en materiales y sistemas estructurales.

2.4.4.6.2 Procedimientos no lineales

Si los procedimientos no lineales son usados, las capacidades del componente para acciones de deformación controlada deben ser tomadas como límites permisibles de deformación inelástica, y las capacidades del componente para acciones de fuerza controlada deben ser tomadas como fuerzas bajas, Q_{CL} como está resumido en la [tabla 2-2](#).

Table 2-2 Calculation of Component Action Capacity—Nonlinear Procedures

Parameter	Deformation-Controlled	Force-Controlled
Deformation Capacity—Existing Component	$\kappa \cdot$ deformation limit	N/A
Deformation Capacity—New Component	deformation limit	N/A
Strength Capacity—Existing Component	N/A	$\kappa \cdot Q_{CL}$
Strength Capacity—New Component	N/A	Q_{CL}

Note: Capacity reduction (ϕ) factors shall be taken as unity in the evaluation of capacities.

2.4.4.6.3 Procedimientos lineales

Si los procedimientos lineales son usados, las capacidades para las acciones de deformación controlada deben ser definidas como el producto de los factores m y los esfuerzos esperados, Q_{CE} . Las capacidades para las acciones de fuerza controlada deben estar definidas como esfuerzos bajos Q_{CE} , como se resume en la [tabla 2-3](#).

Table 2-3 Calculation of Component Action Capacity—Linear Procedures

Parameter	Deformation-Controlled	Force-Controlled
Existing Material Strength	Expected mean value with allowance for strain hardening	Lower bound value (approximately mean value -1σ level)
Existing Action Capacity	$\kappa \cdot Q_{CE}$	$\kappa \cdot Q_{CL}$
New Material Strength	Expected material strength	Specified material strength
New Action Capacity	Q_{CE}	Q_{CL}

Note: Capacity reduction (ϕ) factors shall be taken as unity in the evaluation of capacities.

2.5 Estrategias de rehabilitación

Un objetivo de la rehabilitación se logrará llevando a cabo las medidas de rehabilitación basadas adelante en la estrategia de dirigirse las deficiencias identificadas por una prior evaluación sísmica. Cada medida de la rehabilitación será evaluada junto con otra medida de rehabilitación, y la estructura existente en conjunto, asegurando que el esquema de la rehabilitación completa logre el nivel de actuación del edificio, designado para el nivel de riesgo sísmico seleccionado. Los efectos de la rehabilitación en la rigidez, fuerza y deformación se tomarán en cuenta en el modelo analítico de la rehabilitación de la estructura. La compatibilidad de los componentes y elementos nuevos y existentes se verificarán a los desplazamientos consistentes con las demandas producidas por el nivel de riesgo sísmico seleccionado y los riesgos que presente el sitio geológico.

2.6.11 Efectos sísmicos verticales

Los efectos de la respuesta vertical de una estructura al movimiento del suelo de un terremoto se considerarán para los casos siguientes:

1. Los elementos de estructuras en cantilíver y sus componentes.
2. Elementos de estructuras preesforzadas y sus componentes.
3. Los componentes estructurales en que las demandas debido a cargas de gravedad especificadas en la [sección 3.2.8](#) excede el 80% de la capacidad nominal del componente.

CAPÍTULO III
Procedimientos de análisis

3. Procedimientos de análisis

En esta sección se fijan los requerimientos para el análisis de edificios, usando el Método de Rehabilitación Sistemática. En la siguiente sección se especifican los requerimientos de análisis general para el modelo matemático de edificios, incluyendo asunciones básicas, consideración de la torsión, flexibilidad del diafragma, los efectos $P-\Delta$, interacción suelo estructura, efectos multidireccionales y volcamiento. La **sección 3.3** define 4 procedimientos de análisis incluidos en este estudio. La **sección 3.4** define los criterios de los componentes aceptados.

El análisis de edificios con aislamiento sísmico o sistemas de disipación de energía, debe cumplir con los requerimientos del capítulo 9. El análisis de edificios usando el **Método de Rehabilitación Simplificada debe cumplir con los requerimientos del capítulo 10.**

3.2.1 Selección del procedimiento de análisis

El análisis de un edificio debería ser desarrollado usando el Procedimiento Lineal Estático (**LSP**), Procedimiento Lineal Dinámico (**LDP**), Procedimiento No Lineal Estático (**NSP**), o Procedimiento No Lineal Dinámico (**NDP**) basado en la selección en las limitaciones especificadas en la **sección 2.4**. Usando un racional alternativo procedimiento de análisis como se describe en la **sección 2.4.3**, debería ser permitido.

Comentario 3.2.1 Selección del procedimiento de análisis

Cuatro procedimientos son presentados para el análisis sísmicos de edificios: Los dos procedimientos lineales (**LSP**), (**LDP**). Los dos procedimientos no lineales (**NSP**), (**NDP**).

Los procedimientos lineales de **sección 3.3.1** y **sección 3.3.2** o los procedimientos no lineales de las **secciones 3.3.3** y **3.3.4** pueden usarse para analizar un edificio, sujeto al juego de limitaciones adelante en la **sección 2.4**.

Los procedimientos lineales son apropiados cuando los esperados niveles no lineales son bajos. Esto es moderado por la demanda de los componentes a las proporciones de capacidad (**DCRs**) es menor que 2.0.

Los procedimientos estáticos son apropiados cuando los efectos del modo más alto no son significantes. Esto es generalmente verdad para edificios cortos, y regulares. Los procedimientos dinámicos son requeridos para los edificios altos, con irregularidades torsionales, o sistemas no ortogonales.

El procedimiento no lineal estático es aceptable para la mayoría de los edificios, pero debe usarse junto con el procedimiento lineal dinámico si la participación de masa en el primer modo es baja.

El término “lineal” en los procedimientos de análisis lineales implica “linealmente elástico.” El procedimiento de análisis, sin embargo, pueda incluir no linealidad geométrica de cargas de gravedad actuando a través de los desplazamientos laterales e implícitamente la no linealidad del material del hormigón y componentes de albañilería que usan propiedades de secciones resquebrajadas. El término “no lineal” en los procedimientos de análisis no lineal, implica la explícita no linealidad del material o inelasticidad de la respuesta del material, pero las no linealidades geométricas también pueden ser incluidas.

3.2.2 Modelando matemáticamente

3.2.2.1 Asunciones básicas

Un edificio se modelará, se analizará, y se evaluará como ensamblados sus elementos y componentes en tres dimensiones. Alternativamente, el uso de un modelo en dos dimensiones debe ser permitido si el edificio se encuentra en una de las condiciones siguientes:

1. El edificio tiene los diafragmas rígidos como definido en [sección 3.2.4](#) y los efectos torsionales horizontales no exceden los límites especificados en la [sección 3.2.2.2](#), o los efectos torsionales horizontales se consideran como se especifica en la [sección 3.2.2.2](#).

2. El edificio tiene diafragmas flexibles como está definido en la [sección 3.2.4](#).

Si los modelos de dos dimensiones se usan, la naturaleza de tres dimensiones de componentes y elementos se considerará cuando se calculen las propiedades de rigidez y de esfuerzo.

Si el edificio contiene fuera del plano desviaciones en los elementos verticales resistentes a la fuerza lateral, el modelo justificará explícitamente tales desviaciones en la determinación de las demandas del diafragma. Modelando las rigideces de los componentes estructurales se basará en los requisitos de rigideces de los capítulos 4 hasta el 8.

Para procedimientos no lineales, una conexión se modelará explícitamente si la conexión es más débil, tiene menor ductilidad que los componentes conectados, o la flexibilidad de la conexión tiene como resultado un cambio en las fuerzas de la conexión o deformaciones más que el 10%.

Comentario 3.2.2.1 Asunciones básicas

Para modelos de dos dimensiones, la naturaleza de tres dimensiones de componentes y elementos debe ser reconocida a calcular sus propiedades de rigideces y esfuerzos. Por ejemplo, paredes de corte y otros sistemas que refuerzan, pueden tener “L” o “T” u otras secciones transversales de tres dimensiones, donde contribuciones de ambas sujeciones y redes deben ser justificadas a calcular sus propiedades de rigidez y de esfuerzo. En este estándar, las rigideces de los componentes se toman generalmente como la rigidez efectiva basada en la rigidez secante para el rendimiento del nivel de fuerzas en el plano. La dirección específica a calcular la rigidez efectiva se proporciona en cada capítulo para cada tipo material del sistema estructural.

Los ejemplos de donde la flexibilidad de la conexión puede ser importante modelar, incluye la zona del panel de acero de marcos resistentes a momento y la región “el nudo” de la albañilería perforada o paredes de concreto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

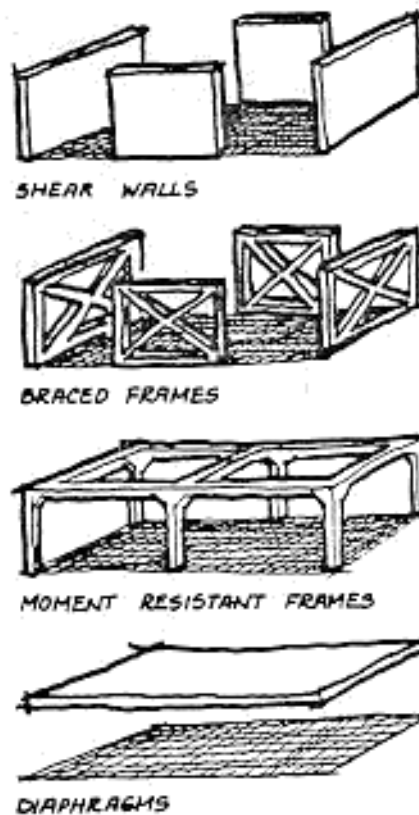


Figure 24: Components for seismic resistance.

Figura 4.3: Componentes para resistencia sísmica.

En el plano vertical existen tres clases de componentes resistentes de fuerzas laterales: Muros de corte, marcos asegurados, y marcos resistentes a momentos (a veces llamados “marcos rígidos”). En el plano horizontal los diafragmas son usados, generalmente formados por los planos del piso y techo del edificio. Estos elementos son también componentes arquitectónicos básicos. Su presencia es el resultado del diseño esquemático arquitectónico del edificio.

3.2.2.2 Torsión horizontal

Los efectos de la torsión horizontal deben ser considerados en acuerdo con esta sección. La torsión no necesita ser considerada en edificios con diafragmas flexibles como está definido en la [sección 3.2.4](#).

3.2.2.2.1 Momento torsional total

El momento torsional horizontal total en un piso debe ser igual a la suma del momento torsional real y el momento torsional accidental calculado como sigue:

1. El momento torsional real en un piso debe ser calculado para múltiples fuerzas de corte de piso para la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez medida en la dirección perpendicular de la aplicación de la carga. El centro de masas debe estar basado en todos los pisos sobre el piso bajo consideración. El

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

centro de rigidez de un piso deberá incluirse todos los elementos verticales sísmicos en el piso.

2. El momento torsional accidental en un piso deberá ser calculado como la fuerza sísmica de corte de piso multiplicada por la distancia igual al 5% de la dimensión horizontal en el nivel de piso dado medido perpendicularmente a la dirección de aplicación de la carga.

3.2.2.2.2 Consideraciones de los efectos torsionales

Los efectos de la torsión horizontal deben ser considerados de acuerdo con los siguientes requerimientos:

1. Incrementos de fuerzas y desplazamientos debido a la torsión real deberán ser calculados para todos los edificios.
2. El desplazamiento multiplicador, η , en cada piso deberá ser calculado como la relación del máximo desplazamiento en un punto del diafragma del piso para el desplazamiento promedio ($\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{avg}}$). Los desplazamientos deberán ser calculados para la aplicación de las cargas.
3. Incrementos de fuerzas y desplazamientos debidos a la torsión accidental, deben ser considerados, a menos que el momento Torsional accidental sea menor que el 25% del momento Torsional real, o el desplazamiento multiplicador η debido a la aplicación de la carga y la torsión accidental es menor que 1.1 en cada piso.
4. Para procedimientos de análisis lineal, las fuerzas y desplazamientos debido a la torsión accidental deberá ser amplificados por el factor, A_x , como está definido en la **ecuación (3-1)**, cuando el desplazamiento multiplicador η debido al momento torsional total excede 1.2 en algún nivel.

$$A_x = \left(\frac{\eta_x}{1.2} \right)^2 \leq 3.0 \quad (3-1)$$

5. Si el modificador de desplazamiento η debido al momento torsional total en algún piso excede 1.5, en modelos de dos dimensiones no debe ser permitido y modelos de tres dimensiones que permite la distribución espacial de masas y rigideces debe ser usado.
6. Cuando modelos de dos dimensiones son usados, los efectos de la torsión horizontal deben ser calculados como sigue.
 - 6.1 Para LSP y LDP, las fuerzas y desplazamientos deben ser amplificados para el máximo valor de η calculado para el edificio.
 - 6.2 Para el NDP, la amplitud del registro de la aceleración del suelo deberá ser amplificada para el máximo valor de η calculado para el edificio.
7. Los efectos de la Torsión Accidental no deben ser usados para reducir las demandas de fuerza y deformación en los componentes y elementos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

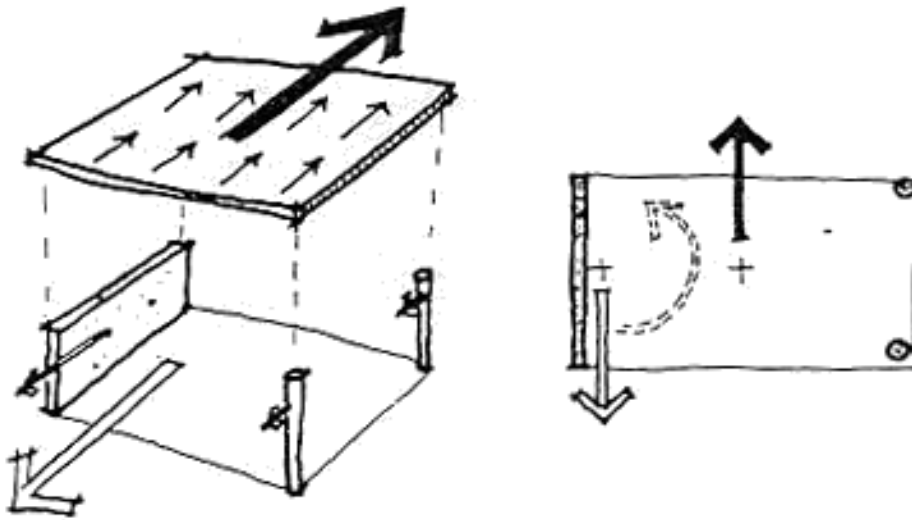


Figure 22: shows the torsional effects created in a simple building configuration. Torsion is occurring because a uniformly distributed lateral force is not resisted by a uniformly distributed lateral resistant.

Figura 4.4: Efecto torsional.

Se indican los efectos torsionales creados en una simple configuración de un edificio. La torsión está ocurriendo a causa de que una fuerza lateral uniforme distribuida no es resistida por una distribución lateral resistente uniforme.

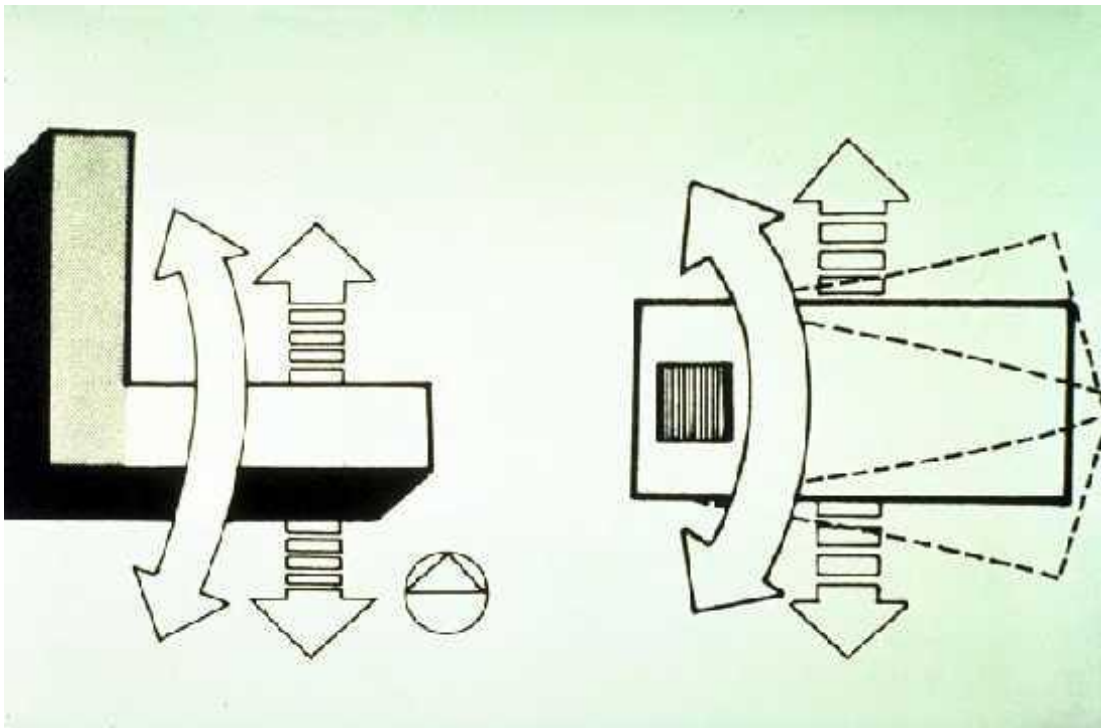


Figura 4.5: Efectos Torsionales generados por la forma irregular del edificio en planta (configuración L) y por un núcleo muy rígido fuera del centro del área en un edificio rectangular en planta (regular).

Comentario 3.2.2.2 Torsión horizontal

La torsión real es debido a la excentricidad entre el centro de masas y rigideces. La torsión accidental es propuesta para cubrir los efectos de la rotación de los componentes del movimiento del suelo, diferencias entre rigideces calculadas y reales, y una distribución desfavorable de masas de carga viva y muerta.

El 10% umbral en desplazamientos adicionales debido a la torsión accidental es basado a juicio. La intención es para recompensar esos marcos de edificios que son con redundancia torsional y poseen altas rigideces torsionales. Semejantes estructuras, son probablemente para ser mucha pérdida, susceptibles para la respuesta torsional que estos sistemas poseen altas redundantes y bajas rigideces torsionales.

3.2.2.3 Componentes y elementos primarios y secundarios

Componentes y elementos deben ser clasificados como primarios o secundarios como son definidos en la [sección 2.4.4.2](#). Componentes y elementos primarios deben ser evaluados para fuerzas inducidas por sismos y deformaciones en combinación de cargas gravitatorias. Componentes y elementos secundarios deben ser evaluados para deformaciones inducidas por sismos en combinación con efectos de cargas gravitatorias.

Los modelos matemáticos para el uso de los procedimientos con el análisis lineal, incluirán la rigidez y resistencia de solo los elementos y componentes primarios. Si el total de la rigidez lateral de elementos secundarios excede 25% de la rigidez inicial total de los elementos primarios, algunos elementos secundarios se reclasificarán como primarios para reducir la rigidez total de elementos secundarios a menos del 25% del primero. Si la exclusión de un elemento secundario reduce las demandas de fuerza o de la deformación en un elemento primario, el elemento secundario estará incluido en el modelo.

Los modelos matemáticos para el uso de los procedimientos no lineales incluyen la rigidez y resistencia de los elementos y componentes secundarios. El esfuerzo y rigidez degradados de los componentes y elementos primarios y secundarios serán explícitamente modelados. Para el NSP simplificado de la [sección 3.3.3.2.1](#), solo, los elementos y componentes primarios serán incluidos en el modelo y la degradación no deberá ser modelada.

Los componentes no estructurales serán incluidos en los modelos matemáticos, si su rigidez lateral excede el 10% de la rigidez inicial total lateral de un piso.

Los componentes y elementos no serán selectivamente designado primario o secundario para cambiar la configuración de un edificio de irregular a regular.

3.2.3 Configuración

Las irregularidades de un edificio definidas en la [sección 2.4.1.1](#) deben estar basadas en planta y la configuración vertical de la estructura rehabilitada. Una estructura definida como regular no tendrá ninguna irregularidad definida en la [sección 2.4.1.1](#), ambos con y sin la contribución de componentes secundarios.

Comentario C3.2.3 Configuración

Un objetivo de rehabilitación sísmica debe ser la mejora de la regularidad de un edificio a través de la colocación ideal juiciosa de nuevos elementos. Los elementos ideales sísmicos agregados a ciertas localizaciones de mejor regularidad del edificio

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

y debería ser considerado como un medio para mejorar el desempeño sísmico del edificio.

Los componentes secundarios pueden perder el esfuerzo significativo y rigidez, después del terremoto inicial que agite y pueda ya no ser efectiva. Por consiguiente, la regularidad del edificio debería ser determinada independientemente de la contribución de los componentes secundarios.

3.2.4 Diafragmas

3.2.4.1 General

Los diafragmas deben ser clasificados como flexibles, rígidos de acuerdo con la [sección 3.2.4.2](#).

3.2.4.2 Clasificación de diafragmas

Los diafragmas serán clasificados como flexibles cuando la deformación horizontal máxima del diafragma a lo largo de su longitud, es más de dos veces el promedio de la deriva de entrepiso de los elementos verticales resistentes a fuerza lateral del piso inmediatamente inferior del diafragma. Para diafragmas apoyados por las paredes del sótano, las derivas promedios de entrepiso del piso de arriba se usará.

Los diafragmas serán clasificados como rígidos, cuando la deformación lateral máxima del diafragma, sea menos que el promedio de las derivas de entrepiso de los elementos verticales resistentes a fuerza lateral del piso asociado.

Los diafragmas que no son flexibles ni rígidos, serán clasificados como tiesos.

Con el propósito de clasificar a los diafragmas, las derivas de entrepiso y las deformaciones del diafragma se calcularán usando la supuesta carga lateral especificada en la [ecuación \(3-10\)](#). La deflexión plana del diafragma debe ser calculada para una la distribución plana de fuerza lateral consistente con la distribución de masas, y todas las fuerzas laterales asociadas con los desplazamientos en la disminución de espesor vertical sísmico ideado a ese nivel del diafragma.

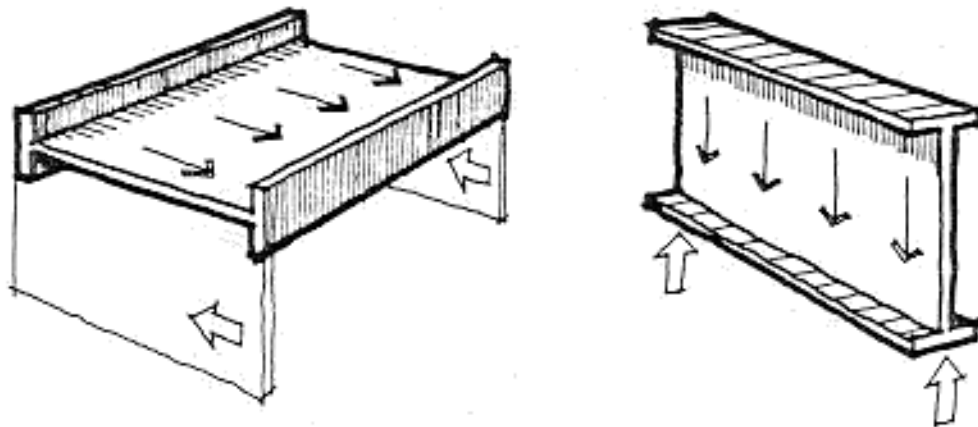


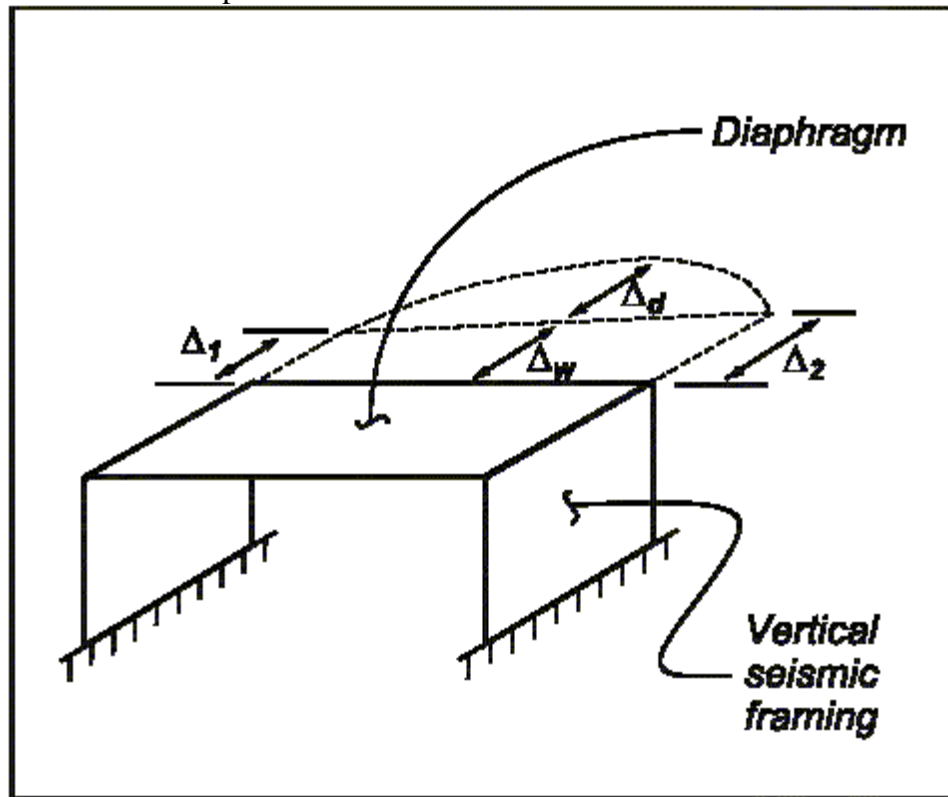
Figure 26: The diaphragm: a horizontal beam.

Figura 4.6: Diafragma.

El término “diafragma” es usado para identificar elementos resistentes horizontales, (generalmente pisos y techos), que actúan para transferir fuerzas laterales entre elementos resistentes verticales (paredes de corte o marcos). El diafragma actúa

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

como una viga horizontal: El propio diafragma actúa como el tejido de la viga, y sus esquinas actúan como pestañas.



Terminología del desplazamiento del diafragma y pared.

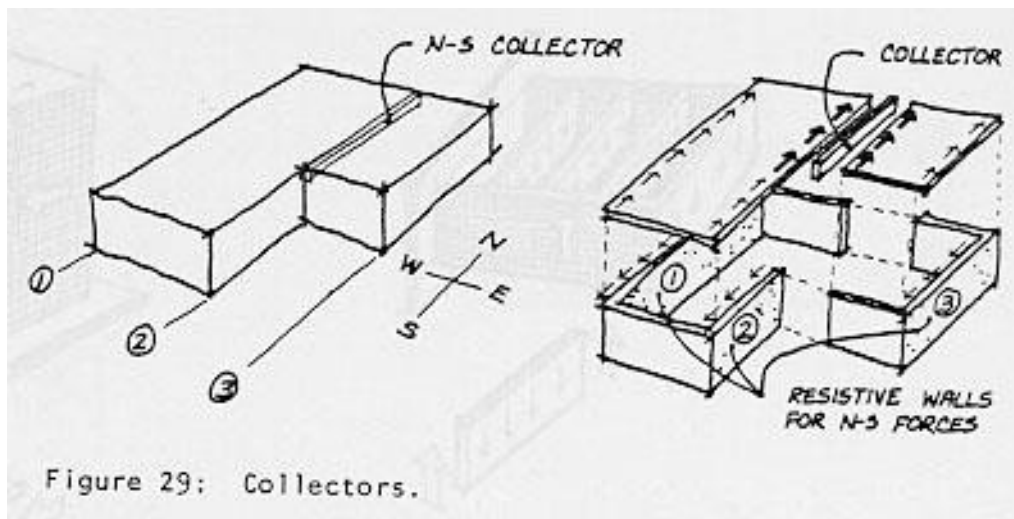


Figure 29: Collectors.

Figura 4.7: Juntas de construcción.

Las juntas son diafragmas enmarcadas en los miembros que “juntan” o “arrastran” diafragmas de fuerzas de corte de las áreas lateralmente no soportadas a elementos resistentes verticales como el diafragma, intentan moverse hacia el norte (o sur), paredes 1, 2, y 3 resisten vía a transferencia de corte desde el diafragma a la parte superior de la pared. Las fuerzas indicadas en negro, las cuales serán neutralizadas por una reacción proporcionada por la pared 2, no pueden ser directamente

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

transferidas a la pared, y por lo tanto a una junta (puede o no puede ser viga para cargas verticales) debe arrastrar estas fuerzas hacia atrás, a la pared 2.

3.2.5 Efectos P-Δ

En los edificios deberán ser evaluados los efectos estáticos P-Δ los efectos dinámicos P-Δ como se especifica en esta sección.

3.2.5.1 Efectos estáticos P-Δ

Los efectos estáticos P-Δ deben ser incluidos en los procedimientos de análisis lineales y no lineales como se especifica en las [secciones 3.2.5.1.1](#) y [3.2.5.1.2](#) respectivamente.



Figure 11: The P-e effect. The stresses caused by the P-e moment occur concurrently with the other stresses induced by the earthquake and gravity. At a particular instant, the stresses may all be additive.

Figura 4.8: Efecto P-Delta.

El efecto P-Δ. Los esfuerzos causados por el momento P-e ocurren concurrentemente con los otros esfuerzos inducidos por el terremoto y la gravedad. En un instante particular, los esfuerzos pueden ser todos sumados.

Mayor la fuerza vertical, mayor el momento debido al producto de la fuerza, P, y la excentricidad, e (o Delta). Aunque los edificios generalmente tienen gran reserva al transporte de carga vertical, debido a los requisitos de los códigos de gravedad de carga, este factor de seguridad necesariamente no mitiga el problema de P-e que puede inducir el torcimiento en las columnas. Los terremotos agitan la tierra en una variedad de direcciones - incluyendo los componentes de arriba abajo.

Son las cargas verticales casi siempre la causa para derrumbar los edificios en los terremotos; sin embargo, en los edificios los terremotos generalmente se caen encima de sí mismos. Las fuerzas laterales usan a la fuerza de la estructura doblando y cortando columnas, vigas, y paredes, y entonces la gravedad tira a la estructura debilitada y tuerce hacia abajo.

3.2.5.1.1 Procedimientos lineales

Para procedimientos lineales, el coeficiente de estabilidad θ debe ser evaluado para cada piso en el edificio y para cada dirección de respuesta usando la [ecuación \(3-2\)](#).

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (3-2)$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

P_i = Porción del peso total de la estructura incluyendo muerta, viva permanente y el 25% de la carga viva transitoria actuando en las columnas y soportando paredes del piso en el nivel i .

V_i = Fuerza de corte total calculada en la dirección bajo consideración en el piso i debido a la respuesta sísmica en el nivel de sacudimiento de suelo del procedimiento de análisis lineal seleccionado.

h_i = Altura del piso i , la cual debe tomarse como la distancia entre la línea que biseca el marco de piso en cada uno de los niveles sobre y bajo este piso, o la parte superior del piso de las losas en cada uno de los niveles sobre y bajo el piso (u otros puntos comunes de referencia).

δ_i = Deriva lateral en el piso i , en la dirección bajo consideración, en el centro de rigidez, usando las mismas unidades para medir h_i .

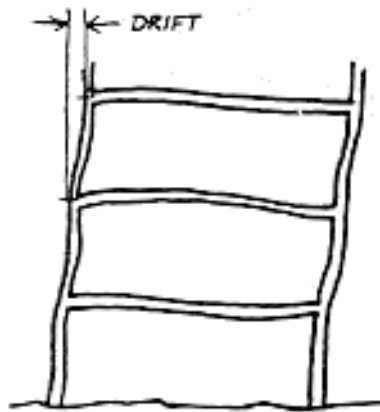


Figure 23: The definition of drift: horizontal story-to-story deflection.

Figura 4.9: Deriva de piso.

Definición de deriva: Desviación horizontal de piso a piso.

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es menor que 0.1 en todos los pisos, los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados. Si el coeficiente de estabilidad se encuentra entre 0.1 y 0.33, las fuerzas sísmicas y deformaciones en el piso i deben ser incrementadas por el factor $1/(1-\theta)$. Cuando el coeficiente de estabilidad θ excede 0.33, la estructura debe considerarse inestable y el diseño de rehabilitación se modificará para reducir las deflexiones laterales calculadas en el piso para cumplir con esta limitación.

3.2.5.1.2 Procedimientos no lineales

Para procedimientos no lineales, los efectos estáticos $P-\Delta$ deben ser incorporados en el análisis para incluir en el modelo matemático la relación fuerza-deformación no lineal de todos los elementos y componentes sujetos a fuerzas axiales.

3.2.5.2 Efectos dinámicos $P-\Delta$

Los efectos dinámicos $P-\Delta$ deben ser incluidos usando el coeficiente C_3 definido para procedimientos lineales en la [sección 3.3.1.3.1](#) o para los NSP en la [sección 3.3.3.3.2](#).

Comentario 3.2.5 Efectos P- Δ

Los efectos estáticos **P- Δ** son causados por las cargas gravitatorias, actuando a través de la configuración deformada de un edificio y resulta en un incremento en desplazamientos laterales.

Una rigidez negativa de rendimiento posterior puede significar un incremento en la deriva de piso y el desplazamiento deseado. Los efectos dinámicos **P- Δ** son introducidos para considerar esta deriva adicional. El grado por el cual los efectos dinámicos **P- Δ** incrementan los desplazamientos depende de lo siguiente:

1. La relación α de la rigidez negativa del rendimiento posterior para la rigidez efectiva elástica;
2. El periodo fundamental del edificio;
3. La relación del esfuerzo R ;
4. Las relaciones histeréticas carga-deformación para cada piso;
5. Las características de la frecuencia del movimiento del suelo; y
6. La duración de la fuerza del movimiento del suelo.

A causa del número de parámetros involucrados, es difícil de capturar los efectos dinámicos **P- Δ** con un simple factor de modificación. El coeficiente C_3 representa una simplificación sustancial e interpretación de muchos datos de análisis. Los efectos dinámicos **P- Δ** son automáticamente capturados en el **NDP**.

3.2.6. Interacción suelo-estructura

Los efectos de la interacción suelo-estructura (SSI) deben ser evaluados para esos edificios, en los cuales un incremento en el periodo fundamental debido al efecto SSI resultará en un incremento de las aceleraciones espectrales. Para otros edificios, los efectos del SSI no necesitan ser evaluados.

Los efectos SSI deben ser calculados de acuerdo con esta sección, u otro procedimiento racional aprobado. El procedimiento simplificado debe ser permitido solamente cuando el **LSP** es usado. El procedimiento de modelo explícito debe ser usado cuando los **LDP**, **NSP** o **NDP** sean usados. Éste debe ser permitido para ignorar los efectos del amortiguamiento en el cálculo del SSI cuando los efectos SSI no son requeridos para ser evaluados.

Comentario 3.2.6 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura (SSI) puede modificar la demanda sísmica en un edificio.

Para esos casos raros (tales como campo cercano y sitios de suelo suave), en los cuales el incremento en el periodo debido a las aceleraciones espectrales incrementadas del SSI, los efectos del SSI en la respuesta al edificio debe ser evaluada.

3.2.7 Efectos sísmicos multidireccionales

Se diseñarán los edificios para el movimiento sísmico en cualquier dirección horizontal. Los efectos sísmicos multidireccionales se considerará que actúan concurrentemente como está especificado en la [sección 3.2.7.1](#). Para edificios que se encuentran en el siguiente criterio:

1. El edificio tiene las irregularidades en planta como se definió en [sección 2.4.1.1](#);
o
2. El edificio tiene una o más columnas primarias que forma una parte de dos o el marco más cortado o asegura los elementos del marco.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Todos los otros edificios deben ser permitidos para ser diseñados para movimientos sísmicos actuando no correctamente en la dirección de cada eje principal del edificio.

3.2.7.1 Concurrentes efectos sísmicos

Cuando los efectos concurrentes de sismos multidireccionales se deben considerar, deben ser orientados horizontalmente, ortogonalmente en los ejes X e Y se establecerán. Los elementos y los componentes del edificio se diseñarán para combinaciones de fuerzas y deformaciones de analices separados realizados para movimientos del suelo en direcciones X e Y como lo siguiente:

1. Donde el **LSP** o **LDP** se usan como la base para el diseño, los elementos y componentes se diseñarán para (a) fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% de las fuerzas de diseño en la dirección X, más las fuerzas y deformaciones asociadas con el 30% de las fuerzas de diseño en la dirección horizontal perpendicular Y, y para (b) fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% de las fuerzas de diseño en la dirección Y, más las fuerzas y deformaciones asociadas con el 30% del diseño de fuerzas en la dirección X. Otras reglas de combinación se permitirán donde se verifique por el experimento o el análisis.
2. Donde el **NSP** o **NDP** se usan como la base para el diseño, los elementos y componentes del edificio se diseñarán para (a) fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% del desplazamiento del diseño en la dirección X, más las fuerzas (no deformaciones) asociado con el 30% de los desplazamientos del diseño en la dirección horizontal perpendicular Y, y para (b) fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% de los desplazamientos del diseño en la dirección Y, más las fuerzas (no deformaciones) asociadas con el 30% de los desplazamientos del diseño en la dirección X. Otras reglas de combinación se permitirán donde se verifique por el experimento o el análisis.

3.2.7.2 Efectos sísmicos verticales

Para componentes en que la [sección 2.6.11](#) requiere la consideración de efectos sísmicos verticales, la respuesta vertical de una estructura al movimiento del suelo por terremoto no se necesitará combinar con los efectos de la respuesta horizontal.

3.2.8 Combinaciones de carga para componentes de carga gravitatoria

Las siguientes fuerzas componentes gravitatorias, Q_G , se deben considerar para la combinación de cargas sísmicas.

Cuando los efectos de cargas gravitatorias y sísmicas son sumados, las cargas gravitatorias deben ser obtenidas de acuerdo con la [ecuación \(3-3\)](#).

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3-3)$$

Q_G = Fuerza de carga gravitatoria (acción).

Q_D = Fuerza de carga muerta (acción).

Q_L = Fuerza de carga viva efectiva (acción), igual al 25% de la carga viva de diseño no reducida, pero no menor al nivel de carga actual.

Q_S = Fuerza de carga de nieve efectiva (acción) que contribuye al peso W .

Cuando los efectos de las cargas gravitatorias y sísmicas están opuestas, las cargas gravitatorias deben ser obtenidas de acuerdo con la [ecuación \(3-4\)](#).

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3-4)$$

3.2.9 Comprobación del diseño de asunciones

Cada componente debe ser evaluado para determinar que la asumida localización de deformaciones inelásticas son consistentes con los esfuerzos y los requerimientos de equilibrio a lo largo de la longitud del componente para verificar que las situaciones de la acción inelástica potencial se ha considerado propiamente para el análisis. Cada componente también será evaluado para la carga gravitatoria residual para un posterior terremoto por un procedimiento de análisis racional aceptado, que mida una potencial redistribución de cargas gravitatorias y reducción de esfuerzos y rigideces causadas por un daño sísmico a la estructura.

Comentario 3.2.9 Comprobación del diseño de asunciones

Es importante que las asunciones sobre las situaciones de actividad inelástica potencial en la estructura se verifique. En los procedimientos lineales, la potencial acción flexural inelástica se restringe a los extremos de la viga porque el rendimiento flexural a lo largo de la longitud del vano puede llevar a resultados no conservativos. En procedimientos no lineales, la actividad potencial inelástica solo debe ocurrir donde específicamente se ha diseñado. Donde las demandas debido a combinaciones de cargas gravitatorias de la **sección 3.2.8** excedan el 50% de la capacidad de los componentes, a cualquier situación a lo largo de su longitud, la potencial actividad inelástica existe y debe investigarse. Probar los procedimientos para las asunciones del diseño verificando se contienen en la **sección C3.2.9 del FEMA 274**.

3.2.10.1 Procedimientos lineales

Cuando los procedimientos lineales se usan, los efectos de volcamiento se resistirán por el efecto estabilizador de la actuación de solo cargas muertas o en la combinación con la conexión positiva de componentes estructurales a elementos o componentes debajo del nivel bajo consideración.

Donde las cargas muertas se están solo acostumbradas a resistir los efectos de volcamiento, la **ecuación (3-5)** se satisfecerá:

$$M_{ST} > M_{OT} / (C_1 C_2 C_3 J) \quad (3-5)$$

M_{OT} = Momento total de volcamiento inducido en el elemento por las fuerzas sísmicas aplicado en y sobre el nivel bajo consideración.

M_{ST} = Momento estabilizante producido por cargas muertas que actúan en el elemento.

C_1 , C_2 , y C_3 = Coeficientes definidos en la **sección 3.3.1.3**

J = Coeficiente definido en la **sección 3.4.2.1.2**.

La cantidad $M_{OT} / (C_1 C_2 C_3 J)$ no necesita exceder el momento de volcamiento en el elemento, como limitado por las fuerzas esperadas de la estructura. El elemento se evaluará para los efectos de compresión incrementada al final, sobre qué está volcándose. Para este propósito, la compresión al final del elemento será considerada una acción de fuerza de control.

Alternativamente, la combinación de carga representada por la **ecuación (3-6)** debe ser permitida para la evaluación adecuada de solo cargas muertas para resistir los efectos de volcamiento.

$$0.9M_{ST} > M_{OT} / (C_1 C_2 C_3 R_{OT}) \quad (3-6)$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

R_{OT} = 10.0 para Prevención de Colapso
= 8.0 para Seguridad de Vida
= 4.0 para Inmediatamente Ocupacional

Cuando las **ecuaciones (3-5)** ó **(3-6)** para la estabilidad de la carga muerta contra los efectos de volcamiento no sean satisfechos, uniones positivas entre elementos de la estructura sobre y debajo del nivel bajo consideración deberán ser proveído. Si el nivel bajo consideración es la base de la estructura, la unión positiva deberá ser proveída entre la estructura y el suelo soportante, a menos que los procedimientos no lineales sean usados para racionalizar la estabilidad del volcamiento. Las uniones positivas deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas en combinación con cargas gravitatorias como acciones de fuerza o deformación controlada de acuerdo con las **ecuaciones (3-18)** ó **(3-19)** y aplicando el criterio de aceptación de las **ecuaciones (3-20)** ó **(3-21)**.

3.2.10.2 Procedimientos no lineales

Cuando los procedimientos no lineales se usan, los efectos de movimiento de atrás hacia adelante o de lado a lado inducido por un terremoto en el lado de la tensión de un elemento, serán incluidos en el modelo analítico como un grado de libertad no lineal. La adecuación de elementos encima de y debajo del nivel en el cual el movimiento de atrás hacia adelante o de lado a lado, inclusive en las fundaciones, será evaluado para cualquier redistribución de las fuerzas o las deformaciones que ocurren como resultado de este movimiento mecedor.

3.3 Procedimientos de análisis

La selección de un apropiado procedimiento de análisis debe cumplir con la **sección 3.2.1**.

3.3.1 Procedimiento lineal estático

3.3.1.1 Bases del procedimiento

Si el Procedimiento Lineal Estático (**LSP**) se escoge para el análisis sísmico del edificio, las fuerzas de diseño sísmico, su distribución sobre la altura del edificio, y los desplazamientos internos correspondientes al sistema de fuerzas se determinarán usando un análisis estático linealmente elástico, de acuerdo con esta sección.

Los edificios se modelarán con rigideces linealmente elástico y valores de amortiguamiento equivalente viscoso consistente con componentes que responden en o cerca del nivel del rendimiento, como se definió en la **sección 2.4.4**. La carga lateral supuesta definida en la **sección 3.3.1.3** está acostumbrada a calcular las fuerzas internas y sistema de desplazamientos debido al sismo de diseño.

3.3.1.2 Determinación del periodo

El periodo fundamental de un edificio debe ser calculado para la dirección bajo consideración usando uno de los siguientes métodos analítico, empírico o aproximado especificados en esta sección.

3.3.1.2.1 Método 1.- Analítico

El análisis Eigenvalue (dinámico) del modelo matemático del edificio debe ser ejecutado para determinar el periodo fundamental del edificio.

3.3.1.2.2 Método 2.- Empírico

El periodo fundamental del edificio debe ser determinado de acuerdo con la **ecuación (3-7)**:

$$T = C_t h_n^{\beta} \quad (3-7)$$

T = Periodo fundamental (en segundos) en la dirección bajo consideración.

C_t = 0.035 (0.0853 en metros) para sistemas de acero con marco resistente a momento.

= 0.018 (0.0731 en metros) para sistemas de concreto con marco resistente a momento.

= 0.030 para sistemas de acero con marco asegurado excéntricamente.

= 0.060 para edificios de madera.

= 0.020 para otros sistemas de pórtico.

h_n = Altura (en pies) sobre la base del nivel del techo.

β = 0.80 para sistemas de acero con marco resistente a momento.

= 0.90 para sistemas de concreto con marco resistente a momento.

= 0.75 para otros sistemas de pórtico.

3.3.1.2.3 Método 3.- Aproximado

1. Para cualquier edificio, el uso del método Rayleigh-Ritz para aproximar el periodo fundamental debe ser permitido.

2. Para edificios de un piso con un solo vano de diafragmas flexible, el uso de la **ecuación (3-8)** para aproximar el periodo fundamental debe ser permitido.

$$T = (0.1 \Delta_w + 0.078 \Delta_d)^{0.5} \quad (3-8)$$

Donde Δ_w y Δ_d son los desplazamientos en el plano de la pared y diafragma en pulgadas, debido a la carga lateral en la dirección bajo consideración, igual al peso del diafragma.

3. Para edificios de un piso con vanos de múltiples diafragmas, el uso de la **ecuación (3-8)** debe ser permitido como sigue: una carga lateral igual al peso tributario al diafragma del vano bajo consideración debe ser aplicado para calcular un periodo separado para cada vano del diafragma. El periodo que maximiza la supuesta carga lateral debe ser usado para el diseño de todas las paredes y vanos del diafragma en el edificio.

4. Para edificios de mampostería no reforzada con un solo vano de diafragmas flexibles, seis pisos o menos en altura, el uso de la **ecuación (3-9)** para el periodo fundamental debe ser permitido.

$$T = (0.078 \Delta_d)^{0.5} \quad (3-9)$$

Donde Δ_d es el desplazamiento máximo en el plano del diafragma en pulgadas, debido a la carga lateral en la dirección bajo consideración, igual al peso tributario del diafragma.

3.3.1.3 Determinación de fuerzas y deformaciones.

Las fuerzas y deformaciones en elementos y componentes deben ser calculadas para la carga lateral supuesta de la **sección 3.3.1.3.1**, usando las rigideces del componente calculadas de acuerdo con los capítulos 4 hasta el 8.

Las cargas laterales supuestas deben ser distribuidas a lo largo del edificio de acuerdo con las **secciones 3.3.1.3.2** hasta **3.3.1.3.4**. Alternativamente, para edificios de mampostería no reforzada, en los cuales el periodo fundamental es calculado usando la **ecuación (3-9)**, las cargas laterales supuestas deben ser permitidas para ser

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

distribuidas de acuerdo con la [sección 3.3.1.3.5](#). Las acciones y deformaciones deben ser modificadas para considerar los efectos de la torsión horizontal de acuerdo con la [sección 3.2.2.2](#).

3.3.1.3.1 Carga lateral supuesta.

La carga lateral supuesta en una dirección horizontal dada de un edificio debe ser determinada usando la [ecuación \(3-10\)](#). Esta carga debe ser usada para el diseño de los elementos verticales del sistema resistente de fuerza lateral.

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (3-10)$$

V = Supuesta carga lateral.

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados para desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal, calculados usando el procedimiento indicado en la [sección 3.3.3.3](#) con la capacidad del corte basal elástico sustituido por el campo del esfuerzo de corte V_y en la [ecuación \(3-16\)](#) o calculado como sigue:

$C_1 = 1.5$ para $T < 0.10$ segundos.

$C_1 = 1.0$ para $T \geq T_s$ segundos.

La interpolación lineal debe ser usada para calcular C_1 para valores intermedios de T . T = Periodo fundamental del edificio en la dirección bajo consideración, calculado de acuerdo con la [sección 3.3.1.2](#), incluyendo modificación para los efectos SSI de la [sección 3.2.6](#), si es aplicable.

T_s = Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición desde el segmento de aceleración constante del espectro para el segmento de velocidad constante del espectro de acuerdo con las [secciones 1.6.1.5](#) y [1.6.2.1](#).

C_2 = Factor de modificación para representar los efectos de la forma histerética, degradación de rigidez, y detereorización del esfuerzo en la respuesta del desplazamiento máximo. Para procedimientos lineales C_2 debe ser tomado como **1.0**.

C_3 = Factor de modificación para representar los desplazamientos incrementados debido a los efectos dinámicos $P-\Delta$ especificados en la [sección 3.2.5.2](#). Para valores del coeficiente de estabilidad θ por la [ecuación \(3-2\)](#) menor que **0.1** en todos los pisos, C_3 debe ser fijado igual a **1.0**, caso contrario C_3 debe ser calculado como $1+5(\theta-0.1)/T$ usando θ igual al máximo valor de θ para todos los pisos.

C_m = Factor de masa efectivo para contar con los efectos de participación de la masa para los modos altos obtenidos de la [tabla 3-1](#). C_m debe ser tomado como 1.0 si el periodo fundamental T es mayor que 1.0 segundo.

S_a = Espectro de aceleración de respuesta, en el periodo fundamental y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración. El valor de S_a debe ser obtenido del procedimiento especificado en la [sección 1.6](#).

W = Peso sísmico efectivo del edificio incluyendo la carga muerta total y las porciones aplicable de otras cargas gravitatorias listadas abajo:

1. En áreas usadas para almacenaje, un mínimo del 25% de la carga viva del piso debe ser aplicada. La carga viva debe ser reducida para áreas tributarias como se aprobó por el código oficial. La carga viva del piso en garajes públicos y estructuras de parqueaderos abiertos no es aplicadas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

2. Donde una disponibilidad para carga de partición está incluida en el diseño de carga de piso, el peso de partición actual o un mínimo peso de 10 psf del área de piso, cualquiera que sea mayor, debe ser aplicado.
3. El peso total de operación de un equipo permanente.
4. Donde el diseño del techo plano para carga de nieve calculado de acuerdo con el ASCE-7 excede 30 psf, la carga efectiva de nieve debe ser tomada como el 20% de la carga de nieve de diseño. Donde el diseño del techo plano para carga de nieve es menor que 30 psf, la carga de nieve efectiva debe ser permitida para ser cero.

Comentario 3.3.1.3.1: Carga lateral supuesta

Coficiente C_I . Este factor de modificación es para contar para la diferencia en amplitudes de desplazamiento elástico e inelástico máximos en estructuras con relativamente estables y completos lazos histeréticos. Los valores del coeficiente están basados en investigaciones analíticas y experimentales de la respuesta sísmica de las estructuras. La cantidad R , es la relación del esfuerzo elástico requerido para el campo del esfuerzo de la estructura. Donde la cantidad R está definida, es preferible usar el apropiado valor de C_I dado por la ecuaciones en la **sección 3.3.3.3**. Donde la cantidad R no está definida, como está permitido por el **LSP**, el coeficiente C_I puede ser leído de las expresiones dadas en la **sección 3.3.1.3.1**.

Coficiente C_2 Este coeficiente ajusta los valores de diseño basado en las características histeréticas del componente, degradación de la rigidez y deterioración del esfuerzo. Ver la **sección C3.3.3.2** y **FEMA 274** para discusión adicional.

Coficiente C_3 Para sistemas de pórticos que muestran rigideces de rendimiento posterior negativo, los efectos dinámicos **P- Δ** pueden guiar para una amplificación significativa de desplazamientos. Tales efectos no pueden ser direccionados explícitamente con procedimientos lineales. La falta de medida del grado de rigidez negativa de rendimiento posterior puede ser explícitamente incluida en un procedimiento lineal.

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m ¹

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

3.3.1.3.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

La distribución vertical de la supuesta carga lateral debe ser como se especificó la sección para todos los edificios excepto para edificios de mampostería no reforzada, para los cuales las cargas supuestas laterales deben ser permitidas a ser distribuidas de acuerdo con la **sección 3.3.1.3.5**, la carga lateral F_x aplicada a cualquier nivel de piso x debe ser determinada de acuerdo con la **ecuación (3-11)** y la **ecuación (3-12)**:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3-11)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3-12)$$

C_{vx} = Factor de distribución vertical

k = 2.0 para $T \geq$ a 2.5 segundos

= 1.0 para $T \leq$ a 0.5 segundos

La interpolación lineal debe ser usada para calcular valores de k para valores intermedios de T .

V = Supuesta carga lateral de la **ecuación (3-10)**

w_i = porción del peso total del edificio W localizado sobre o asignado al nivel de piso i .

w_x = porción del peso total del edificio W localizado sobre o asignado al nivel de piso x .

h_i = Altura (en pies) desde la base al nivel de piso i .

h_x = Altura (en pies) desde la base al nivel de piso x .

3.3.1.3.3. Distribución horizontal de fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas en cada nivel de piso del edificio calculadas usando la **ecuación (3-11)** deben ser distribuidas de acuerdo a la distribución de masas de ese nivel de piso.

3.3.1.3.4. Diafragmas

Los diafragmas deben ser diseñados para resistir los efectos combinados de la fuerza inercial F_{px} calculada con la **ecuación (3-13)**, y fuerzas horizontales resultantes o cambios en la rigidez de los elementos del marco sísmico vertical arriba y abajo del diafragma. Las fuerzas resultantes o los cambios en la rigidez de los elementos del marco sísmico vertical deben ser tomados como las fuerzas debidas a la supuesta carga lateral de la **ecuación (3-10)** sin reducción, a menos que fuerzas pequeñas sean justificadas por un estado límite u otro análisis racional, y deben ser agregados a las fuerzas inerciales del diafragma.

$$F_{px} = \sum_{i=x} F_i \frac{w_x}{\sum_{i=x} w_i} \quad (3-13)$$

F_{px} = Fuerza inercial total del diafragma en el nivel x .

F_i = Carga lateral aplicada en el nivel de piso i dado por la **ecuación (3-11)**

w_i = porción del peso sísmico efectivo W localizado sobre o asignado al nivel de piso i .

w_x = porción del peso sísmico efectivo W localizado sobre o asignado al nivel de piso x .

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La carga sísmica en cada diafragma flexible debe ser distribuida a lo largo del vano de ese diafragma, proporcional a su forma desplazada.

Los diafragmas recibiendo fuerzas horizontales de elementos verticales discontinuos deben ser tomadas como fuerzas controladas. Las acciones en otros diafragmas deben ser consideradas fuerzas o deformación controlada como se especificó para los componentes del diafragma en el capítulo 5 hasta el 8.

3.3.1.3.5 Distribución de fuerzas sísmicas para edificios de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles

Para edificios de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles, para los cuales el periodo fundamental es calculado con la **ecuación (3-19)**, esto debería ser permitido para calcular y distribuir la supuesta carga lateral como lo siguiente:

1. Para cada vano del edificio y cada nivel, calcular el periodo desde la **ecuación (3-9)**.
2. Usando la **ecuación (3-10)**, calcular la carga supuesta lateral para cada vano.
3. Aplicar las cargas laterales calculadas para todos los vanos y calcular las fuerzas resistentes sísmicas verticales en los elementos usando cargas tributarias.
4. Las fuerzas en los diafragmas para la evaluación de los diafragmas deben ser determinadas desde los resultados de los pasos 3 de arriba y distribuidos a lo largo del vano diafragma considerando esta forma deflectada.
5. La deflexión del diafragma no debe exceder 6 pulgadas para este método de distribución de las cargas supuestas laterales para ser aplicadas.

3.3.2 Procedimiento lineal dinámico

3.3.2.1 Bases del procedimiento

Si el Procedimiento Lineal Dinámico (**LDP**) se escoge para el análisis sísmico del edificio, las fuerzas sísmicas de diseño, su distribución sobre la altura del edificio, y las correspondientes sistema de fuerzas internas y desplazamientos se determinarán usando un sistema linealmente elástico, y serán determinados usando el análisis dinámico de acuerdo con los requisitos de esta sección.

Los edificios se modelarán con rigideces linealmente elásticas y amortiguamiento viscoso equivalente, consistente con componentes que responden en o cerca del nivel del rendimiento, cuando se definió en la **sección 2.4.4**. Modelando y analizando los procedimientos para calcular las fuerzas y las deformaciones serán de acuerdo con la **sección 3.3.2.2**.

Los resultados del **LDP** se verificarán usando los criterios de la aceptación de la **sección 3.4.2**.

Comentario 3.3.2.1 Bases del procedimiento

El análisis Modal Espectral se llevó a cabo usando los espectros de respuesta linealmente elásticos, que no se modifican para justificar la respuesta anticipada no lineal. Cuando con el LSP se espera que el LDP produzca los desplazamientos que se aproximan a los desplazamientos máximos esperados durante el terremoto del diseño, pero producirán las fuerzas internas que exceden esos, que serían obtenidos en un rendimiento de un edificio.

Las fuerzas internas calculadas excederán típicamente esos que el edificio puede sostener a causa de la respuesta no elástica anticipada de los componentes y elementos. Estos diseños de las fuerzas se evalúan por los criterios de la aceptación

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

de la [sección 3.4.2](#), que incluye los factores de la modificación y procedimientos alternativos de análisis para justificar las demandas de la respuesta y capacidades no elásticas anticipadas.

3.3.2.2 Modelando y analizando

Consideraciones

3.3.2.2.1 General

Los movimientos de suelo caracterizados para análisis dinámico deberán cumplir con los requerimientos de la [sección 3.3.2.2.2](#). El análisis dinámico debe ser desarrollado usando el método de espectro de respuesta en acuerdo con la [sección 3.3.2.2.3](#) o el método de análisis Time-History de acuerdo con la [sección 3.3.2.2.4](#).

3.3.2.2.2 Caracterización del movimiento del suelo

El movimiento horizontal del suelo debe ser caracterizado para el diseño de los requerimientos de la [sección 1.6](#) y deberá ser uno de los siguientes:

1. Un espectro de respuesta como se especifica en la [sección 1.6.1.5](#).
2. Un espectro de respuesta específico del sitio como se especifica en la [sección 1.6.2.1](#).
3. Una aceleración del suelo en el análisis Time History como se especifica en la [sección 1.6.2.2](#).

3.3.2.2.3 Método del Espectro de Respuesta

Usando el método dinámico de análisis del espectro de respuesta calculará las respuestas modales pico para modos suficientes para capturar por lo menos el 90% de la masa que participa del edificio en cada uno de las dos direcciones horizontales ortogonales principales del edificio. Las relaciones de amortiguamiento modales reflejarán el amortiguamiento en el edificio en niveles de deformación menores que el rendimiento de la deformación.

Las fuerzas pico del miembro, los desplazamientos, las fuerzas del piso, los cortes de piso, y las reacciones en la base para cada modo de respuesta serán combinadas para el SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) o la regla del CQC (completa combinación cuadrática).

Los efectos sísmicos multidireccionales se considerarán de acuerdo con los requisitos de la [sección 3.2.7](#).

3.3.2.2.4 Método Time History

Usando el método dinámico de análisis Time History, se calculará la respuesta del edificio en pasos discretos de tiempo distintos usos del tiempo registrados o las historias sintéticas de tiempo como bases del movimiento. La matriz de amortiguamiento asociada con el modelo matemático reflejará el amortiguamiento en el edificio en niveles de deformación cerca del rendimiento de la deformación.

Los parámetros de la respuesta se calcularán para cada análisis Time History. Si tres o más análisis Time History son realizados, la respuesta máxima del parámetro de interés se usará para el diseño. Si siete o más pares consistentes de registros horizontales de movimiento de suelo se usan para el análisis Time History, el uso del promedio de todas las respuestas del parámetro de interés se permitirá para el diseño. Los efectos sísmicos multidireccionales se considerarán de acuerdo con los requisitos de la [sección 3.2.7](#). Alternativamente, un análisis matemático de tres dimensiones del modelo usando simultáneamente los pares consistentes impuestos de registros de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

movimiento del suelo de terremotos para cada una de los ejes horizontales del edificio se permitirán.

Comentario 3.3.2.2 Modelando y analizando

Consideraciones

El **LDP** incluye dos métodos de análisis, a saber, el Método del Espectro de Respuesta y el Método del Time History. El Método del Espectro de Respuesta usa las respuestas modales pico, calculadas del análisis dinámico de un modelo matemático. Solo esos modos que contribuyen significativamente a la necesidad de la respuesta para ser considerados. Las respuestas modales se combinan usando los métodos racionales para estimar la suma de las cantidades de respuesta del edificio. El Método del Time History (también el término Análisis de Historia de Respuesta) implica una evaluación paso a paso en el tiempo de la respuesta del edificio, usando registros discretizados o los registros sintéticos de un terremoto como base de entrada del movimiento. Los pares de registros de movimiento de suelo para el análisis simultáneo por cada eje horizontal del edificio deben ser consistentes. Los pares consistentes son los movimientos ortogonales que promueven en un sitio dado basado en el mismo terremoto esperado.

3.3.2.3 Determinación de fuerzas y deformaciones

3.3.2.3.1 Modificación de las demandas

Todas las fuerzas y las deformaciones calculadas, usando los métodos del Espectro de Respuesta o del análisis Time History serán multiplicadas por el producto de los factores de modificación C_1 , C_2 , y C_3 , definidos en la [sección 3.3.1.3](#), y además modificadas para considerar los efectos de torsión de acuerdo con la [sección 3.2.2.2](#).

3.3.2.3.2 Diafragmas

Los Diafragmas serán diseñados para resistir simultáneamente (1) las fuerzas sísmicas calculadas por el **LDP**, y (2) por las fuerzas horizontales que resultan de desviaciones en el, o en los cambios en la rigidez de los elementos verticales sísmicos que encuadran encima de y debajo del diafragma. Las fuerzas sísmicas calculadas para el **LDP** serán tomadas como no menores del 85% de las fuerzas calculadas usando la [ecuación \(3-13\)](#). Las fuerzas resultado de desviaciones en, o en los cambios en la rigidez de, los elementos sísmicos verticales que encuadran se tomarán para ser iguala a las fuerzas elásticas sin la reducción, a menos que las fuerzas más pequeñas sean justificadas por un análisis racional aprobado. Las acciones del diafragma no necesitan ser multiplicadas por el producto de los factores de modificación C_1 , C_2 , y C_3 .

3.3.3 Procedimiento no lineal estático

3.3.3.1 Bases del procedimiento

Si el Procedimiento No Lineal Estático (**NSP**) es seleccionado para el análisis sísmico del edificio, un modelo matemático directamente incorporando las características de carga – deformación no lineal de elementos y componentes individual del edificio debe estar sujeto a incrementos monotónicamente de cargas laterales representando fuerzas de inercia en un sismo hasta que el desplazamiento deseado sea excedido. El modelo matemático y los procedimientos de análisis deben cumplir con los requerimientos de la [sección 3.3.3.2](#). El desplazamiento deseado debe ser calculado por el procedimiento de la [sección 3.3.3.3](#).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Los desplazamientos y fuerzas de inercia deben encontrar el criterio de aceptación especificado en la [sección 3.4.3](#).

Comentario 3.3.3.1 Bases del procedimiento.

El desplazamiento deseado es entendido para representar el máximo desplazamiento probablemente a ser experimentado durante el diseño sísmico. A causa de que el modelo matemático cuenta directamente por efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de lo esperado durante el diseño sísmico.

3.3.3.2 Consideraciones del modelo y análisis

3.3.3.2.1 General

La selección de un nudo de control, la selección de patrones de carga lateral, la determinación del periodo fundamental, y los procedimientos de análisis deben cumplir con los requerimientos de esta sección.

La relación entre la fuerza de corte basal y el desplazamiento lateral del nudo de control debe ser establecida por el rango de desplazamiento de nudo de control entre 0 y 150% del desplazamiento deseado, δ .

La componente de las cargas gravitatorias debe estar incluida en el modelo matemático para la combinación con las cargas laterales como se especifica en la [sección 3.2.8](#). Las cargas laterales deben ser aplicadas en ambas direcciones positiva y negativa, y los efectos sísmicos máximos deben ser usados para el diseño.

El modelo de análisis debe ser discretizado para representar la respuesta de carga-deformación de cada componente a lo largo de su longitud para identificar sitios de acción inelástica.

Todos los elementos primarios y secundarios resistentes a fuerza lateral deben ser incluidos en el modelo como se especificó en la [sección 3.2.2.3](#).

El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los componentes debe estar explícitamente incluido en el modelo usando toda la curva completa que incluye la degradación de esfuerzo y el esfuerzo residual si existe.

Alternativamente el uso de un análisis simplificado debe estar permitido. En un análisis simplificado **NSP** solamente los elementos primarios resistentes a fuerza lateral son modelados, las características fuerza-desplazamiento de tales elementos son bilineales, y la porción degradada del espinazo de la curva no es explícitamente modelado. El análisis **NSP** simplificado debe ser solamente usado en conjunción con el criterio de aceptación de la [sección 3.4.3.2.2](#). Los elementos que no cumplen con el criterio de aceptación para componentes primarios deben ser designados como secundarios y removidos del criterio matemático.

Comentario 3.3.3.2.1 General.

Cuando se usa el análisis simplificado **NSP**, se debe asegurar que la remoción de los elementos degradados del modelo, no resulte cambios en la regularidad de la estructura que significativamente alterarían la respuesta dinámica. Empujando con un patrón de carga estático, el **NSP** no captura los cambios en las características dinámicas de la estructura como rendimiento y degradación que toma lugar.

En orden a evaluar explícitamente las demandas de deformación en los elementos secundarios que son excluidos del modelo, se podría considerar incluirlos en el modelo, pero con rigideces negligibles para obtener demandas de deformaciones sin afectar significativamente la respuesta en conjunto.

3.3.3.2.2. Desplazamiento del nudo de control

El nudo de control debe ser localizado en el centro de masas del techo del edificio. Para edificios con un penthouse el piso del penthouse debe ser observado como el nivel del nudo de control. El desplazamiento del nudo de control en el modelo matemático debe ser calculado para las cargas laterales especificadas.

3.3.3.2.3 Distribución de cargas laterales

Las cargas laterales deben ser aplicadas al modelo matemático en proporción a la distribución de fuerzas de inercia en el plano de cada diafragma de piso. Para todos los análisis, al menos 2 distribuciones verticales de carga lateral. Un patrón debe ser seleccionado para cada uno de los siguientes 2 grupos:

1. Seleccionar un patrón modal desde uno de los siguientes:
 - 1.1 Una distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} tomando la **ecuación (3-12)**. El uso de esta distribución solo se permitirá cuando más del 75% de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección bajo consideración, y la distribución uniforme es también usada.
 - 1.2 Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración. El uso de esta distribución solo se permitirá cuando más del 75% de la masa total participa en el modo.
 - 1.3 Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte de cada piso calculado, combinando las respuestas modales de un espectro de respuesta de análisis del edificio, incluyendo suficiente, los modos para capturar de por lo menos el 90% de la masa del edificio, y usando el apropiado espectro de movimiento del suelo. Esta distribución debe ser usada cuando el periodo fundamental del modo excede 1.0 segundo.
2. Un segundo modelo seleccionará uno de los siguientes:
 - 2.1 Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales proporcionales a cada nivel de la masa total.
 - 2.2 Una distribución de carga adaptable que cambia como la estructura es desplazada. La carga adaptable deberá ser modificada desde la distribución de carga original usando un procedimiento que considere las propiedades de los rendimientos de la estructura.

Comentario: 3.3.3.2.3 Distribución de carga lateral

La distribución de fuerzas laterales de inercia determina las magnitudes relativas de cortes, momentos y deformaciones, dentro de la estructura la distribución de estas fuerzas varía continuamente durante la respuesta sísmica como porciones del rendimiento de la estructura y cambio de las características de la rigidez. Los extremos de esta distribución dependerán de la severidad del sacudimiento sísmico y del grado de la respuesta no lineal de la estructura. El uso de más de un patrón de carga lateral está entendido para limitar el rango de las acciones de diseño que pueden ocurrir durante la respuesta dinámica actual.

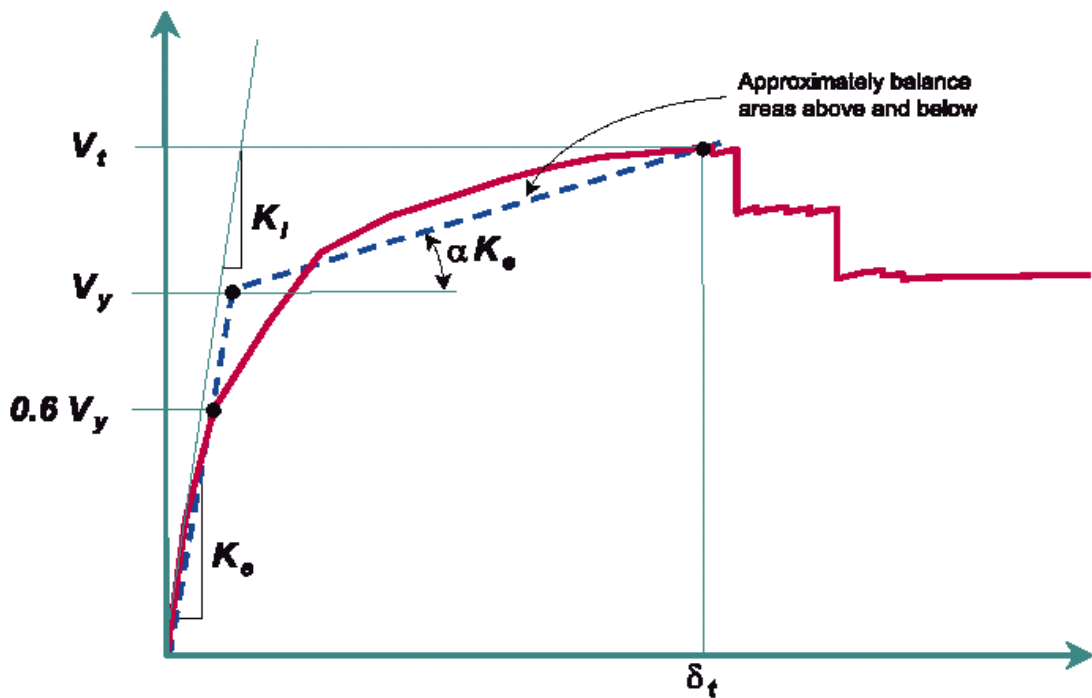
En lugar de usar la distribución uniforme para limitar la solución, los cambios en la distribución de fuerzas inerciales laterales pueden ser investigadas usando patrones de carga adaptables al uso de las fuerzas de piso proporcional a la forma deflectada de la estructura (Fajfar y Fischinger), el uso de los patrones de carga basados en las formas del modo derivadas de la rigidez secante en cada paso de carga (Bracci et al.).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El uso de un patrón de carga adaptable requerirá más esfuerzo de análisis, pero puede producir resultados que son más consistentes con las características del edificio bajo consideración.

3.3.3.2.4 Curva idealizada fuerza-desplazamiento

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre el corte basal y el desplazamiento del nudo de control debe ser reemplazada con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva K_e y la producción de esfuerzo efectivo V_y , del edificio como se muestra en la **figura 3-1**. Esta relación debe ser bilineal, con inclinación inicial K_e e inclinación α posterior al rendimiento. Los segmentos de línea en la curva idealizada fuerza-desplazamiento deben ser localizados un procedimiento gráfico iterativo que aproximadamente balancee el área sobre y bajo la curva. La rigidez lateral efectiva K_e , debe ser tomada como la rigidez secante calculada con una fuerza de corte basal igual al 60% del esfuerzo de producción efectivo de la estructura. La inclinación posterior al rendimiento α debe ser determinada por un segmento de línea que pasa a través de la curva actual en el desplazamiento impuesto calculado. El esfuerzo de rendimiento efectivo no debe ser tomado mayor que la máxima fuerza de corte basal en cualquier punto a lo largo de la curva actual.



(a) Positive post-yield slope

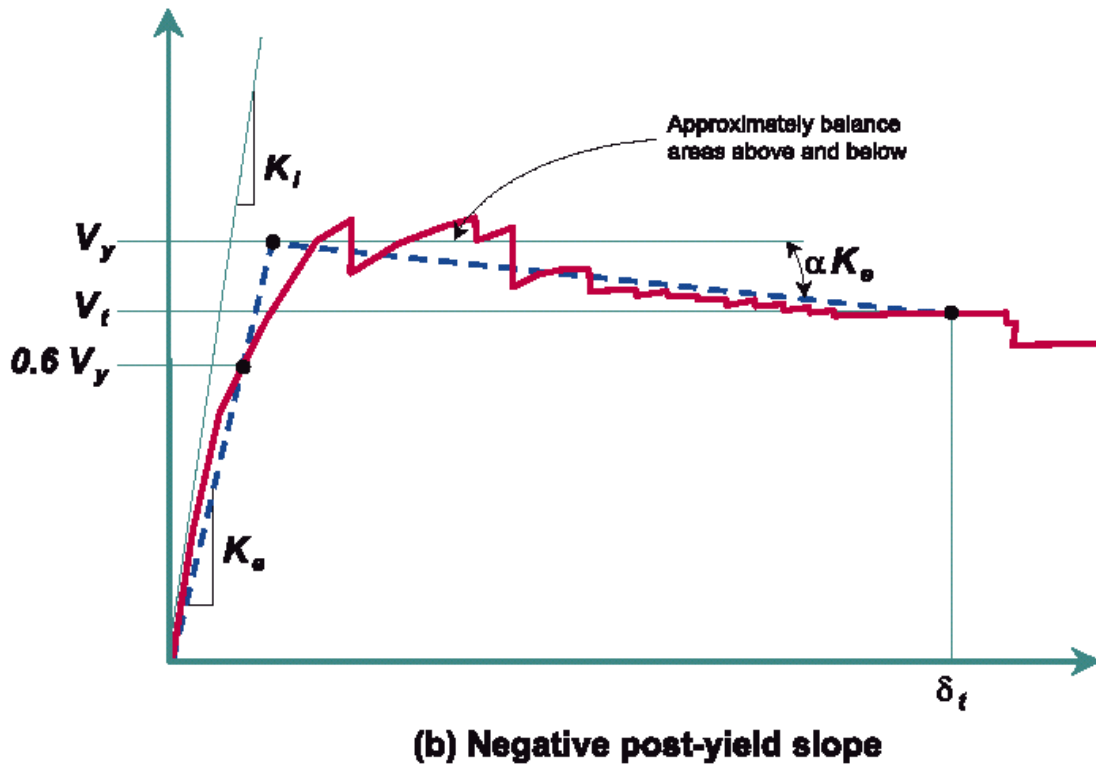


Figura 3-1: Curvas idealizadas fuerza-desplazamiento.

3.3.3.2.5 Determinación del periodo

El periodo fundamental efectivo en la dirección bajo consideración debe estar basado en la curva idealizada fuerza-desplazamiento definida en la [sección 3.3.3.2.4](#). El periodo fundamental efectivo T_e , debe ser calculado de acuerdo con la [ecuación \(3-14\)](#):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3-14)$$

T_i = Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección bajo consideración calculada por el análisis dinámico elástico.

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección bajo consideración.

3.3.3.2.6 Análisis de los modelos matemáticos

Los modelos matemáticos separados representan la construcción a lo largo de los dos ejes ortogonales del edificio deben ser desarrollados para el análisis en dos dimensiones. Un modelo matemático representando la construcción a lo largo de los ejes ortogonales del edificio debe ser desarrollados para el análisis tridimensional.

Los efectos de la torsión horizontal deben ser evaluados de acuerdo con la [sección 3.2.2.2](#).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El análisis independiente a lo largo de cada uno de los dos ejes ortogonal principales del edificio deben ser disponibles a menos que la evaluación coexistente de los efectos multidireccionales sean requerida por la [sección 3.2.7](#).

3.3.3.3. Determinación de fuerzas y deformaciones

3.3.3.3.1 General

Para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel de piso el desplazamiento deseado, δ_i , debe ser calculado con la [ecuación \(3-15\)](#) o por un procedimiento aprobado que tome en cuenta con la respuesta no lineal del edificio.

Para edificios con diafragmas no rígidos en cada de nivel de piso, la flexibilidad del diafragma debe ser explícitamente incluida en el modelo. El desplazamiento deseado debe ser calculado como se especificó para los diafragmas rígidos, excepto que éste debe ser amplificado por la relación del desplazamiento máximo en cualquier punto sobre el techo al desplazamiento en el centro de masas del techo ($\delta_{m\acute{a}x}/\delta_{cm}$). $\delta_{m\acute{a}x}$ y δ_{cm} deben estar basados en un análisis de espectro de respuesta del modelo tridimensional del edificio. El desplazamiento deseado, así calculado, debe ser no menor que el desplazamiento dado por la [ecuación \(3-15\)](#). Ninguna línea de construcción sísmica vertical debe ser evaluada para desplazamientos menores que el desplazamiento deseado.

Alternativamente, para edificios con diafragmas flexibles en cada nivel de piso, un desplazamiento deseado debe ser calculado para cada línea de construcción sísmica vertical. El desplazamiento deseado para una línea individual de construcción sísmica vertical debe ser como se especificó para edificios con diafragmas rígidos, excepto que las masas deben ser asignadas para cada línea en la base del área tributaria.

Las fuerzas y deformaciones correspondientes al desplazamiento del nudo de control igualando o aumentando el desplazamiento deseado debe cumplir con el criterio aceptado de la [sección 3.4.3](#).

3.3.3.3.2 Desplazamiento deseado

El desplazamiento deseado δ_i , en cada nivel de piso debe ser calculado con la [ecuación \(3-15\)](#) y como se especificó en la [sección 3.3.3.3.1](#).

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3-15)$$

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente **SDOF** en el desplazamiento del techo del sistema **MDOF** del edificio calculado usando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor de participación del primer modo en el nivel del nudo de control;
- El factor de participación modal en el nivel del nudo de control calculado usando un vector de forma correspondiente a la forma deflectada del edificio el desplazamiento deseado. Este procedimiento debe ser usado si el patrón de carga adoptado definido en el párrafo 2.2. de la [sección 3.3.3.2.3](#) es usado; o
- El valor apropiado de la [tabla 3-2](#).

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados para los desplazamientos calculados por la respuesta elástica lineal.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$= 1.0 \text{ para } T_e \geq T_S$$

$$= [1.0 + (R-1) T_S / T_e] / R \text{ para } T_e < T_S$$

Pero no mayor que los valores dados en la **sección 3.3.1.3** ni menor que 1.0
 T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración, en segundos.

T_S = Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro dado por la **sección 1.6.1.5** y **1.6.2.1**.

R = Relación de demanda de esfuerzo elástico para calcular el coeficiente del rendimiento del esfuerzo calculado por la **ecuación (3-16)**.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética, degradación de la rigidez y deterioración del esfuerzo en la respuesta del desplazamiento máximo. Los valores de C_2 para diferentes sistemas de construcción y niveles de desempeño estructural deben ser obtenidos de la **tabla 3-3**. Alternativamente, usar $C_2 = 1.0$ debe ser permitido para procedimientos no lineales.

C_3 = Factor de modificación para representar los desplazamientos incrementados debido a los efectos dinámicos **P-Δ**. Para edificios con rigidez de rendimiento posterior positiva, C_3 debe ser igual a 1.0. Para edificios con rigidez de rendimiento posterior negativa, los valores de C_3 deben ser calculados usando la **ecuación (3-17)**, pero no exceder los valores fijados en la **sección 3.3.1.3**.

S_a = Espectro de aceleración de respuesta, en el periodo fundamental efectivo y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración, g como se calculó en la **sección 1.6.1.5** y **1.6.2.1**.

g = Relación de la gravedad.

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Structural Performance Level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_S \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.
2. All frames not assigned to Framing Type 1.
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La relación de esfuerzo R debe ser calculada de acuerdo con la **ecuación (3-16)**

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (3-16)$$

Donde S_a está definido arriba, y:

V_y = rendimiento del esfuerzo calculado usando los resultados del **NSP** para la curva idealizada no lineal fuerza-desplazamiento desarrollada para el edificio de acuerdo con la **sección 3.3.3.2.4**.

W = Peso sísmico efectivo, como se calculó en la **sección 3.3.1.3.1**.

C_m = Factor de masa efectiva de la **tabla 3-1**. Alternativamente, C_m tomado como el modelo de masa efectivo calculado por el modo fundamental usando el análisis Eigenvalue debe ser permitido.

El coeficiente C_3 debe ser calculado de acuerdo con la **ecuación (3-17)** si la relación entre la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nudo de control exhiben rigideces de rendimiento posterior negativo.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3-17)$$

Donde R y T_e están definidos arriba, y:

α = Relación de rigidez posterior de rendimiento para rigidez elástica efectiva, donde la relación no lineal fuerza-desplazamiento debe ser caracterizada por una relación bilineal como se muestra en la **figura 3-1**.

Comentario: 3.3.3.3.2 El desplazamiento designado

Método del cálculo. Esta norma presenta el Método del Coeficiente para el objetivo en el desplazamiento. También pueden usarse otros procedimientos. La **sección C3.3.3.3 del FEMA 274**, presenta adicional información del fondo sobre el Método del Coeficiente y otro procedimiento aceptable llamado El Método del Espectro de Capacidad.

El coeficiente C_θ . Este coeficiente considera para la diferencia entre el desplazamiento del techo de un **MDOF** construido y el desplazamiento del sistema **SDOF** equivalente. Usando solo la primera forma del modo (ϕ_1) y la conducta elástica, el coeficiente C_θ es igual al primero factor del modo de la participación en el nivel del techo (nudo de control). Si el valor absoluto del techo (nudo de control), la ordenada de cada forma del modo es el igual a la unidad, el valor del coeficiente C_θ es igual al factor de participación del primer modo de la masa.

El cálculo explícito de C_θ , que usa la forma real deflectada es más exacto y puede ser beneficiosa en las condiciones de la más baja amplificación del desplazamiento designado. La real forma del vector puede asumir cualquier forma, particularmente, desde que se piensa que simula el tiempo - variado del perfil de la desviación del edificio al responder inelásticamente al movimiento del suelo. Basado en los pasados estudios, el uso de un vector de forma que corresponde a la forma desviada al nivel de desplazamiento designado puede ser la más apropiada. Esta forma probablemente será diferente desde el primer modo elástico. El uso de un semejante vector de la forma desviada en la estimación de C_θ es preferido; la opción de la forma del primer

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

modo elástico del vector es una alternativa más simple que tiene en cuenta la menor distribución de la masa relativa encima del lo alto de la estructura. El uso de los valores clasificados en que está basado indirectamente el vector de línea con las masas iguales en cada nivel de piso, es aproximado, particularmente si las masas varían mucho encima de la altura del edificio, y puede ser demasiado conservador.

El coeficiente C_1 . Este coeficiente es considerado para la diferencia observada en la respuesta del desplazamiento máximo, la amplitud para la respuesta no lineal como comparando con la respuesta lineal, como se observa para los edificios con relativamente periodos iniciales cortos de vibración. Para el uso con el **NSP**, esto es recomendado para calcular el valor de este coeficiente que usa la relación de fuerza, **R** , dado por la **ecuación (3-16)**. La discusión adicional de este coeficiente está en el comentario de la **sección 3.3.1.3.1**.

Los recientes estudios sugieren que el máximo desplazamiento elástico e inelástico y las amplitudes pueden diferir considerablemente si o la relación de fuerza **R** es grande o el edificio se localiza en el campo cercano de una falla activa. Específicamente, los desplazamientos inelásticos excederán a los desplazamientos elásticos. Si la relación de fuerza excede en cinco, se recomienda que un desplazamiento más grande que el desplazamiento elástico se use como la base para calcular el desplazamiento designado.

El coeficiente C_2 . Si los lazos histeréticos de la exhibición pellizcan significantes o deterioradas rigideces, la absorción de energía y la capacidad de dispersión disminuyen, y las excursiones del desplazamiento más grandes deben ser esperadas. Este efecto es importante para periodos cortos, bajos esfuerzos en la estructura con cada vuelta de los lazos histeréticos. Los Tipos ideales 1 y 2 son introducidos para el propósito de catalogar los sistemas a la exhibición pellizcando y la degradación de esta fuerza es de tipo 1.

Sistema tipo 2 no es específicamente aquellos identificados como Tipo 1. Los valores para **C_2** , están reducidos para los niveles más pequeños de daño; Es decir, los valores para **C_2** , son más pequeños para el nivel de desempeño estructural de Inmediata Ocupación (de pequeño a ningún daño) que para el nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso (de moderado a mayor daño). Sin embargo, la selección del nivel de desempeño no es una medida directa de la magnitud de la conducta inelástica que un edificio experimentará, particularmente en las zonas de sismicidad moderada y bajo. Por ejemplo, si la estructura se encuentra a un nivel superior de desempeño del nivel de desempeño seleccionado, el uso de un más bajo valor de **C_2** , correspondiendo al nivel de desempeño real logrará ser justificado. Esto puede hacerse por la interpolación entre los valores de **C_2** especificados para el desempeño de los niveles sobre y debajo del nivel logrado. Los valores para **C_2** contenidos en la **tabla 3-3** se piensa que consideran la degradación de rigidez y " deterioración de la fuerza, y están basados en el juicio en el momento en que esta norma fue escrita.

Mientras sistemas de un solo grado de libertad con pellizcó de la conducta histerética experimenta amplificado los desplazamientos, alguna reciente investigación ha mostrado esa respuesta del desplazamiento de múltiples grados de libertad de estructuras de edificios esto no significativamente afectado por la conducta histerética pellizcada de los elementos individuales. Estos nuevos resultados no son todavía completamente concluidos. En la actualidad, la **tabla 3-3** ha sido retenida en esta norma, pero el uso de **$C_2 = 1.0$** es permitido.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El coeficiente C_3 . Los efectos $P-\Delta$ causados por las cargas de gravedad actuando a través de la configuración deformada de un edificio siempre producirán un aumento en los desplazamientos laterales. Los efectos estáticos $P-\Delta$ pueden capturados usando procedimientos fijados en la [sección 3.2.5](#). Si los efectos $P-\Delta$ resultan con rendimientos de rigideces posteriores negativas en cualquier piso, los tales efectos pueden aumentar significativamente las derivas del entrepiso y el desplazamiento designado. El grado por el cual los efectos dinámicos $P-\Delta$ aumentando los desplazamientos dependen de (1) la relación α del rendimiento posterior de rigidez negativa elástica efectiva, (2) del periodo fundamental del edificio, (3) la proporción de fuerza, (4) las relaciones de carga-desplazamiento histeréticos para cada piso, (5) las características de frecuencia del movimiento del suelo, y (6) De la duración del movimiento fuerte del suelo. Debido al número de parámetros involucrado, es difícil de capturar los efectos dinámicos $P-\Delta$ con un solo factor de la modificación. El coeficiente C_3 , solo se calculará para los edificios que exhiben el rendimiento de rigidez posterior negativa, dado por la [ecuación \(3-17\)](#), representa una simplificación sustancial e interpretación de muchos datos del análisis.

Diafragmas

Los diafragmas deben ser diseñados para resistir la combinación de efectos de fuerzas resultantes horizontales, que son el resultado de los desplazamientos, o en los cambios de rigidez de, ideando los elementos verticales sísmicos sobre y debajo del diafragma, y las fuerzas determinadas para los diafragmas usados en las [secciones 3.3.1.3.4](#) ó [3.3.2.3.2](#).

Procedimiento no lineal dinámico

3.3.4.1 Bases del procedimiento

Si el Procedimiento No Lineal Dinámico (NDP) se escoge para el análisis sísmico del edificio, un modelo matemático directamente incorporando las características de la carga deformación no lineal de los componentes y elementos individuales del edificio serán sujetos al sacudimiento del terremoto, representado por el movimiento de suelo en el Time History de conformidad con la [sección 1.6.2.2](#) para obtener las fuerzas y los desplazamientos.

Calculados los desplazamientos y Fuerzas internas deberán ser comparados directamente con el criterio de aceptación especificado en la [sección 3.4.3](#).

Comentario 3.3.4.1 Bases del procedimiento

La bases, modelando los enfoques, y los criterios de aceptación del NDP son semejantes a éstos para el **NSP**. La excepción principal es que los cálculos de la respuesta se llevan a cabo usando el Análisis Time History. Con el **NDP**, los desplazamientos del diseño no se establecen usando un desplazamiento deseado, pero en lugar de eso, son determinados directamente por historias dinámicas de tiempo de movimiento del suelo y de usar el análisis. La respuesta calculada puede ser altamente sensible a características de movimientos individuales de suelo; por lo tanto, el análisis se lleva a cabo con más de un registro del movimiento del suelo. Porque las cuentas ejemplares numéricas directamente para efectos de la respuesta no elástica del material, las fuerzas internas calculadas serán las aproximaciones razonables de esos esperados durante el terremoto del diseño.

3.3.4.2 Modelando y analizando

Consideraciones

3.3.4.2.1 General

La modelación y los requisitos de análisis especificados en la [sección 3.3.3.2](#) para el NSP se aplicarán al NDP, las consideraciones que se excluyen del nudo de control y desplazamientos fijados.

3.3.4.2.2 Caracterización del movimiento del suelo

Para el NDP, El sacudimiento del terremoto será caracterizado por registro discretizado o los registros sintéticos del terremoto como base del movimiento reuniendo los requisitos de la [sección 1.6.2.2](#).

3.3.4.2.3 El método Time History

Para el NDP, el análisis Time History se realizará usando las historias de tiempo horizontales de movimiento del suelo preparadas según los requisitos de la [sección 1.6.2.2](#).

Los efectos sísmicos multidireccionales serán justificados de acuerdo con la [sección 3.2.7](#). Alternativamente, un análisis matemático de usar un modelo en tres dimensiones usando simultáneamente los pares consistentes impuestos de registros de movimiento de suelo de un terremoto para cada uno de los ejes horizontales del edificio se permitirán.

3.3.3.4 Determinación de acciones y deformaciones

Las acciones y deformaciones deben ser determinadas de acuerdo con la [sección 3.3.2.2.4](#).

3.3.4.3.1 Modificación de demandas

Los efectos de torsión se considerarán de acuerdo con la [sección 3.2.2.2](#).

3.3.3.4.2 Diafragmas

Los Diafragmas se diseñarán para resistir los efectos de las fuerzas sísmicas calculados por el análisis dinámico inclusive los efectos de las fuerzas horizontales que resultan de desviaciones en, o en los cambios en las rigideces de, los elementos verticales sísmicos que encuadran encima de y debajo del diafragma.

3.4 Criterio de aceptación

3.4.1 Requerimientos generales

Los Componentes y elementos analizados usando los procedimientos lineales de la [sección 3.3.1](#) y la [sección 3.3.2](#) satisfacerán los requisitos de la [sección 3.4.2](#). Los componentes y los elementos analizados usando los procedimientos no lineales de la [sección 3.3.3](#) y la [sección 3.3.4](#) satisfacerán los requisitos de la [sección 3.4.3](#).

Antes de escoger los criterios de aceptación de los componentes, los componentes se clasificarán como primarios o secundarios, y las acciones se clasificarán como controladas de deformación o controladas de fuerza, como son definidas en la [sección 2.4.4](#).

Las Fundaciones satisfacerán los criterios especificados en el capítulo 4.

3.4.2. Procedimientos lineales

3.4.2.1. Acciones de diseño

3.4.2.1.1. Acciones de deformación controlada:

Las acciones de diseño de deformación controlada Q_{UD} deben ser calculadas en acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3-18)$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Donde:

Q_E = Acción debida a las cargas de diseño sísmico calculada usando fuerzas y modelos de análisis descritas en **secciones 3.3.1 (Procedimiento Lineal Estático)** y **3.3.2 (Procedimiento Lineal Dinámico)**.

Q_G = Acción debida a las cargas gravitatorias de diseño como están definidas en la **sección 3.2.8**.

Q_{UD} = Acción de diseño de deformación controlada debido a cargas gravitatorias y cargas sísmicas.

Comentario 3.4.2.1.1 Acciones de deformación controlada

A causa de la posible respuesta anticipada no lineal anticipada de la estructura, las acciones del diseño como está representada por la **ecuación 3-18** pueden exceder el esfuerzo actual del componente o elemento para resistir estas acciones. La aceptación del criterio de la **sección 3.4.2.2.1** toma en cuenta esta sobrecarga a través del uso de un factor m , el cual es una medida indirecta de la capacidad de deformación no lineal del componente o elemento.

3.4.2.1.2. Acciones de fuerza controlada

Las acciones de diseño de fuerza controlada, Q_{UF} deben ser calculadas usando uno de los siguientes métodos:

1. Q_{UF} debe ser tomado como la acción máxima que puede ser desarrollada en un componente basado en un estado límite de análisis considerando el esfuerzo esperado de los componentes de la carga deliberada al componente bajo consideración o la máxima acción desarrollada en el componente como límite de la respuesta no lineal del edificio.
2. Alternativamente, Q_{UF} debe ser calculada de acuerdo con la **ecuación (3-19)**

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (3-19)$$

Donde:

Q_{UF} = acción de diseño de fuerza controlada debido a cargas gravitatorias en combinación con cargas sísmicas.

J = Factor de reducción de fuerza deliberada, mayor o igual que 1, tomada como el **DCR** más pequeño de los componentes en la carga de fuerza deliberada para el componente en cuestión, calculada de acuerdo con la **ecuación (2-1)**.

Alternativamente, los valores de J igual a 2.0 en zonas de alta sismicidad, 1.5 en zonas de moderada sismicidad y 1.0 en zonas de baja sismicidad deben ser permitidos cuando no están basados en cálculos **DCRs**. J debe ser tomado como 1.0 para el nivel de desempeño estructural Inmediatamente Ocupacional. En cualquier caso en donde las fuerzas contribuyen a Q_{UF} , son deliberados por los componentes del sistema resistente de fuerza lateral que permanecen elásticos, J debe ser tomado como 1.0.

3.4.2.2 Criterio aceptado para procedimientos lineales

3.4.2.2.1 Acciones de deformación controlada:

Las acciones de deformación controlada en componentes y elementos primarios y secundarios deben satisfacer la siguiente ecuación.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3-20)$$

Donde:

m = Modificador de demanda del componente o elemento (factor) para contar con una ductilidad esperada asociada con esta acción en el nivel de desempeño estructural los factores m están especificados en los capítulos 4 hasta el 8.

Q_{CE} = Esfuerzo esperado del componente o elemento en el nivel de deformación bajo consideración para las acciones de deformación controlada.

Q_{CE} , el esfuerzo esperado debe ser determinado considerando todas las acciones coexistentes en el componente bajo la condición de la carga de diseño por procedimientos especificados en los capítulos 4 hasta el 8.

κ = el factor de conocimiento definido en la [sección 2.2.6.4](#).

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (3-21)$$

Donde:

Q_{CL} = Límite inferior del esfuerzo de un componente o elemento al nivel de deformación bajo consideración para acciones de fuerza controlada.

Q_{CL} , el límite inferior del esfuerzo debe ser determinado considerando todas las acciones coexistentes en el componente bajo la condición de carga de diseño por procedimientos especificados en los capítulos 5 hasta el 8.

3.4.3 Los procedimientos no lineales

3.4.3.3 Diseño de fuerzas y deformaciones

El diseño de fuerzas y deformaciones en el componente se calculará de acuerdo a las [secciones 3.3.3](#) ó [3.3.4](#).

3.4.3.4 Criterios de aceptación de los procedimientos no lineales

3.4.3.4.2 Acciones de deformación controladas

Los componentes primarios y secundarios deberán tener capacidades de deformación no menores que las máximas demandas de deformación calculadas en el desplazamiento deseado. Las demandas de los componentes primarios y secundarios estarán dentro del criterio de aceptación para los componentes secundarios en la selección del nivel de desempeño estructural. Las capacidades de deformación esperadas se determinarán considerando todas las fuerzas y deformaciones de acuerdo con los capítulos 4 hasta 8.

El corte basal en el desplazamiento deseado, V_t , no debería ser menor del 80% del rendimiento del esfuerzo efectivo de la estructura, V_y , definido en la [sección 3.3.3.2.4](#).

El criterio de aceptación para un simplificado análisis NSP de la [sección 3.3.3.2.1](#) debe ser como se especifica en la [sección 3.4.3.2.2](#).

Comentario 3.4.3.2.1 Acciones de deformación controladas

Cuando todos los componentes son explícitamente modelados con las curvas totalmente, el NSP puede ser usado para evaluar la total contribución de todos los componentes para la fuerza lateral resistente de la estructura, cuando ellos se degradan a los valores residuales del esfuerzo. Cuando la degradación es

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

explícitamente evaluada en el NSP, los componentes pueden contarse para resistir la fuerza lateral fuera de los límites de la respuesta de los componentes secundarios. Como los componentes se degradan, el rendimiento posterior de la curva fuerza-desplazamiento se pone negativo, y el desplazamiento designado empieza a crecer. El procedimiento mismo es limitado en ese pequeño rendimiento posterior negativo las cuestas resultarán en grande las amplificaciones del desplazamiento designado a través del coeficiente C_3 , causando la no-convergencia rápida de la solución. Como un control adicional en la magnitud de la degradación, V_t es limitado a no menos del 80% de V_y .

3.4.3.4.3 Acciones de deformación controlada para el análisis simplificado estático no lineal

Los componentes primarios y secundarios modelados usando el alternativo análisis simplificado NSP de la [sección 3.3.3.2.1](#) reúnan los requisitos de esta sección.

Esperando que las capacidades de deformación no estarán menos del máximo que las demandas de deformación calculadas para el desplazamiento deseado. Las demandas de los componentes primarios estarán dentro del criterio de aceptación para los componentes primarios al nivel de desempeño estructural. Las demandas de los otros componentes estará dentro del criterio de aceptación para los componentes secundarios, a los niveles de desempeño estructural seleccionados. Las capacidades de deformación esperadas se determinarán considerando todas las fuerzas coexistentes y deformaciones para los procedimientos especificados en los capítulos 4 hasta el 8.

Comentario 3.4.3.2.2 Acciones de deformación controlada para el análisis simplificado estático no lineal

En el análisis simplificado NSP, los componentes primarios no se modelan con las curvas totalmente llenas. La degradación no puede evaluarse explícitamente y los elementos degradados no pueden usarse fiablemente usado para los límites de respuesta de los componentes secundarios. Por esta razón, la fuerza resistente lateral de una estructura consistente con las medidas de los componentes primarios medidos contra el criterio de aceptación de los componentes primarios.

3.4.3.2.3 Acciones de fuerza controlada

Los componentes primarios y secundarios, tendrán el más bajo límite de esfuerzo no menor que el máximo de fuerzas diseñadas. Los esfuerzos bajos serán determinados considerando todas las fuerzas coexistentes y deformaciones para los procedimientos especificados en los capítulos 4 hasta el 8.

3.4.3.4.4 Comprobación de asunciones del diseño

Además de los requisitos en la [sección 3.2.9](#), la siguiente comprobación de asunciones deberá ser hecha.

La flexión de la rótula plástica no deberá formar el componente a menos que ella se considere explícitamente para el modelo de análisis.

CAPÍTULO IV

Fundaciones y sitios de riesgo geológico

FUNDACIONES

4.1 Introducción

Este capítulo fija requerimientos generales para la consideración de las características de carga-deformación en fundaciones, rehabilitación sísmica de fundaciones, y mitigación en sitios de riesgo geológico en la rehabilitación sistemática de edificios.

4.2 Información de la fundación

La información en el soporte de la fundación para el edificio a ser rehabilitado, condiciones cercanas a la fundación, diseño de las cargas de la fundación, y características de carga-deformación del suelo de fundación debe ser obtenida.

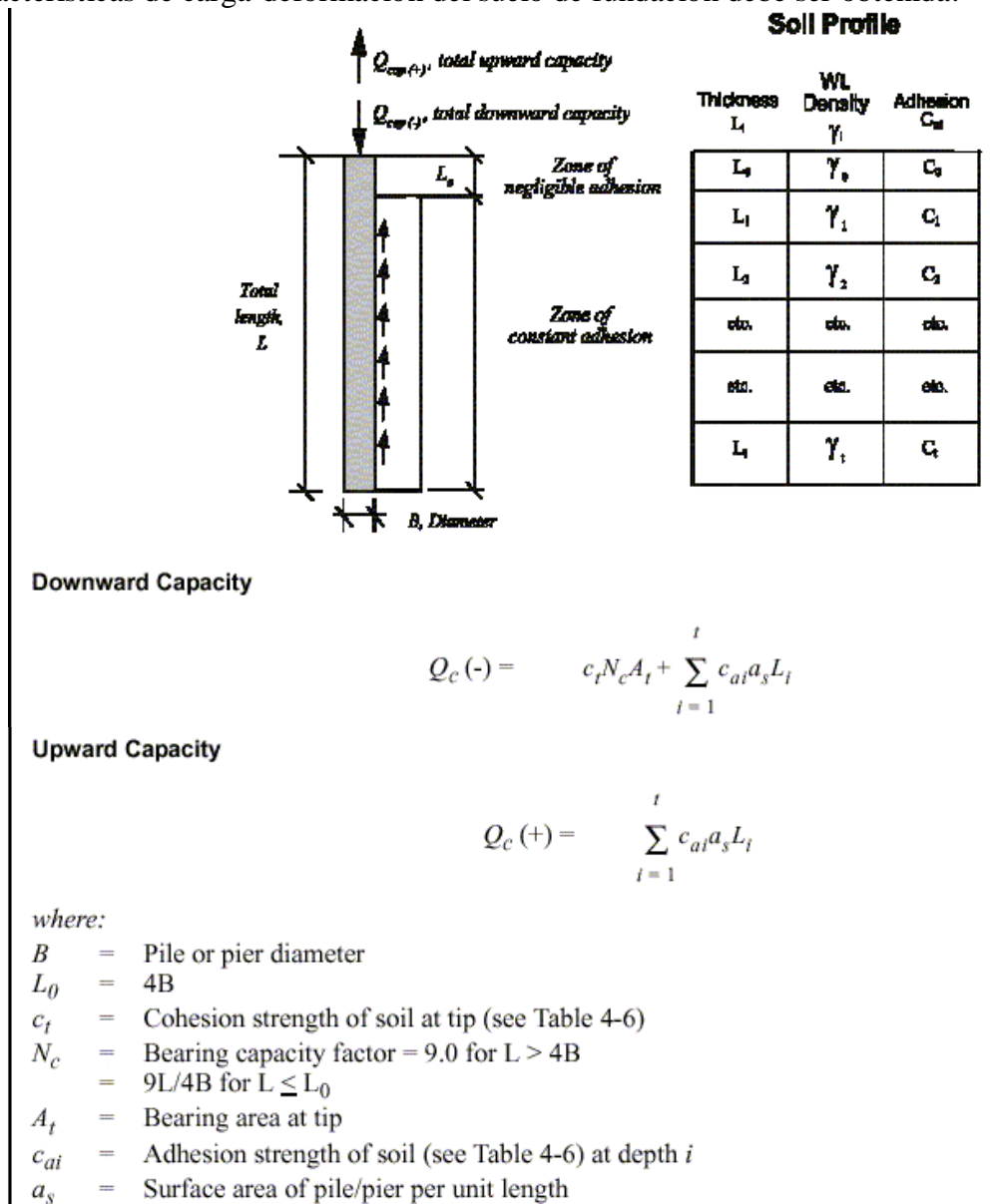


Figure 4-2 Presumptive Expected Capacities of Piles or Piers in Cohesive Soils

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5 = 0$	$S_{XS}/2.5 = 0.1$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$	$S_{XS}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

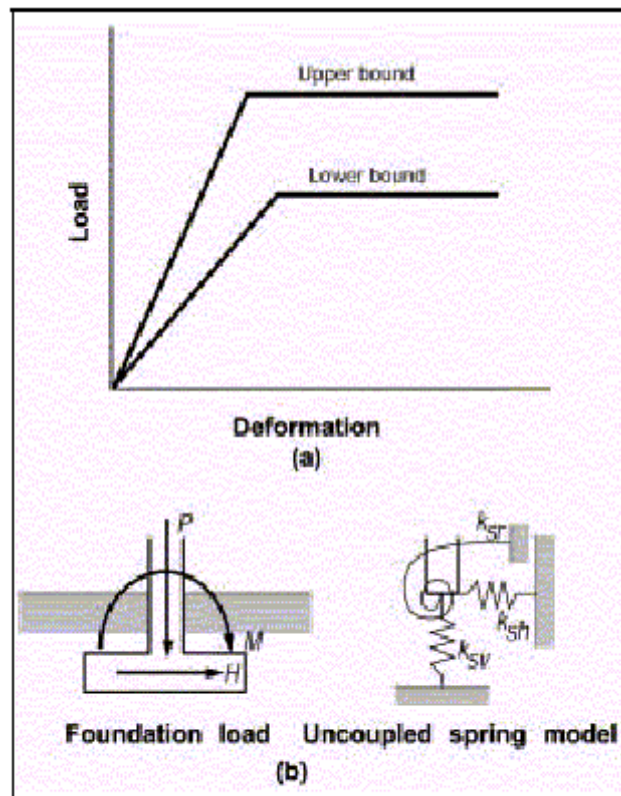
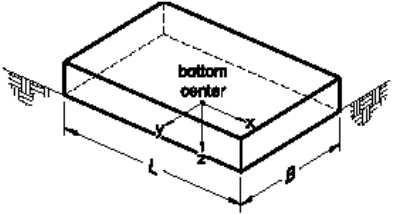


Figure 4-3 (a) Idealized Elasto-Plastic Load-Deformation Behavior for Soils
(b) Uncoupled Spring Model for Rigid Footings

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

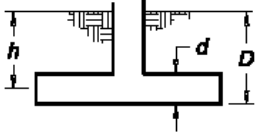
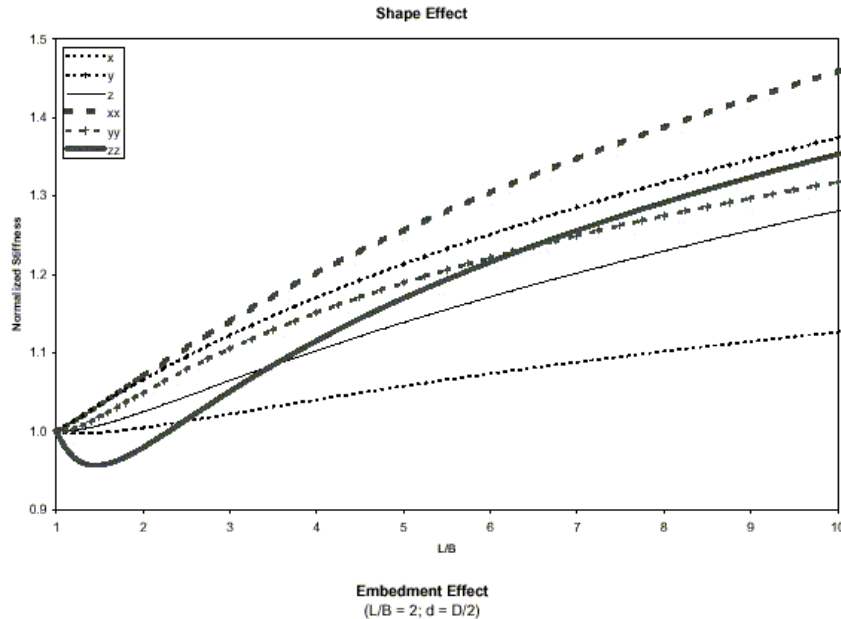
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Figure 4-4 Elastic Solutions for Rigid Footing Spring Constraints



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Embedment Effect
(L/B = 2; d = D/2)

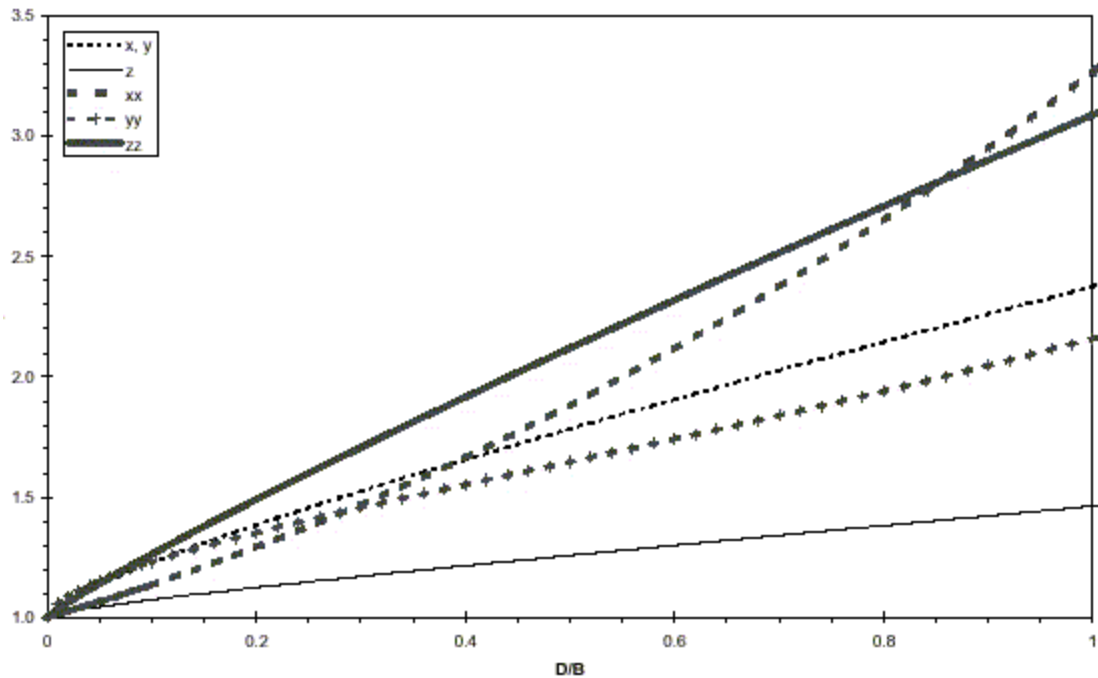
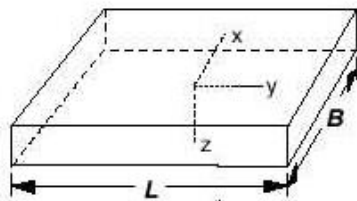


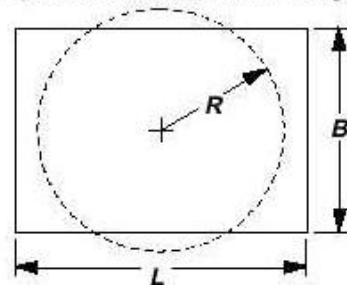
Figure C4-2 (a) Foundation Shape Effect (b) Foundation Embedment Effect

Radii of circular footings equivalent to rectangular footings

Rectangular footing



Equivalent circular footing



	Degree of freedom			
	Translation	Rocking		Torsion
		About x-axis	About y-axis	About z-axis
Equivalent radius, R	$(\frac{B L}{\pi})^{1/2}$	$(\frac{B L^3}{3 \pi})^{1/4}$	$(\frac{B^3 L}{3 \pi})^{1/4}$	$[\frac{B L (B^2 + L^2)}{6 \pi}]^{1/4}$

Spring constants for embedded rectangular footings

Spring constants for shallow rectangular footings are obtained by modifying the solution for a circular footing, bonded to the surface of an elastic half-space, i.e., $k = \alpha\beta k_0$ where

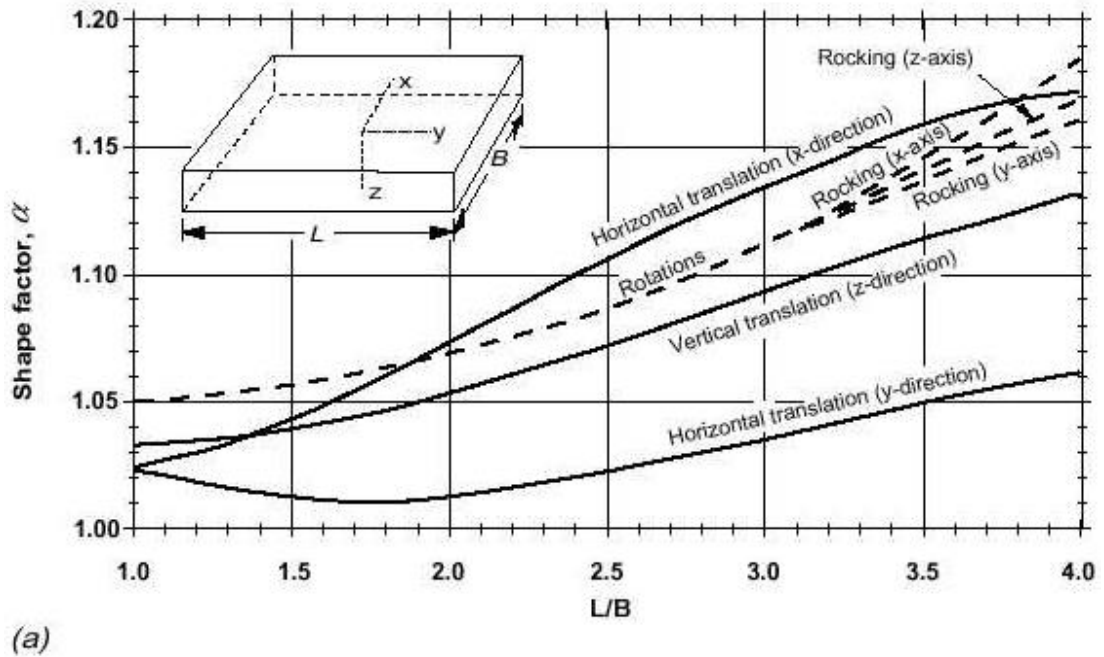
- k_0 = Stiffness coefficient for the equivalent circular footing
- α = Foundation shape correction factor (Figure 4-3a)
- β = Embedment factor (Figure 4-3b)

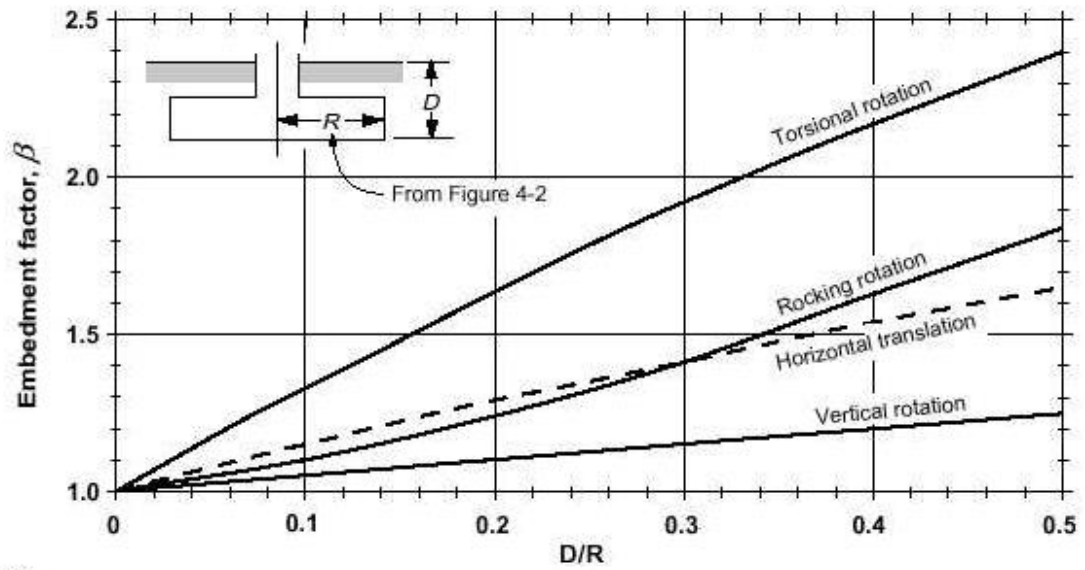
To use the equation, the radius of an equivalent circular footing is first calculated according to the degree of freedom being considered. The figure above summarizes the appropriate radii. k_0 is calculated using the table below:

Displacement degree of freedom	k_0
Vertical translation	$\frac{4 G R}{1 - \nu}$
Horizontal translation	$\frac{8 G R}{2 - \nu}$
Torsional rotation	$\frac{16 G R^3}{3}$
Rocking rotation	$\frac{8 G R^3}{3 (1 - \nu)}$

Note:
 G and ν are the shear modulus and Poisson's ratio for the elastic half-space. G is related to Young's modulus, E , as follows:
 $E = 2 (1 + \nu) G$
 R = Equivalent radius

Elastic Solutions for Rigid Footing Spring Constants (based on Gazetas, 1991 and Lam et al., 1991)





(b)

4-3 (a) Foundation Shape Correction Factors (b) Embedment Correction Factors

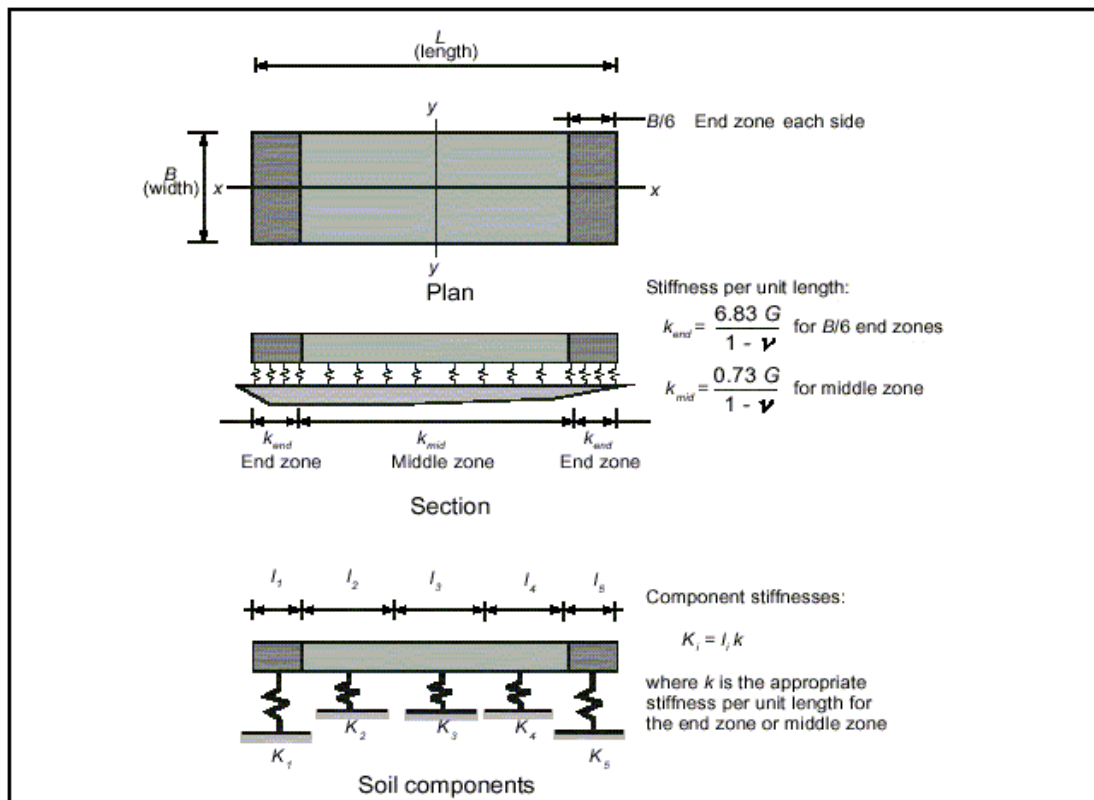


Figure 4-5 Vertical Stiffness Modeling for Shallow Bearing Footings

Table 4-3 Typical Pile and Pier Capacity Parameters: Bearing Capacity Factors, N_q

Placement	Angle of Shearing Resistance for Soil, ϕ (degrees)												
	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40+
Driven pile	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
Drilled pier	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

Table 4-4 Typical Pile and Pier Capacity Parameters: Effective Horizontal Stress Factors, F_{di} and F_{ui}

Pile or Pier Type	Downward F_{di}		Upward F_{ui}	
	low	high	low	high
Driven H-pile	0.5	1.0	0.3	0.5
Driven straight prismatic pile	1.0	1.5	0.6	1.0
Driven tapered pile	1.5	2.0	1.0	1.3
Driven jetted pile	0.4	0.9	0.3	0.6
Drilled pier	0.7	0.7	0.4	0.4

Table 4-5 Typical Pile and Pier Capacity Parameters: Friction Angle, δ (degrees)

Pile or Pier Material	δ
Steel	20
Concrete	0.75ϕ
Timber	0.75ϕ

Table 4-6 Typical Pile and Pier Capacity Parameters: Cohesion, c_t , and Adhesion, c_a (psf)

Pile Material	Consistency of Soil (approximately STP blow count)	Cohesion, c_t		Adhesion, c_a	
		low	high	low	high
Timber and Concrete	Very soft (<2)	0	250	0	250
	Soft (2-4)	250	500	250	480
	Medium stiff (4-8)	500	1000	480	750
	Stiff (8-15)	1000	2000	750	950
	Very stiff (>15)	2000	4000	950	1300
Steel	Very soft (<2)	0	250	0	250
	Soft (2-4)	250	500	250	460
	Medium stiff (4-8)	500	1000	460	700
	Stiff (8-15)	1000	2000	700	720
	Very stiff (>15)	2000	4000	720	750

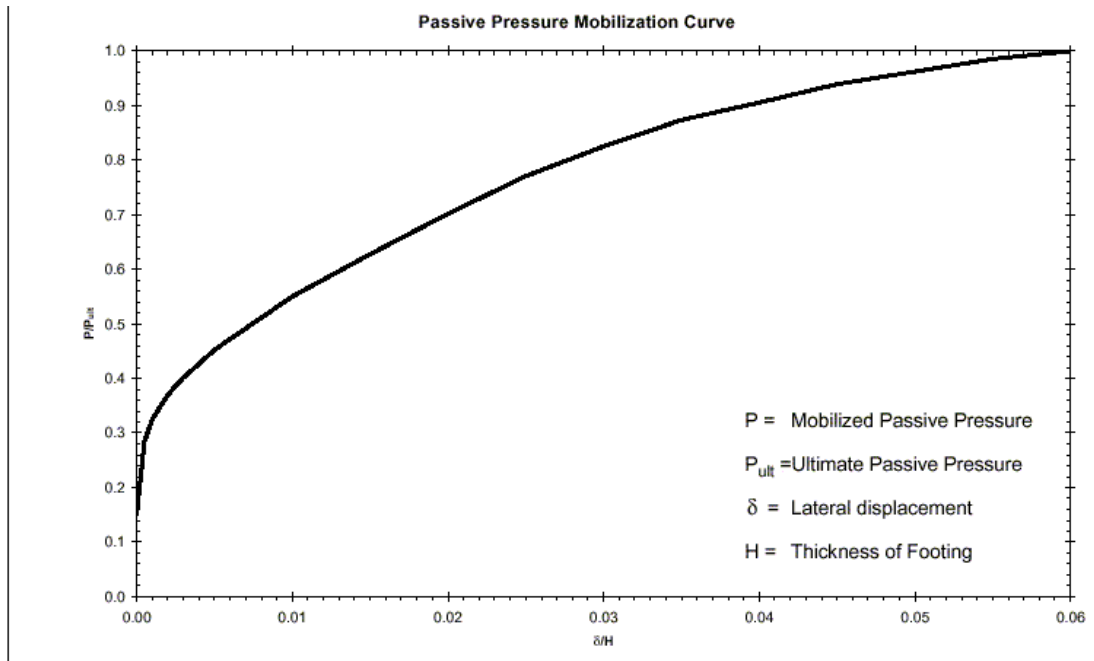
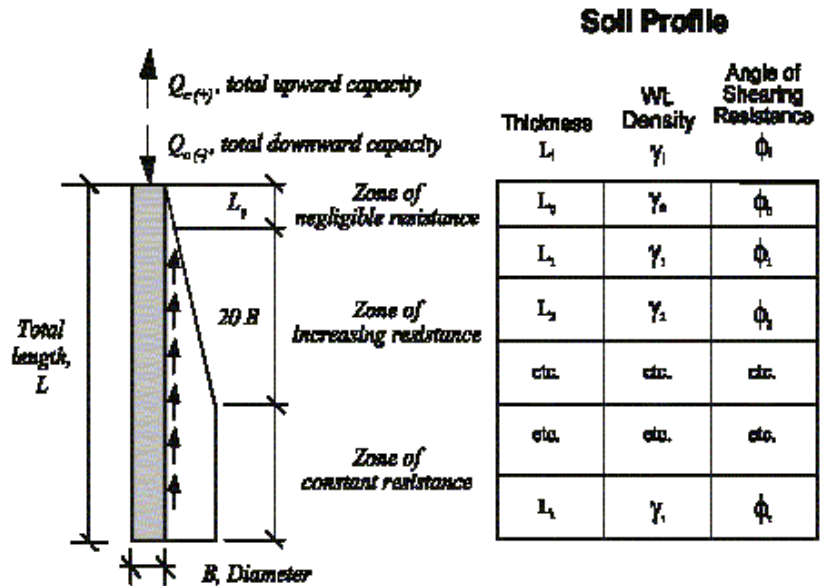


Figure 4-6 Passive Pressure Mobilization Curve



Downward Capacity

$$Q_c (-) = P_t N_q A_t + \sum_{i=1}^{t-1} F_{d_i} P_i \tan \delta_i a_s L_i$$

Upward Capacity

$$Q_c (+) = \sum_{i=1}^{t-1} F_{ui} P_i \tan \delta_i a_s L_i$$

$$P_i = \sum_{j=0}^i L_j \gamma_j \leq P_c$$

where:

- B = Pile or pier diameter
- L_0 = 3B for use with high values of F_{di} or F_{ui}
= 5B for use with low values of F_{di} or F_{ui}
- P_i = Effective vertical stress at depth i
- P_c = Effective vertical stress P_i at depth $L_0 + 20B$
- P_t = Effective vertical stress P_i at tip or at $i=t$
- N_q = Bearing capacity factor (see Table 4-3)
- A_t = Bearing area at tip
- F_{di} = Effective horizontal stress factor for downward load (see Table 4-4)
- F_{ui} = Effective horizontal stress factor for upward load (see Table 4-4)
- δ_i = Friction angle between pile/pier at soil depth i (see Table 4-5)
- a_s = Surface area of pile/pier per unit length

Figure 4-1 Presumptive Expected Capacities of Piles or Piers in Granular Soils

Table 4-1 Estimated Susceptibility to Liquefaction of Surficial Deposits During Strong Ground Shaking

Type of Deposit	General Distribution of Cohesionless Sediments in Deposits	Likelihood that Cohesionless Sediments, When Saturated, Would be Susceptible to Liquefaction (by Age of Deposit)			
		Modern < 500 yr.	Holocene < 11,000 yr.	Pleistocene < 2 million yr.	Pre-Pleistocene > 2 million yr.
(a) Continental Deposits					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Flood plain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan, plain	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terrace	Widespread	—	Low	Very low	Very low
Delta, fan delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine, playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dune	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	Low	Unknown	Unknown
Residual soils	Rare	Low	High	Very low	Very low
Sebka	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low

Continúa tabla 4 - 1 en página siguiente.

Sigue tabla 4 - 1:

(b) Coastal Zone Deposits					
Delta	Widespread	Very high	High	Low	Very low
Esturine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Beach, high energy	Widespread	Moderate	Low	Very low	Very low
Beach, low energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lagoon	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Foreshore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low

(c) Fill Materials					
Uncompacted fill	Variable	Very high	—	—	—
Compacted fill	Variable	Low	—	—	—

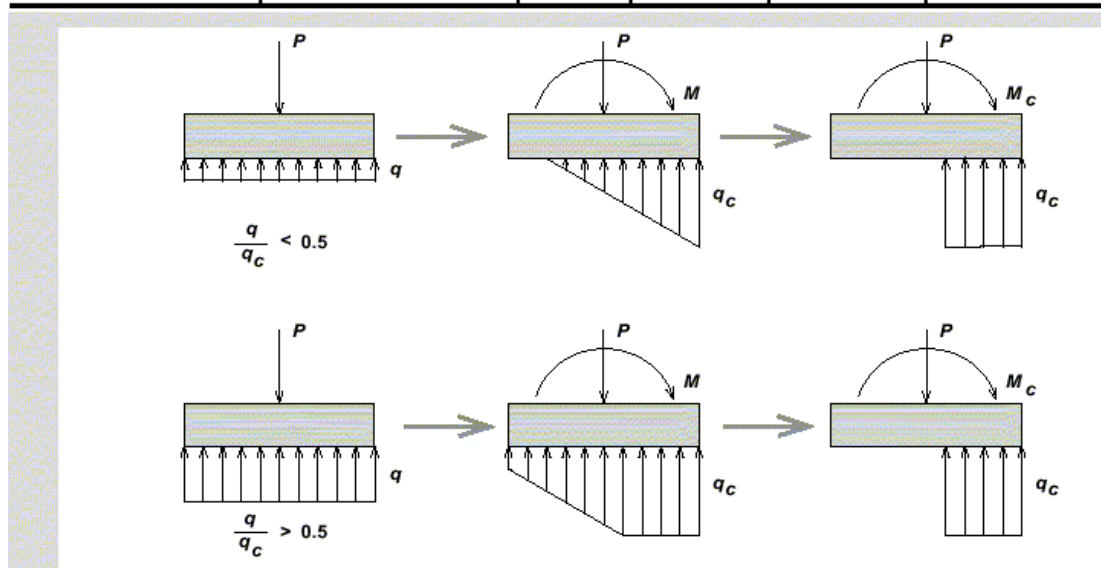


Figure C4-3 Idealized Concentration of Stress at Edge of Rigid Footings Subjected to Overturning Moment

Table 4-2 Parameters for Calculating Presumptive Expected Foundation Load Capacities of Spread Footings and Mats

Class of Materials ²	Vertical Foundation Pressure ³ Lbs/Sq. Ft. (q_c)	Lateral Bearing Pressure Lbs/Sq. Ft./Ft of Depth Below Natural Grade ⁴	Lateral Sliding ¹	
			Coefficient ⁵	Resistance ⁶ Lbs/Sq. Ft
Massive Crystalline Bedrock	8000	2400	0.80	—
Sedimentary and Foliated Rock	4000	800	0.70	—
Sandy Gravel and/or Gravel (GW and GP)	4000	400	0.70	—
Sand, Silty Sand, Clayey Sand, Silty Gravel, and Clayey Gravel (SW, SP, SM, SC, GM, and GC)	3000	300	0.50	—
Clay, Sandy Clay, Silty Clay, and Clayey Silt (CL, ML, MH, and CH)	2000 ⁷	200	—	260

- Lateral bearing and lateral sliding resistance shall be permitted to be combined.
- For soil classifications OL, OH, and PT (i.e., organic clays and peat), a foundation investigation shall be required.
- All values of expected bearing capacities are for footings having a minimum width of 12 inches and a minimum depth of 12 inches into natural grade. Except where Footnote 7 applies, an increase of 20% is allowed for each additional foot of width or depth to a maximum value of three times the designated value.
- Shall be permitted to be increased by the amount of the designated value for each additional foot of depth to a maximum of 15 times the designated value.
- Coefficient applied to the dead load.
- Lateral sliding resistance value to be multiplied by the contact area. In no case shall the lateral sliding resistance exceed one-half of the dead load.
- No increase for width shall be permitted.

CAPÍTULO VI

Parámetros y criterios de aceptación para el concreto reforzado
Recomendación para el diseño del refuerzo de vigas, columnas y nudos de
hormigón armado del ACI-318-95

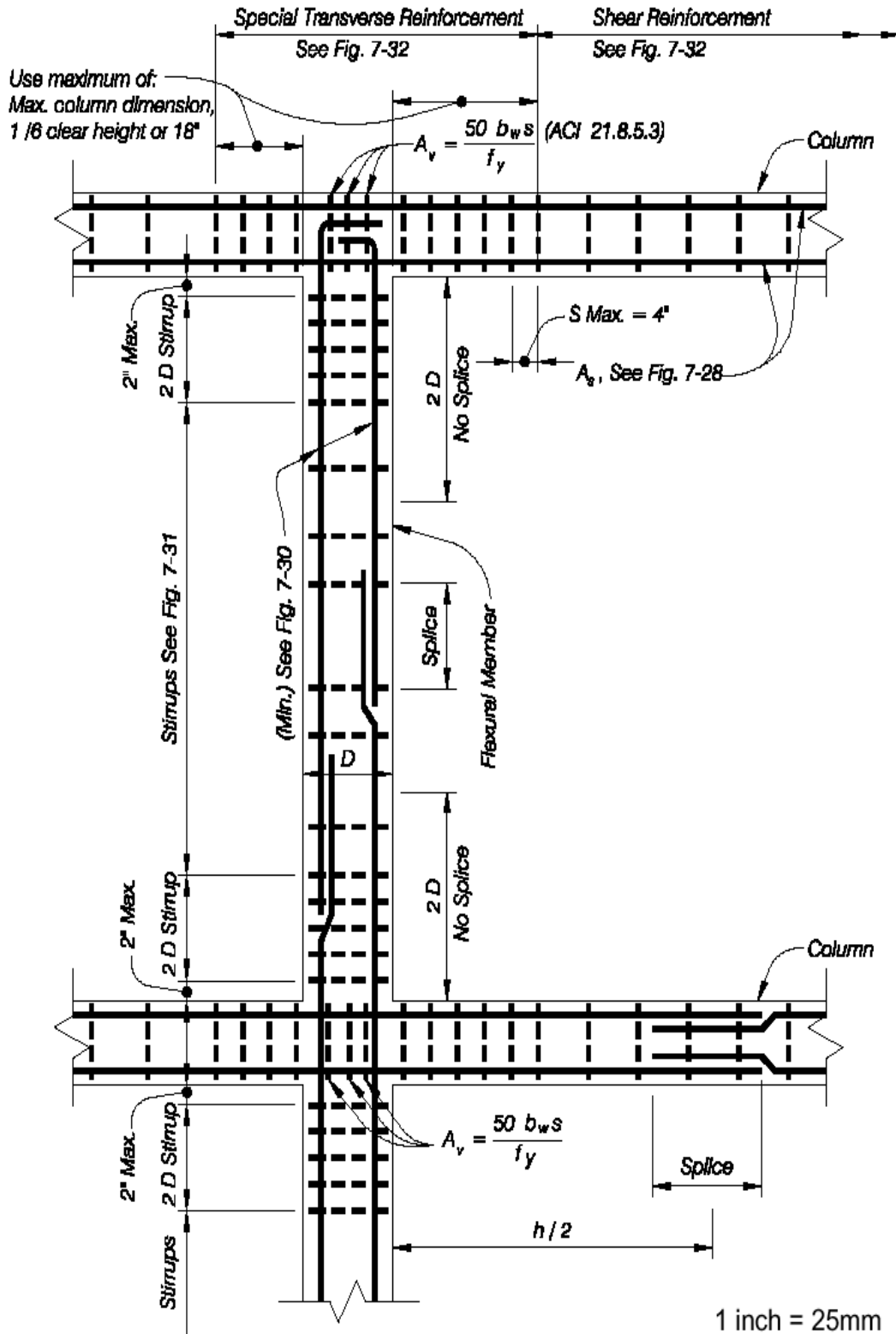
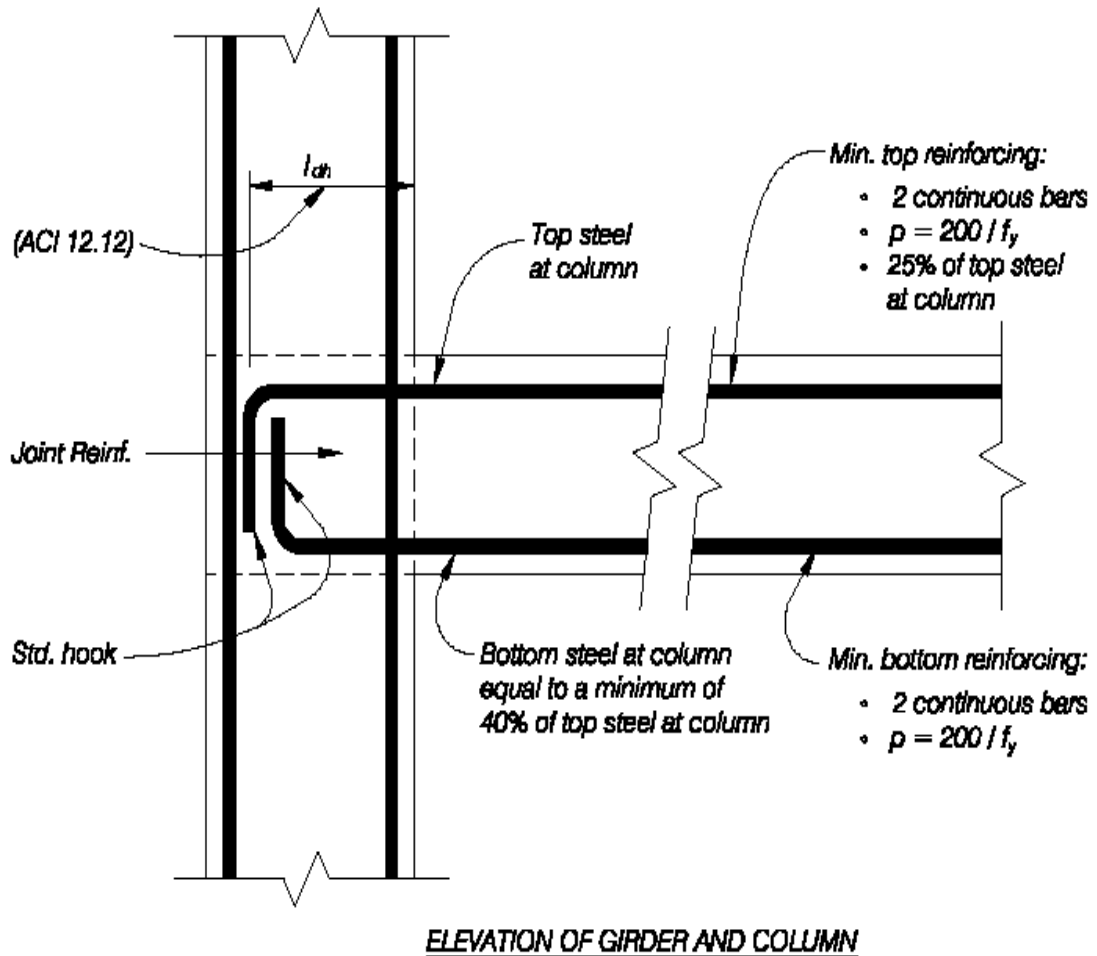


Figure 7-27 Intermediate Moment Frame requirements.



FLEXURAL MEMBER:

$f'_c = 3,000$ p.s.i. min. at 28 days

1 ksi = 6.89 MPa

$f_y = 40$ ksi or 60 ksi

Reinforcement ratio $p = A_s / bd$ or $p' = A'_s / bd$: $p = 0.025$ max.

COLUMN:

1 ksi = 6.88 Mpa

$f'_c = 3,000$ p.s.i. min. at 28 days

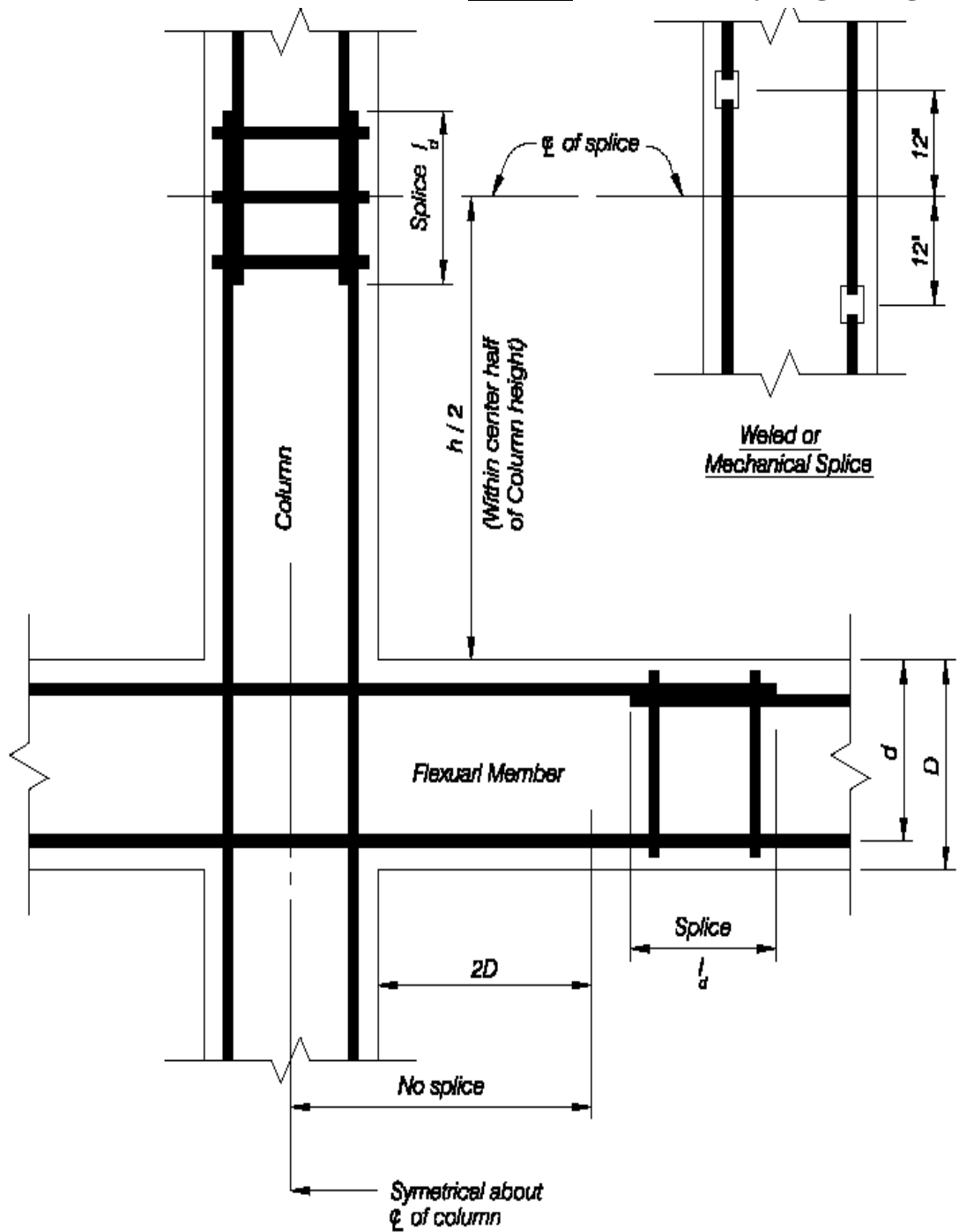
$f_y = 40$ ksi or 60 ksi

Reinforcement ratio, p (for tied columns)

$$0.01 \leq p \leq 0.06$$

Figure 7-28 Intermediate Moment Frame longitudinal reinforcement

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



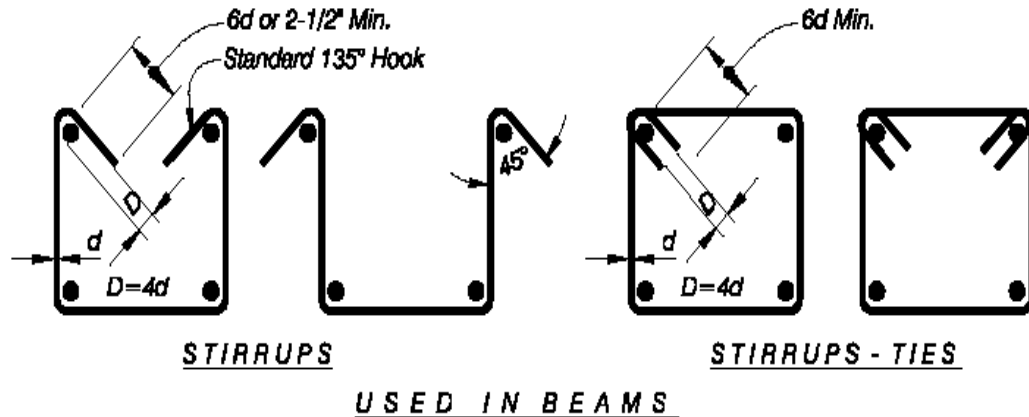
Column:

1 inch = 25mm

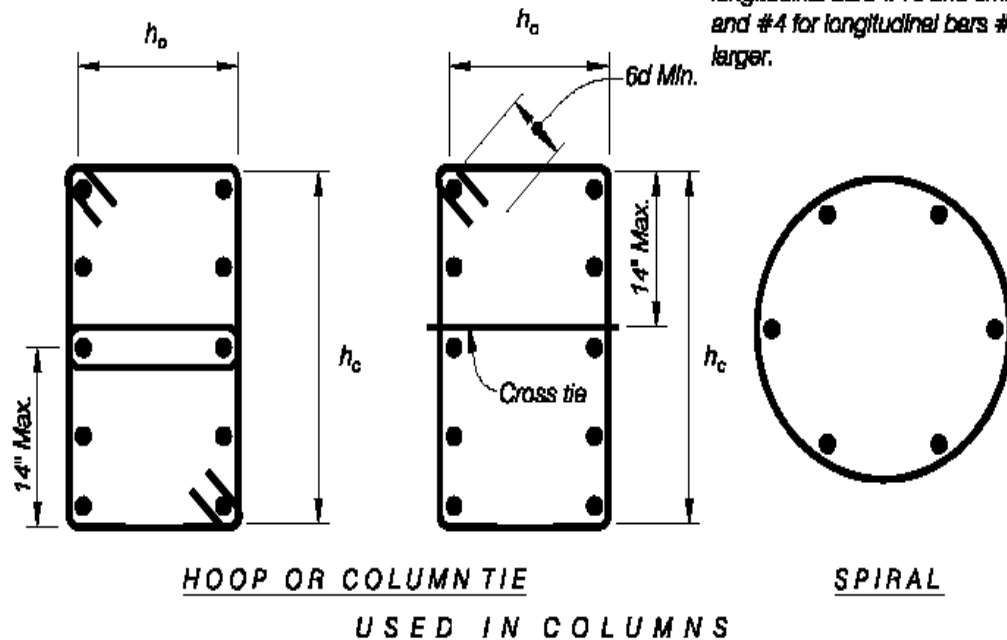
l_d is the development length.

At any level, not more than alternate bars will be welded or mechanical spliced. Min. distance between two adjacent bar splices = 24".

Figure 7-29 Intermediate Moment Frame splices in reinforcement



Min. hoop and tie size is #3 for longitudinal bars #10 and smaller, and #4 for longitudinal bars #11 or larger.



Spiral Ratio:

$$\rho_s = 0.08 \frac{f'_c}{f_{yh}} \text{ or } 0.45 \left(\frac{A_g}{A_o} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$
 Whichever is greater.

Hoop Requirements - Total Tie Area:

$$A_{sh} = 0.08 s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

- 1 inch = 25mm
- #4 bar ≈ 10M bar
- #9 bar ≈ 30M bar
- #11 bar ≈ 35M bar

Functions	Stirrups	Stirrup-Ties	Column Ties	Hoops	Spirals
Shear Reinforcement and 'Caging'	•	•	•	•	•
Restrain Longitudinal Steel from Buckling		•	•	•	•
Confine Concrete				•	•

Figure 7-30 Intermediate Moment Frame transverse reinforcement

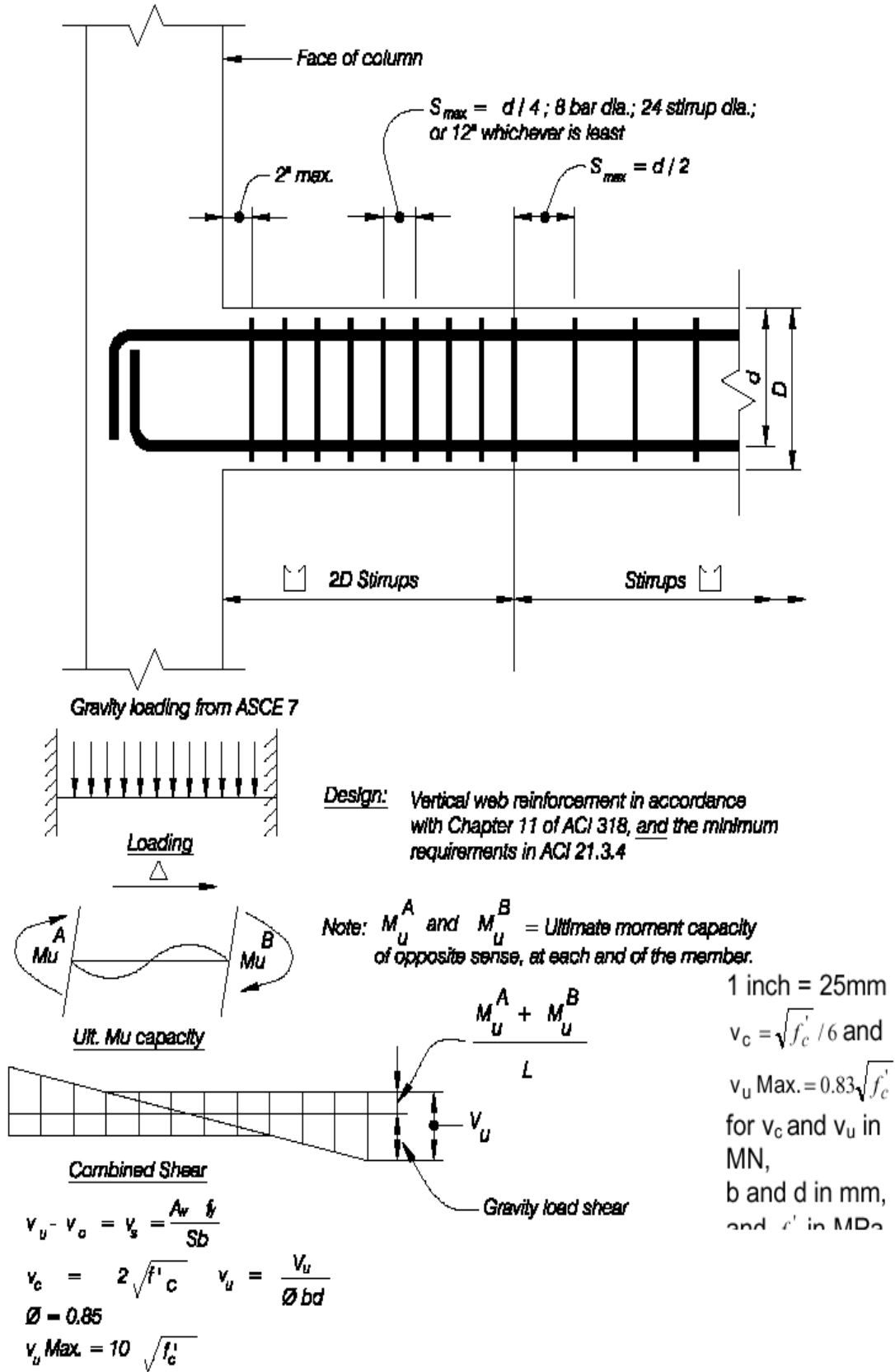


Figure 7-31 Intermediate Moment Frame Girder Web reinforcement

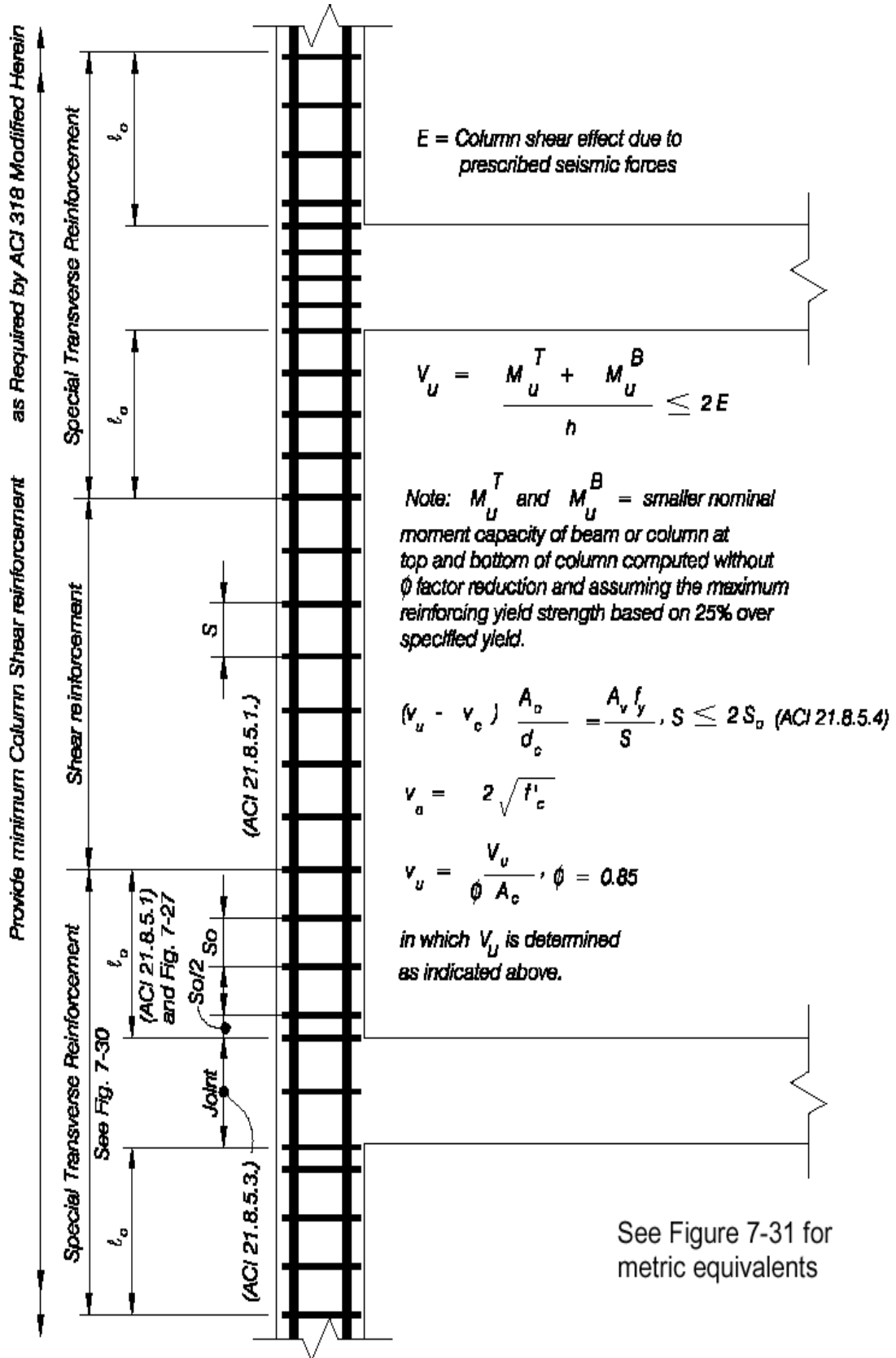
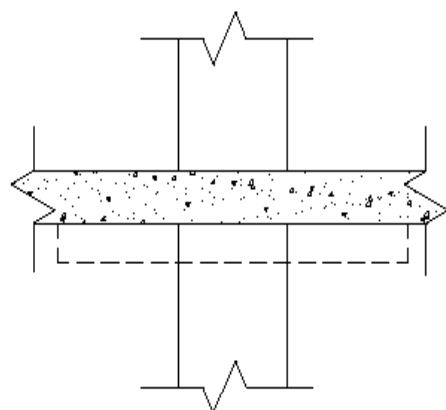
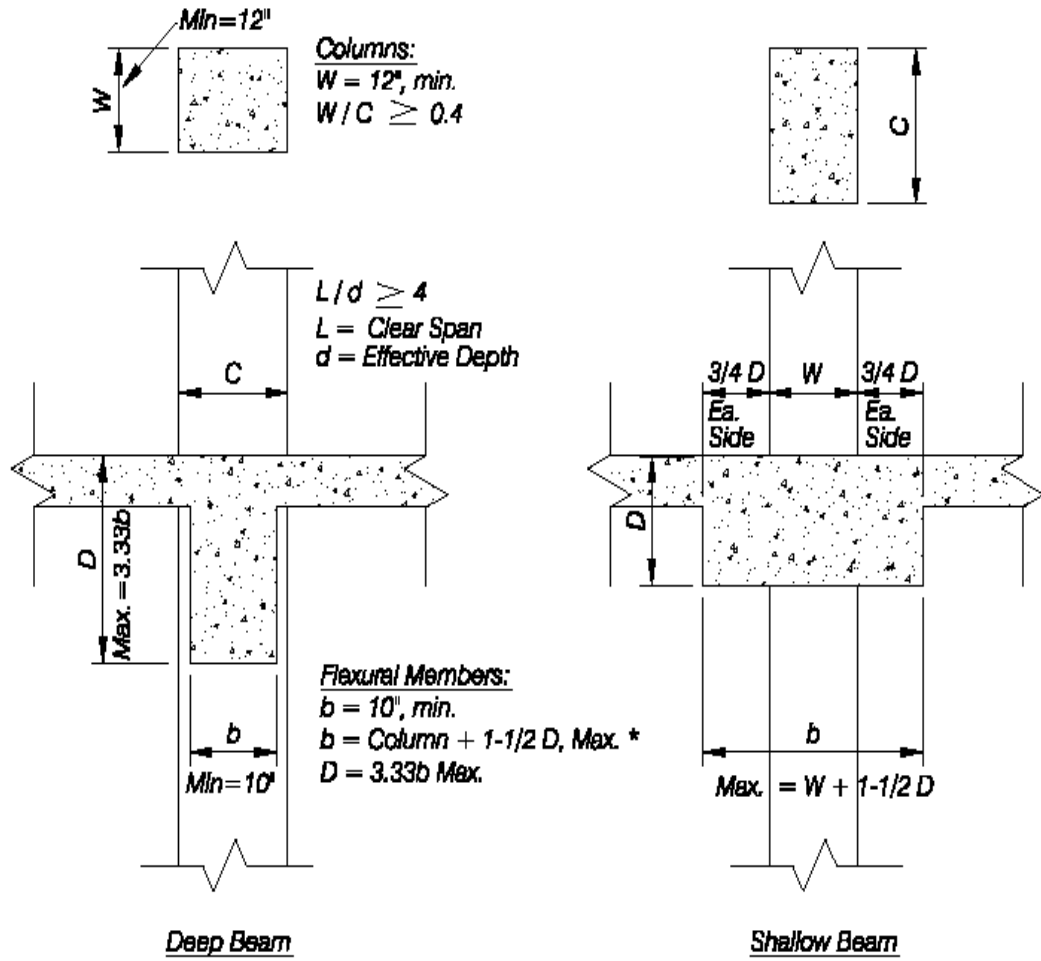


Figure 7-32 Intermediate Moment Frame transverse reinforcement



* This provision tends to prohibit the use of a flat slab (plate) floor being considered as a moment resisting frame member.

Thin Members (Not permitted)

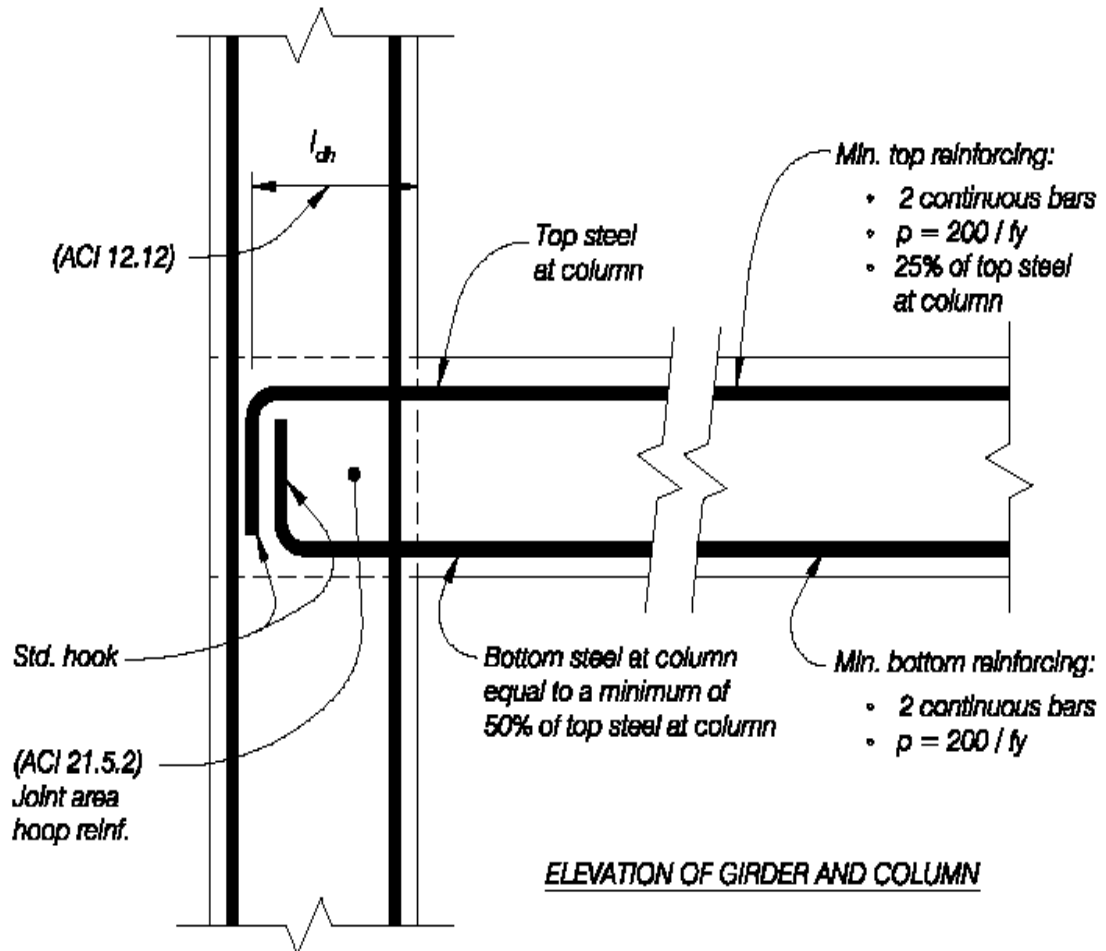
Beam / Column Hinge:
 (May also control) ACI 21.4.2

$\sum M_u$ of Columns including effects of P, must be $\geq \sum M_u$ of flexural members

Dimensional limitations apply also to intermediate and ordinary concrete moment frames.

1 inch = 25mm

Figure 7-33 Special Concrete Moment Frame - limitations on dimensions.



FLEXURAL MEMBER:

$f'_c = 3,000$ p.s.i. min. at 28 days

$f_y = 40$ ksi or 60 ksi

Reinforcement ratio $p = A_s / bd$ or $p' = A'_s / bd$: $p = 0.025$ max.

COLUMN:

$f'_c = 3,000$ p.s.i. min. at 28 days

$f_y = 40$ ksi or 60 ksi

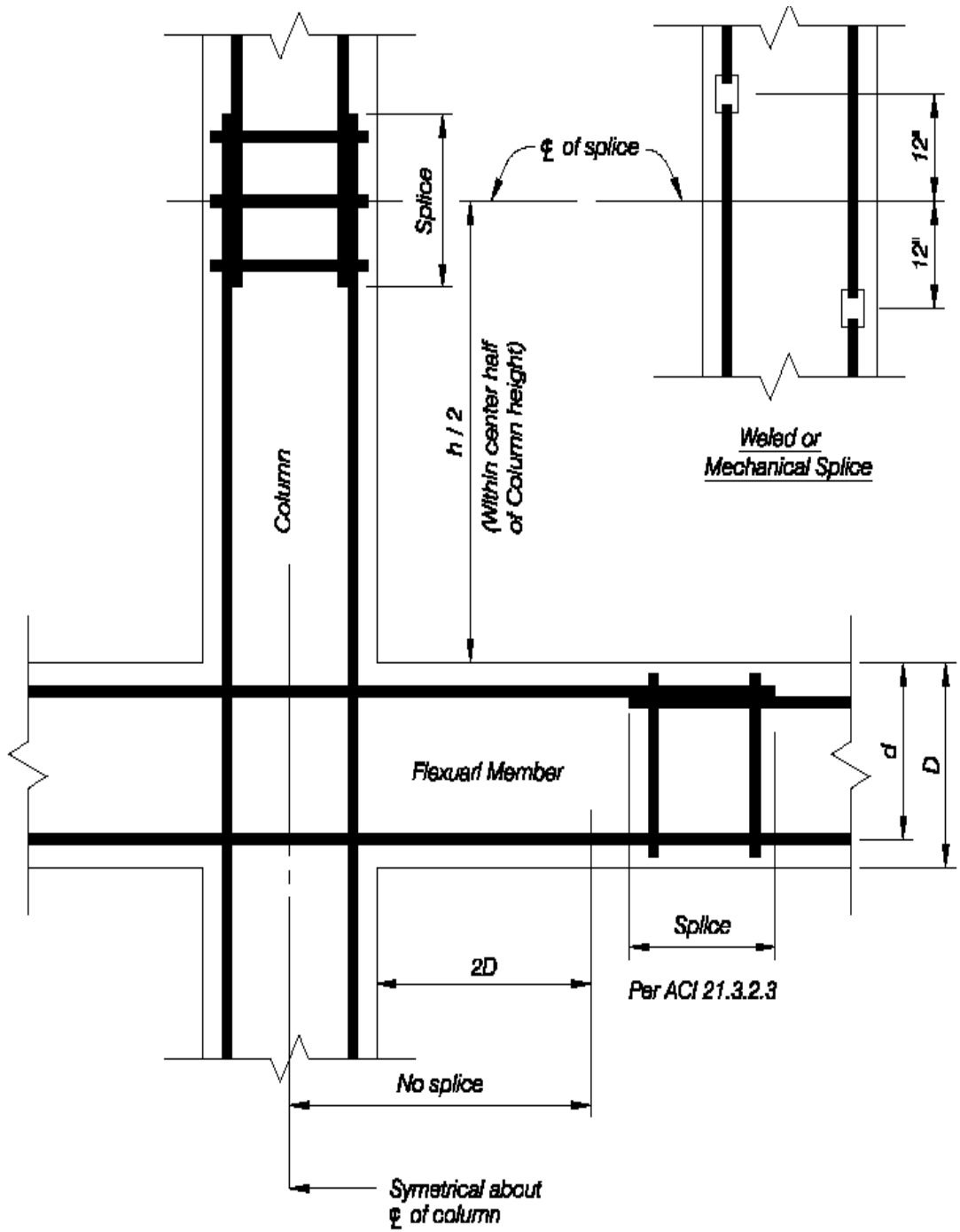
Reinforcement ratio, p (for tied columns)

$$0.01 \leq p \leq 0.06$$

1 ksi = 6.89

Figure 7-34 Special Concrete Moment Frame longitudinal reinforcement

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



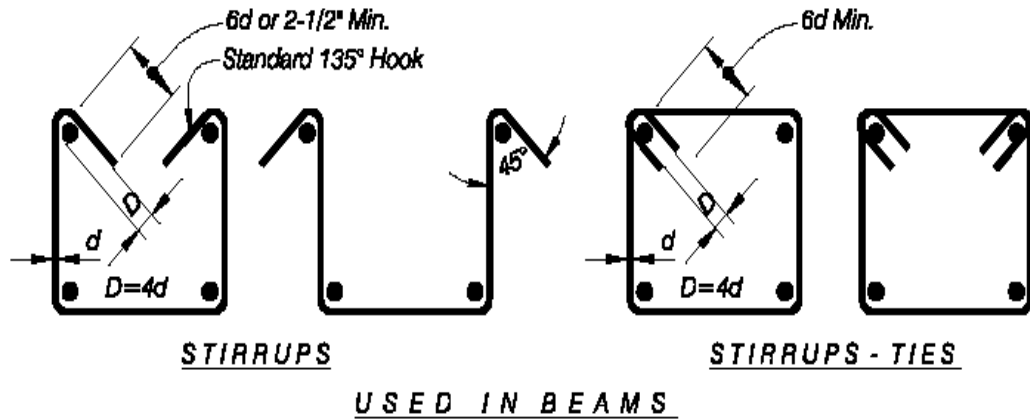
Column:

l_d is the development length. See ACI 318-95 Sect. 12.2

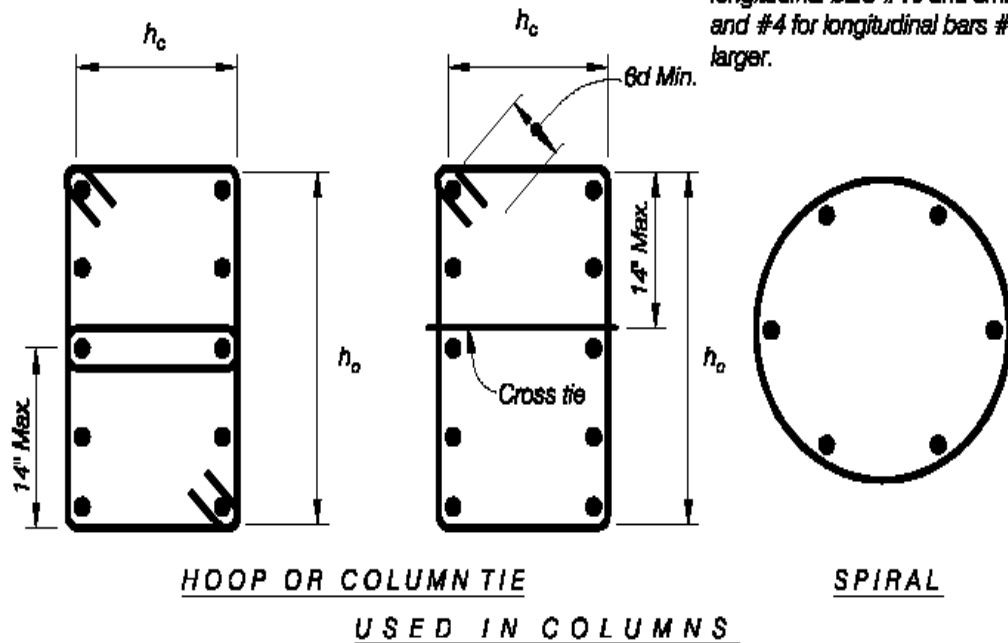
At any level, not more than alternate bars will be welded or mechanical spliced. Min. distance between two adjacent bar splices = $24l_d$.

1 inch = 25mm

Figure 7-35 Special Moment Frame splices in reinforcement



Min. hoop and tie size is #3 for longitudinal bars #10 and smaller, and #4 for longitudinal bars #11 or larger.



Spiral Ratio:
 $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ or $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$
 Whichever is greater.

Hoop Requirements - Total Tie Area:

$A_{ch} = 0.3 \left(\frac{sh_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$

Formula 21 - 3

Formula 21 - 4

$A_{sh} = 0.09 sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$, whichever is greater.

Provide hoops or spirals in columns where special transverse reinforcement is required. (ACI 21.4.4)

See Figure 7-30 for metric

Functions	Stirrups	Stirrup-Ties	Column Ties	Hoops	Spirals
Shear Reinforcement and "Caging"	•	•	•	•	•
Restrain Longitudinal Steel from Buckling		•	•	•	•
Confine Concrete				•	•

Figure 7-36 Special Moment Frame - transverse reinforcement

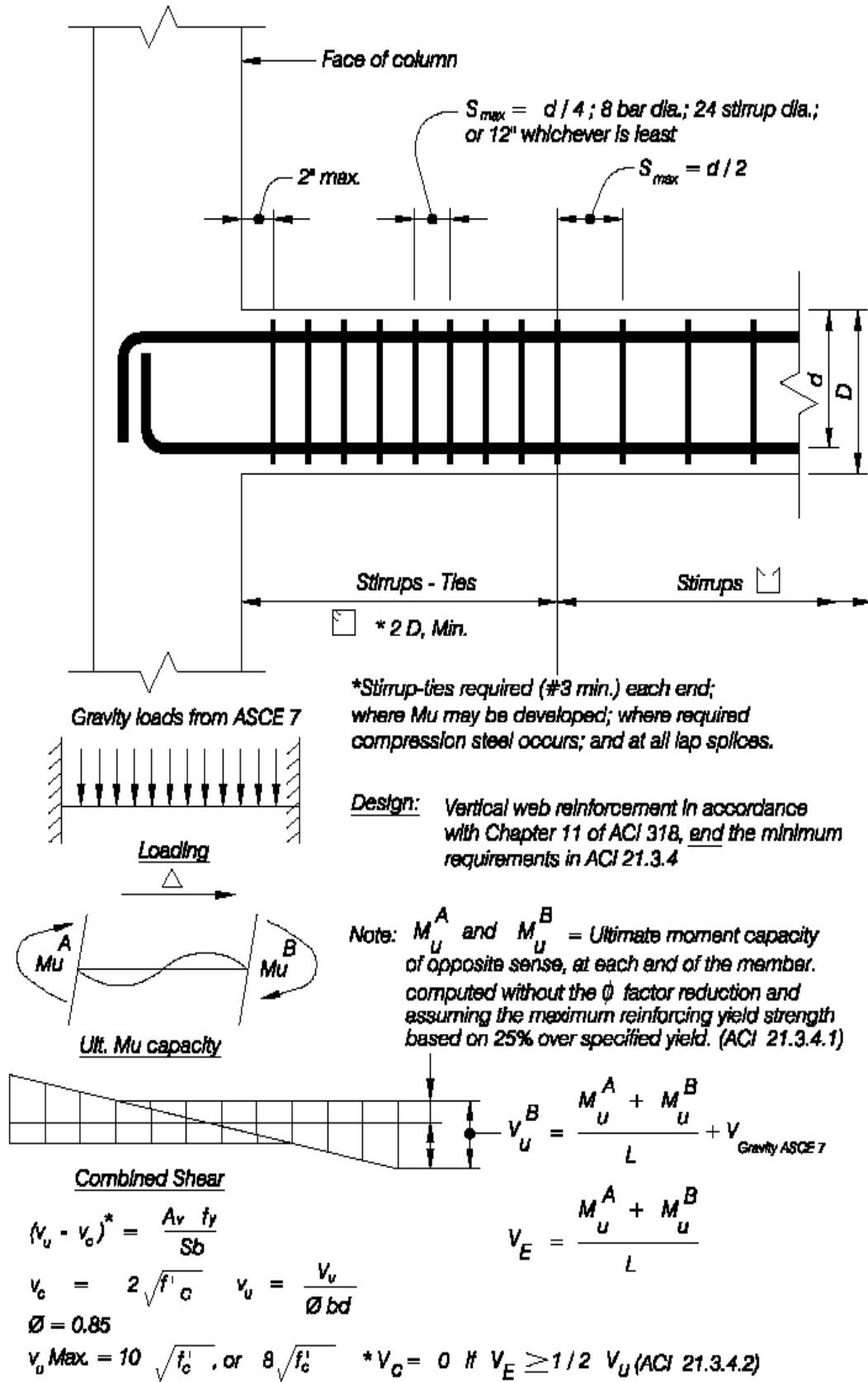


Figure 7-37 Special Moment Frame Girder Web reinforcement

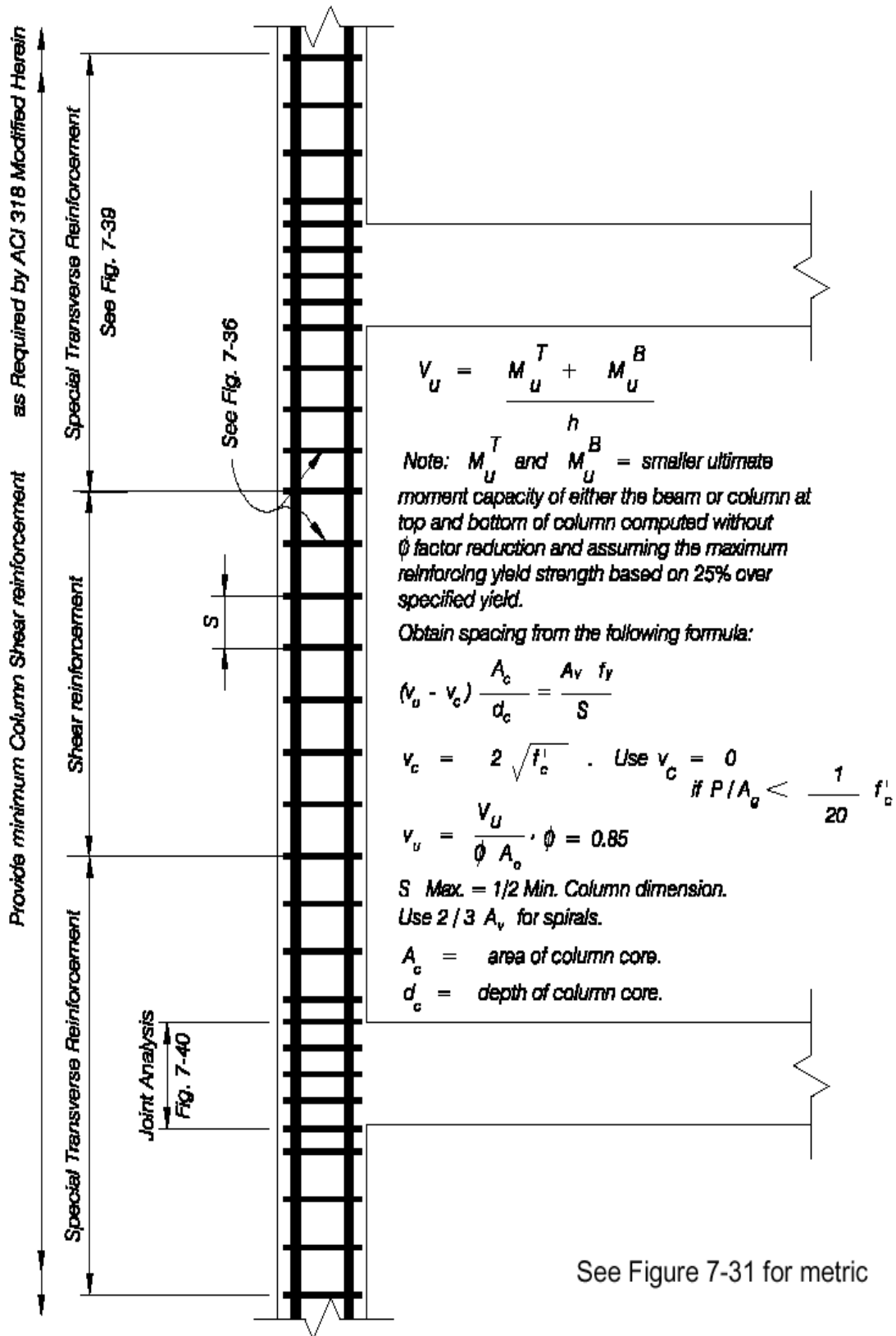
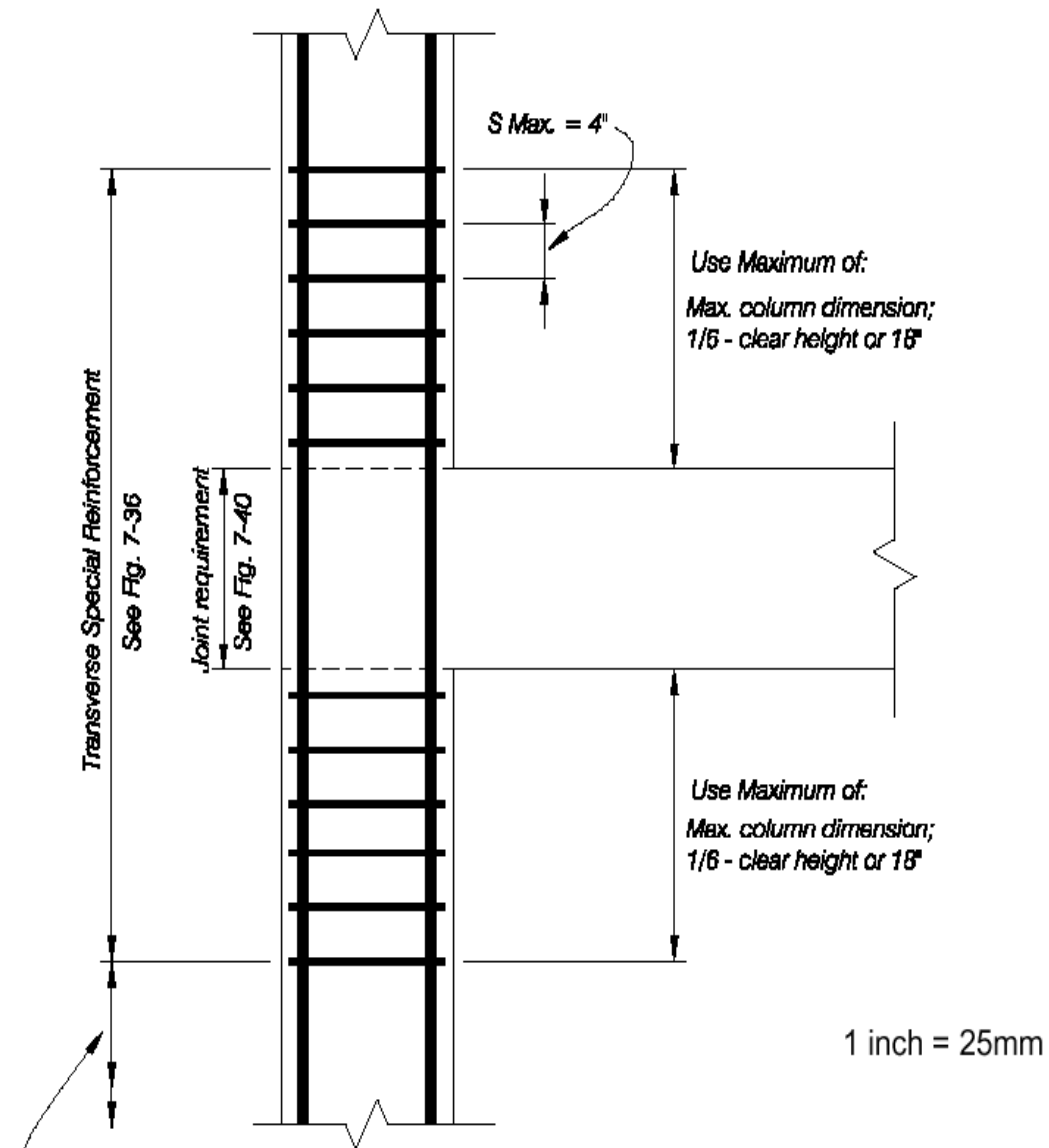
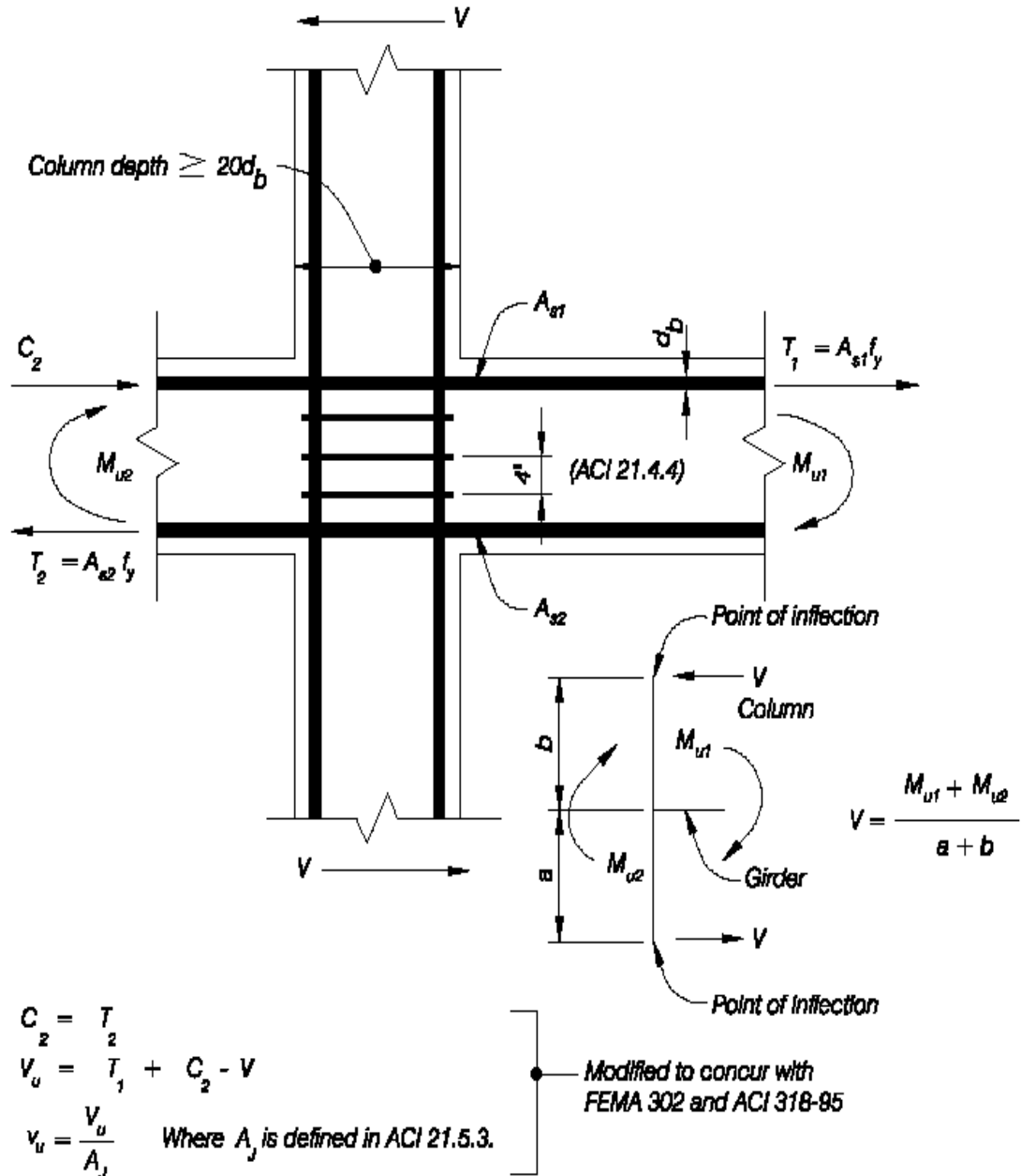


Figure 7-38 Special Moment Frame transverse reinforcement



At any section where the ultimate capacity of the column (P_u) is less than sum of the beam shears ($\sum V_u$) computed by $V_u = \frac{M_u^A + M_u^B}{L} + V_{GREN\ ASCE\ 7}$ for all the beams. Above the level under consideration, confining reinforcement shall be provided (See Fig. 7-36). This confining reinforcement is also required when point of contra-flexure not in middle half of column (ACI 21.4.4.5) for columns supporting discontinued stiff members, such as walls.

Figure 7-39 Special Moment Frame - special transverse reinforcement.



$$C_2 = T_2$$

$$V_u = T_1 + C_2 - V$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_j} \quad \text{Where } A_j \text{ is defined in ACI 21.5.3.}$$

$S = 4^{\text{a}}$ max. for non-confined joints (ACI 21.5.2.1)

only 1/2 the special transverse reinforcement is required for confined joints where girders frame into all four sides. (ACI 21.5.2.2)

Note: The intersection of the orthogonal beam steel and the column steel, along with the required joint confinement hoop steel frequently results in congestion of bars. A careful study of the bar layouts should be made during design and represented on the construction documents.

Figure 7-40 Special Frame - girder column joint analysis.

Table 6-5 Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Table 6-10 Values of γ for Joint Strength Calculation

ρ''	Value of γ				
	Interior joint with transverse beams	Interior joint without transverse beams	Exterior joint with transverse beams	Exterior joint without transverse beams	Knee joint
<0.003	12	10	8	6	4
≥ 0.003	20	15	15	12	8

ρ'' = volumetric ratio of horizontal confinement reinforcement in the joint; knee joint = self-descriptive (with transverse beams or not).

Table 6-6 Component Ductility Demand Classification

Maximum value of DCR or displacement ductility	Descriptor
< 2	Low Ductility Demand
2 to 4	Moderate Ductility Demand
> 4	High Ductility Demand

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³				Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a		b	c	IO	Component Type				
						Primary		Secondary		
a		b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type						
				IO	Primary		Secondary			
a	b	c	LS		CP	LS	CP			
Conditions	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040	
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02	
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	0.01	
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02	
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam-Column Joints

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Shear Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
IO						LS	CP	LS	CP	
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			

i. Interior joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$ ³								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015

ii. Other joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-10 Values of γ for Joint Strength Calculation

	Value of γ				
	Interior joint with transverse beams	Interior joint without transverse beams	Exterior joint with transverse beams	Exterior joint without transverse beams	
ρ''					Knee joint
<0.003	12	10	8	6	4
≥0.003	20	15	15	12	8

ρ'' = volumetric ratio of horizontal confinement reinforcement in the joint; knee joint = self-descriptive (with transverse beams or not).

Table 6-11 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			m-factors ³				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
			LS	CP	LS	CP	
i. Beams controlled by flexure¹							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	3
ii. Beams controlled by shear¹							
Stirrup spacing ≤ d/2			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > d/2			1.25	1.5	1.75	2	3
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹							
Stirrup spacing ≤ d/2			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > d/2			1.25	1.5	1.75	2	3
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹							
			2	2	3	3	4

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-12 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			m-factors ⁴				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP				
i. Columns controlled by flexure¹							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	
≥ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	
≥ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	
≥ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	
≥ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	
ii. Columns controlled by shear^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			–	–	–	2	
Other cases			–	–	–	1.5	
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2			1.25	1.5	1.75	3	
Hoop spacing > d/2			–	–	–	2	
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}							
Conforming hoops over the entire length			1	1	2	2	
All other cases			–	–	–	1	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_o) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

**Table 6-13 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—
Reinforced Concrete Beam-Column Joints**

Conditions			m-factors ⁴				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary ⁵		Secondary	
			LS	CP	LS	CP	
i. Interior joints^{2,3}							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	–	–	–	3	4
≤ 0.1	C	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≥ 0.4	C	≤ 1.2	–	–	–	3	4
≥ 0.4	C	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	–	–	–	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	–	–	–	2	3
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	–	–	–	2	3
ii. Other joints^{2,3}							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	–	–	–	3	4
≤ 0.1	C	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≥ 0.4	C	≤ 1.2	–	–	–	3	4
≥ 0.4	C	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	–	–	–	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	–	–	–	2	3
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	–	–	–	1.5	2.0
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	–	–	–	1.5	2.0

1. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcements. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2. P is the ratio of the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For linear procedures, all primary joints shall be force-controlled; m -factors shall not apply.

Table 6-14 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Two-way Slabs and Slab-Column Connections

	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
				Performance Level					
				Component Type					
	Primary		Secondary						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Slabs controlled by flexure, and slab-column connections¹									
$\frac{V_g}{V_o}$	Continuity Reinforcement ³								
≤ 0.2	Yes	0.02	0.05	0.2	0.01	0.015	0.02	0.03	0.05
≥ 0.4	Yes	0.0	0.04	0.2	0.0	0.0	0.0	0.03	0.04
≤ 0.2	No	0.02	0.02	–	0.01	0.015	0.02	0.015	0.02
≥ 0.4	No	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Slabs controlled by inadequate development or splicing along the span¹									
		0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
iii. Slabs controlled by inadequate embedment into slab-column joint¹									
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, and iii occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. V_g = the gravity shear acting on the slab critical section as defined by *ACI 318*; V_o = the direct punching shear strength as defined by *ACI 318*.
3. Under the heading "Continuity Reinforcement," use "Yes" where at least one of the main bottom bars in each direction is effectively continuous through the column cage. Where the slab is post-tensioned, use "Yes" where at least one of the post-tensioning tendons in each direction passes through the column cage. Otherwise, use "No."
4. Linear interpolation between values shown in the table shall be permitted.

Table 6-15 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Two-way Slabs and Slab-Column Connections

	m-factors					
	Performance Level					
	IO	Component Type				
		Primary		Secondary		
Conditions	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Slabs controlled by flexure, and slab-column connections¹						
$\frac{V_g}{V_o}$	Continuity Reinforcement ³					
≤ 0.2	Yes	2	2	3	3	4
≥ 0.4	Yes	1	1	1	2	3
≤ 0.2	No	2	2	3	2	3
≥ 0.4	No	1	1	1	1	1
ii. Slabs controlled by inadequate development or splicing along the span¹						
		–	–	–	3	4
iii. Slabs controlled by inadequate embedment into slab-column joint¹						
		2	2	3	3	4

1. When more than one of the conditions i, ii, and iii occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. V_g = the gravity shear acting on the slab critical section as defined by *ACI 318*; V_o = the direct punching shear strength as defined by *ACI 318*.
3. Under the heading "Continuity Reinforcement," use "Yes" where at least one of the main bottom bars in each direction is effectively continuous through the column cage. Where the slab is post-tensioned, use "Yes" where at least one of the post-tensioning tendons in each direction passes through the column cage. Otherwise, use "No."

Table 6-16 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Infilled Frames

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria				
	Total Strain		Residual Strength Ratio	Performance Level				
				IO	Component Type			
	Primary		Secondary					
	d	e	c		LS	CP	LS	CP
i. Columns modeled as compression chords³								
Columns confined along entire length ²	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.020	0.03	0.04
All other cases	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.01	0.01
ii. Columns modeled as tension chords³								
Columns with well-confined splices, or no splices	0.05	0.05	0.0	0.01	0.03	0.04	0.04	0.05
All other cases	See note 1	0.03	0.2	See note 1			0.02	0.03

1. Potential for splice failure shall be evaluated directly to determine the modeling and acceptability criteria. For these cases, refer to the generalized procedure of Sections 6.4.2. For primary actions, Collapse Prevention Performance Level shall be defined as the deformation at which strength degradation begins. Life Safety Performance Level shall be taken as three-quarters of that value.
2. A column shall be permitted to be considered to be confined along its entire length when the quantity of hoops along the entire story height including the joint is equal to three-quarters of that required by *ACI 318* for boundary elements of concrete shear walls. The maximum longitudinal spacing of sets of hoops shall not exceed either $h/3$ or $8d_b$.
3. If load reversals will result in both conditions i and ii applying to a single column, both conditions shall be checked.
4. Interpolation shall not be permitted.

Table 6-17 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Infilled Frames

Conditions	<i>m</i> -factors ³				
	Performance Level				
	IO	Component Type			
		Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
i. Columns modeled as compression chords²					
Columns confined along entire length ¹	1	3	4	4	5
All other cases	1	1	1	1	1
ii. Columns modeled as tension chords²					
Columns with well-confined splices, or no splices	3	4	5	5	6
All other cases	1	2	2	3	4

1. A column may be considered to be confined along its entire length when the quantity of hoops along the entire story height including the joint is equal to three-quarters of that required by *ACI 318* for boundary elements of concrete shear walls. The maximum longitudinal spacing of sets of hoops shall not exceed either $h/3$ or $8d_b$.
2. If load reversals will result in both conditions i and ii applying to a single column, both conditions shall be checked.
3. Interpolation shall not be permitted.

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)							
				Performance Level							
	IO	Component Type									
		Primary		Secondary ⁴							
	a	b	c	LS	CP	LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments											
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹									
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020	
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015	
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012	
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010	
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015	
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010	
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005	
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004	
ii. Columns supporting discontinuous shear walls											
Transverse reinforcement ²											
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.	
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.	
iii. Shear wall coupling beams											
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³		$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
		≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
		≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
Diagonal reinforcement		n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in *ACI 318*.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ *d*/2, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ *d*/3, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning $8'-0''$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

Table 6-19 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary		
				LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Shear wall coupling beams⁴									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.
2. For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning $< 8'-0"$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

Table 6-20 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions	m-factors						
	Performance Level						
	IO	Component Type					
		Primary			Secondary		
LS		CP	LS	CP	LS	CP	
i. Shear walls and wall segments							
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$ ⁵	Confined Boundary ¹					
≤ 0.1	≤ 3	Yes	2	4	6	6	8
≤ 0.1	≥ 6	Yes	2	3	4	4	6
≥ 0.25	≤ 3	Yes	1.5	3	4	4	6
≥ 0.25	≥ 6	Yes	1.25	2	2.5	2.5	4
≤ 0.1	≤ 3	No	2	2.5	4	4	6
≤ 0.1	≥ 6	No	1.5	2	2.5	2.5	4
≥ 0.25	≤ 3	No	1.25	1.5	2	2	3
≥ 0.25	≥ 6	No	1.25	1.5	1.75	1.75	2
ii. Columns supporting discontinuous shear walls							
Transverse reinforcement ²							
Conforming			1	1.5	2	n.a.	n.a.
Nonconforming			1	1	1	n.a.	n.a.
iii. Shear wall coupling beams⁴							
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³		$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$ ⁵					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	2	4	6	6	9
		≥ 6	1.5	3	4	4	7
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	1.5	3.5	5	5	8
		≥ 6	1.2	1.8	2.5	2.5	4
Diagonal reinforcement		n.a.	2	5	7	7	10

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in *ACI 318*.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ *d*/2, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ *d*/3, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning <8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.
5. Design shear shall be calculated using limit-state analysis procedures.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Table 6-21 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Members Controlled by Shear

Conditions	m-factors					
	Performance Level					
	IO	Component Type				
		Primary		Secondary		
	LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments						
All shear walls and wall segments ¹	2	2	3	2	3	
ii. Shear wall coupling beams³						
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ²	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	1.5	3	4	4	6
	≥ 6	1.2	2	2.5	2.5	3.5
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	1.5	2.5	3	3	4
	≥ 6	1.25	1.2	1.5	1.5	2.5

- For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f'_c$, the longitudinal reinforcement must be symmetrical, and the maximum shear demand must be $\leq 6 \sqrt{f'_c}$; otherwise, the shear shall be considered to be a force-controlled action.
- Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
- For secondary coupling beams spanning $< 8'-0"$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

INVESTIGACIONES SOBRE LAS CURVAS DE CAPACIDAD, ESPECTRO DE DEMANDA Y CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EDIFICIOS

Evaluación de dañabilidad sísmica de un edificio típico R/C en el centro de los EEUU

Por: A.M. Reinhorn, R.E. Valles-Mattox y S.K. Kunnath

El proyecto Loss Assessment of Memphis Buildings (LAMB) es uno de los proyectos con mayor estudio fundado por NCEER. El objetivo inmediato del proyecto es evaluar las pérdidas probables y niveles de riesgo para específicos tipos de edificios en el área Memphis. Sin embargo, la gran meta del proyecto es desarrollar una metodología unificada que pueda ser usada para otros tipos de edificios, en otras regiones geográficas. Este proyecto estudia la respuesta de edificios de concreto reforzado no dúctiles y de edificios de mampostería no reforzada el proyecto LAMB integra forzadas investigaciones en estructuras y sistemas, peligro sísmico y movimientos de suelo, ingeniería geotécnica, riesgo y rehabilitación, y aspectos socioeconómicos.

En este artículo, el desempeño de un edificio de cuatro pisos diseñado sin provisiones sísmicas, es estudiado cuando están sujetos a diferentes intensidades de movimiento de suelo. La demanda sísmica en la estructura es determinada en dos formas:

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Análisis Time History. Usando métodos de evaluación de respuesta elástica simplificada e inelástica.

La última técnica fue recientemente desarrollada por los autores (Reinhorn et al., 1996). Las demandas de deformación impuestas de los sismos son comparadas a la capacidad última de deformación para traducir cantidades de respuesta a índices de daño, y los índices a estados de daño.

Descripción del edificio la estructura descrita aquí dentro fue seleccionada como un típico edificio de concreto reforzado de baja altura para el área de Memphis. La estructura, parte del campus de la Universidad de Memphis, fue diseñado a mediados de 1960 sin provisión sísmica, como fueron la mayoría de los edificios en el área. La estructura de concreto reforzado de cuatro pisos es usada como un edificio de salón de clases. Dimensiones en planta, típicas en todos los pisos, son de 197 pies por 95 pies (60 m x 29 m), con una altura típica de piso de 12 pies (3.66 m) como se indica en las figuras 4.10 y 4.11.

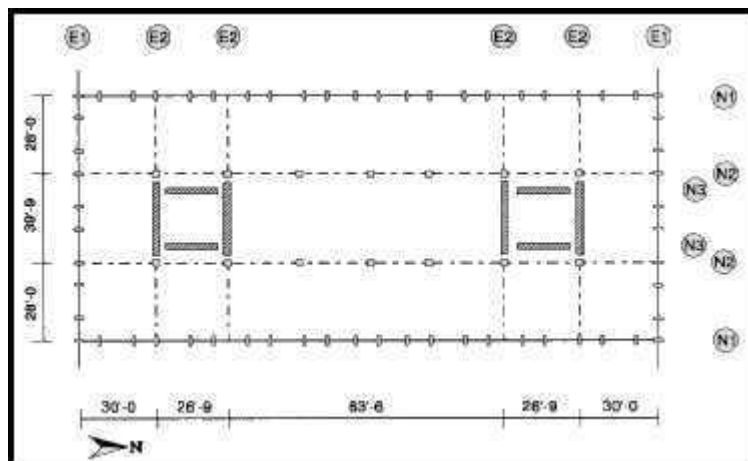


Figura 4.10: Planta típica del edificio del caso estudiado.

El sistema estructural consiste en losas fabricadas en sitio soportadas por columnas y paredes de corte.

Dimensiones de columnas típicas usadas en el edificio son de 2 pies 6 pulgadas (76 cm) por 1 pie (30.48 cm) columnas espaciadas cercanamente en el perímetro del edificio, 18 pulgadas por 18 pulgadas (46 x 46 cm) en el interior. Similarmente, dos tipos de viga pueden ser identificados: una para los marcos exteriores y una segunda para los marcos interiores. Todas las vigas, o “vigas banda” como se refirió en el diseño inicial, son de 17 pulgadas (43 cm) de alto. Las paredes de corte, delineando el elevador y las escaleras, tienen un espesor constante de un pie (30.48 cm) a lo largo de la altura del edificio. La figura 4.11 indica las elevaciones de los tres tipos de marco identificados en la dirección longitudinal(Norte-Sur).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

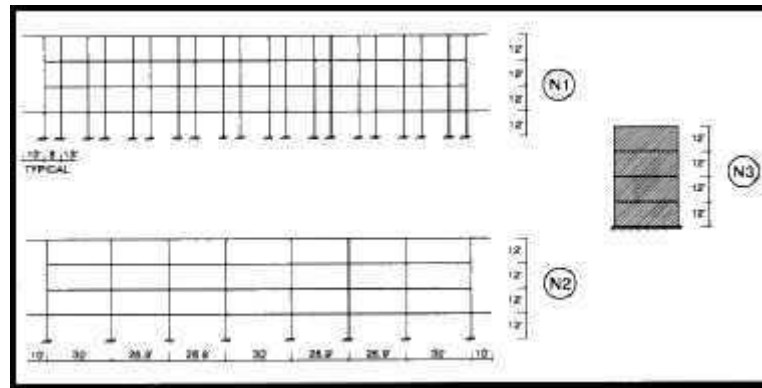


Figura 4.11: Elevaciones del marco en la dirección N-S.

Piso	Altura del piso (in)	Peso del piso (kips)	Peso acumulado (kips)
4	144	1833	1833
3	144	2284	4117
2	144	2284	6401
1	144	3102	9503

Tabla 4.5: Altura y pesos de los pisos para la mitad del edificio en los casos de estudio.

Para evaluar la respuesta sísmica del edificio, el programa de computadora IDARC (versión 4.0) fue usado (Valles et al., 1996b). Un modelo de dos dimensiones para la estructura fue usado desde que las amplificaciones torsionales no significantes fueron esperadas debido a la simetría del edificio. Además, solo la mitad del edificio fue modelado en ambas direcciones todos los resultados reportados consideran solo la mitad del edificio actual. Los pisos pesados y altos para la mitad del edificio son resumidos en la tabla 4.5.

Las cargas laterales en el sistema son absorbidas en su mayoría por las paredes de corte, debido a su alta rigidez, como se comparó a la acción del marco columna-viga. Sin embargo, el modelo incluye los otros marcos para asegurar que el perfil de desplazamiento impuesto no amenace la capacidad de carga vertical de la estructura. Desde entonces el estado límite en el edificio puede ser alcanzado por una demanda alta de fuerza en las paredes de corte o una demanda de desplazamiento significativo en los marcos de momento resistente, todos los elementos estructurales fueron incluidos. Las curvas de capacidad momento-curvatura para cada elemento estructural fueron generadas automáticamente por IDARC (Valles et al., 1996b), usando las capacidades del modelo de fibra.

El área metropolitana Memphis está localizada en Mississippi cerca al epicentro de la serie de sismos Nueva Madrid. Las relaciones de atenuación para el área han sido desarrolladas por Nuttli y Hermann (1984). Los movimientos de suelo para el sitio, corresponden a diferentes magnitudes de sismos, pendientes esfuerzos, y distancias epicentrales fueron generadas por peligro sísmico y grupo de tarea geotécnica del proyecto LAMB. Los registros fueron generados combinando estudios determinísticos y probabilísticos (Horton, 1994). Un total de 200 registros fueron generados para el área fuera de la cual 5 fueron seleccionados para representar 5

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

intensidades de movimiento de suelo, con aceleraciones pico de suelo (PGA) de 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g.

Análisis de respuesta Time-History:

La estructura estuvo sujeta a las 5 aceleraciones seleccionadas de movimiento sísmico.

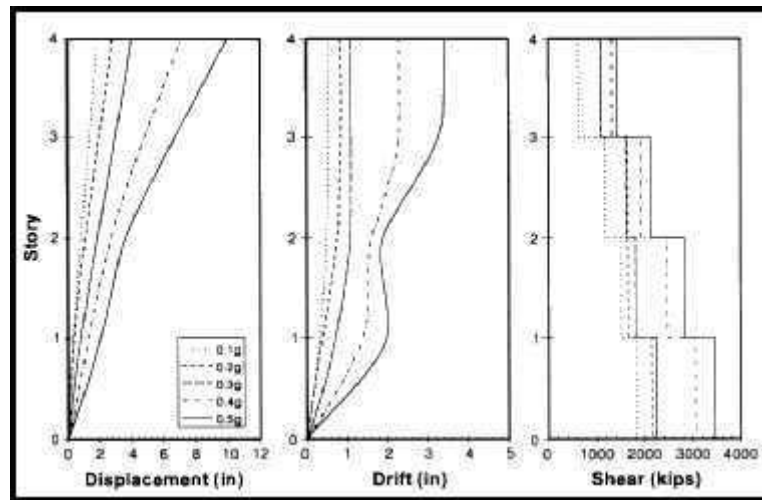


Figura 4.12: Máxima respuesta en la dirección N-S para las cinco intensidades de movimiento sísmico.

La figura 4.12 presenta los desplazamientos máximos, las derivas de entrepiso, y los cortes de pisos experimentados por la estructura (dirección N-S), y para cada intensidad sísmica. La integración del paso del tiempo para las aceleraciones 0.4g y 0.5g, ha sido reducida, desde el movimiento indujo significantes excursiones inelásticas en los elementos estructurales.

Análisis Pushover

El análisis no lineal Pushover, o análisis de modo de colapso, es una técnica simple y eficiente para estudiar la respuesta de un edificio. El análisis Pushover es realizado incrementando cargas laterales aplicadas, o desplazamientos a la estructura. La secuencia de rotura de los componentes, rendimiento y falla, así como la historia de deformaciones y cortes en la estructura, pueden ser rastreados como las cargas laterales (o desplazamientos) como incrementos monotónicamente (ver figura 4.13).

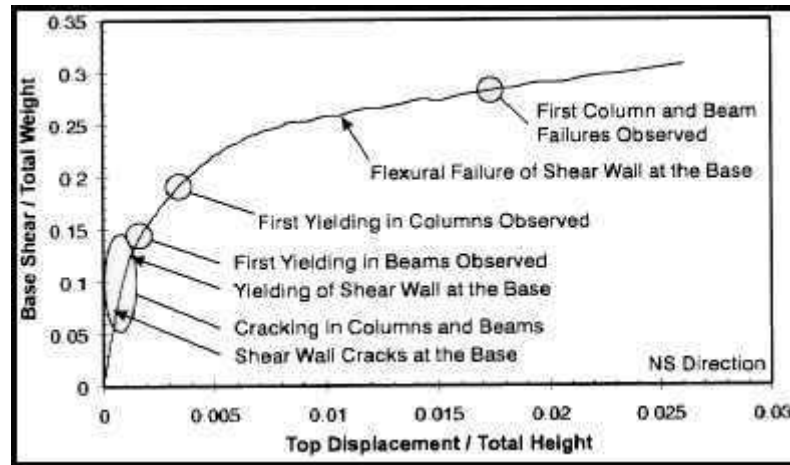


Figura 4.13: Etapas críticas a lo largo de toda la curva de capacidad del Pushover.

Además, los estados de esfuerzo y límites de servicio, tales como la falla de un elemento, la formación de un mecanismo de colapso, etc., puede ser identificados.

Los resultados del análisis Pushover son a menudo presentados en gráficos que describen la variación del corte de piso versus la deriva de piso, para una descripción del entre piso de la capacidad, y corte en la base versus desplazamiento en el tope, para una descripción global. La curva de capacidad determinada de un análisis Pushover está influenciada por la fuerza lateral (desplazamiento), distribución usada para cargar la estructura. La distribución de fuerza para el análisis Pushover fue determinada como sigue:

$$F_i = V_B \cdot \frac{m_i \phi_{i1}}{\Gamma_1} \cdot \frac{s_{rSS}(f_{ik}, \delta_k, s_{ak})}{s_{rSS}(\delta_k^2 s_{ak})} \quad (1)$$

Donde V_B es el corte en la base, m es la masa de piso, ϕ es el modo de forma masa normalizada, Γ es el factor de participación, s_{rSS} es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de superposición, $f_{ik} = \frac{\phi_{ik}}{\phi_{ii}}$, $\delta_k = \frac{\Gamma_k}{\Gamma_1}$ y $s_{ak} = \frac{S_a(T_k, \xi_k)}{S_a(T_1, \xi_1)}$ son relaciones de espectro, las cuales pueden ser aproximadas. La misma distribución puede ser simplemente aproximada por el código de diseño de distribución:

$$F_i = V_B \cdot \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} \quad (2)$$

Donde h es la altura del piso pesado, y W y k son la potencia para simular el complejo comportamiento descrito por la ecuación (1).

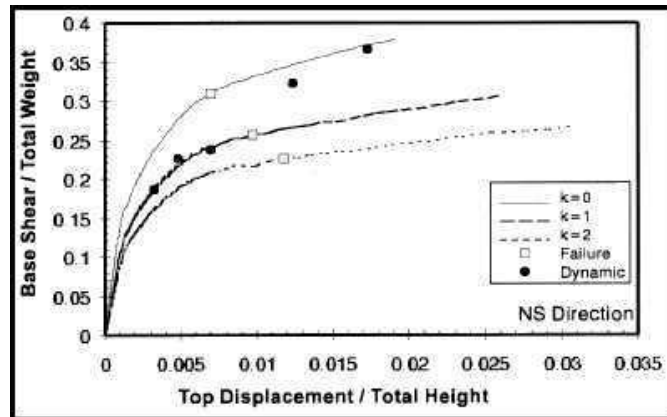


Figura 4.14: Todas las curvas del Pushover y resultados del análisis no lineal dinámico.

En la figura 4.14 se muestran todas las curvas de capacidad para una distribución constante ($k=0$), lineal ($k=1$), y parabólica ($k=2$). La primera pared de corte que falló, así como la respuesta obtenida del análisis Time-History, como se muestra en la figura 4.13. La curva de capacidad para $k=1$ (lineal) fue encontrada para capturar los resultados de los análisis Time-History en el rango de deformación antes de la primera falla de pared de corte.

Evaluaciones elástica simplificada y respuesta inelástica:

En el diseño simplificado o proceso de evaluación, la capacidad de una estructura es estimada, y comparada con las cargas de demanda. La respuesta es estimada en la intersección de la curva de capacidad y de demanda. El método es una extensión del método del espectro de capacidad propuesto por Freeman (1994). La fuerza de deformación de las curvas de capacidad es determinada del análisis Pushover. La curva de demanda elástica es determinada de un análisis espectral elástico, modificado para calcular la disipación de energía histerética.

El método de evaluación de respuesta elástica, considera el uso de un sistema equivalente lineal para estimar la respuesta no lineal a todo lo largo con una relación de amortiguamiento equivalente representando el comportamiento histerético (ver figura 4.15).

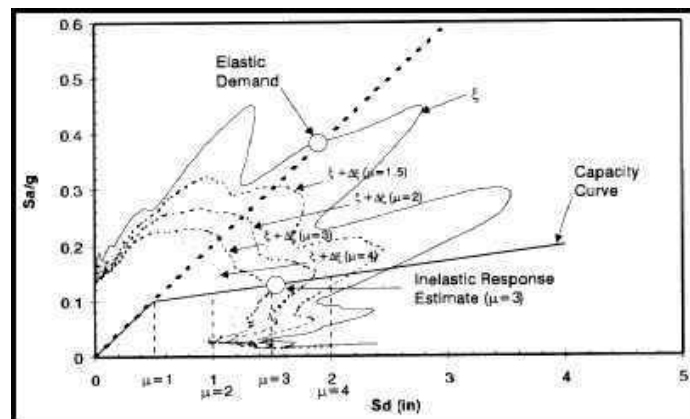


Figura 4.15: Método simplificado de evaluación de respuesta elástica.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Un resumen de métodos diferentes para determinar la relación de amortiguamiento equivalente es presentado por Iwan y Gates (1979). El método de rigidez promedio y energía parece dar un porcentaje de error pequeño para varias relaciones de ductilidad (Iwan y Gates, 1979). Para este método, las relaciones de amortiguamiento crítico están definidas de acuerdo a:

$$\xi_{eq} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\pi\xi_0 \left[(1-\alpha) \left(\mu^2 - \frac{1}{3} \right) + \frac{2}{3} \alpha \mu^3 \right] + 2(1-\alpha)(\mu-1)^2}{(1-\alpha)(1+\ln\mu) + \alpha\mu} ; \text{ for } \mu > 1$$

La curva de capacidad del Pushover bilineal idealizada es superpuesta con las curvas de demanda equivalente lineal. Donde la ductilidad a lo largo de la curva de capacidad coincide con la ductilidad equivalente de la intersección de las curvas de demanda produce un estimado de la respuesta inelástica.

Para el método de evaluación de respuesta inelástico, las curvas espectrales inelásticas son generadas usando un modelo bilineal para la estructura (Reinhorn et al., 1996). La respuesta del sistema bilineal de simple grado de libertad es obtenida para un valor dado de la rigidez anterior (α), y para los diferentes valores de reducción de fuerza, R, definido como la relación de la elástica, V_e , al rendimiento, V_y , la capacidad de fuerza del sistema. El punto donde la curva de demanda correspondiendo al valor actual para R, corta la curva de capacidad, es la respuesta inelástica real de la estructura bilineal (figura 4.16).

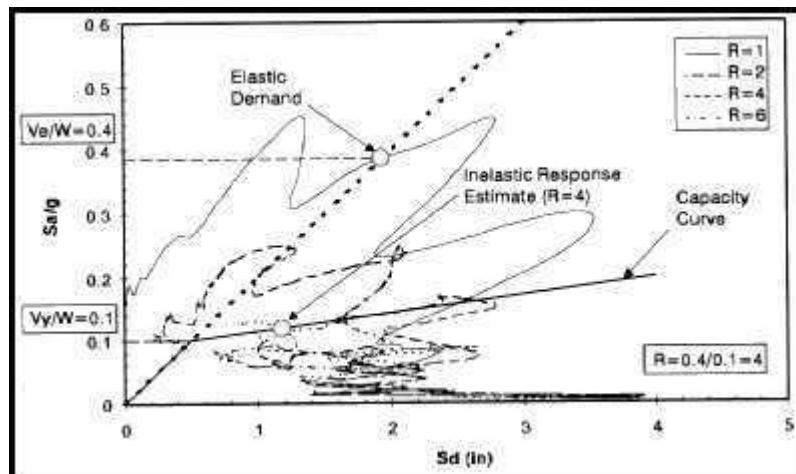


Figura 4.16: Método de evaluación de respuesta inelástica simplificado.

El procedimiento descrito para el sistema SDOF puede extenderse a edificios de múltiples pisos modificando la curva de capacidad a un sistema SDOF equivalente. La respuesta puede evaluarse considerando la respuesta del edificio global, o la respuesta en entrepisos. En el caso anterior, el desplazamiento en el tope

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

del edificio versus el corte en la base se usa para caracterizar la capacidad, mientras en el último caso, la deriva de piso versus cortes de los pisos es usada. Ambas evaluaciones son importantes, desde que la respuesta global proporciona una estimación del desempeño global, mientras la evaluación del piso descubrirá los pisos débiles indeseables. Los resultados actuales globales del Pushover (T y Vb) son modificados a un SDOF equivalente a la curva espectral del Pushover (Sd y Sa/g) según:

$$\frac{S_a(T_j, \xi_j)}{g} = \frac{V_b}{g\Gamma_j^2}; \text{ and } S_d(T_j, \xi_j) = \frac{\delta_T}{\phi_{N,j}\Gamma_j} \quad (4)$$

Eso considera una contribución del modo simple. Las formulas para la contribución del modo múltiple, y para las evaluaciones de respuestas de los entrepisos, pueden encontrarse en Valles et al., (1996 a). Figura 4.17.

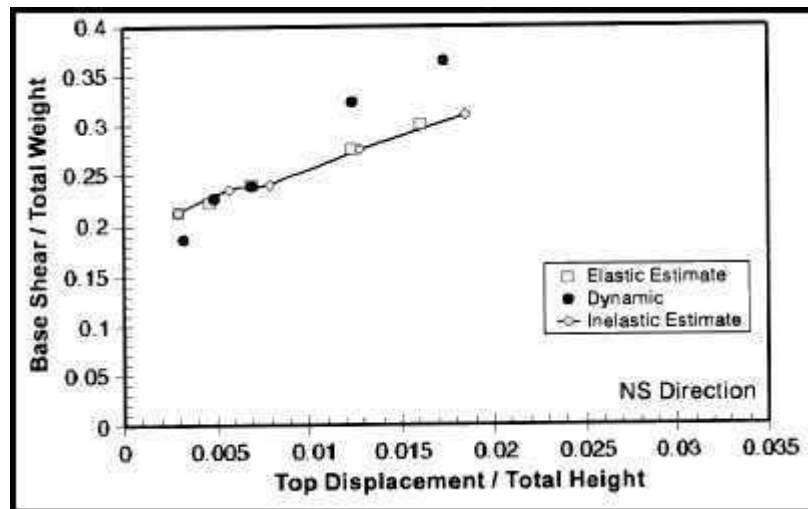


Figura 4.17: Evaluación de la respuesta simplificada global estimada versus los resultados de los análisis dinámicos.

En la figura 4.17 se presenta una comparación de las evaluaciones de las respuestas simplificadas globales versus el análisis Time History. Notar que las predicciones están de acuerdo bastante bien, salvo las últimas dos intensidades, cuando la curva del Pushover para k=1 no puede capturar el comportamiento. La curva del Pushover para k=2 rendiría las estimaciones buenas para las últimas dos cantidades de la respuesta.

Cuantificación de daño:

Un índice de daño es un parámetro que indica cuán cercana la respuesta máxima está a la capacidad última máxima de la estructura. A menudo, los modelos de índice de daño son normalizados desde un valor de 0, indicando cantidades de respuestas insignificantes comparados a la capacidad última, para un valor de 1, indicando que la capacidad última de la estructura ha sido alcanzada. Las cantidades

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

de respuesta determinadas para el edificio son usadas primero para calcular los índices de daño, las cuales están correlacionadas a probables estados de daño. El modelo de daño basado en la fatiga, sugerido por Reinhorn y Valles (1996), fue usado en el estudio. El índice de daño es definido como:

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y}}$$

(5)

Donde a es la deformación experimentada máxima; y es la capacidad de deformación de rendimiento; u es la capacidad de deformación última; F_y es la capacidad de fuerza de rendimiento; y E_h es la energía histerética acumulada.


PGA	Desplazamiento máximo.	Energía histerética E_h (Kip-in)	Índice de Daño DI	Estado de Daño
	 a(in)			
0.1g	1.85	11561	0.08	Reparable
0.2g	2.79	35016	> 1.0	Pérdida del Edificio
0.3g	4.01	64760	> 1.0	Pérdida del Edificio
0.4g	7.10	161793	> 1.0	Pérdida del Edificio
0.5g	9.93	316212	> 1.0	Pérdida del Edificio

Tabla 4.6: Índices de daño global y estados de daño en la dirección N-S.

El índice de daño basado en la fatiga puede ser usado para cuantificar el desempeño de los elementos estructurales, pisos (o sub-ensambles), y la respuesta global de un edificio. El rendimiento y las capacidades últimas fueron determinados usando los resultados del análisis Pushover. La tabla 4.6 presenta el daño global del edificio en la dirección N-S para las 5 intensidades consideradas de movimiento sísmico. Notar que el edificio es solamente capaz de soportar un terremoto con un PGA (aceleraciones pico del suelo) de 0.1g. Todas las otras intensidades de sacudimiento inducen colapso de la estructura.

Conclusiones:

La evaluación sísmica de un edificio existente bajo RC fue resumida. Cinco intensidades de movimiento de suelo fueron consideradas. La evaluación fue puesta en práctica usando el análisis no lineal Time-History, y los métodos de evaluación de respuesta elástica simplificada e inelástica. Los resultados para los tres métodos muestran un acuerdo bastante bueno en la predicción de la respuesta. Sin embargo, los métodos simplificados tienen la ventaja que el proceso de evaluación involucra

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

considerablemente menos esfuerzo computacional. La cuantificación de daño de la respuesta del edificio indica que la estructura puede soportar un terremoto con un PGA de 0.1g con daño reparable, pero un terremoto con un PGA de 0.2g o mayor, causará el colapso del edificio. El ejemplo muestra varios procedimientos de evaluación que pueden ser aplicados a otros tipos de edificios.

Modelos de medida para calibración experimental de fragilidad sísmica de edificios

Por Andrei M. Reinhorn, Michael C. Constantinou y Dyab Kusumastuti, Universidad de Buffalo, Universidad del Estado de Nueva York

Objetivos de la investigación

La fragilidad sísmica de edificios es una medida de desempeño, la cual es difícil de calcular. Las evaluaciones empíricas requieren desastres, o daño de campo, para construcción de dicha fragilidad, así, las técnicas analíticas fueron desarrolladas. Sin embargo, las herramientas analíticas necesitan calibración para la precisión de la predicción de respuesta o la predicción de estados de límites de daño en términos ingenieriles, ambos componentes de fragilidad. El propósito de esta investigación es el desarrollo de un modelo, el cual puede ser dañado para los estudios superiores, pero reparable usando baratos diseños para posteriores estudios. Además, el modelo debería ser capaz de mostrar daño debido a irregularidades, torsión, retrocesos, u otros tipos de daño. La investigación actual se dedicó al diseño del modelo y preparaciones para la construcción.

El proyecto analítico de MCEER (tareas 1.5 y 2.5), exploró varias alternativas para desarrollar la información de fragilidad. La fragilidad es la probabilidad de la respuesta esperada que una estructura, o componente, excederá un estado límite durante un nivel esperado de sacudimiento del suelo. Un estado límite normalmente representa, en los mismos términos como la respuesta, una condición de daño o una limitación de uso u otra condición especial. Este proyecto analítico es entendido para desarrollar un procedimiento racional simplificado para calcular las curvas de fragilidad basadas en la investigación simplificada espectral, y verificar ésta con más alternativas rigurosas. El desarrollo requiere:

- Calcular la respuesta esperada después del inicio de daño.
- Determinar las características principales de los “estados límites” y sus incertidumbres, las cuales son de otro modo no confinados definidos por métodos cualitativos.
- Redefinir los niveles principales de sacudimiento de suelo y su representación en el análisis de fragilidad.

Varios procedimientos desarrollados para evaluar la respuesta sísmica y fragilidad usa información en varios grados de detalle considerando el modelo estructural y movimiento de suelo. El nivel de detalle de la información usada determina las incertidumbres envueltas en las curvas resultantes de fragilidad. La

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

información de fragilidad es por lo tanto mejorada con el grado de confianza en tal información. La meta deseada de los estudios analíticos es un método simple basado en el análisis espectral no lineal usando espectro inelástico linearizado de sollicitaciones de movimientos de suelo y su distribución estadística y modelo espectral de capacidad inelástico representación de la estructura (obtenida del análisis no lineal estático) en la presencia de incertidumbres. El método puede ser más simplificado para usar análisis espectral no lineal usando el espectro inelástico del código y su distribución estadística y el modelo de capacidad espectral inelástico simplificado representación de la estructura (obtenida del análisis no lineal estático) en la presencia de incertidumbres.

El nuevo método de evaluación analítica requiere una validación experimental de la herramienta computacional. Además, la definición de estados de límite de daño en un sistema estructural comprende muchos componentes (vigas, columnas, abrazaderas, nudos, conexiones, etc.) requiere cuantificación basada en el desempeño observado.

La disponibilidad de una gran mesa de sacudimiento en la Universidad de Buffalo hizo posible desarrollar una serie de modelos, los cuales pueden ser probados y reprobados en varias condiciones de daño. Un modelo a escala 1:2, el cual fue preparado y probado para evaluación de “abrazaderas switch”, fue además probado sin ninguna abrazadera para proveer datos para la verificación analítica de las herramientas computacionales. El modelo es una simple estructura de un piso con la altura de piso de 6 pies 4 pulgadas (1.93 m. Aproximadamente) y es mostrado en la figura 4.18. La distancia horizontal de los dos marcos idénticos para cada dirección es 8 pies 4 pulgadas (2.54 m.).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



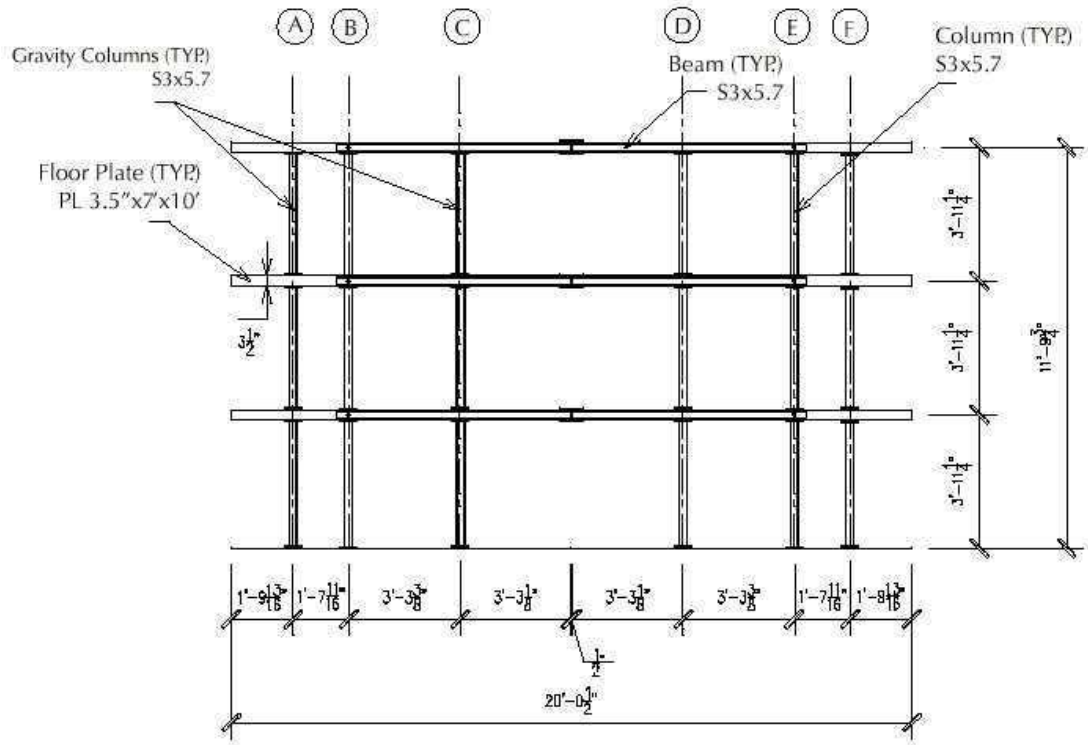
■ Figure 1. Benchmark Frame for Study of Dampers

Figura 4.18: Marco modelo para estudio de amortiguadores.

La carga de la gravedad aplicada está dada por dos bloques de concreto con un peso total de 32 Kips. El detallamiento de las conexiones y los dispositivos adicionales colocados en la estructura está dado en el Apéndice de Constantinou et al., 1997 o en http://civil.eng.buffalo.edu/users_ntwk/index.htm. Los dibujos muestran la vista en planta y elevación del modelo, y el detalle de las conexiones y dispositivos adicionales.

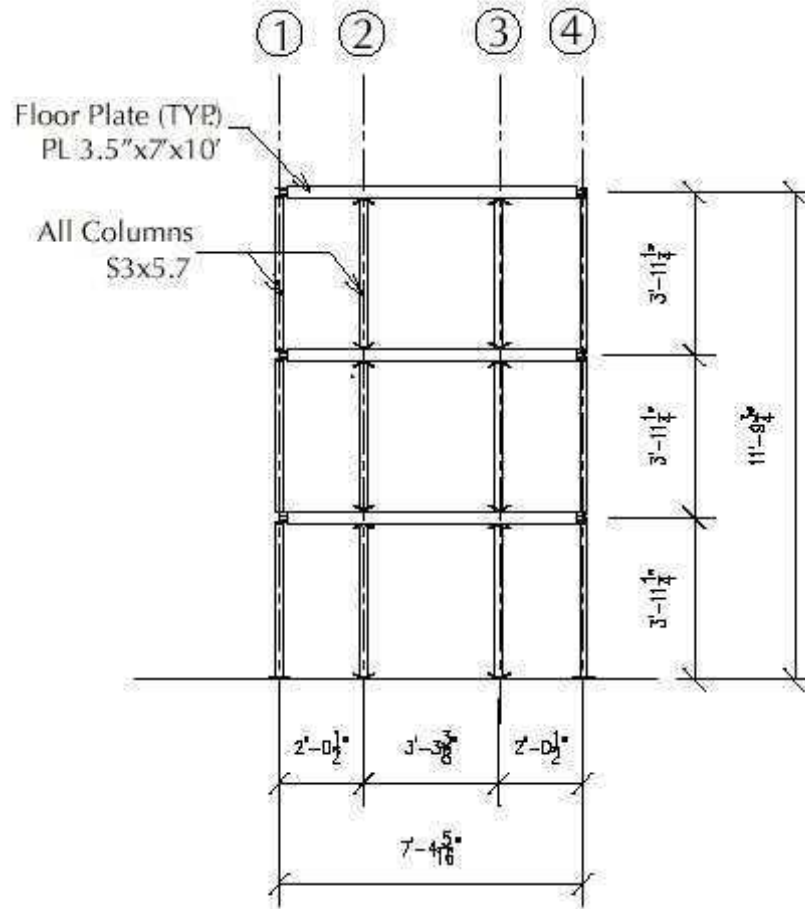
Todas las investigaciones MCEER procediendo con la evaluación analítica de fragilidad, usarán esta investigación. El modelo permitirá la prueba de integración de dispositivos innovadores y sistemas en estructuras para mejorar su comportamiento para mejorar o reparar. Además, desde entonces un modelo será usado, desarrolladores de herramientas computacionales serán capaces de calibrar el software basado en la evidencia experimental común.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

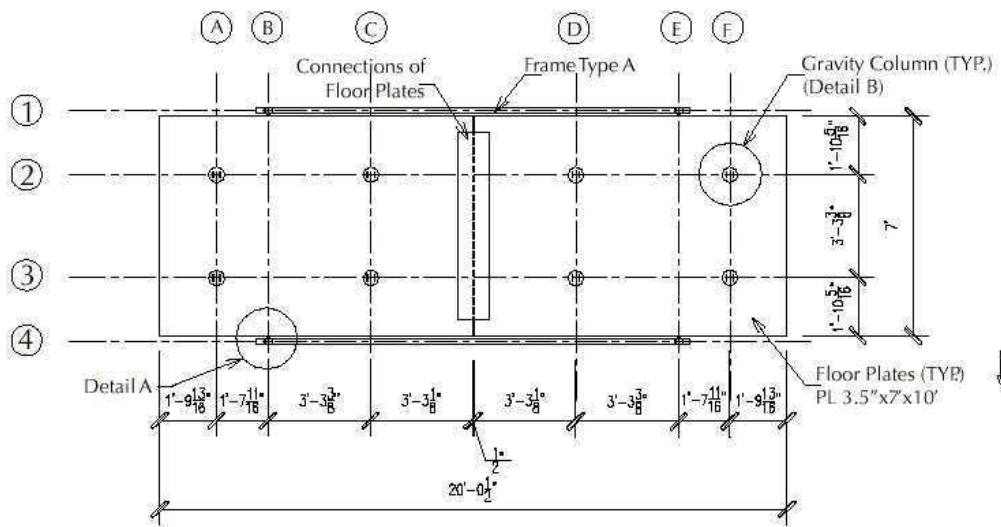


Front Elevation

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Side Elevation



Plan
Scale: 1"=4'-0"

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

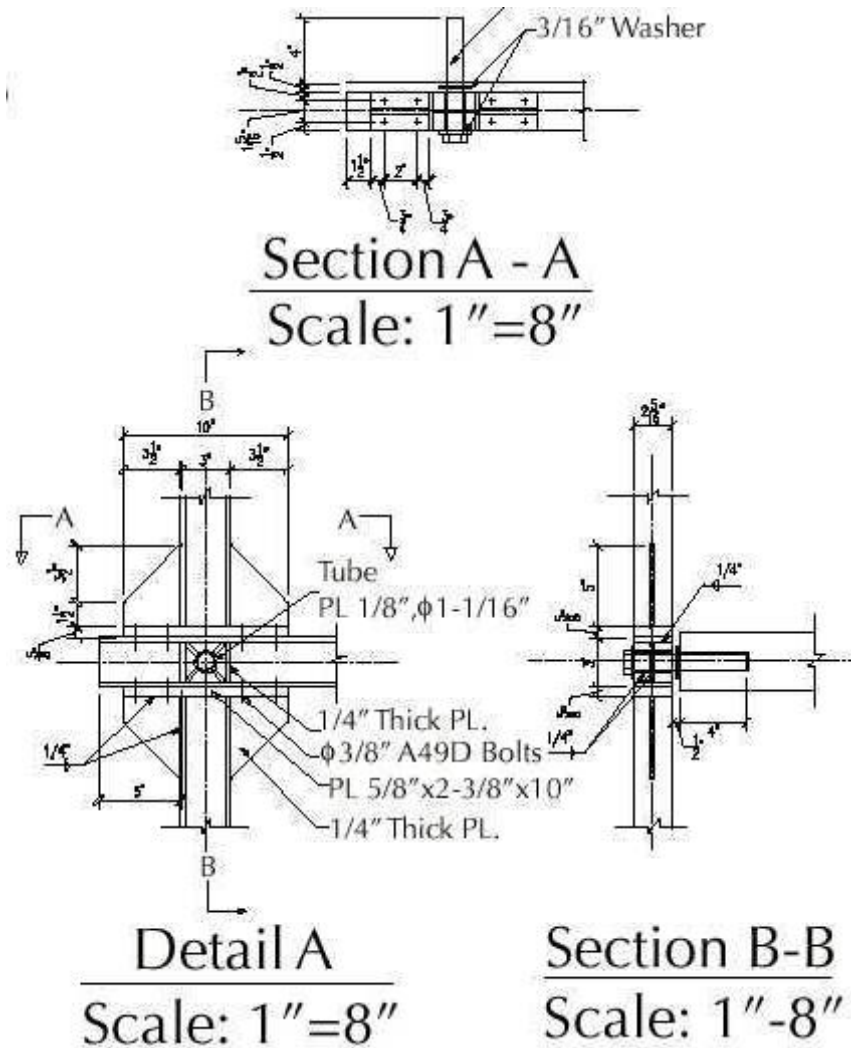


Figura 4.19: Alternativa de modelo de diseño.

El principal modelo a escala 1:3 fue diseñado para tener varias configuraciones del sistema de carga lateral, mientras las masas de piso permanecen rígidas y sin daño. El modelo está siendo preparado para la construcción.

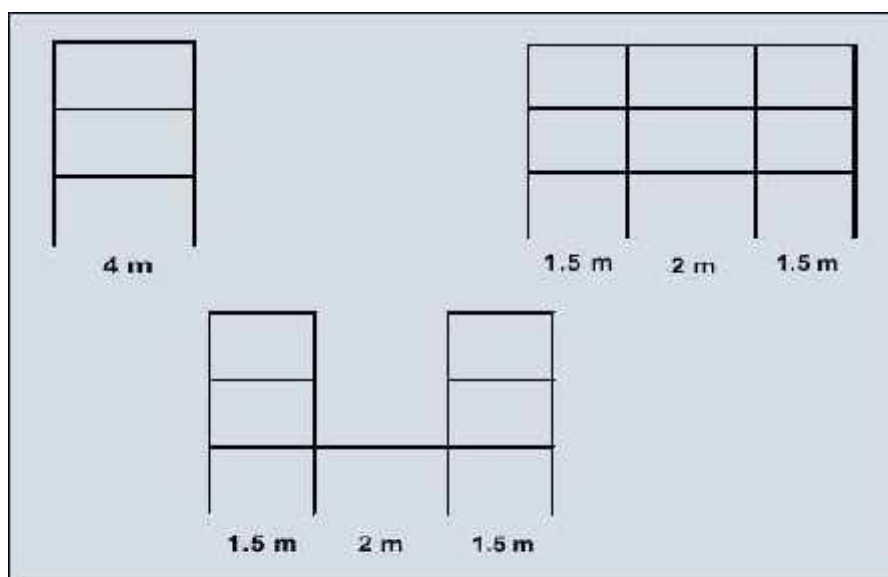
Modelo

El modelo fue diseñado para ser construido con 3 a 5 pisos usando simulación de masas y a tiene componentes removibles, los cuales pueden ser reemplazados por componentes avanzados de nuevos materiales o funciones. El diseño del modelo estuvo basado en los siguientes principios:

- Tener una serie de sistemas estructurales relevantes, los cuales pueden ser “ seguramente dañados” para colapsar;
- Incluir un sistema secundario para llevar las cargas gravitatorias para el control de la estabilidad;
- Usar partes reemplazables, las cuales requieren una mínima reinversión;

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Producir condiciones de daño en niveles bajos de sacudimiento, los cuales ajustan la capacidad del sacudimiento de la mesa;
- Proveer de nuevos sistemas para mejorar o actualizar;
- Proveer para incorporar nueva metodología de sacudimiento de columnas;
- Proveer de instrumentos y monitoreo estructural característico después del comienzo de daño;
- Permitir al modelo ser reconfigurado como una estructura irregular para estudios de torsión impacto (golpeando) y comportamiento 3D;
- Diseñar el modelo con materiales de forma detallada y partes disponibles en la industria.



■ **Figure 3. Alternative Designs for Side Frames**
(type a-c clockwise from top left)

Figura 4.20: Diseños alternativos para marcos laterales (tipo a-c en la dirección horaria desde arriba hacia la izquierda).

Tres configuraciones alternativas (ver figura 4.20) fueron detalladas y su construcción se espera ser completada en verano de 1999. La figura 4.19 muestra una alternativa de diseño del modelo.

El modelo fue diseñado con carga gravitatoria llevando al sacudimiento de columnas, las cuales no son dañadas en un evento sísmico (ver figura 4.21). La separación de la carga vertical y lateral llevando al sistema, será estudiada como una alternativa para nueva construcción o mejoramiento. El sistema puede ser realizado a escala completa sin incurrir en grandes costos.

La estructura es diseñada con marcos laterales reemplazables u otras cargas laterales llevando los sistemas. Las conexiones son tales que la carga es transferida dentro del nudo y no afecta a los otros componentes. El sistema fue diseñado para

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

poner a niveles bajos de excitación para desarrollar cerca de la capacidad lateral última.

El modelo fue evaluado usando un análisis Time History No-lineal basado en IDARC2D (Valles et al, 1996) y una aproximación basada en un procedimiento de capacidad espectral no lineal (Reinhorn, 1997). La evaluación aproximada consiste de usar el espectro de respuesta no lineal del espectro de diseño elástico (DARS), S_s vs. S_a , para tener el espectro de diseño inelástico (IDARS) [Reinhorn, 1997 basado en Krawinkler y Nasser].

[Reinhorn, 1997 - based on
Krawinkler and Nasser]

$$Sd^I = \frac{Sd^E}{R} \left[1 + \frac{1}{c} (R^c - 1) \right]$$

$$Sa^I = \frac{Sa^E}{R} \left[1 + \alpha \left(\frac{Sd^I}{u_y} - 1 \right) \right]$$

$$R = \frac{Sa^E W}{Q_y g} \quad u_y = \frac{Sd^E}{R}$$

$$c = \frac{T_0^a}{1 + T_0^a} + \frac{b}{T_0}$$

$$a = 1.0; \quad b = 0.37 \quad (\alpha = 2\%)$$

Donde el superíndice E indica elástico, I indica inelástico, Q_y es el campo de resistencia lateral, W es el peso total y todas las otras constantes definidas en el texto o la relación. La capacidad espectral es característica para cualquier estructura y fue obtenida del corte basal actual, BS y el desplazamiento en la parte superior del piso obtenido del procedimiento no lineal estático (IDARC2D) de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$Q^* = \frac{BS}{\Gamma^2 g}; \quad u^* = \frac{u}{\Gamma \phi_1}$$

Donde Γ y ϕ son las características modales del modo dominante.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

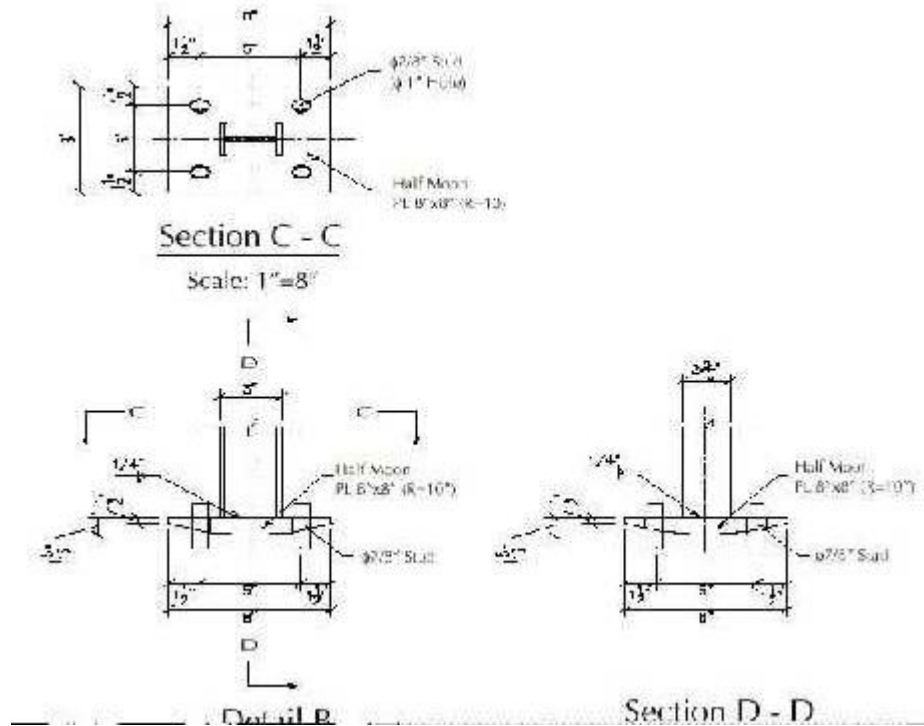


Figura 4.21: Detalles de la columna gravitatoria.

Sensibilidad de peso (Modelo 1:40 mtons, Modelo 2:53 mtons).

Table 1. Weight Sensitivity (Model 1 - 40 mtons, Model 2 - 53 mtons)

	T (sec)	R	μ	u^*/H (%)	Q^*
Model 1	1.41	2.75	2.63	5.4	0.18
Model 2	1.61	2.8	2.95	6.3	0.14

Table 2. Sensitivity to Structural Changes for Single Bay Frame

	T (sec)	R	μ	u^*/H (%)	Q^*
Model 1	1.41	1.65	1.62	3.3	0.16
Model 3	1.16	1.25	1.26	2.8	0.24

Tablas 4.7 a y b: Sensibilidad a cambios estructurales para un marco de un solo vano.

Las características del espectro Q^* vs. u^* fueron luego comparadas con la demanda S_a , S_d , para estimar la respuesta (Reinhorn 1997).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Un análisis de sensibilidad fue ejecutado en los tres tipos de modelos, para obtener una construcción óptima y generar suficiente daño observable. La tabla 4.7a (Table 1) muestra la influencia de cambiar el peso del piso de 40 a 53 mtons, por ejemplo el 30 %.

La ductilidad de respuesta aparente μ , cambia en 10 % cuando el peso se incrementa en un 30 %. Ésta es una ineficiente forma de incrementar la respuesta elástica o por otros diseños para reducir la respuesta dinámica.

Los cambios estructurales en el primer piso, usando formas de acero liviano (S4 x 7.7 en vez de S3 x 5.7), producen una reducción del 25 % de la ductilidad (ver tabla 4.7b (Table 2)). Aunque el esfuerzo se incrementa sustancialmente la deformación se reduce en pequeña proporción.

El parámetro de más sensibilidad en la respuesta y respuesta inelástica es el movimiento del suelo (ver tabla 4.8 y figuras 4.22). Un incremento en el movimiento del suelo produce incrementos casi proporcionales en la deformación inelástica. El análisis de sensibilidad muestra que con el máximo ingreso de sacudimiento en la mesa, una ductilidad global de 3 es factible. Esta ductilidad traduce a grandes ductilidades locales y efectos de plasticidad extendida.

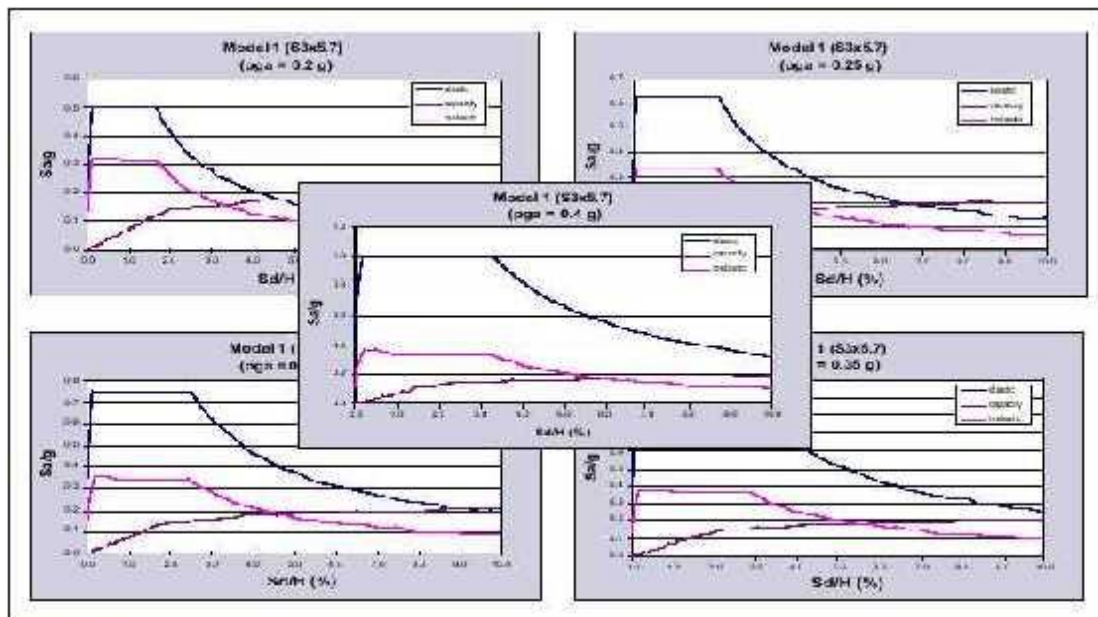
El modelo fue diseñado aquí con marcos de acero, sin embargo, detalles de construcción fueron preparados para permitir marcos de concreto a ser usados en forma simétrica o no simétrica. Además, el modelo fue diseñado para permitir excentricidad de masas para permitir probar efectos torsionales e interacción triaxial entre componentes individuales. Los modelos computacionales están actualmente desarrollados (Simeonov et al., 1999), los cuales requerirán validación experimental con el sistema global.

Lo más importante, el modelo debería ser capaz de verificar y validar la nueva investigación de espectro de capacidad y su adecuación para nuevos sistemas innovadores de protección, tales como amortiguadores no lineales y sistemas activos o semiactivos. El detalle del modelo acomodará la adición de abrazaderas, remoción de columnas u otros miembros, y así sucesivamente.

■ Table 3. Sensitivity to Input Ground Motion

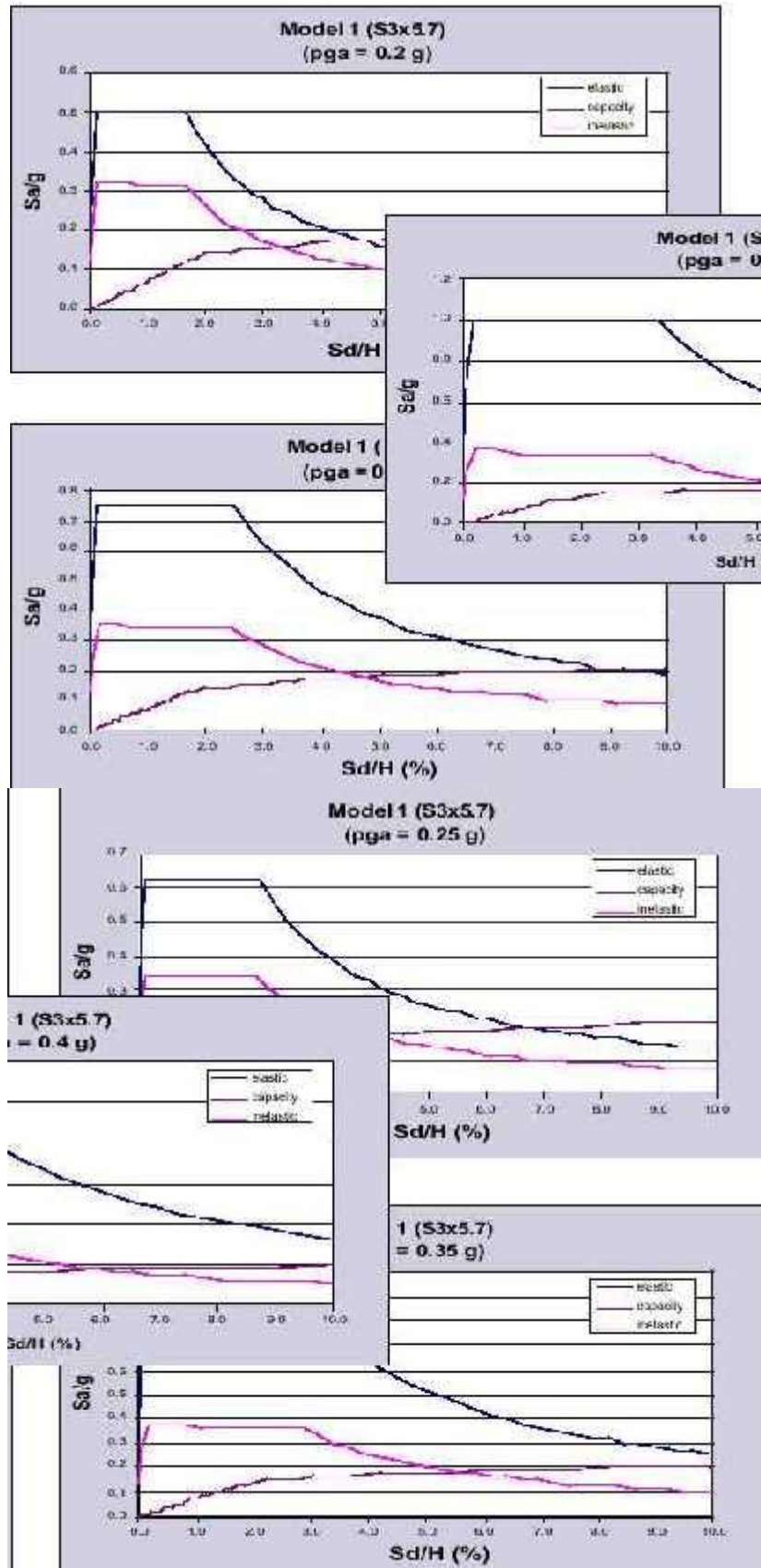
PGA	R	μ	u^*/H (%)	Q^*
0.2	1.65	1.62	3.3	0.16
0.25	2	1.95	4	0.17
0.3	2.45	2.25	4.6	0.17
0.35	2.75	2.63	5.4	0.175
0.4	3.1	3	6.1	0.18

Tabla 4.8: Sensibilidad al ingresar el movimiento del suelo.

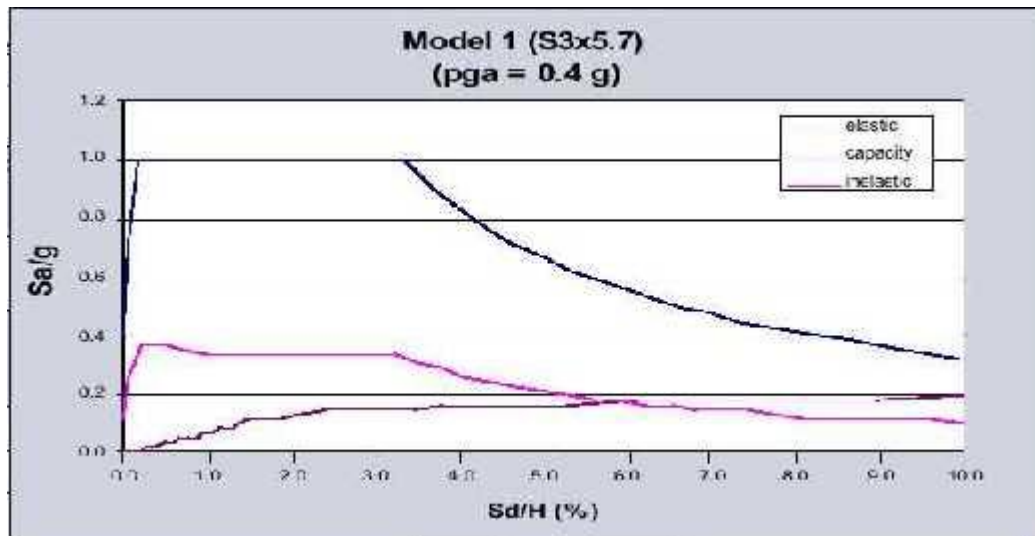


■ Figure 5. Spectral Response Evaluation of Model to Increasing Ground Motion

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 4.22: Evaluación del Espectro de Respuesta del modelo al creciente movimiento del suelo.

Conclusión e investigación futura

El modelo (bajo construcción) fue también diseñado para reflejar las ediciones de construcción, las cuales son parte del proyecto de demostración de hospitales MCEER. El modelo será probado para determinar el límite de estados asociados con tales construcciones e interpretar datos capaces de desarrollar información de fragilidad. Las ediciones listas identificadas son las irregularidades en construcción y distribución de pisos pesados, y la influencia de componentes no estructurales y arquitectónicos. Estos pueden ser simulados en la construcción del modelo para pruebas no complicadas. Las pasadas experiencias de los autores con el rehuso de los modelos estructurales los capacitaron para diseñar el modelo con la capacidad de acomodar modernos sistemas de protección, mientras todavía se produce comportamiento no lineal inelástico.

El modelo primero será probado para obtener comportamiento elástico simple y luego comportamiento inelástico para calibrar las herramientas analíticas. Los resultados serán hechos disponibles vía Web para los usuarios MCEER experimentales computacionales (http://civil.eng.buffalo.edu/users_ntwk/index.htm dirección temporal). Los modelos computacionales además serán presentados para más referencias.

Los planes inmediatos futuros para este proyecto son construir e instrumentar el modelo incluyendo movimiento y sensores de fuerza, con múltiple uso para inmediatas pruebas de varios marcos de acero. Una configuración particular un candidato para la primera ronda de prueba, es el edificio de múltiples torres (ver figura 4.20c). Las preparaciones están actualmente hechas para esta prueba.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.
Información para las estructuras del desarrollo de fragilidad y los componentes
no estructurales

*Por: Masanobu Shinozuka, Mircea Grigoriu (Coordinando al Autor),
Anthony R. Ingraffea, Sarah, L. Billington, Peter Feenstra, Tsu T. Soong, Andrei M.
Reinhorn y Emmanuel Maragakis*

Análisis numérico:

El análisis numérico puede usarse para generar las curvas de fragilidad para estructuras, las cuales no se tienen ningún campo del terremoto, o para la cual la experimentación podría ser prohibitivamente cara. Los análisis pueden repetirse para los movimientos de tierra diferentes y las configuraciones estructurales a relativamente poco costo. Sin embargo, los resultados dependen del movimiento del suelo y los modelos estructurales usados. Dos diferentes niveles de análisis numéricos han sido considerados: el método de espectro de capacidad simplificado, y el más detallado análisis Time-History.

Varios modelos de materiales han sido considerados para el análisis Time-History. Dos modelos constitutivos reforzados se han desarrollado e implementados en DIANA para mejorar la caracterización de la respuesta del hormigón confinado y reforzado bajo cargas cíclicas (Kwan y Billington, 1999a, 1999b). Dos estudios de referencia están dirigiéndose para evaluar la exactitud de DIANA prediciendo los resultados de experimentos de mesa de sacudimiento. El primer estudio de referencia es una simulación de experimentos de mesa de sacudimiento de un marco de concreto ligeramente reforzado, y el segundo es una competición internacional de referencia para simular la respuesta sísmica de paredes de corte de concreto estructural (el Informe I, 1999).

Método de Capacidad Espectral para la evaluación de fragilidad

El Método de Capacidad Espectral (SCM) es un método simplificado que estima la respuesta de una estructura de las curvas de demanda del espectro y la curva de capacidad espectral (Barron y Reinhorn, 2000). La curva de espectro de demanda representa el movimiento del suelo y es típicamente derivada del espectro de respuesta de aceleración elástica del movimiento. Estos espectros se convierten a espectros no - lineales (basado en las reglas derivadas del análisis espectral inelástico) graficados en los ejes de aceleración espectral, S_a , versus desplazamiento espectral, S_d , similar a las representaciones ATC - 40. La curva de capacidad espectral representa la capacidad de la estructura para deformarse a varios grados de resistencia. La capacidad espectral puede ser aproximada de un análisis Pushover en la cual monótonicamente se incrementan las cargas laterales que son aplicadas a la estructura y las deformaciones son graficadas opuesto a la carga en las coordenadas (S_d , S_a) siguiendo la escala. La idea básica del SCM es la asunción que la respuesta promedio esperada es determinada por la intersección de las curvas de capacidad espectral y espectro de demanda. Esta intersección es el tiempo límite del punto de respuesta esperada. Si cualquiera o las dos curvas están al azar, la respuesta es al

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

azar. Esto está conceptualmente ilustrado en la figura 4.23 graficando el promedio más / menos de una de las curvas de desviación estándar para la capacidad y demanda. La respuesta actual está distribuida en el rango de intersección. Las curvas de fragilidad representan la relación de probabilidad basada entre la respuesta esperada y los límites de desempeño.

Se desarrollaron los varios métodos para determinar la probabilidad de que la respuesta exceda un estado del límite dado. Un método ha sido sugerido por Shinozuka et al. (2000) para el caso de movimiento de suelo aleatorio y estructuras determinísticas. El promedio y el promedio más / menos en una de las curvas de demanda de desviación estándar se trazan, y la intersección de estas curvas con la curva de capacidad determinística de la estructura da estimaciones del promedio más / menos de una de las curvas de desviación estándar de la respuesta. Una distribución lognormal es luego hecha con estos puntos, permitiendo que la fragilidad sea calculada.

Barron y Reinhorn (2000) desarrollaron un segundo método. En este acercamiento, la respuesta estructural se evalúa de las curvas de espectro de respuesta no lineal inelástico y capacidad espectral y la función de distribución de probabilidad de ordenadas espectrales es obtenidas de las relaciones simplificadas. Estas relaciones son funciones de los parámetros estructurales y permiten una valoración directa de la probabilidad de exceder los estados límite, desde los cuales las curvas de fragilidad pueden construirse. Ésta es una metodología consistente que explícitamente considera y cuantifica incertidumbres en el movimiento de suelo y la respuesta estructural. El análisis de sensibilidad de las curvas de fragilidad puede usarse para determinar directamente las técnicas de óptimo mejoramiento, o puede combinarse con las estimaciones del costo para obtener una decisión económicamente basada.

La ventaja del SCM es su simplicidad y facilidad de uso. No se necesita de consumo de tiempo para que se ejecute el análisis Time History. Sin embargo, es un método heurístico y dará solo respuestas aproximadas. Shinozuka acostumbró el método de SCM para desarrollar las curvas de fragilidad para un puente en el área de Memphis. Barron y Reinhorn (2000) generaron las curvas de fragilidad para el edificio Patterson y un puente, también en Memphis. La influencia de varios parámetros estructurales, tales como la relación de amortiguamiento, el nivel de campo de esfuerzo, el periodo inicial, y la relación de rigidez fue considerada en la evaluación de la respuesta probabilística de sistemas no lineales. Las curvas de fragilidad obtenidas de este estudio fueron más sensitivas al incremento de amortiguamiento que a los cambios de rigidez y esfuerzo ver figura 4.24, indicando la eficiencia de incrementar amortiguadores en las estructuras.

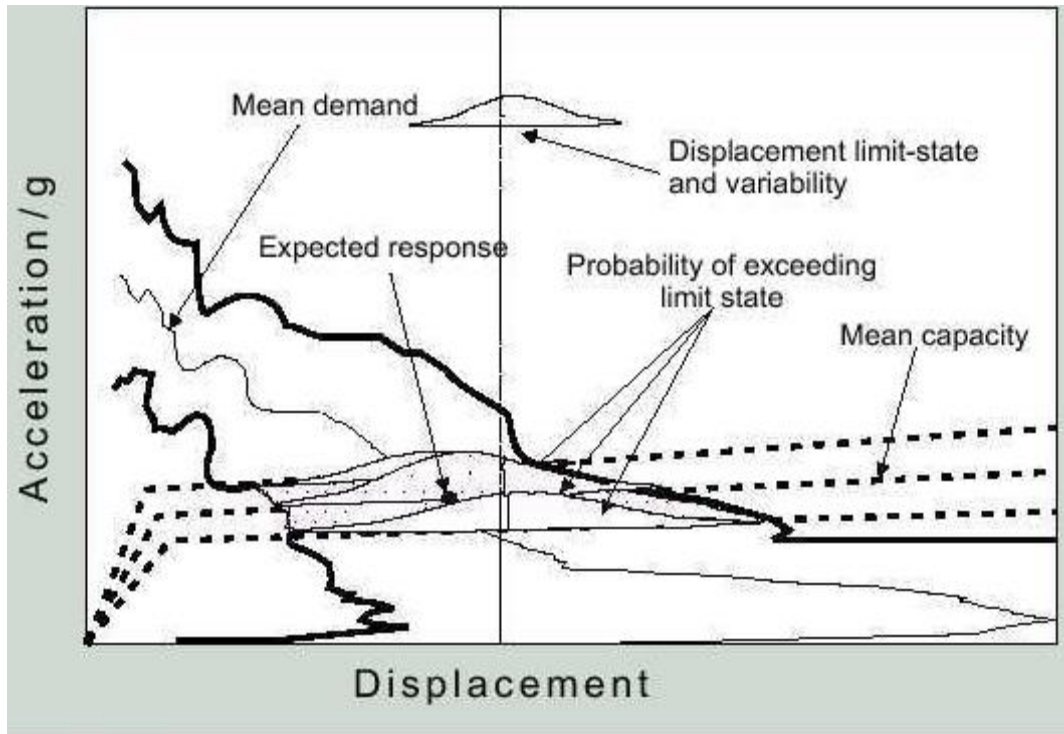


Figure 9. Probability of exceeding limit-state

Figura 4.23: Probabilidad de excedencia del estado límite.

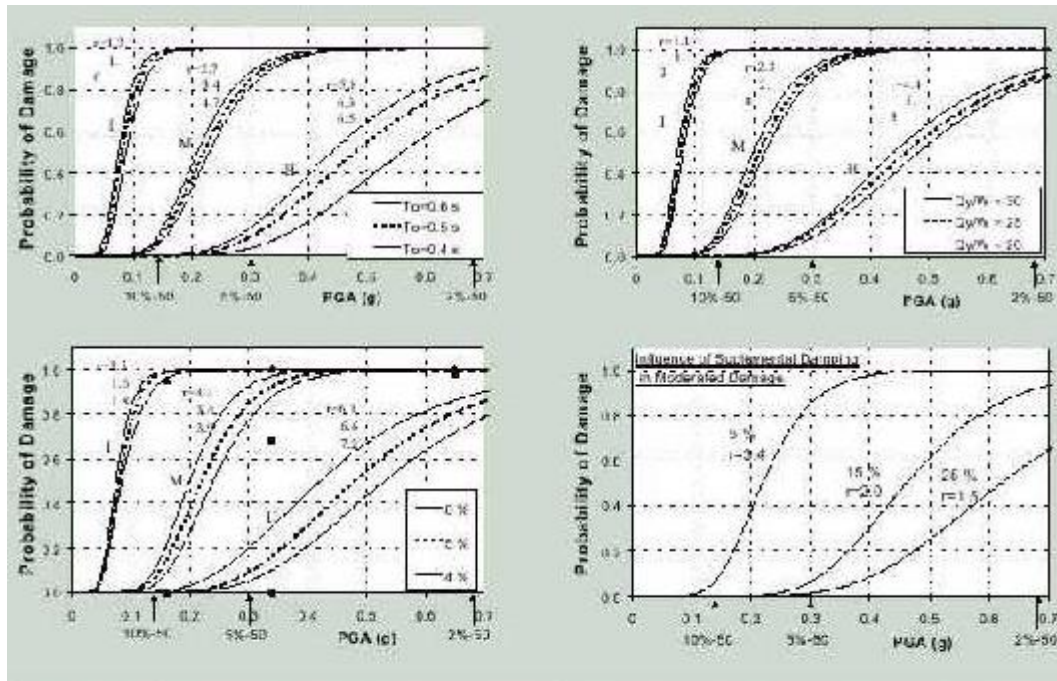


Figure 10. Fragility sensitivity to change of structural parameters (a) stiffness changes; (b) strength changes; (c) inherent damping estimation; (d) addition of supplemental damping (for moderate limit state only)

Figura 4.24: Parámetros para cambiar la fragilidad sensitiva de estructuras: (a) cambia la rigidez; (b) cambia el esfuerzo; (c) estimación de amortiguamiento inherente; (d) la suma de amortiguamiento suplemental (para el estado límite moderado únicamente).

Análisis Time History

El análisis Time History es usado para simular la respuesta de una estructura a una excitación de suelo dado. Se considera que es el método de análisis numérico más detallado.

El cálculo de las curvas de fragilidad pueden estar basados en la misma investigación como en la sección *Field and Experimental Data* (campo y datos experimentales). La única diferencia es que los datos se obtienen por los cálculos.

Slides de curvas de fragilidad del equipo libre en los medios críticos:

Se construyen las curvas de fragilidad analíticamente para los bloques parados libremente obtenidos de datos experimentales y se consideró los mismos ocho umbrales de fracaso. Se generaron noventa aceleraciones de historias de tiempo usando SIMQKE, un programa de generación del movimiento artificial. Las historias de tiempo eran basadas en un espectro de respuesta desde las provisiones recomendadas del NEHRP 1997 para las regulaciones sísmicas de nuevos edificios y otras estructuras.

Cada una de las noventa aceleraciones ingresadas en el Time History son escaladas para tener ocho diferentes aceleraciones pico de suelo horizontales entre 0.3 g y 1.0 g. Cada una de estas ocho historias de tiempo horizontales eran combinadas con cuatro diferentes aceleraciones verticales diferentes ingresadas, de nuevo escaladas para dar las relaciones entre VPGA y HPGA de 0, 1/4, 1/3, y 1/2. El número total de combinaciones Time History fueron 2,880. Todas las combinaciones Time History eran repetidas para cinco coeficientes diferentes de fricción dinámica. En la figure 11 se muestra el desplazamiento relativo y las historias de tiempo de aceleración absolutas para HPGA de 0.7 g, VPGA de 0.23 g y coeficiente de fricción dinámica de 0.21. También se han generado las curvas de fragilidad y se han trazado contra el HPGA.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

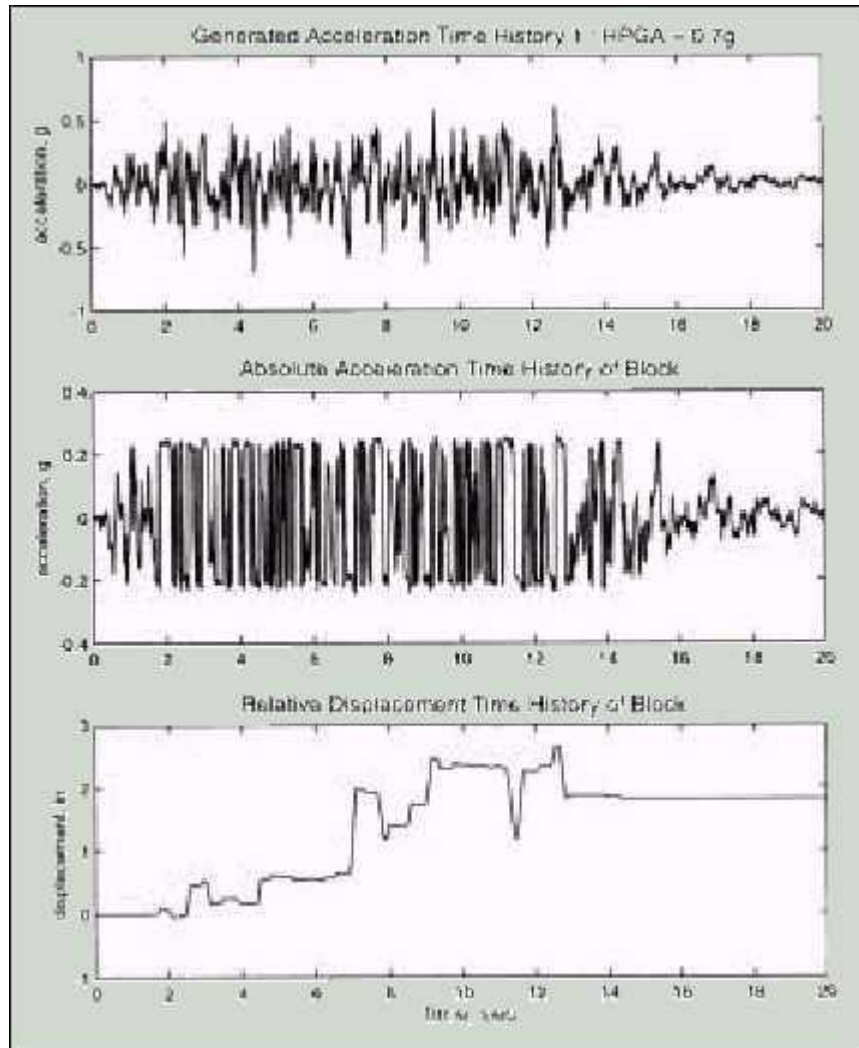


Figura 4.25: Solución I. Analítica.

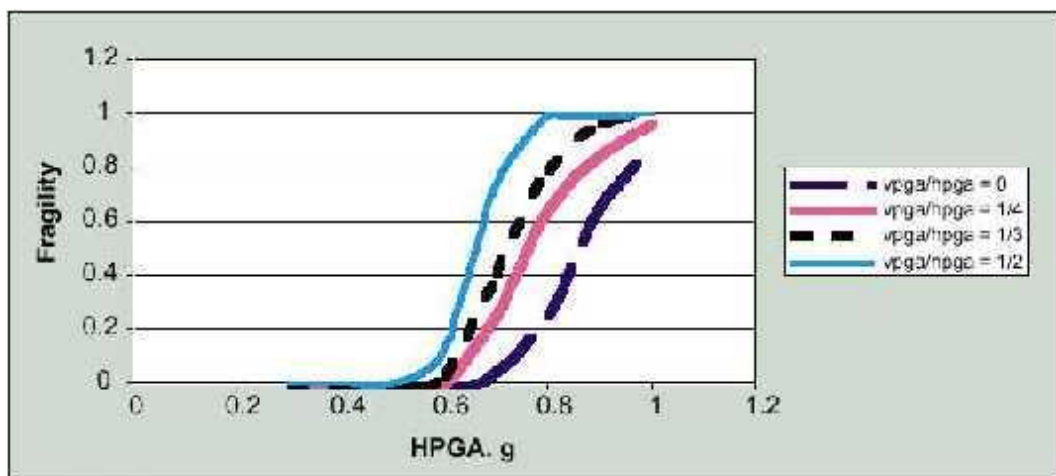


Figure 12. Fragility Curves for $U_d = 0.3$; Failure Threshold = 1 inch

Figura 4.26: Curvas de fragilidad para $U_d = 0.3$; el umbral de fracaso = 1 pulgada.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.
HAZUS99

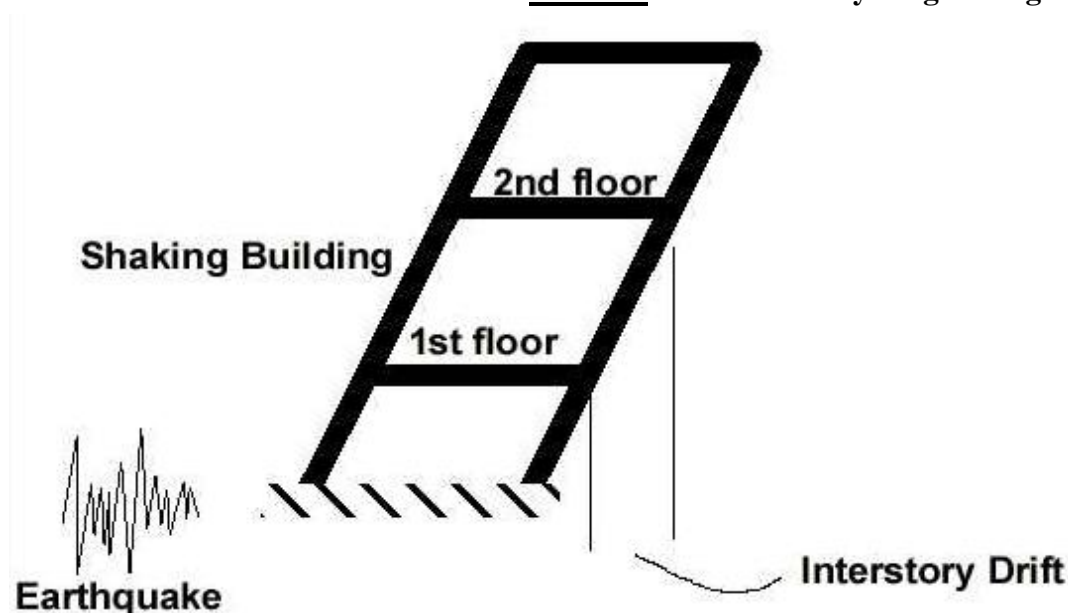
PROGRAMA PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS POR SISMOS

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA) tiene al alcance el nuevo HAZUS99, La metodología del programa HAZUS99 de la estimación de pérdida de riesgo natural es usada para la mitigación relacionada con sismos, preparación para una emergencia, planeando respuesta y recuperación y ha sido significativamente incrementado para usar como una herramienta durante las operaciones de respuesta ante desastres. FEMA desarrollo HAZUS bajo un convenio cooperativo con el Instituto Nacional de Ciencia de Edificios. HAZUS99, implemento un software computacional de Sistema de Información Geográfica (GIS) es aplicable nacionalmente, es un método estandarizado para las perdidas de estimación sísmica en la comunidad o nivel regional. La velocidad y desempeño del HAZUS han sido significativamente mejoradas. La versión original de HAZUS podría tomar una hora o más para correr un análisis de pérdida sísmica. La nueva versión de HAZUS corre 10 veces más rápido y crea resultados en solo unos pocos minutos. Con esta capacidad, la respuesta de desastre personal será capaz de generar una pérdida estimada inmediatamente después de un desastre y de actualizar el daño estimado actual o pérdida de datos acumulada durante la exploración de un área después de un sismo.

Análisis de daño de edificios en HAZUS

La técnica básica para determinar el daño de un edificio para un evento sísmico dado, está basada en la función de vulnerabilidad representada en tres gráficos:

- a) *La curva del Pushover del edificio (representa las características estructurales del edificio).*
- b) *El espectro de respuesta amortiguado (representa la aceleración y deformación del suelo).*
- c) *La curva de fragilidad (representa el daño esperado para el comportamiento dado de un tipo de edificio modelo).*



**Figura 4.27: Deriva de entrepiso en un sacudimiento de un edificio.
Definición del estado de daño en edificios.**

Los daños estimados son usados en HAZUS para estimar las consecuencias de seguridad de vida del daño del edificio, esperadas pérdidas monetarias debido al daño del edificio, esperadas pérdidas monetarias, las cuales pueden resultar como una consecuencia de interrupción de negocios, esperados impactos sociales, y otros impactos económicos y sociales. Las predicciones del daño del edificio pueden ser usadas también para estudiar los patrones de daño esperado en una región dada para diferentes escenarios sísmicos, por ejemplo, para identificar la pérdida de tipos de edificios vulnerables, o las áreas con el peor daño esperado para edificios.

Para servir a estos propósitos, las predicciones de daño físico a un tipo de edificio deben ser descriptivas. El usuario debe ser capaz de rebuscar la naturaleza y magnitud del daño para un tipo de edificio de la predicción de daño, el campo de la predicción para que la vida, la seguridad, pérdidas sociales y monetarias que son el resultado del daño que puede ser estimada.

Construyendo el daño pueden describirse lo mejor a lo que se refiere a la naturaleza y la magnitud de daño expuesto por sus componentes (las vigas, las columnas, las paredes, los techos, conducción de las tuberías, el equipo de HVAC, etc.). Por ejemplo, las tales descripciones de daño de los componentes como “las paredes de corte son resquebrajadas”, “las tejas del techo se cayeron”, o “los tableros de la pared resultan”, usando junto con las tales condiciones como “algunos” y “la mayoría” sería suficiente describir la naturaleza y magnitud en conjunto del daño de un edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figura 4.28: Los cinco estados de daño.

Curvas de fragilidad para edificios

Basado en las descripciones de estado de daño descrito anteriormente y usando una serie de cálculos de ingeniería que pueden ser encontrados en el manual técnico, las curvas de fragilidad fueron desarrolladas para cada tipo de edificio. Una curva de fragilidad describe la probabilidad de estar en un estado de daño específico como una función del tamaño del sismo ingresado. Para daño estructural las curvas de fragilidad expresan daño como una función del desplazamiento del edificio. Las curvas de fragilidad expresan daño no estructural como una función de desplazamiento del edificio o aceleración, dependiendo si ellos se refieren a sensibles derivas o sensibles daños de aceleración.

Las curvas de fragilidad predefinidas son suministradas con la metodología. Es altamente recomendable que las curvas predefinidas sea usada en estudios de pérdida. La modificación de estas curvas de fragilidad requiere el ingreso de un Ingeniero Estructural experimentado en el área de diseño sísmico.

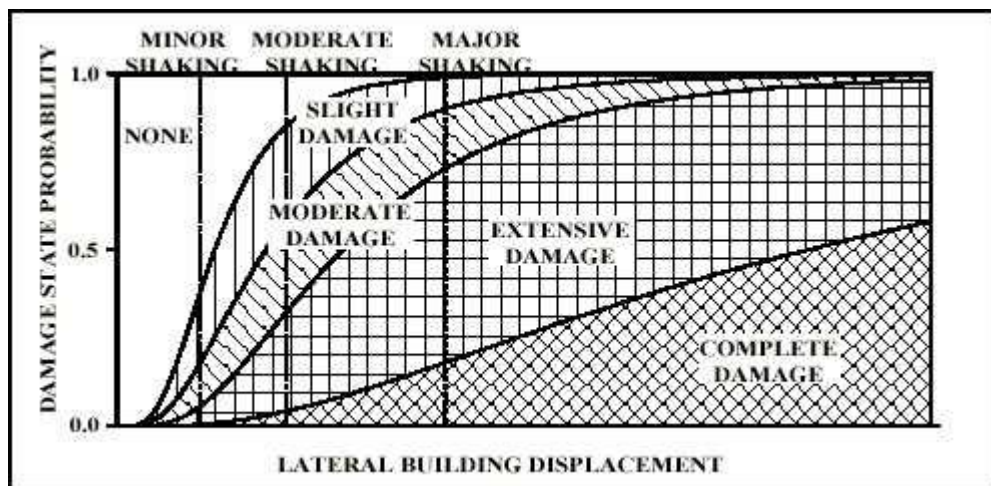
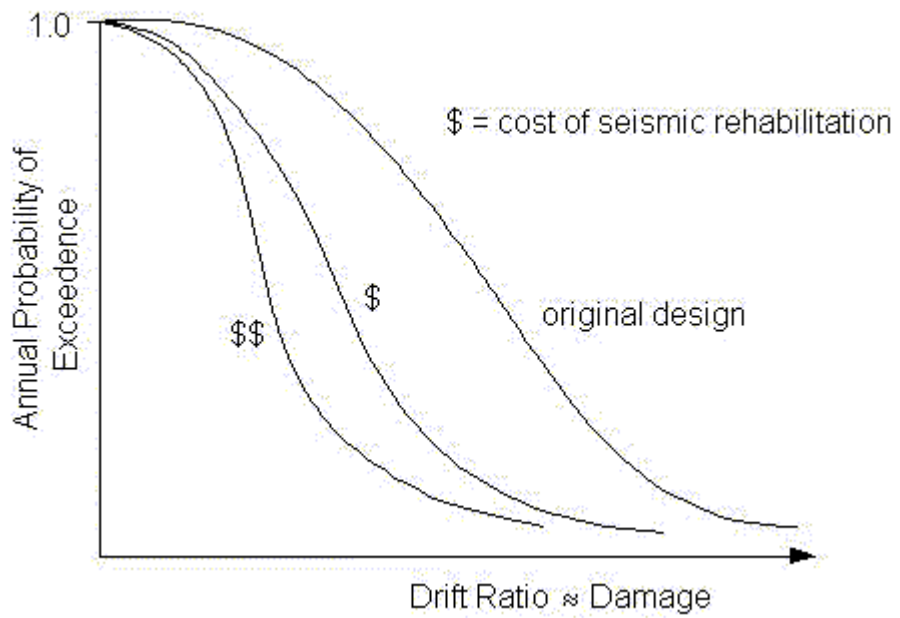
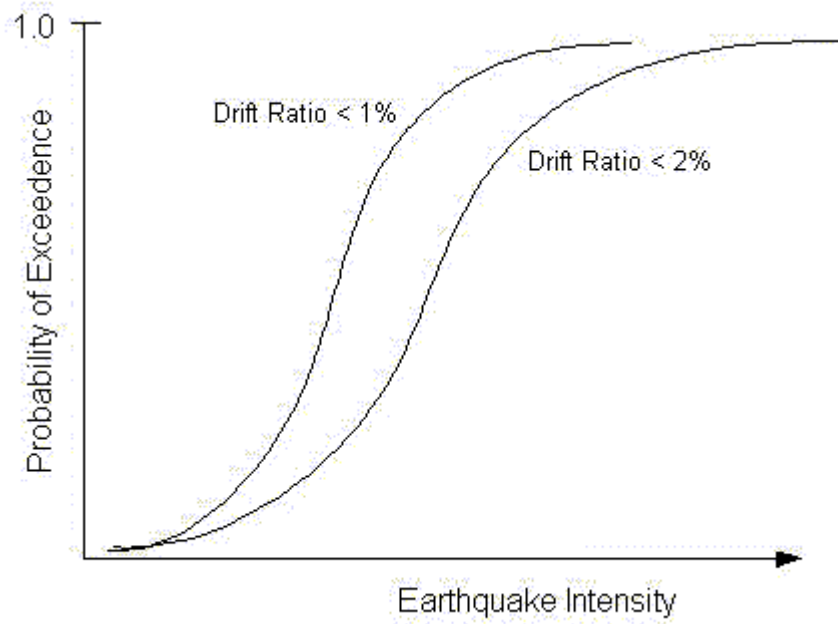


Figura 4.29: Ejemplo de la curva de fragilidad de un edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



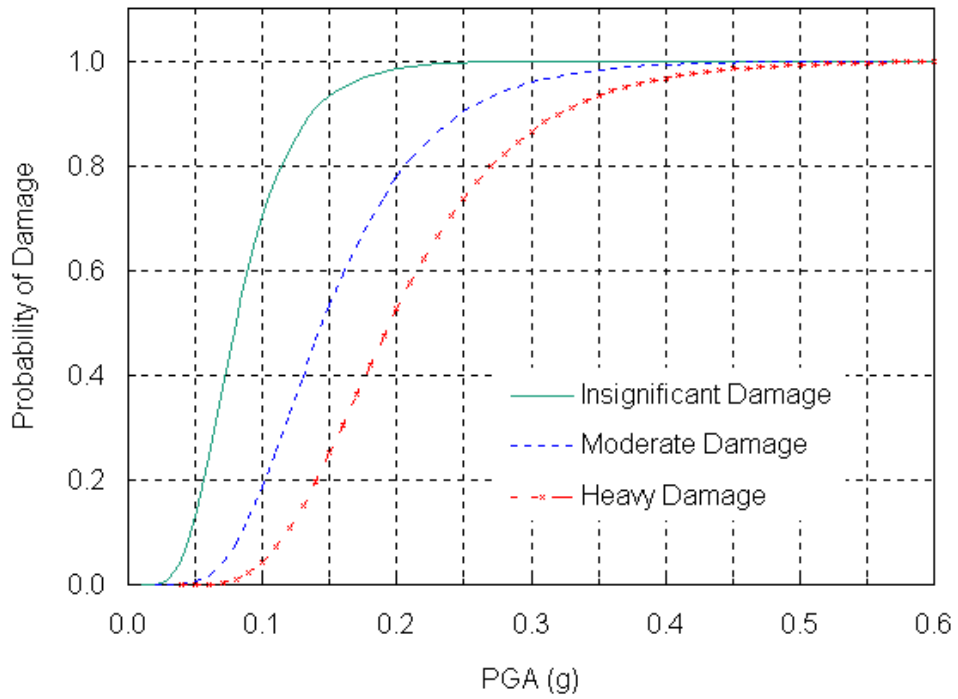


Figure 1 Fragility Curves for Unreinforced Masonry Buildings

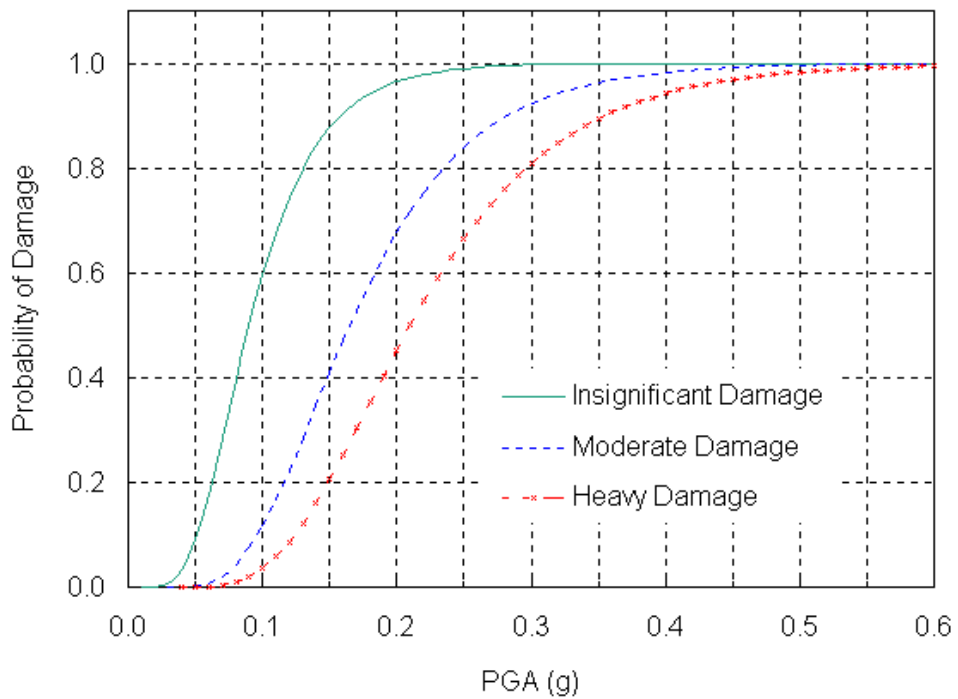


Figure 2 Fragility Curves for Reinforced Masonry Buildings

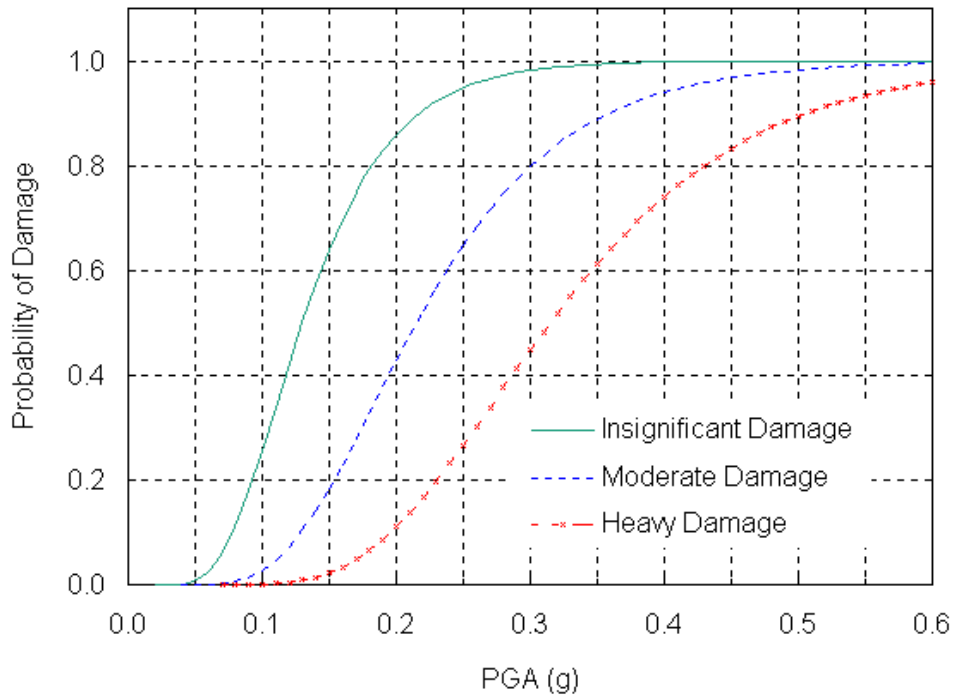


Figure 3 Fragility Curves for Reinforced Concrete Buildings

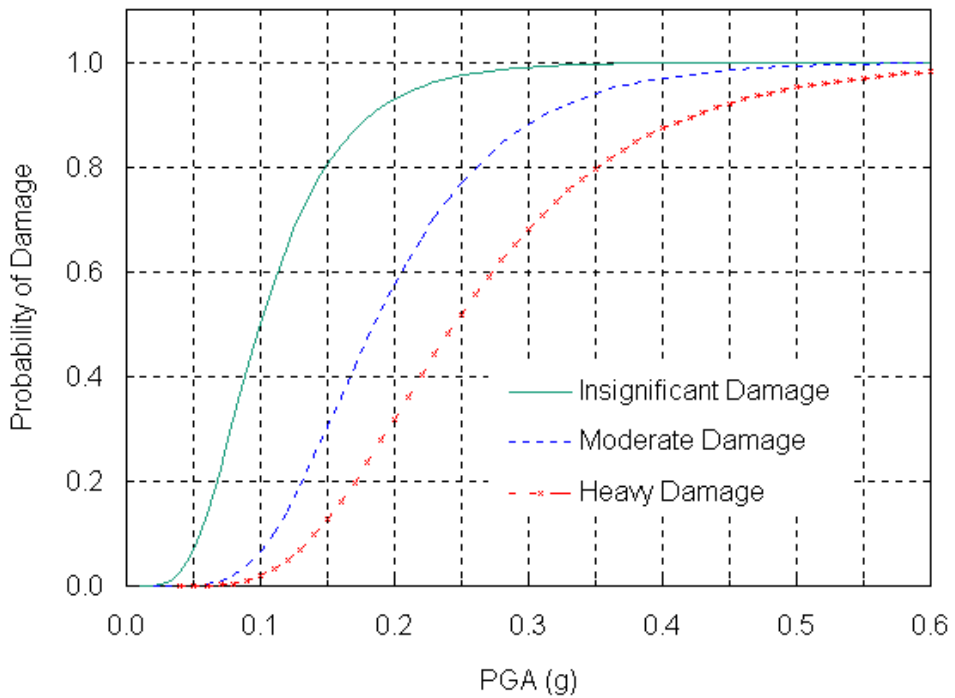


Figure 4 Fragility Curves for Steel Frame Buildings with URM Infill Walls

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

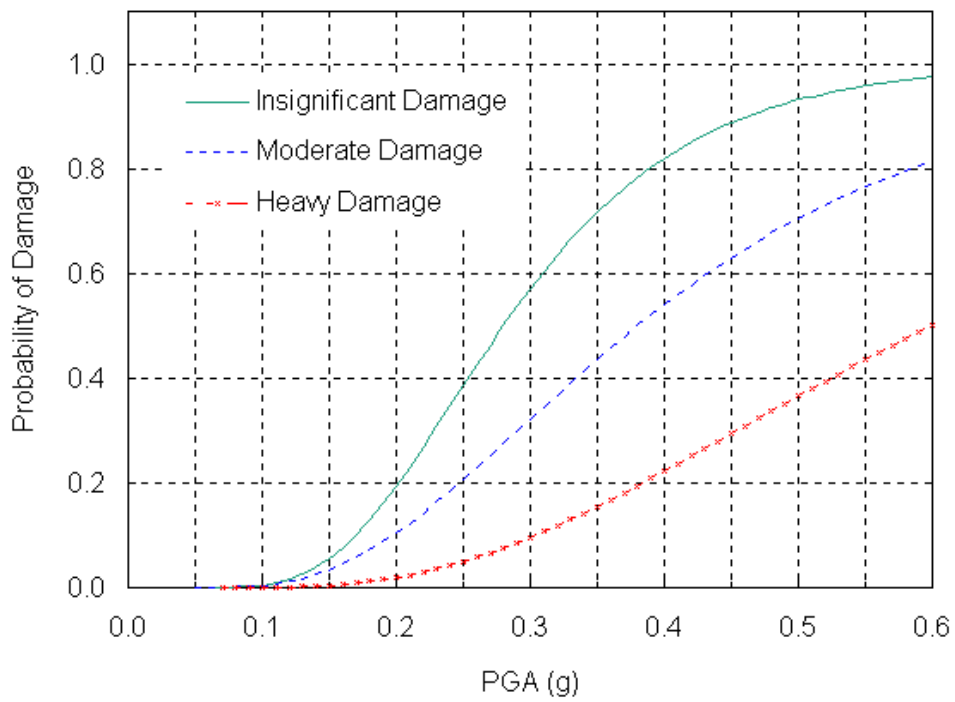


Figure 5 Fragility Curves for Light Metal Buildings

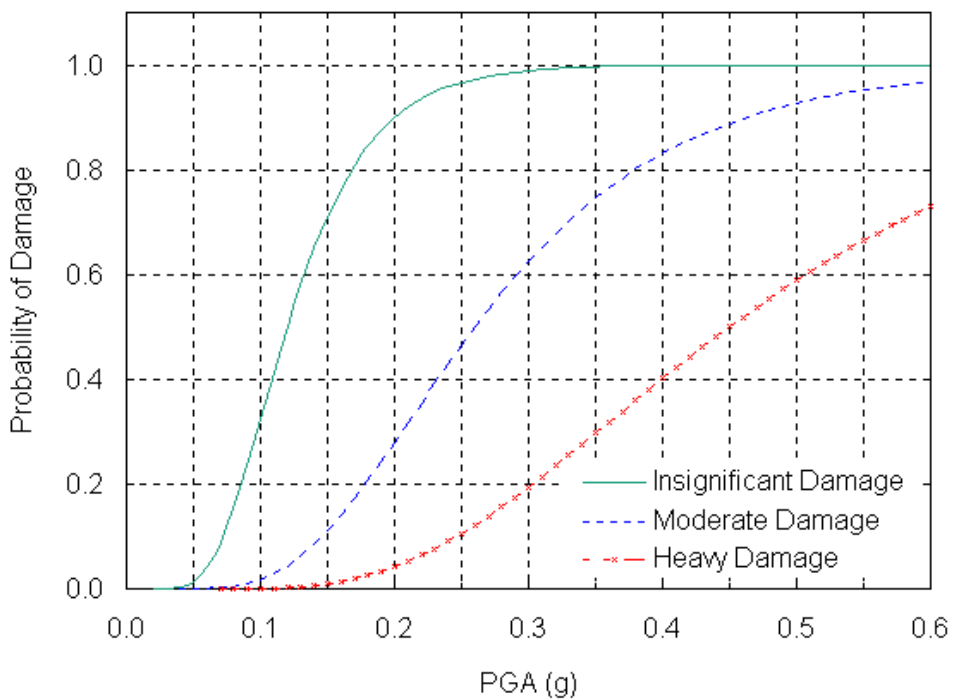


Figure 6 Fragility Curves for Wood Frame Buildings

Figuras 4.30: Curvas de fragilidad para diferentes tipos de estructuras.

Autores: Paul Gortaire y Jorge Ortega L.

Table B-3 General Guidance for Expected Loss Ratio and Building Condition in Each Damage State

Damage State	Likely Amount of Damage, Loss, or Building Condition			
	Range of Possible Loss Ratios	Probability of Long-Term Building Closure	Probability of Partial or Full Collapse	Immediate Postearthquake Inspection
Slight	0% - 5%	$P = 0$	$P = 0$	Green Tag
Moderate	5% - 25%	$P = 0$	$P = 0$	Green Tag
Extensive	25% - 100%	$P \cong 0.5$	$P \cong 0^1$	Yellow Tag
Complete	100%	$P \cong 1.0$	$P > 0$	Red Tag

1. Extensive damage may include some localized collapse of the structure.

Table B-4 Specific Guidance for Selection of Damage State Based on Connection Damage

Fraction of All Connections Likely to be Damaged ¹		Damage State
Average Fraction	Fraction Range	
0.02	0.0 - 0.05	Slight
0.10	0.05 - 0.25	Moderate
0.50	0.25 - 0.75	Extensive
$\cong 1.0$	0.75 - 1.0	Complete

1. Connections having indications of flaws at the root of the Complete Joint Penetration (CJP) weld of beam flanges to columns are not considered as having damage.

$$D_u = 2D_y \frac{A_u}{A_y} \tag{B-7}$$

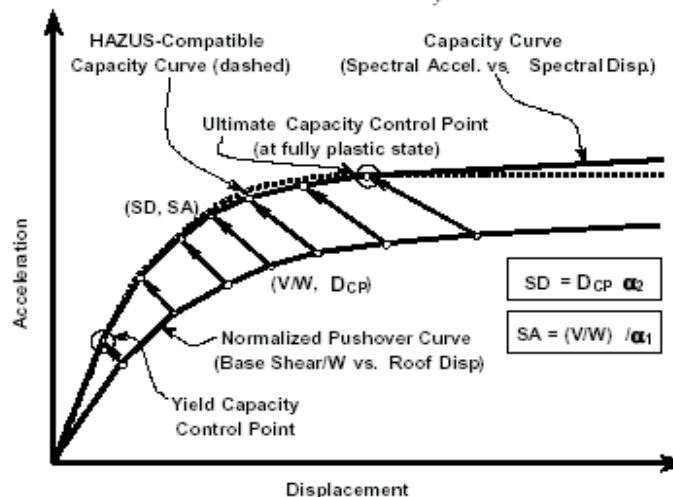


Figure B-2 Example Development of Standard (HAZUS-Compatible) Capacity Curve from a Normalized Pushover Curve

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

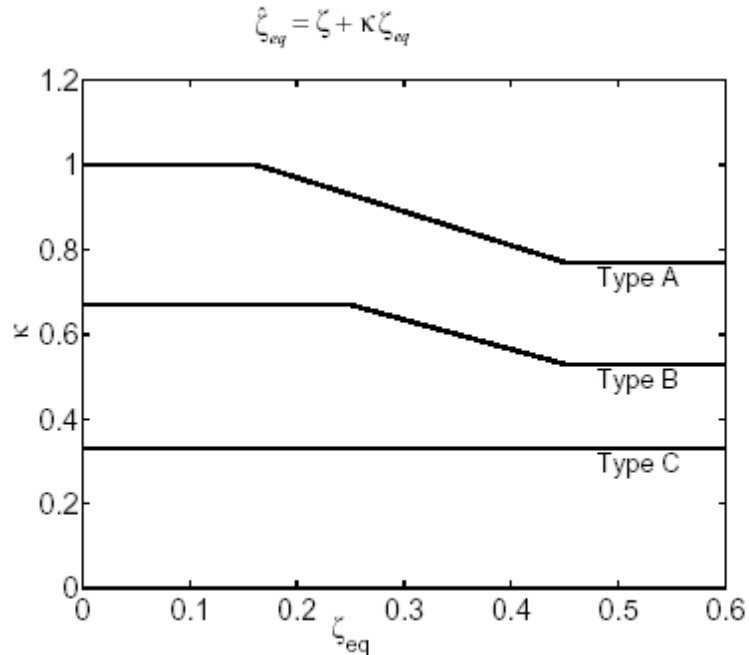


Figure 4. Variation of damping modification factor with equivalent viscous damping.

Curvas de fragilidad para las líneas de vida

Como con edificios, las funciones de daño predefinidas (curvas de fragilidad) han sido desarrolladas para todos los componentes de todos los sistemas de línea de vida. Las funciones de daño típico son indicadas en la figura 4.29. Las funciones de daño son proveídas en función de PGA (Aceleración Pico del Suelo) y PGD (Deformación Permanente de Suelo).

Pasos para calcular las probabilidades de estado de daño

Hay varios pasos que son necesarios para calcular las probabilidades de estado de daño:

- Calcular las Aceleraciones Espectrales y los Desplazamientos Espectrales en el sitio en cuestión. Ésta es la forma de un Espectro de Respuesta
- Modificar el Espectro de Respuesta, para relacionar el incremento de amortiguamiento que ocurre en niveles altos de la respuesta del edificio (Comportamiento no lineal).
- Crear una curva de capacidad para el tipo de modelo del edificio, la cual muestra cómo el edificio responde como una función de carga sísmica lateralmente aplicada.
- Sobreponer la curva de capacidad del edificio con la del Espectro de Respuesta Modificado (curva de demanda). El desplazamiento del edificio es estimado de la intersección de la curva de capacidad del edificio y el Espectro de Respuesta.
- El desplazamiento estimado del edificio es usado para interrogar las curvas de fragilidad.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La figura 4.31 ilustra la intersección de la curva de capacidad del edificio y un espectro de respuesta que ha sido ajustado para altos niveles de amortiguamiento.

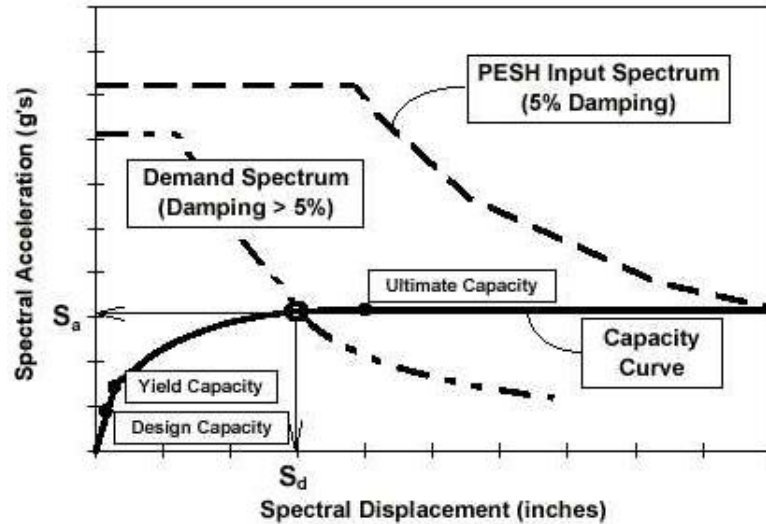


Figura 4.31: Ejemplo de curva de capacidad y de demanda espectral.

Modificando las curvas de capacidad:

Dos puntos definen las curvas de capacidad como ilustra la figura 4.31: El campo de capacidad y la capacidad última. Para los edificios en general, estos parámetros pueden ser vistos como se muestra en la figura 4.32. Dando un click en el menú Analysis / Damage Functions / General Building Stock. Las curvas de capacidad son disponibles para tres niveles de diseño sísmico y tres construcciones normalizadas. Para modificar las curvas de capacidad, modificar las aceleraciones y desplazamientos espectrales del campo de capacidad y capacidad última y luego dar un click en el botón Close. Se le pedirá confirmar si quiere guardar sus cambios. Es altamente recomendable que se usen los parámetros predefinidos a menos que se tenga experiencia en el desarrollo de curvas de capacidad.

Damage Functions for Buildings

Capacity Curves | Fragility Curves

Table type: Capacity curves: high seismic design NI

Table:

	Class	Sd Yield/Code (Inches)	Sa Yield/Code (g's)	Sd Ultimate/Co
1	W1	0.480	0.400	
2	W2	0.626	0.400	
3	S1L	0.611	0.250	
4	S1M	0.75	0.156	
5	S1H	4.657	0.098	
6	S2L	0.626	0.400	
7	S2M	2.426	0.333	
8	S2H	7.746	0.254	
9	S3	0.626	0.400	
10	S4L	0.384	0.320	
11	S4M	1.092	0.267	
12	S4H	3.486	0.203	
13	S5L	0.120	0.100	

Close | Map | Print...

Figura 4.32: Parámetros de las curvas de capacidad para los tipos de modelos de edificios.

HAZUS Map No. 1
Peak Ground Acceleration
Indianapolis, In
Magnitude 7.0 Deterministic Earthquake
Epicenter: CBD

- 0.86g to 1.18g (43 census tracts)
- 0.70g to 0.86g (49 census tracts)
- 0.54g to 0.70g (84 census tracts)
- 0.38g to 0.54g (76 census tracts)
- 0.22g to 0.38g (36 census tracts)

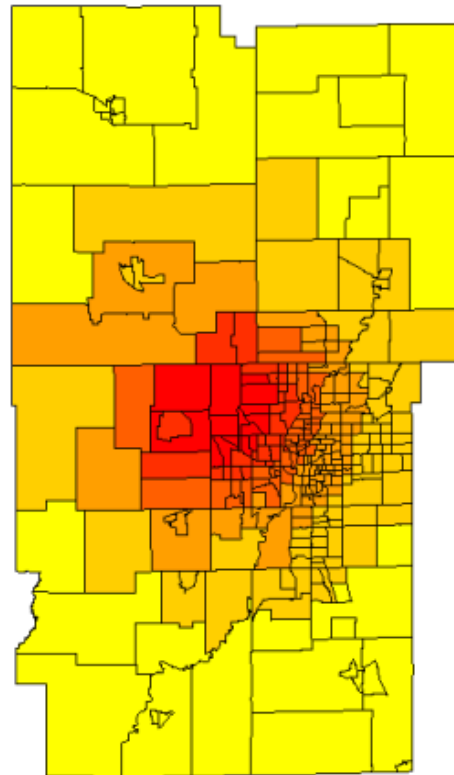


Figura 4.33: HAZUS. Mapa # 1. Aceleración pico del suelo. Indianápolis, magnitud 7.0. Terremoto determinístico.

HAZUS Map No. 2
Percentage of Damage to Single Family
Housing Stock
Indianapolis, In
Magnitude 7.0 Deterministic Earthquake
Epicenter: CBD

- 39% to 42% (144 census tracts)
- 33% to 39% (64 census tracts)
- 27% to 33% (37 census tracts)
- 21% to 27% (18 census tracts)
- 15% to 21% (11 census tracts)
- 9% to 15% (14 census tracts)

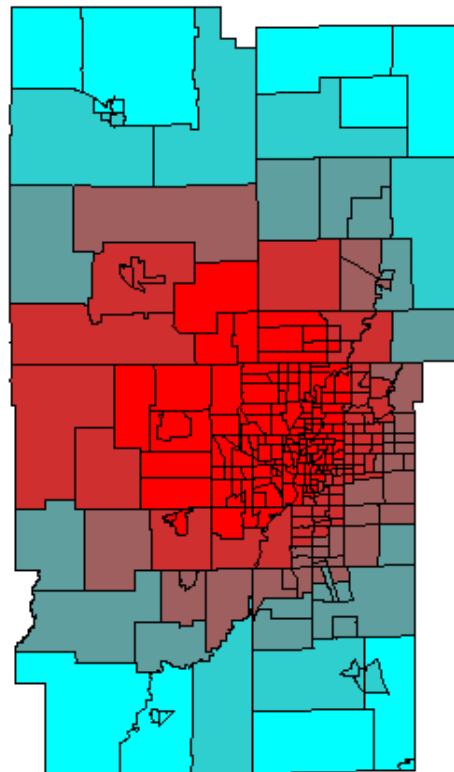


Figura 4.34: HAZUS. Mapa # 2. Porcentaje de daño en viviendas unifamiliares. Indianápolis, magnitud 7.0. Terremoto determinístico.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

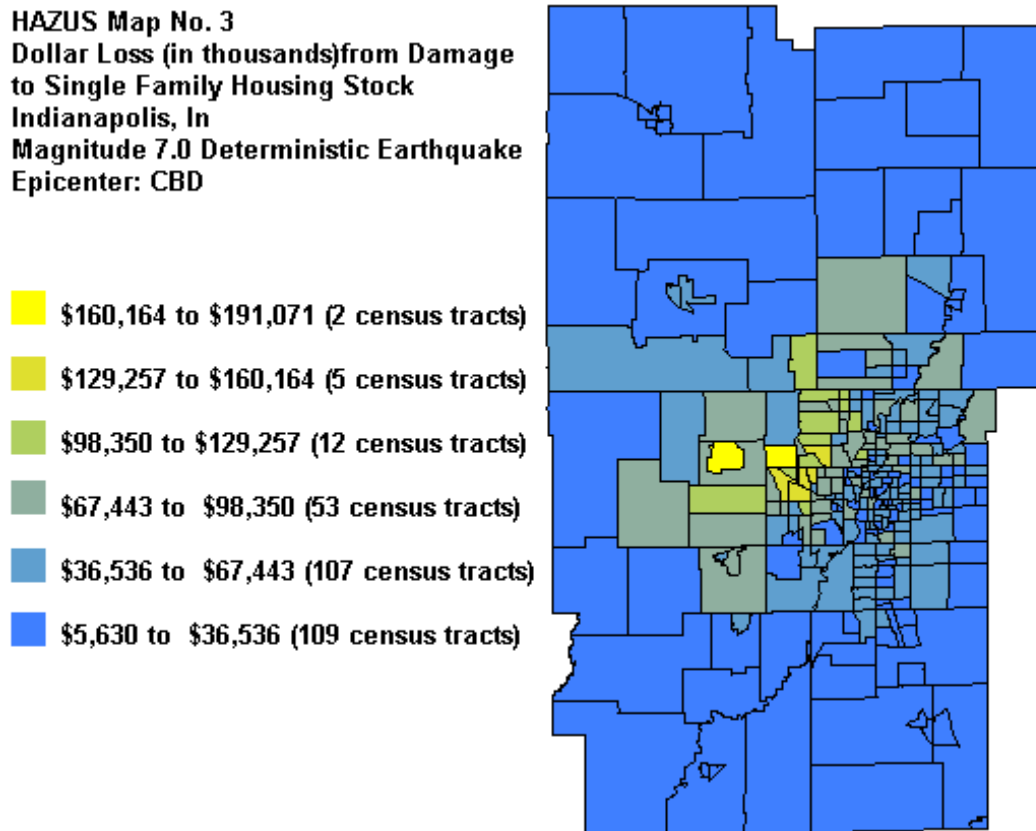


Figura 4.35: HAZUS. Mapa # 3. Pérdidas (en miles de dólares) de daño en viviendas unifamiliares. Indianápolis, magnitud 7.0. Terremoto determinístico.

Conclusión

El Análisis de Daño construido en HAZUS La pregunta: ¿Para qué la base técnica está determinando el daño del edificio para un evento de un terremoto dado en HAZUS? La respuesta: La determinación del daño de un edificio en HAZUS, está basado en una función de vulnerabilidad representada en tres gráficos: a) La curva del Pushover (representa las características estructurales del edificio) b) El espectro de respuesta amortiguado (representa la aceleración del suelo y su deformación) c) La curva de fragilidad (representa el daño esperado para la conducta dada de un tipo del edificio ejemplar) Sobreponiendo la curva del Pushover en el espectro de respuesta, mantiene dos valores de la conducta esperada del edificio: el desplazamiento esperado y la aceleración esperada. Estos dos valores (construidos desplazamiento y aceleración) se usa entonces como la entrada en la función de fragilidad para determinar el daño la probabilidad esperada. La pregunta: ¿Cómo se modela un complejo de edificios en un solo sitio, por ejemplo, un hospital complejo con dos o más medios? La respuesta: Cualquiera entra en cada facilidad separadamente con la información de tipo de edificio correspondiente, o especifica una sola entrada con el promedio pesado para el tipo del edificio basado en la longitud en pies cuadrados de cada edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

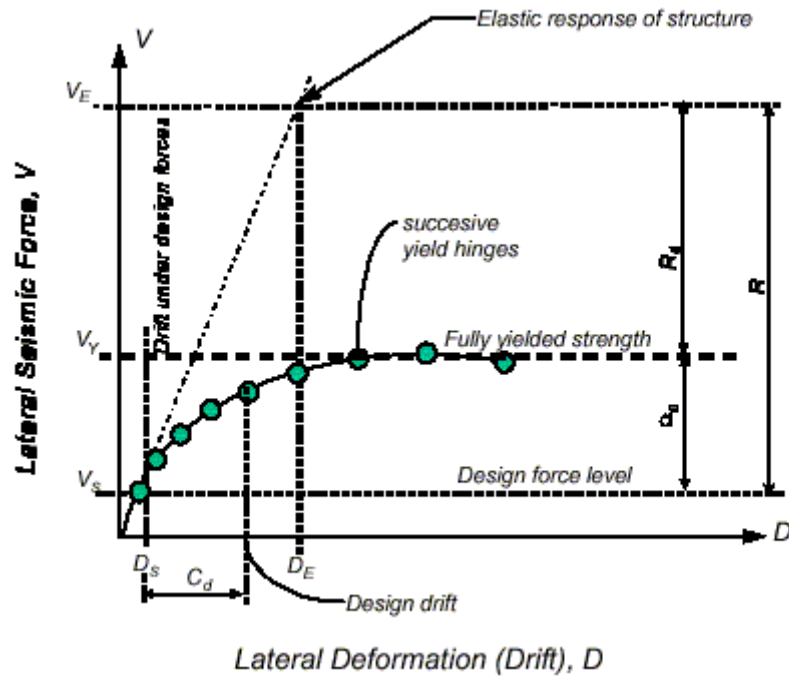


Figura 4.36: Curva fuerza-deformación inelástica.

FEMA 303

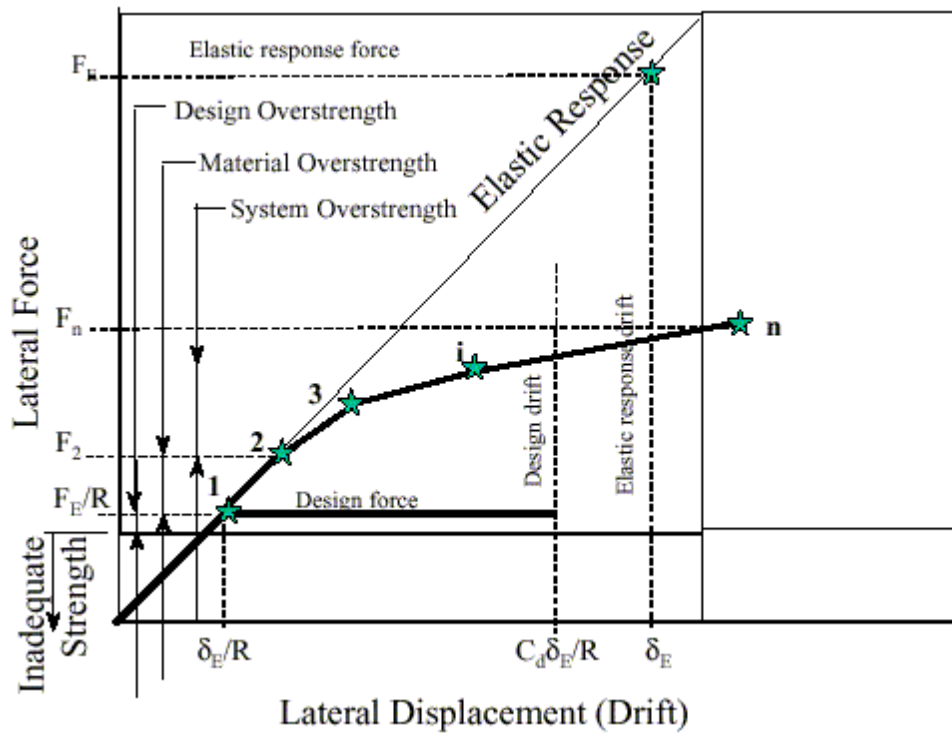


Figura 4.37: Factores que afectan el sobre-esfuerzo.

FEMA 303

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.
Ejemplos de Evaluación de Desempeño

UNIVERSITY AT BUFFALO SCHOOL OF ENGINEERING AND APPLIED SCIENCES
Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering
212 Ketter Hall, North Campus, Buffalo, NY 14260-4300 Fax: (716) 645-3733 Tel: (716) 645-2114, X 2400
<http://www.civil.buffalo.edu>

Civil, Structural & Environmental Engineering
U B
University at Buffalo

Examples of Performance Evaluation

Andrei M. Reinhorn Pd.D. P.Eng.
Professor and Chairman
University at Buffalo
USA

From ATC 40 (1996) Vol 2 Appendix D


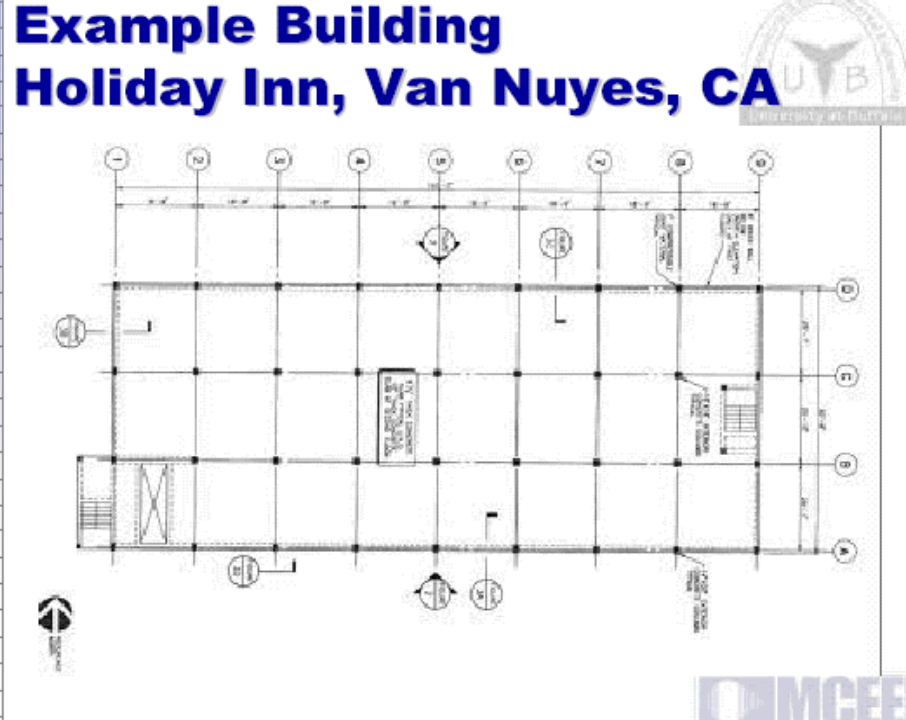


Figura 4.38: Ejemplos de Evaluación de Desempeño por A. M. Reinhorn.

Example Building Holiday Inn, Van Nuyes, CA



From ATC 40 (1996) Vol 2 Appendix D




Figura 4.39: Planta del edificio.

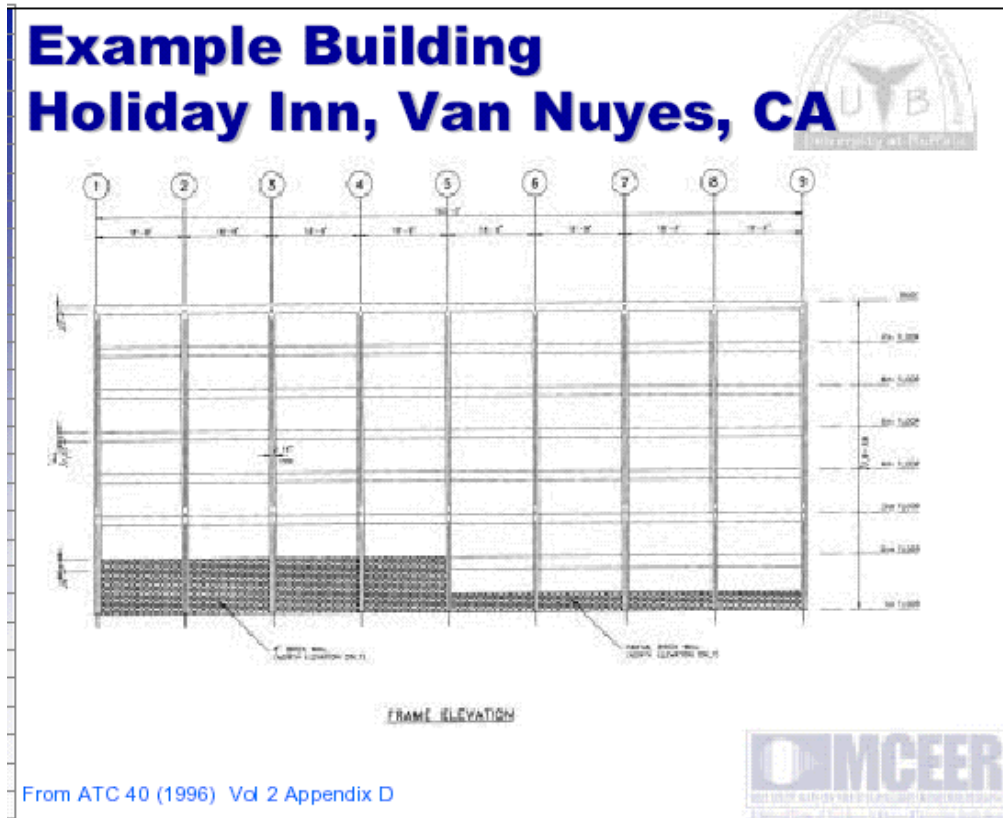


Figura 4.40: Elevación de un pórtico.

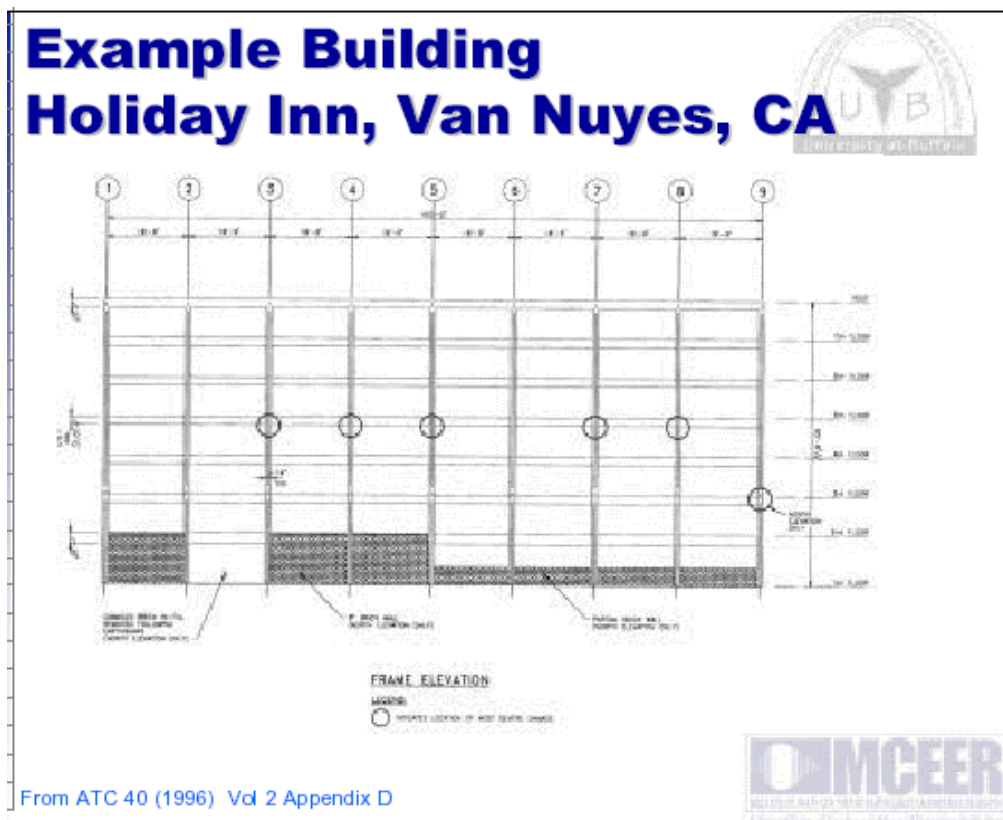


Figura 4.41: Elevación de un pórtico.

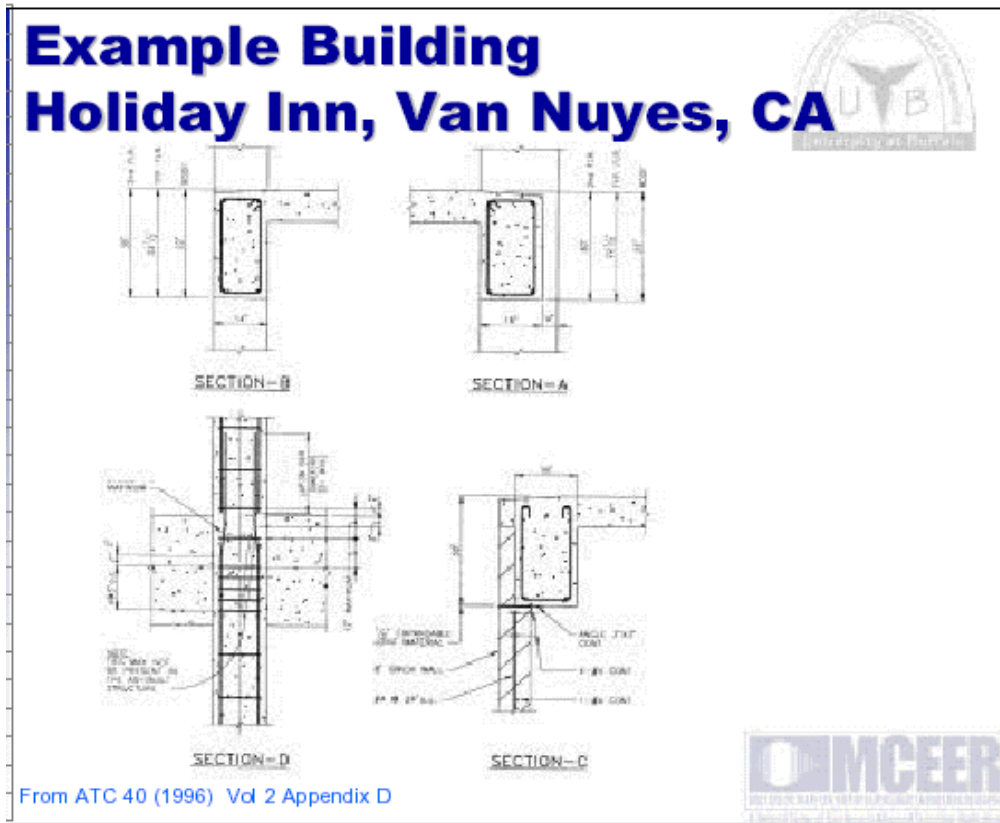


Figura 4.42: Detalle de secciones de vigas y columnas de concreto reforzado.

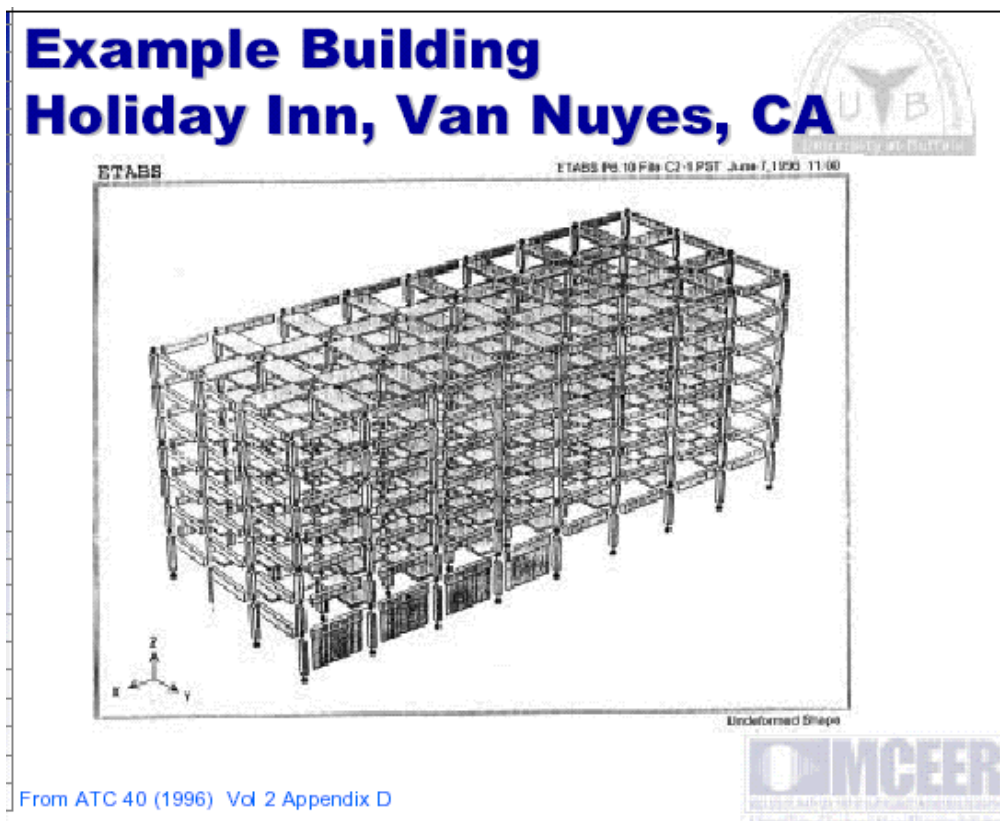


Figura 4.43: No deformada del edificio 3D en ETABS.

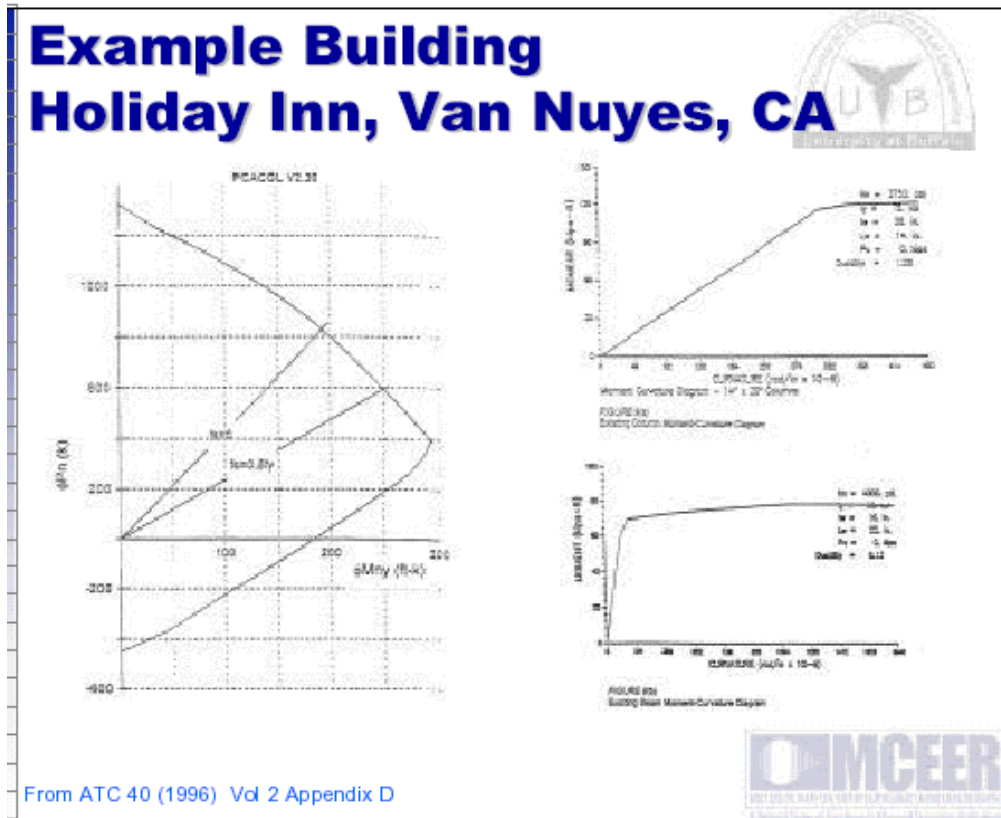


Figura 4.44: Diagramas de los elementos.

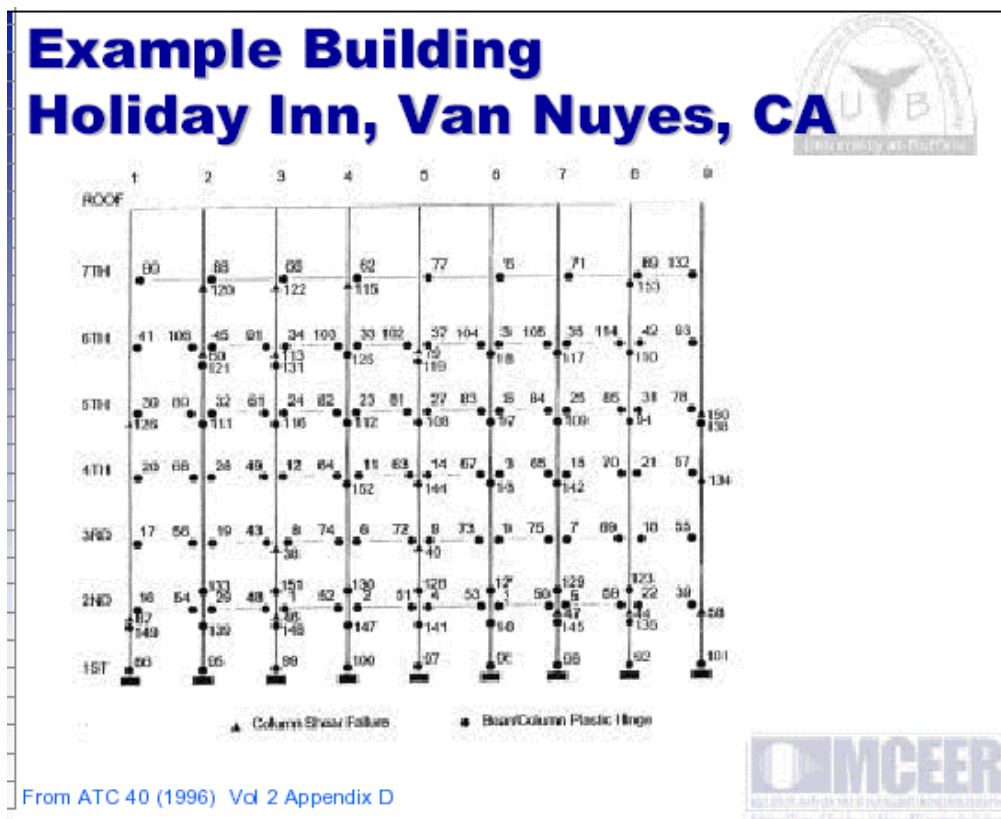


Figura 4.45: Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas en el pórtico.

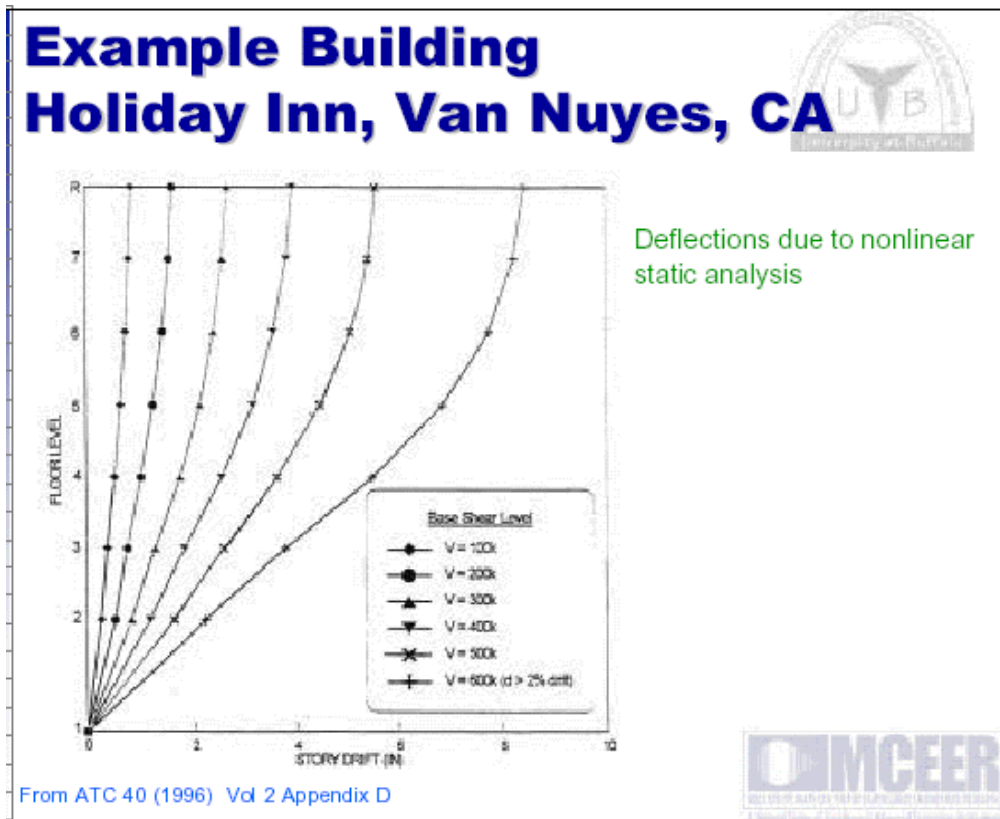


Figura 4.46: Deflexiones debido al análisis estático no lineal.

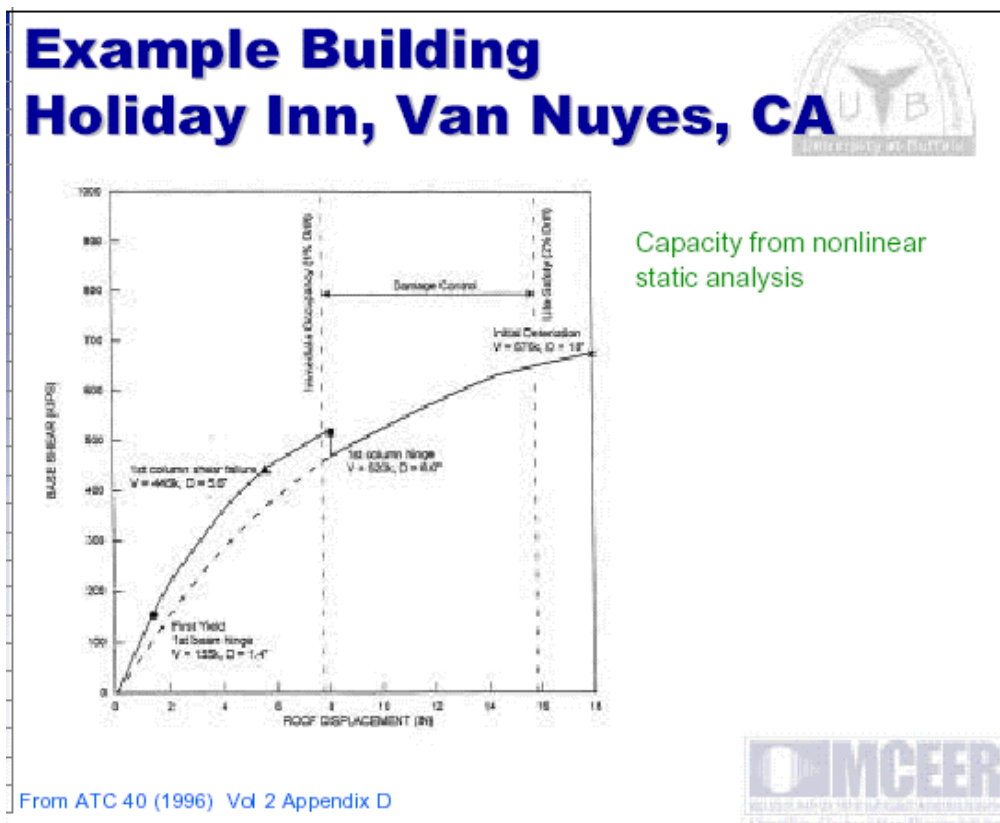


Figura 4.47: Capacidad del análisis estático no lineal.

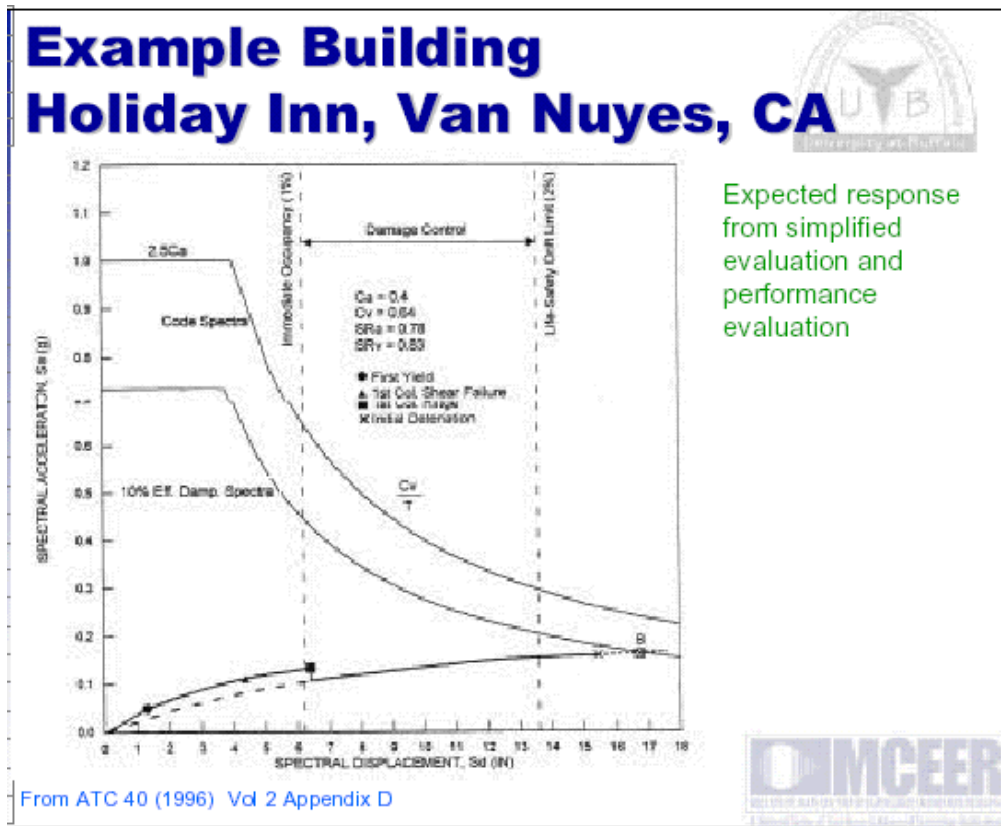


Figura 4.48: Respuesta esperada de la evaluación simplificada y evaluación de desempeño. Desempeño 0.18 g ~ M = 5.9.

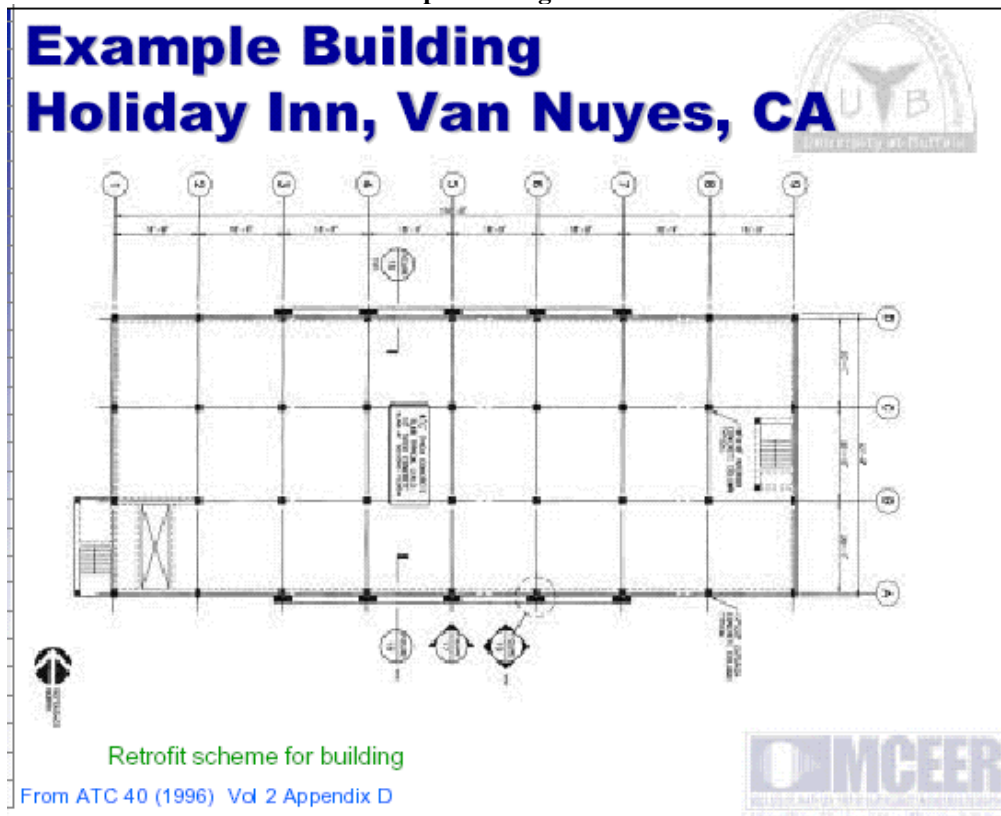


Figura 4.49: Mejoramiento sistemático para el edificio en las fachadas (plano en planta).

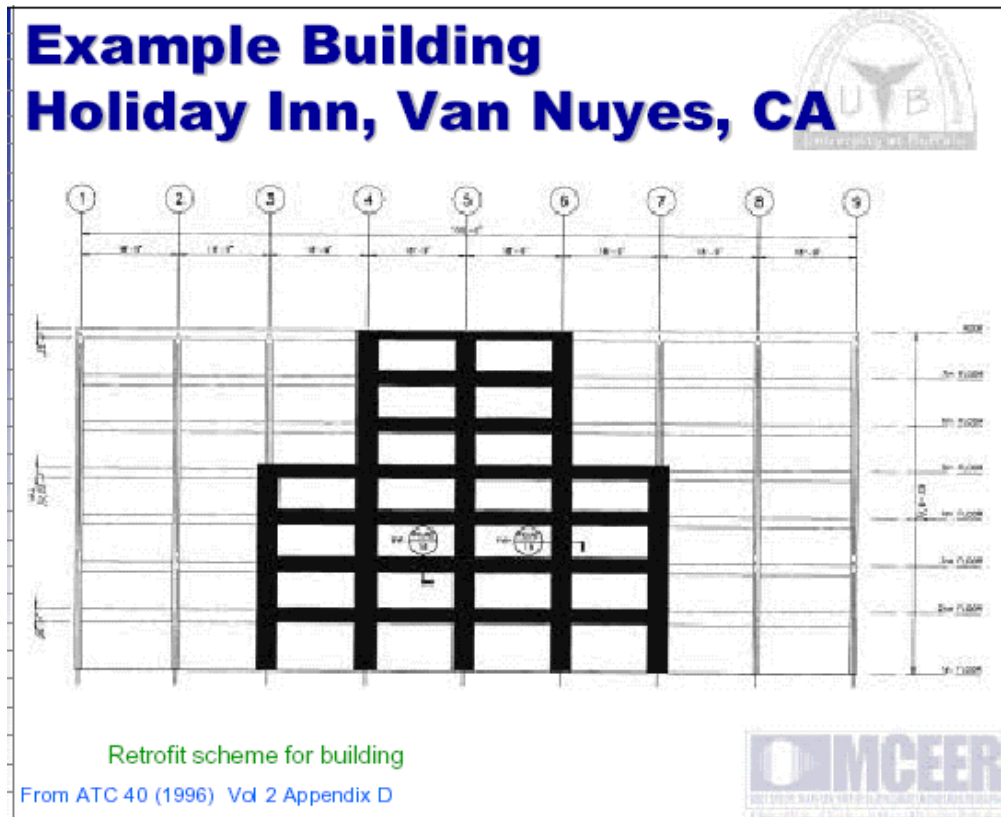


Figura 4.50: Mejoramiento sistemático para el edificio (plano en elevación).

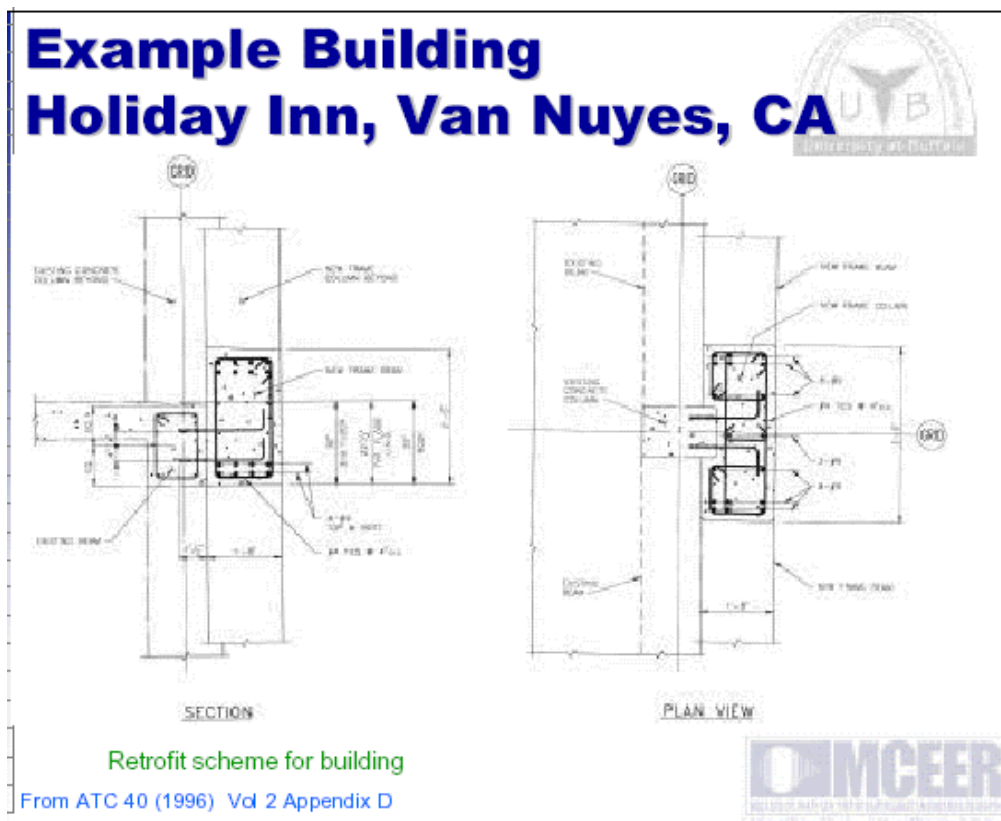


Figura 4.51: Planos de detalle del mejoramiento sistemático vista en planta y sección.

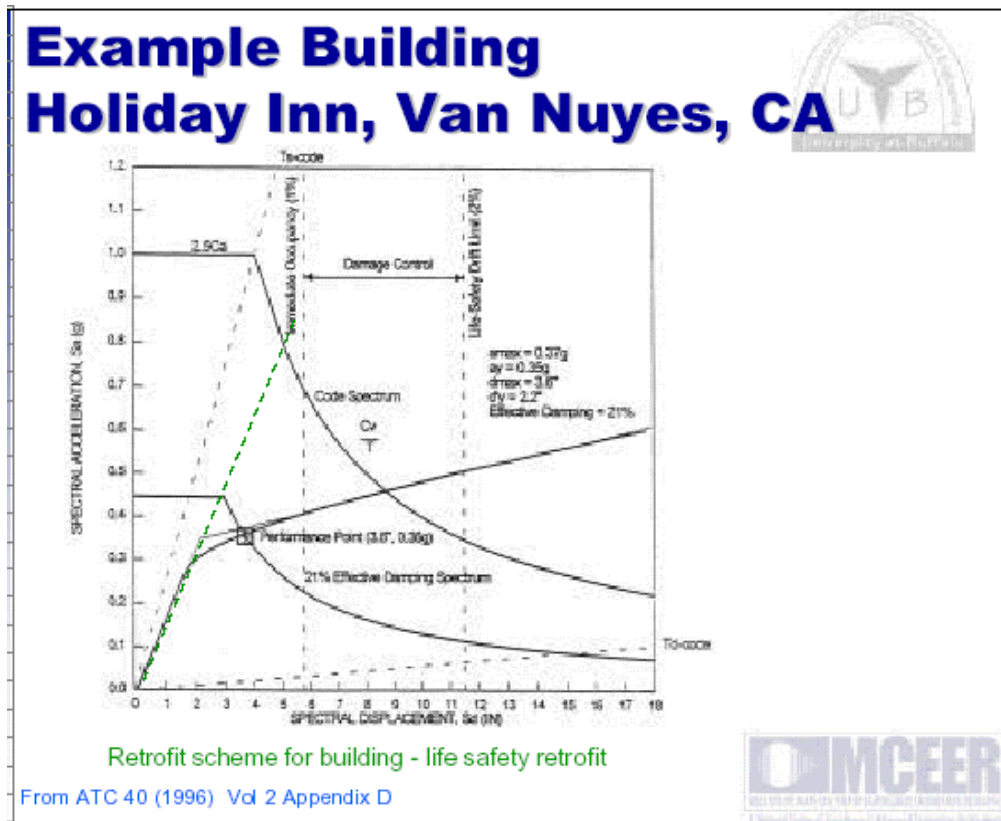


Figura 4.52: Mejoramiento sistemático del edificio. Mejoramiento para seguridad de vida. Desempeño 0.35g ~ M = 6.4.

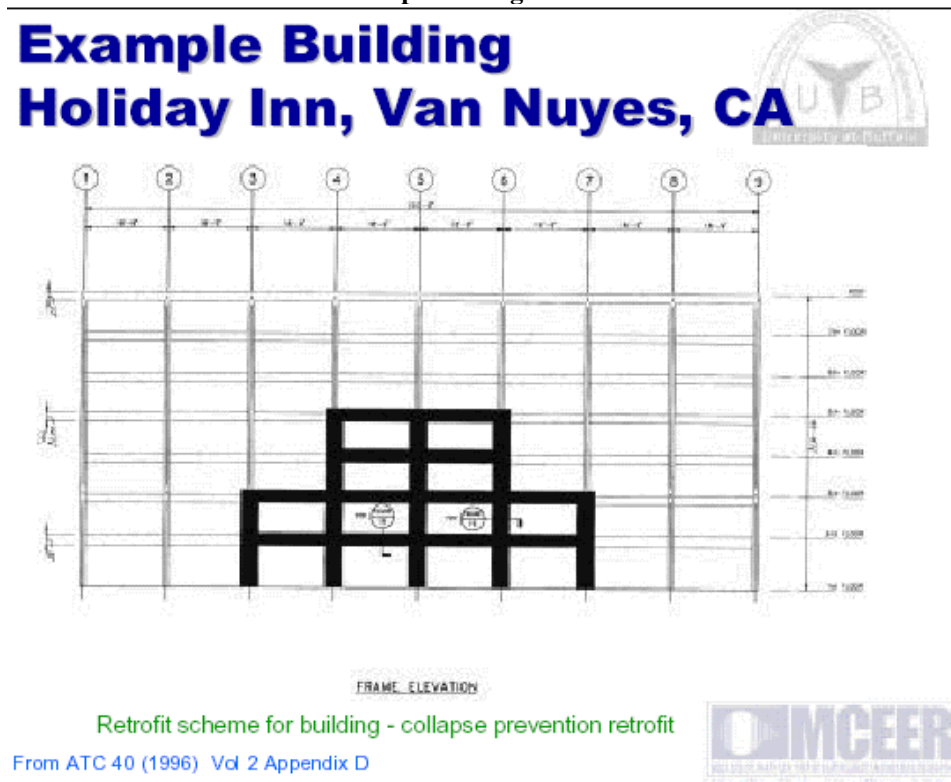


Figura 4.53: Mejoramiento sistemático para el edificio. Mejoramiento para prevención de colapso.

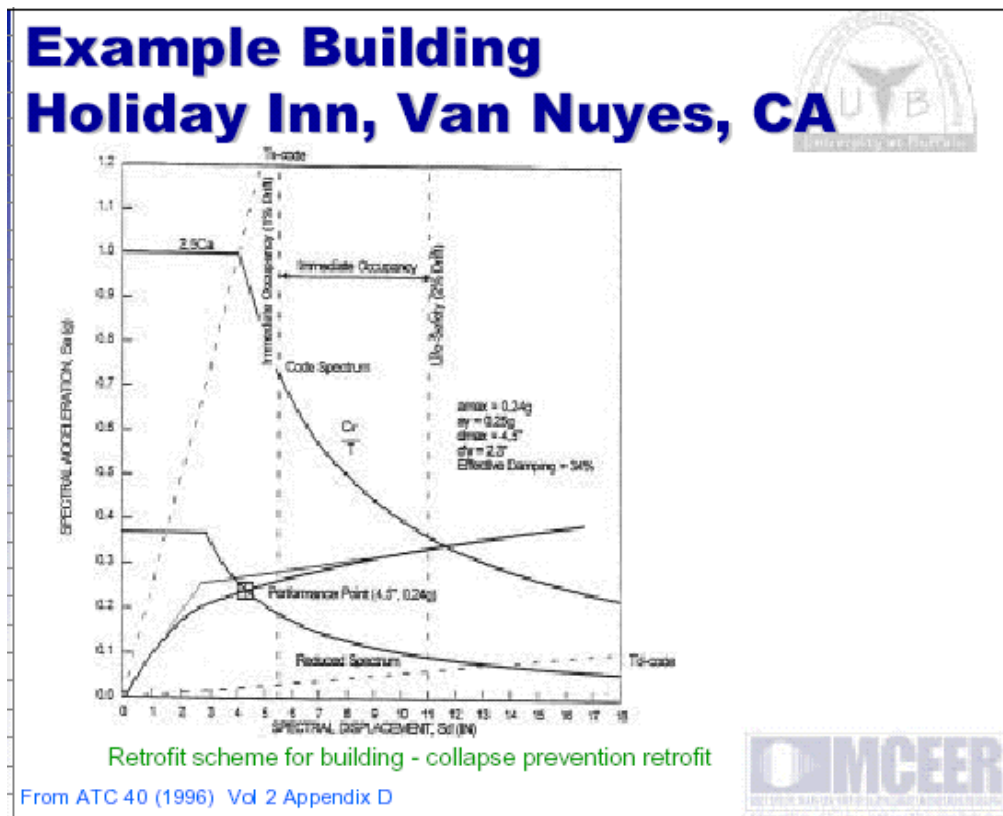


Figura 4.54: Mejoramiento sistemático para el edificio. Mejoramiento para prevención de colapso. Desempeño 0.24g ~ M = 6.2.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Figuras del ejemplo práctico edificio en Quito, diseño sismorresistente y análisis de vigas y columnas en SAP 2000 V.7.4 utilizando el análisis Pushover

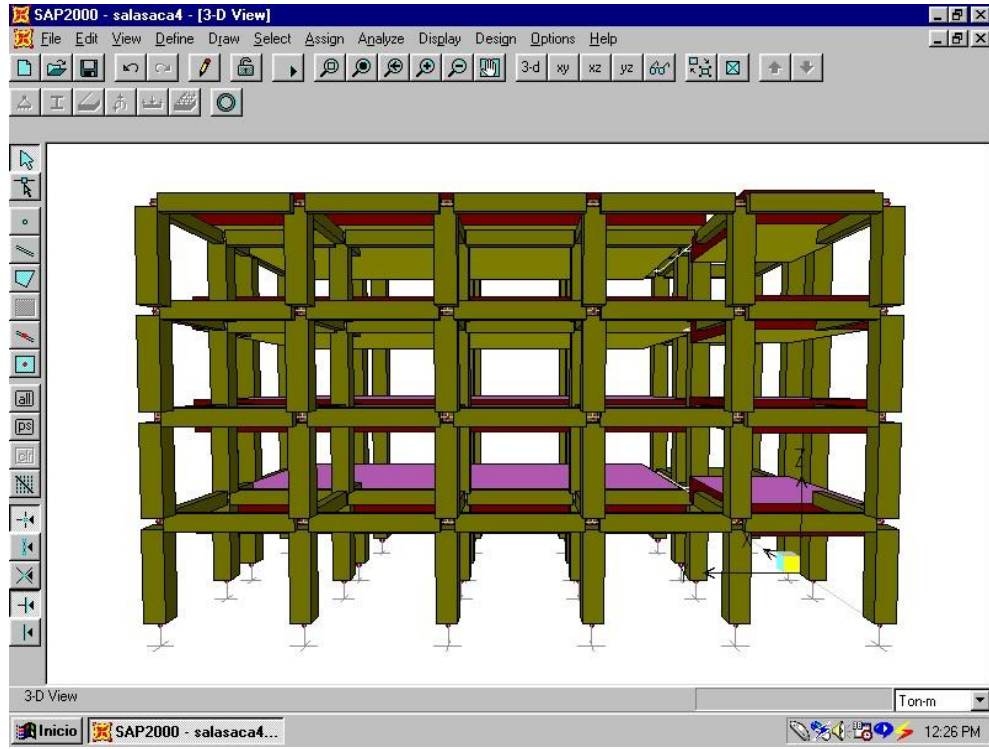


Figura 4.55: Pórtico espacial. Secciones de vigas, columnas y losas en el plano X-Z.

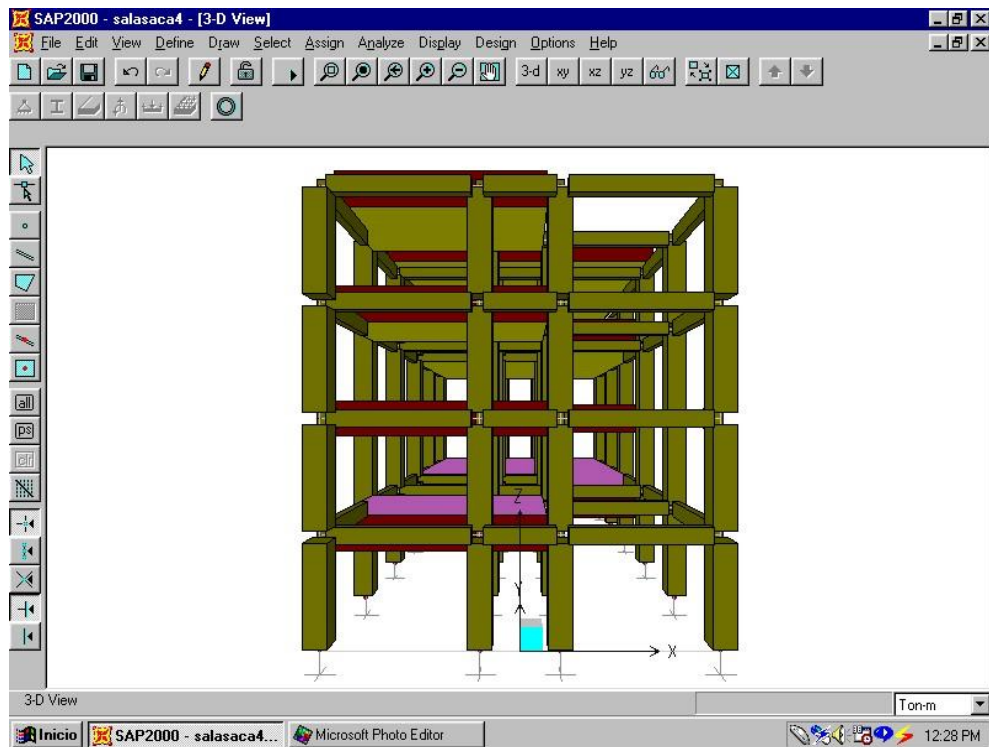


Figura 4.56: Pórtico espacial. Secciones de vigas, columnas y losas en el plano Y-Z.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

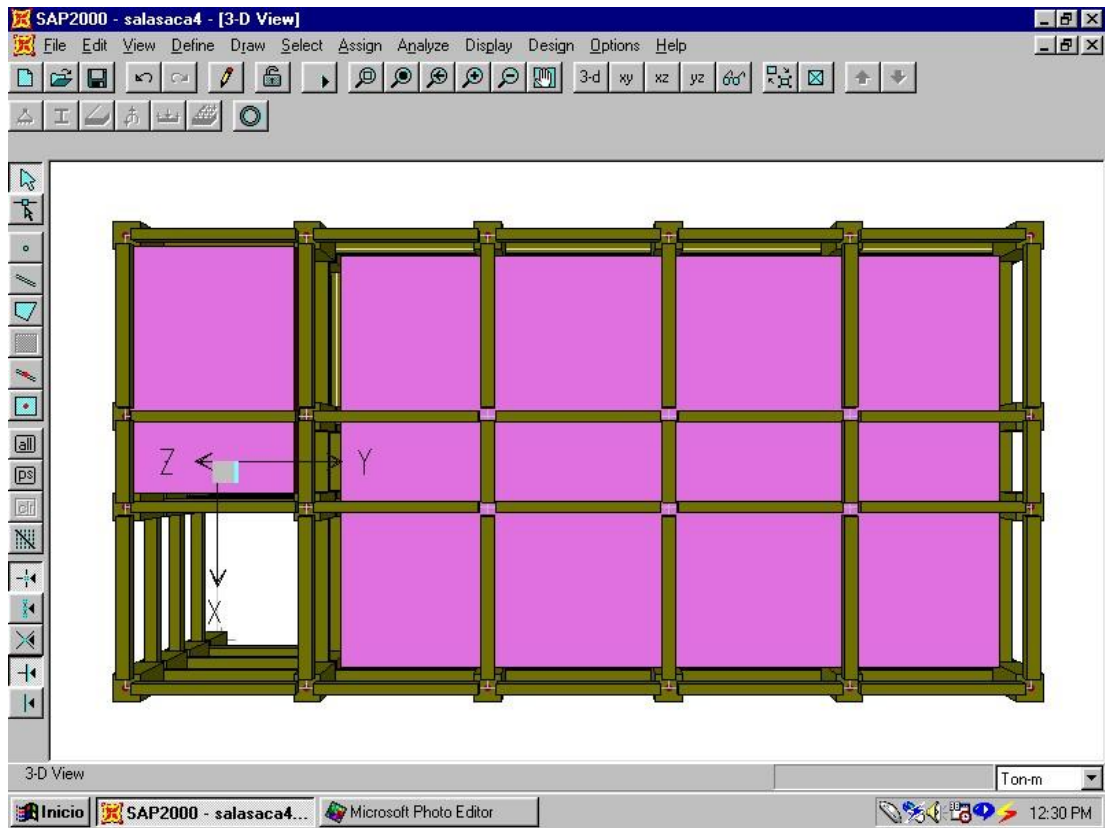


Figura 4.57: Pórtico espacial. Secciones de vigas, columnas y losas en el plano X-Y.

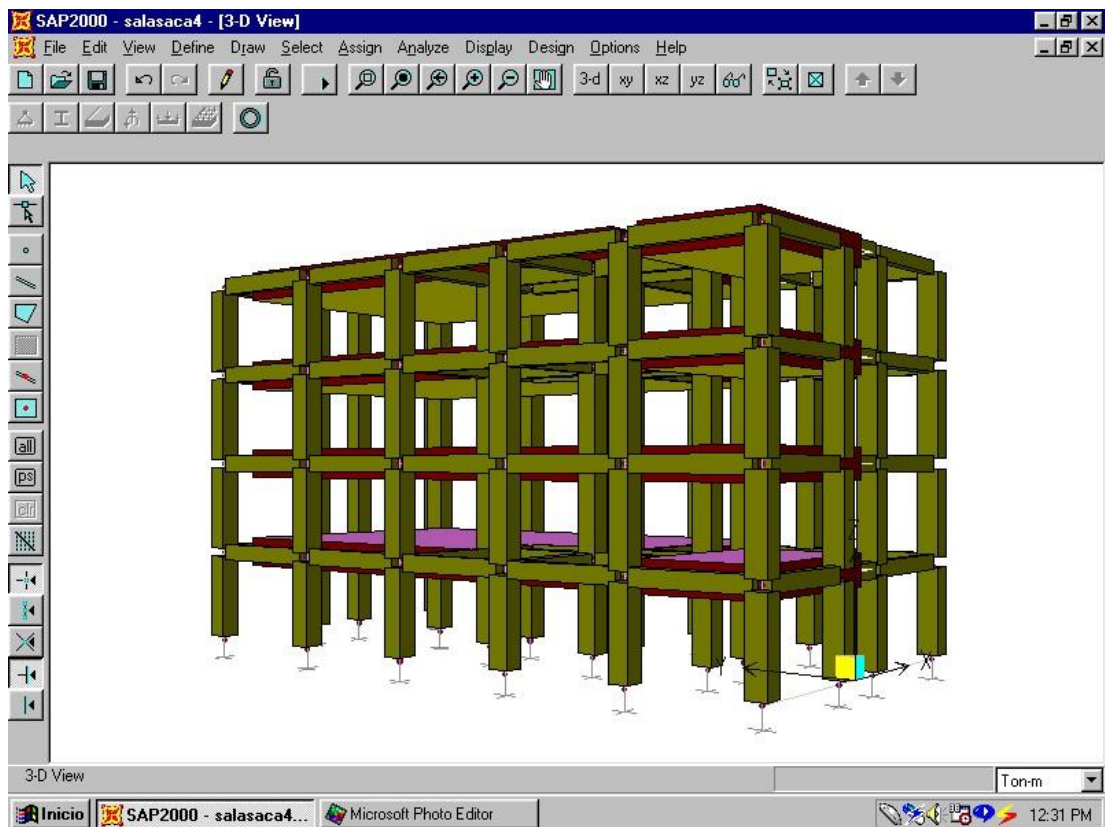


Figura 4.58: Pórtico espacial. Secciones de vigas, columnas y losas (perspectiva).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

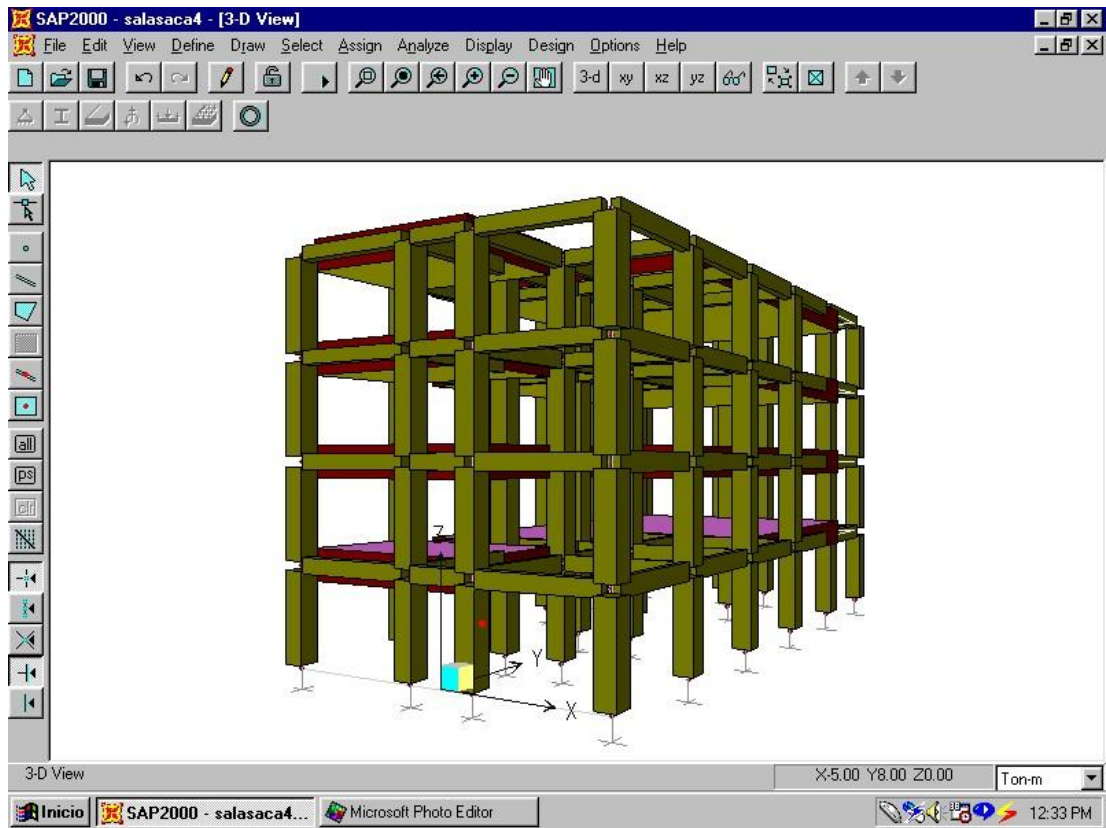


Figura 4.59: Pórtico espacial. Secciones de vigas, columnas y losas (perspectiva).

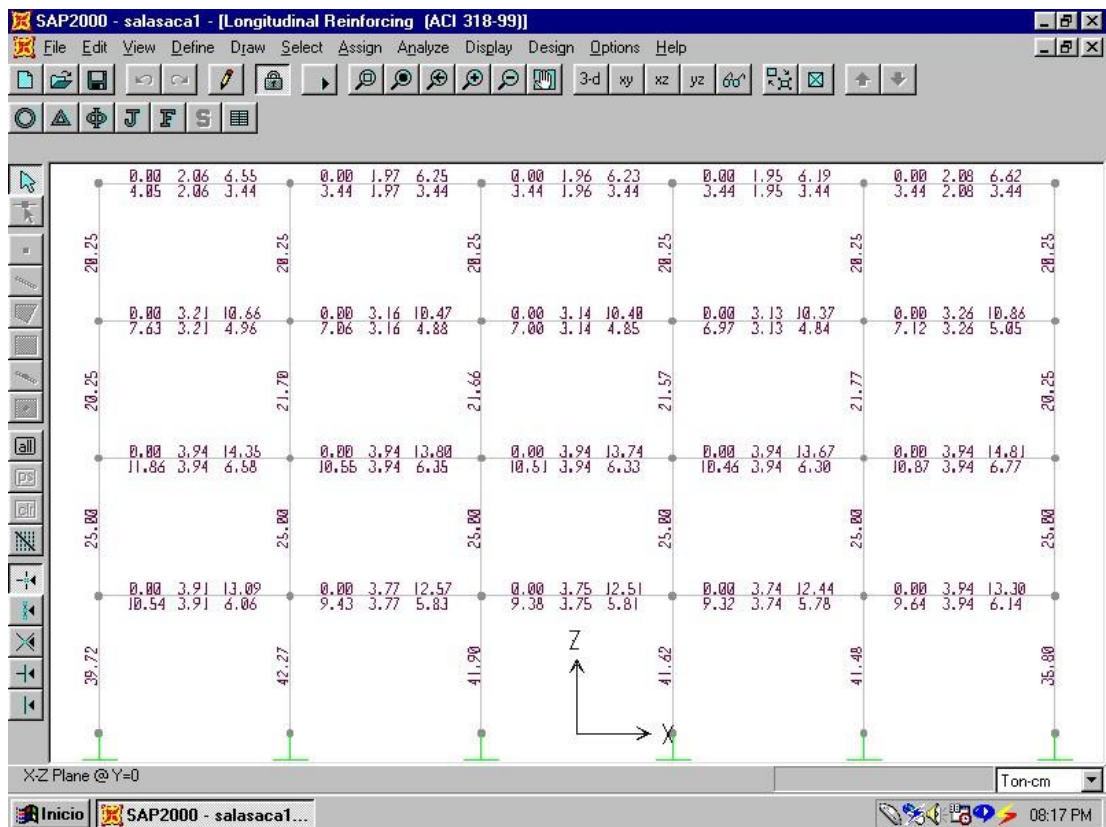


Figura 4.60: Reforzamiento longitudinal ACI 318-99 (vigas y columnas).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

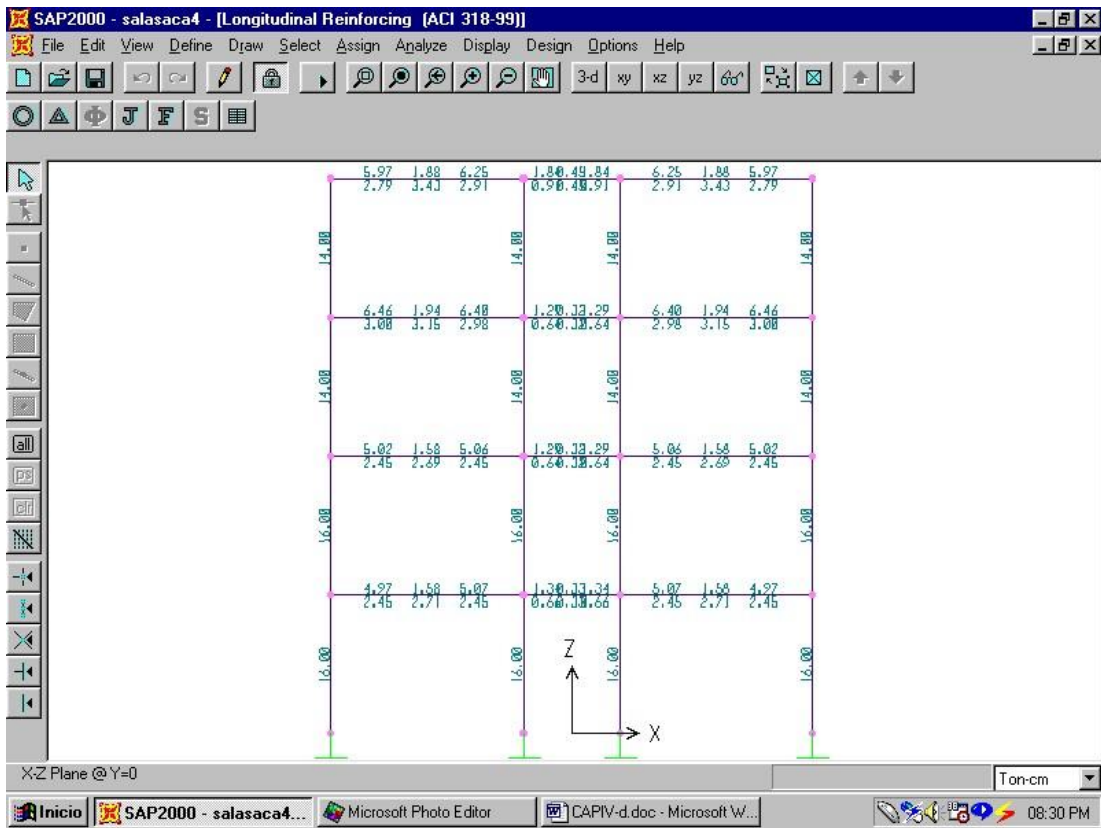


Figura 4.61: Reforzamiento longitudinal ACI 318-99 (vigas y columnas).

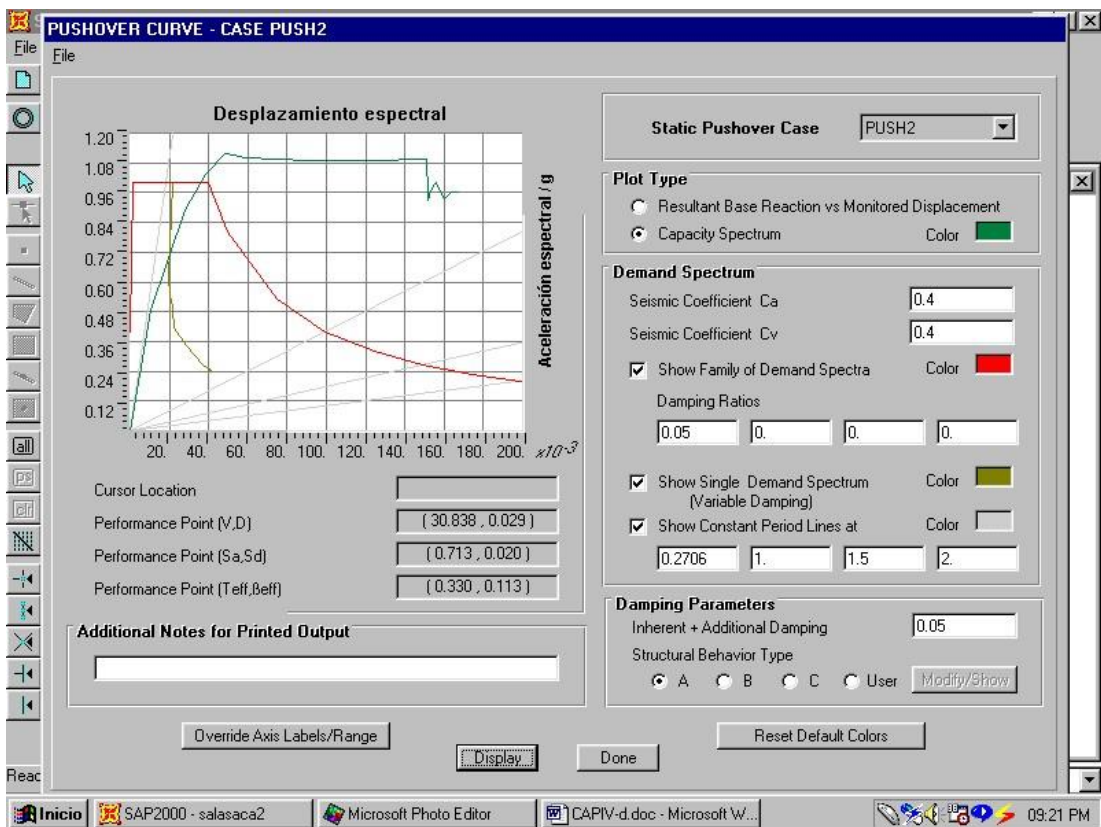


Figura 4.62: Curva Pushover y espectro de demanda. Caso Push2.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

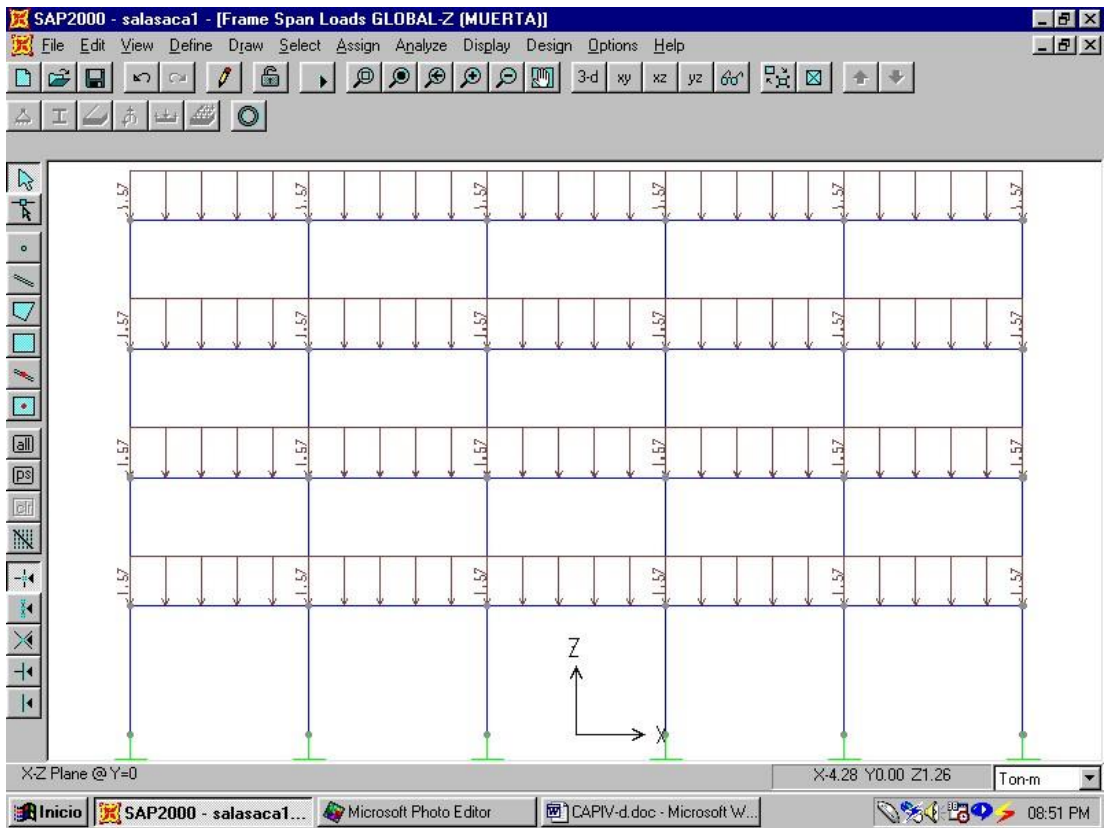


Figura 4.63: Carga muerta en la estructura.

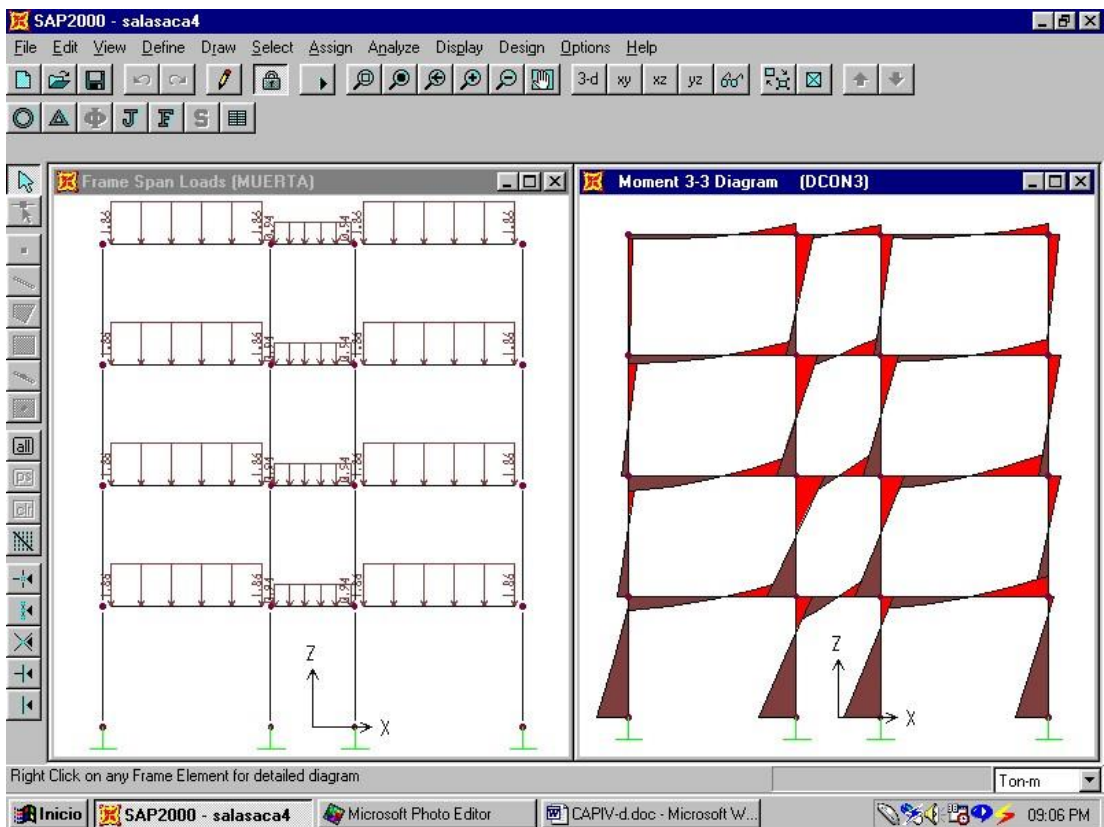


Figura 4.64: Carga muerta y diagrama momento 3-3 con combo 3.

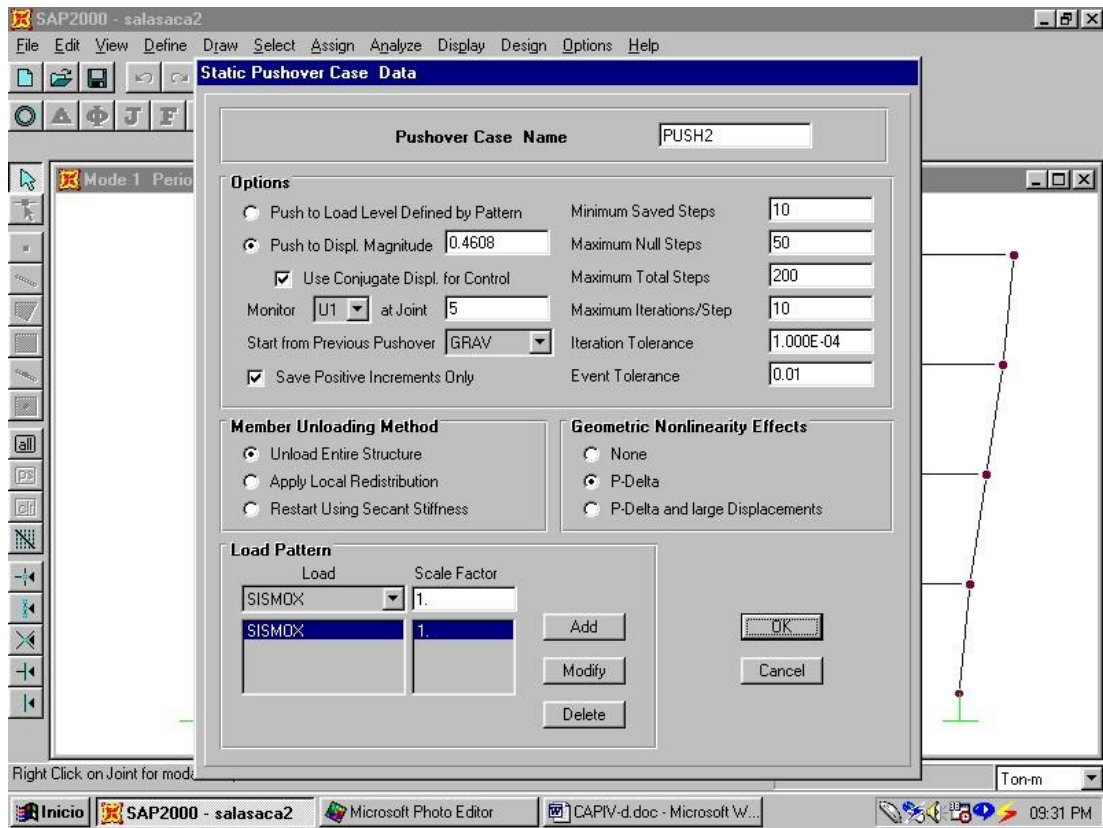


Figura 4.65: Datos del caso estático Pushover.

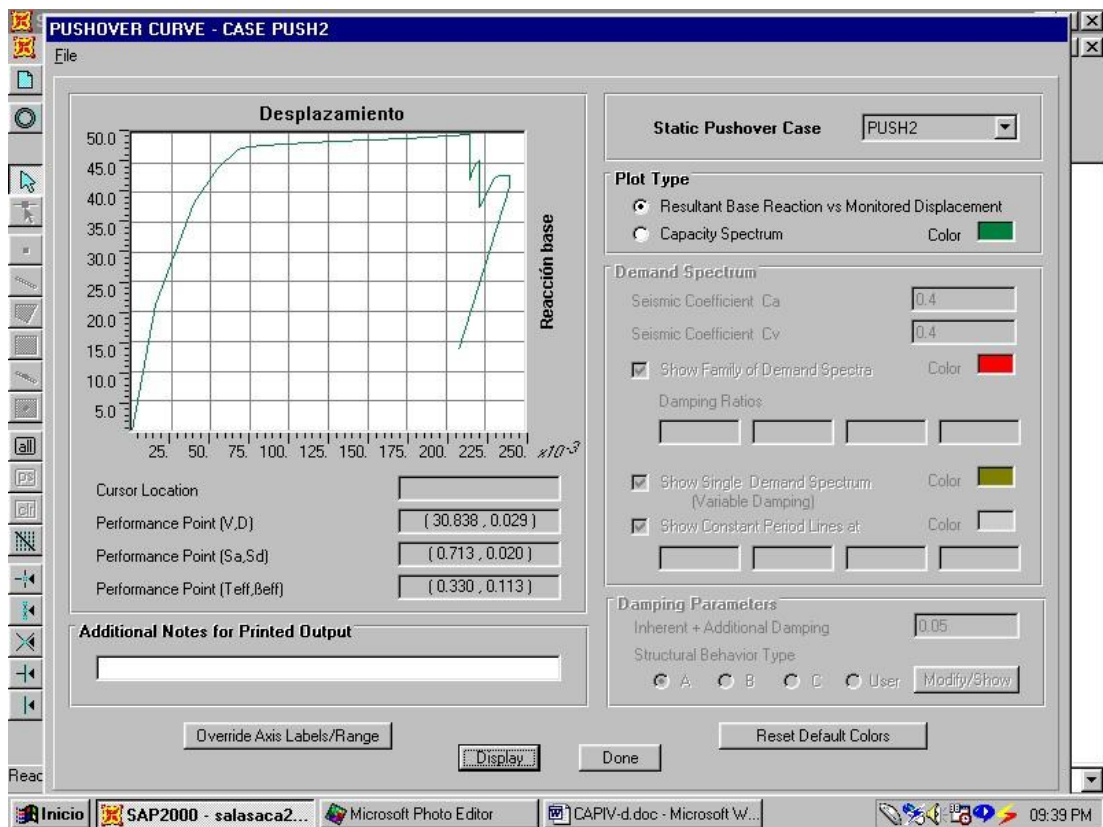


Figura 4.66: Curva Pushover caso Push2.

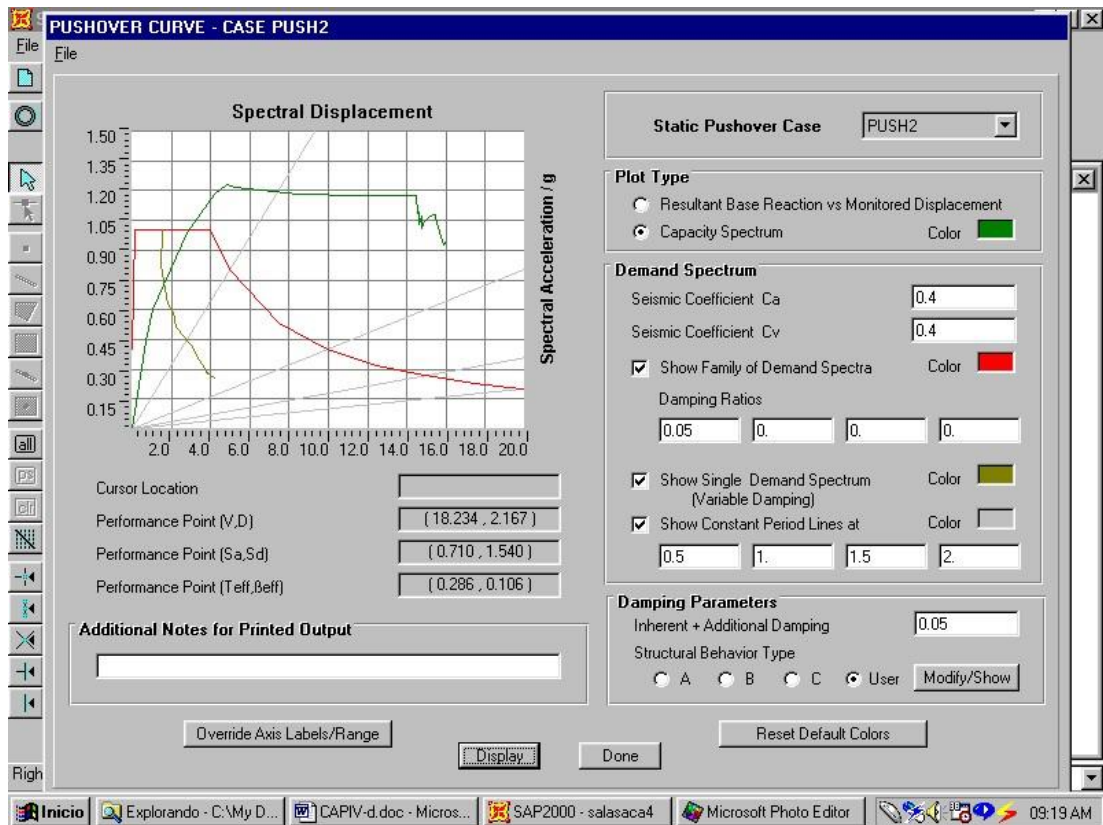


Figura 4.67: Curva Pushover caso Push2 y curva de capacidad espectral.

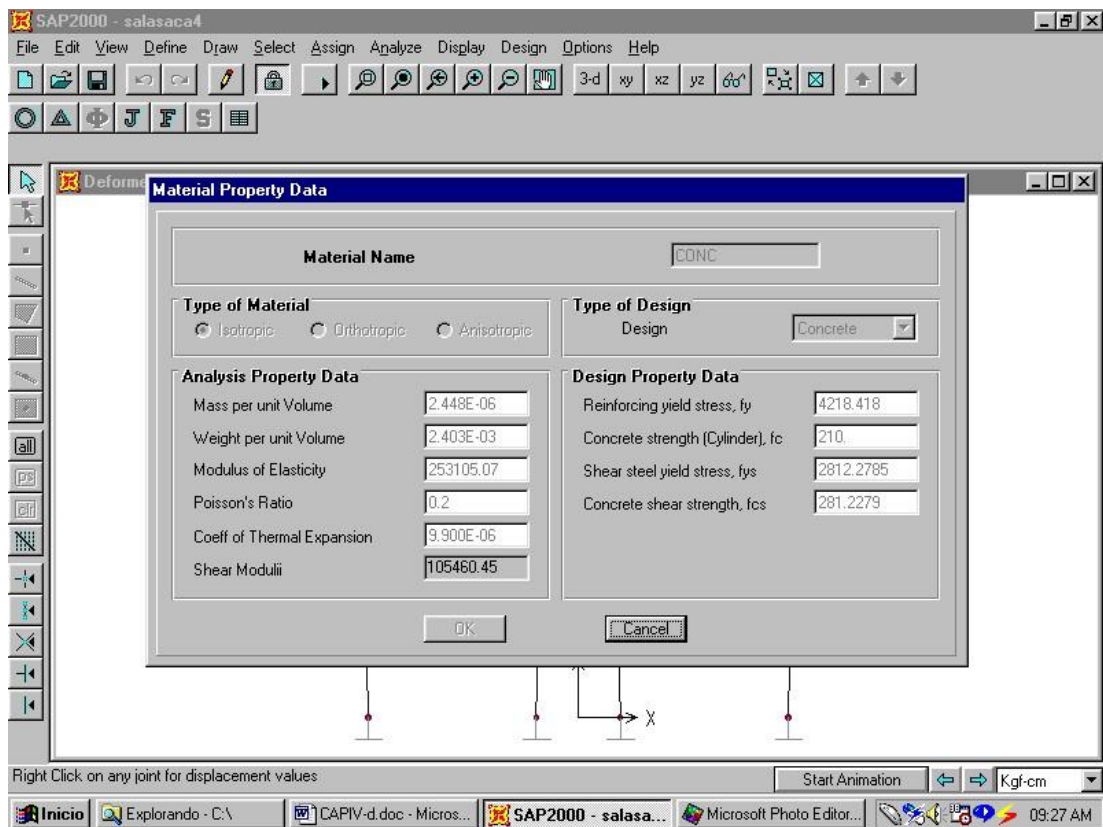


Figura 4.68: Datos de propiedades del material (concreto).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

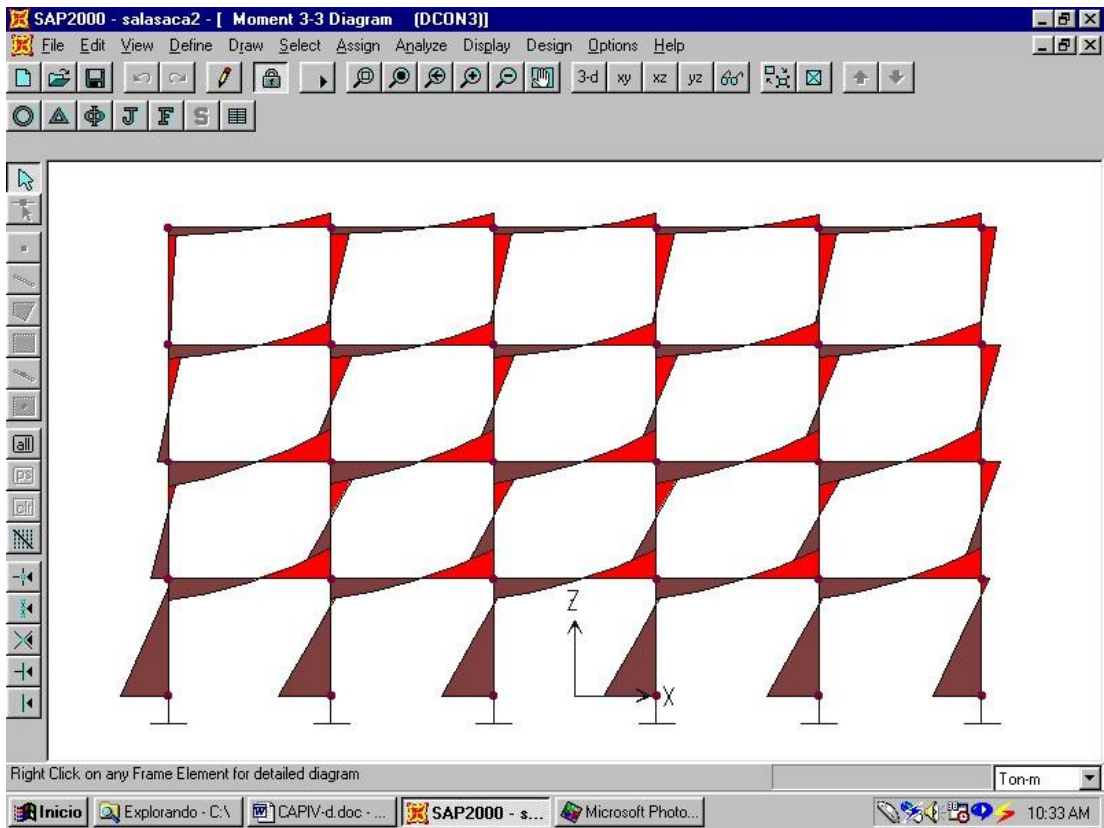


Figura 4.69: Diagrama momento 3-3 con combo 3.

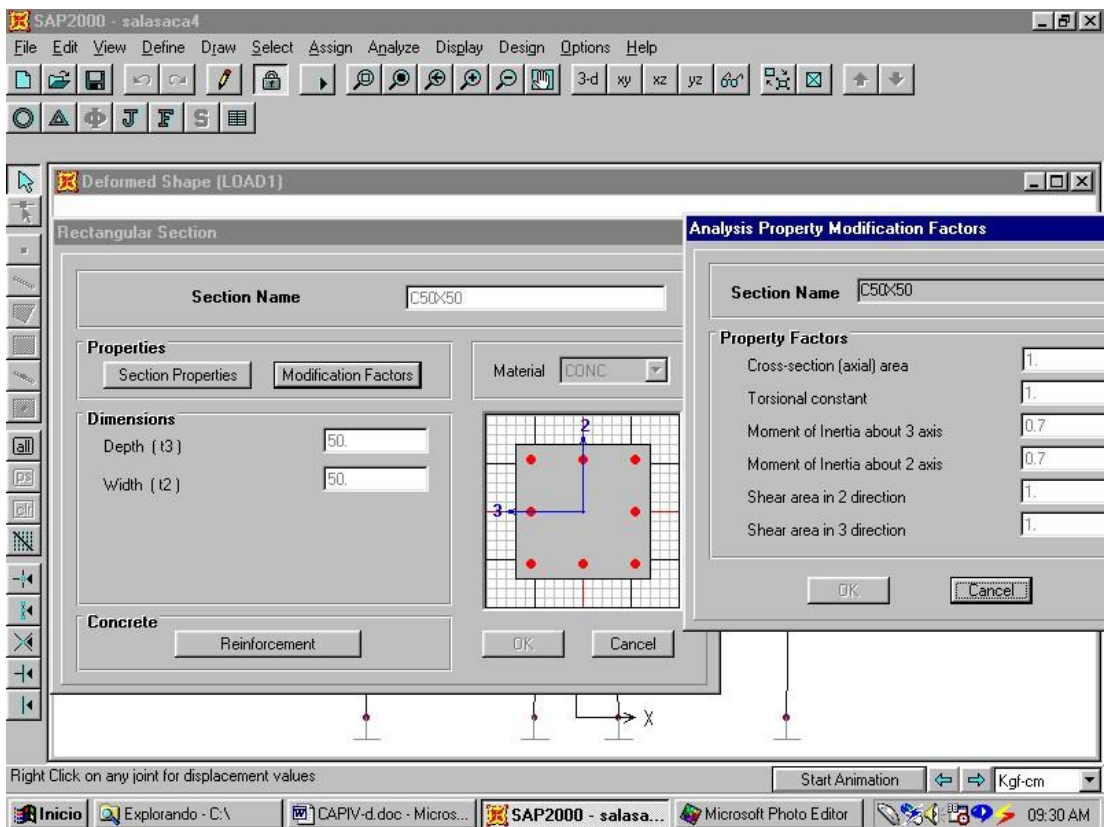


Figura 4.70: Propiedades de la sección y factores de modificación (columnas).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

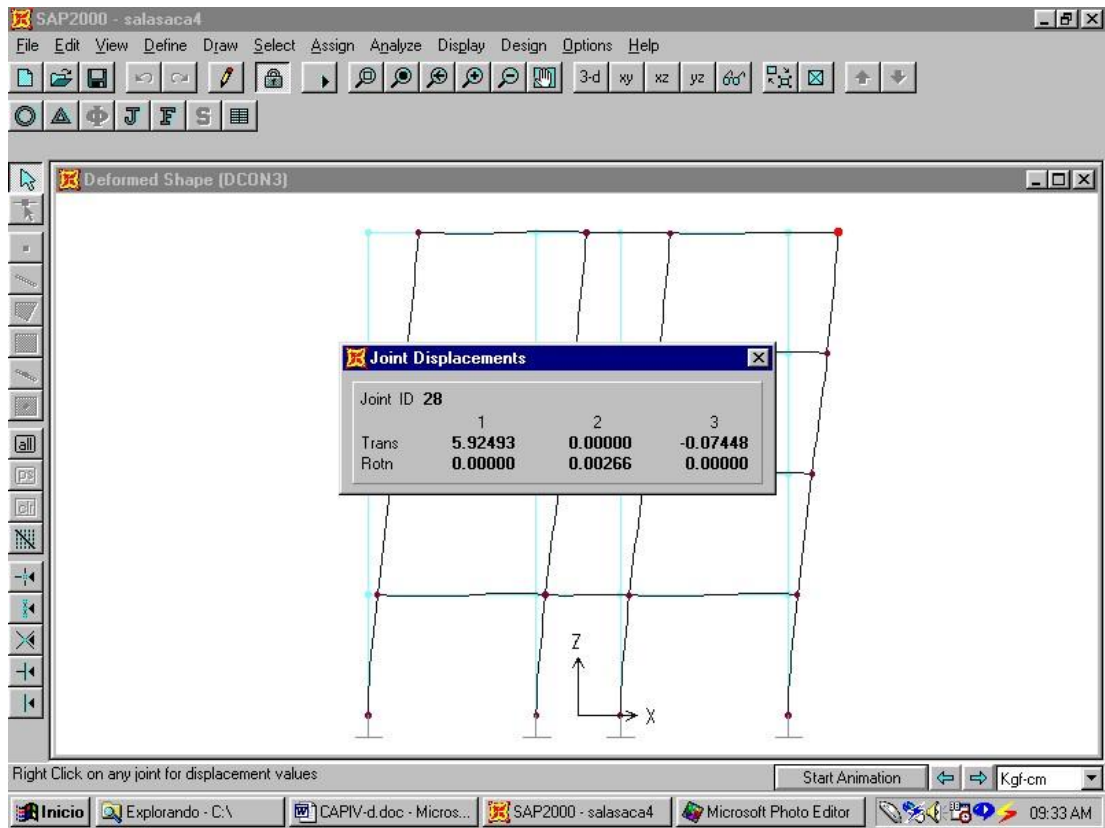


Figura 4.71: Desplazamiento en el nudo superior de la estructura con combo 3.

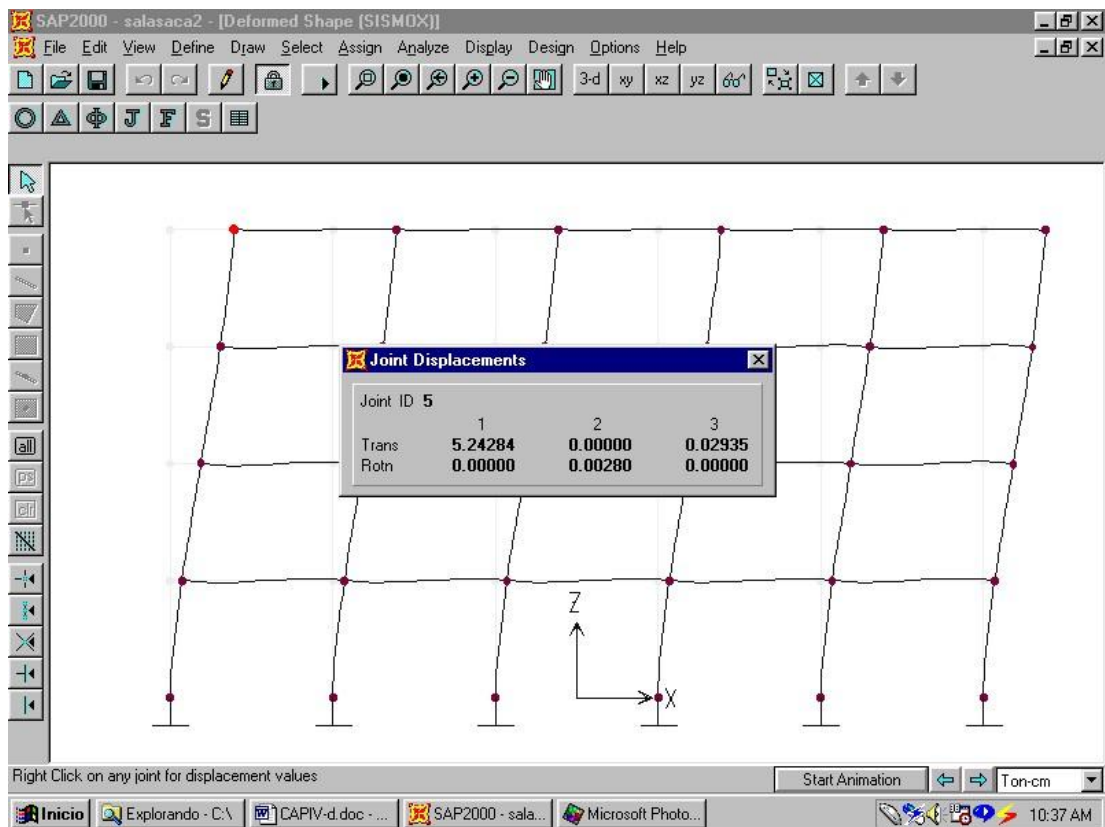


Figura 4.72: Desplazamiento en el nudo superior de la estructura con sismo en X.

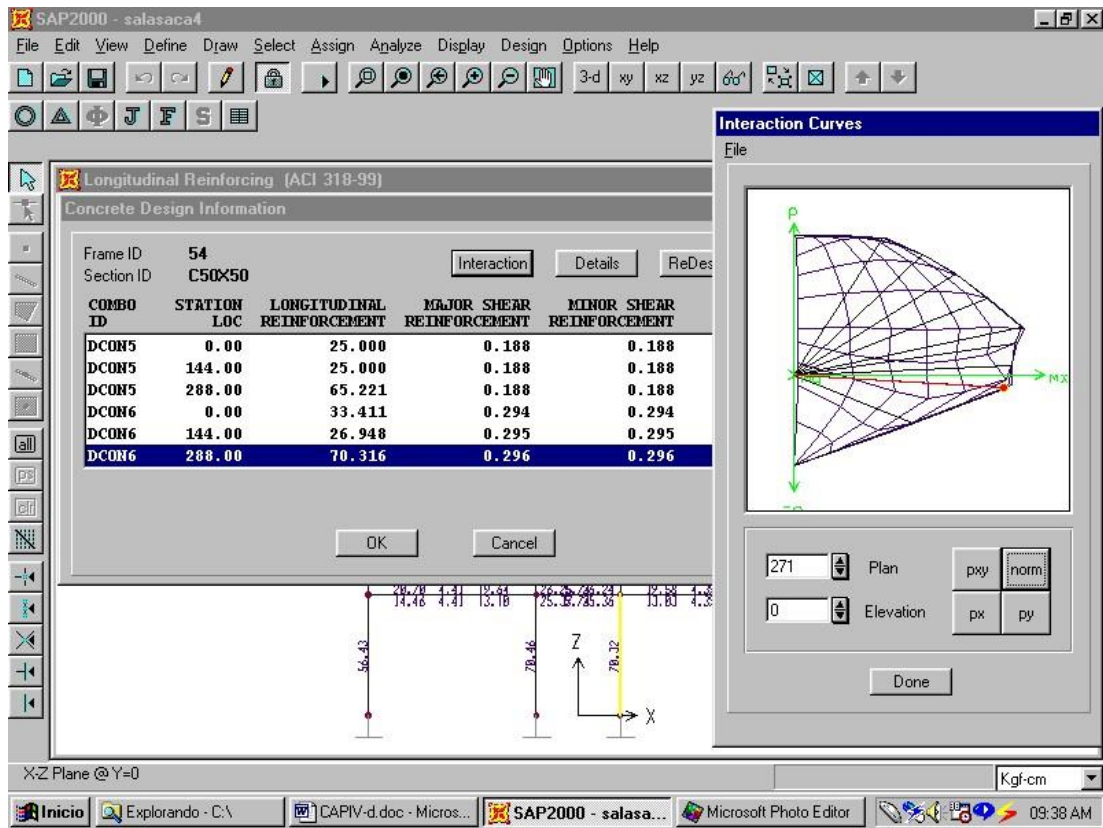


Figura 4.73: Curvas de interacción de la columna 50 x 50 en sentido Y-Z.

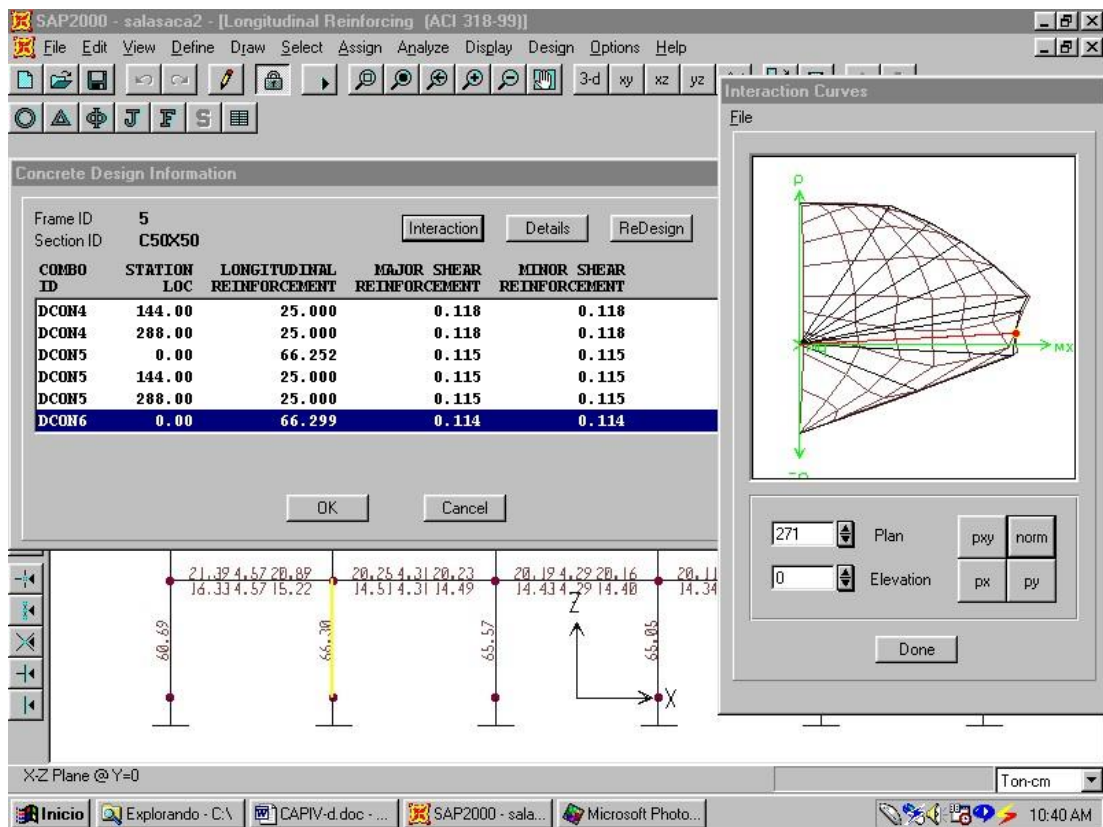


Figura 4.74: Curvas de interacción de la columna 50 x 50 en sentido X-Z.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

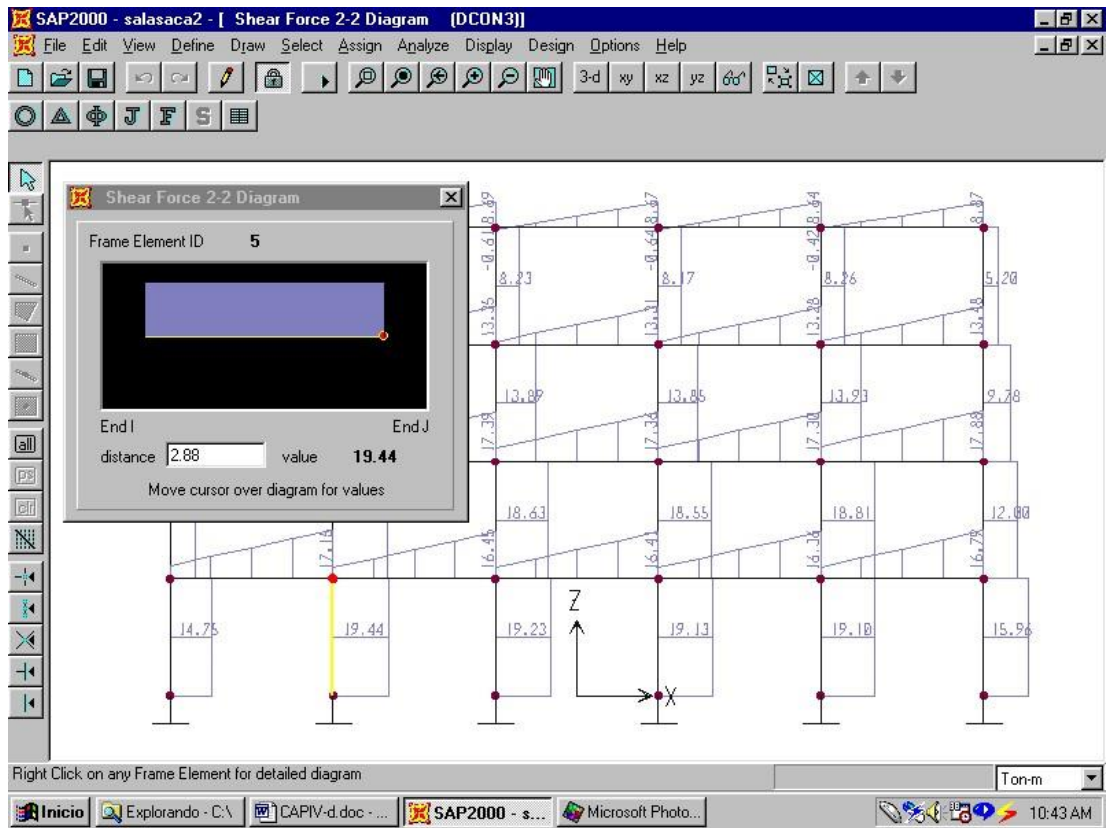


Figura 4.75: Diagrama de corte 2-2 con combo 3.

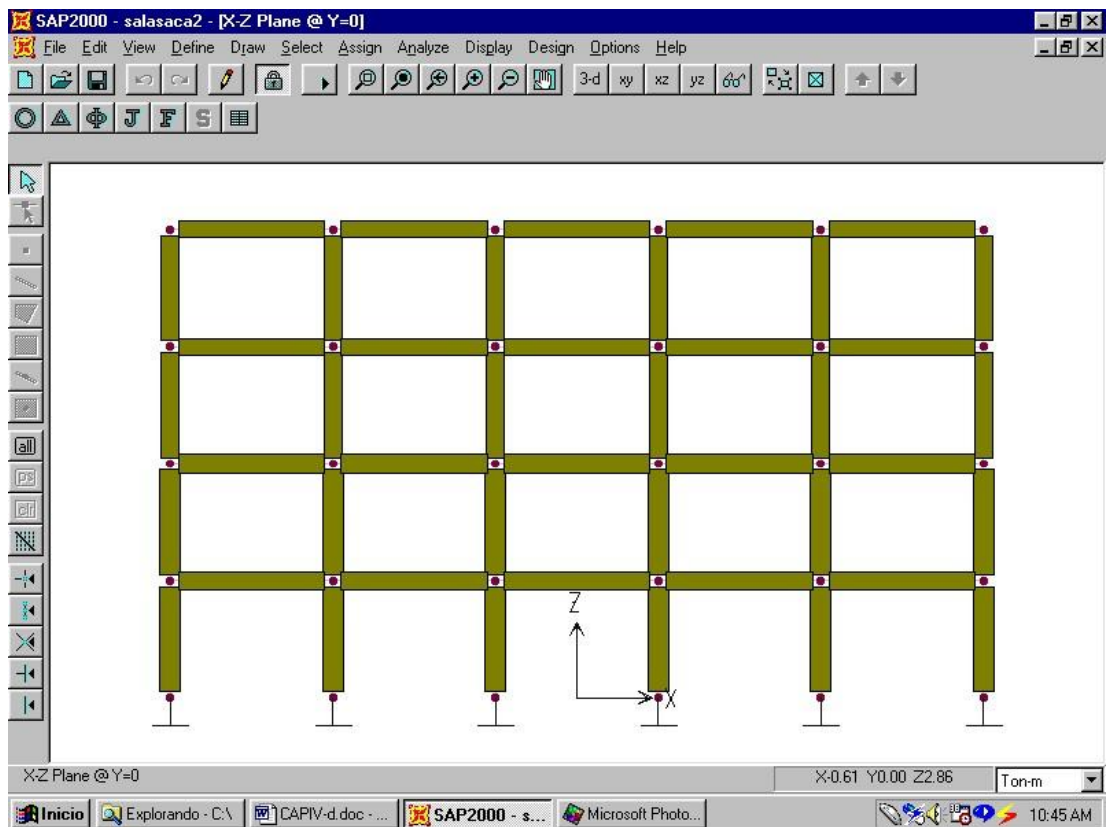


Figura 4.76: Secciones de vigas y columnas plano X-Z.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

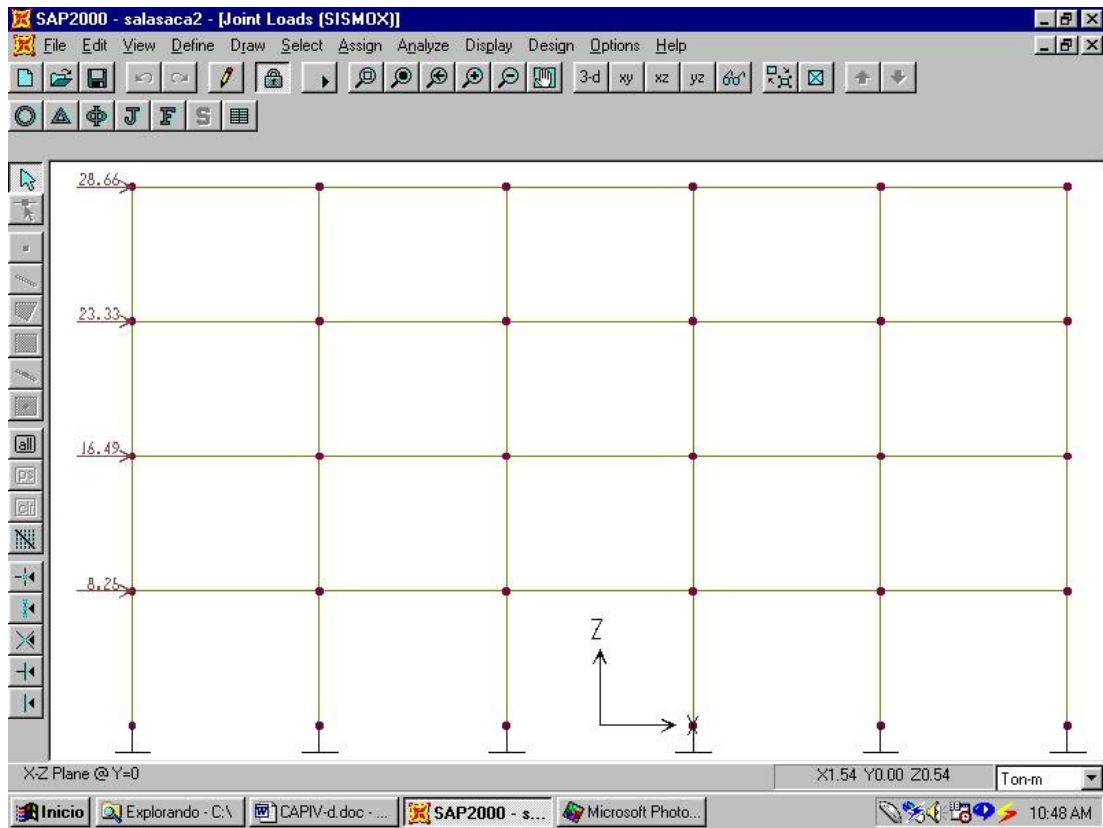


Figura 4.77: Distribución de fuerzas sísmicas horizontales en los nudos (corte basal).

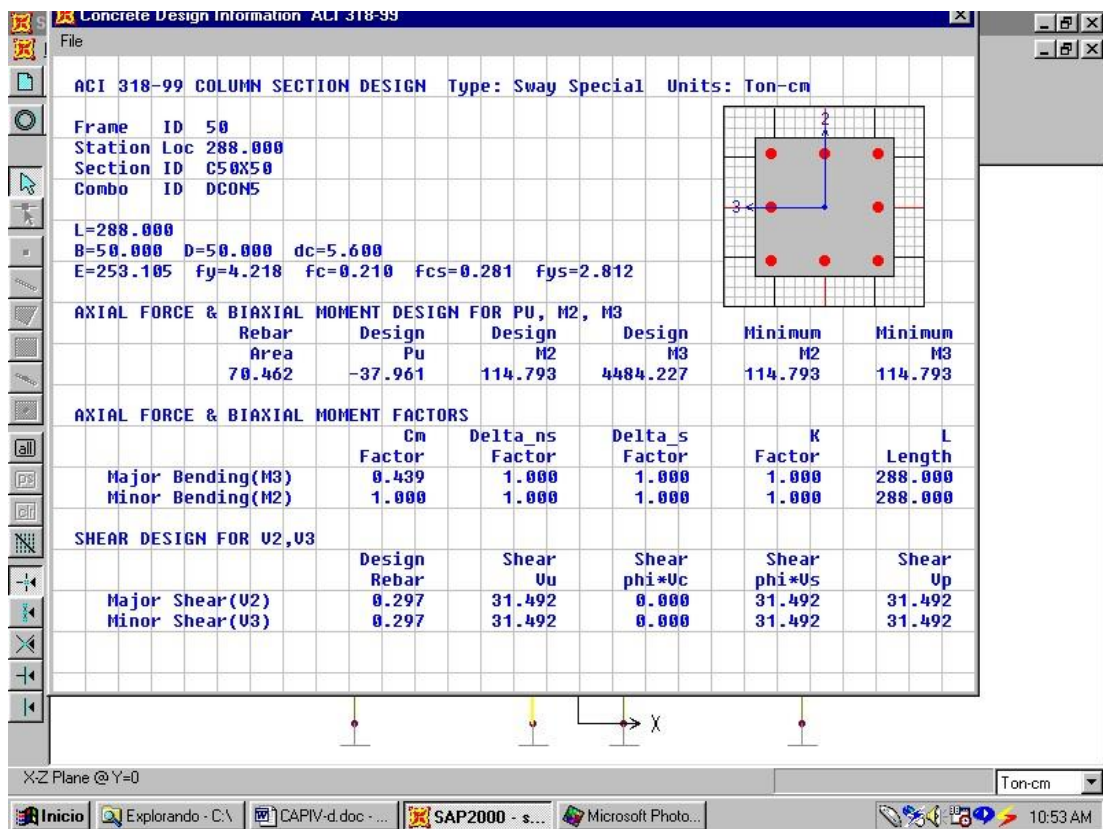


Figura 4.78: Información de diseño de la columna de concreto ACI 318-99.

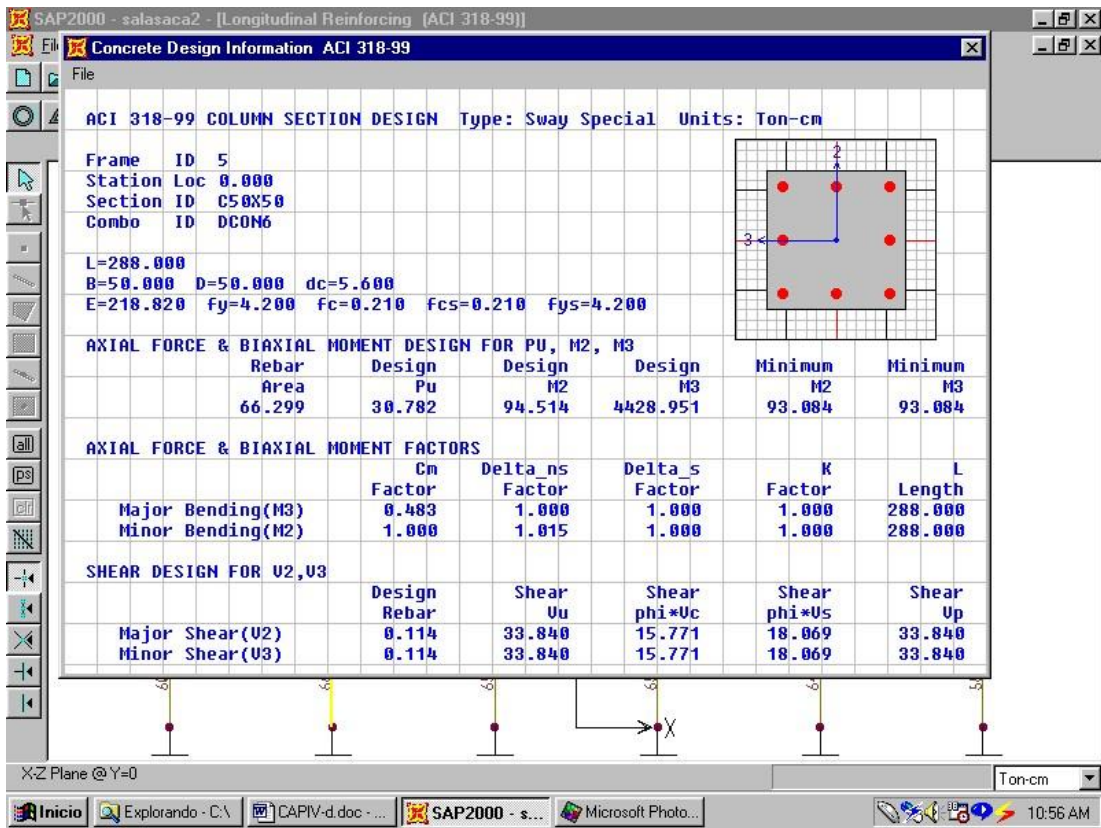


Figura 4.79: Información de diseño del concreto ACI 318-99.

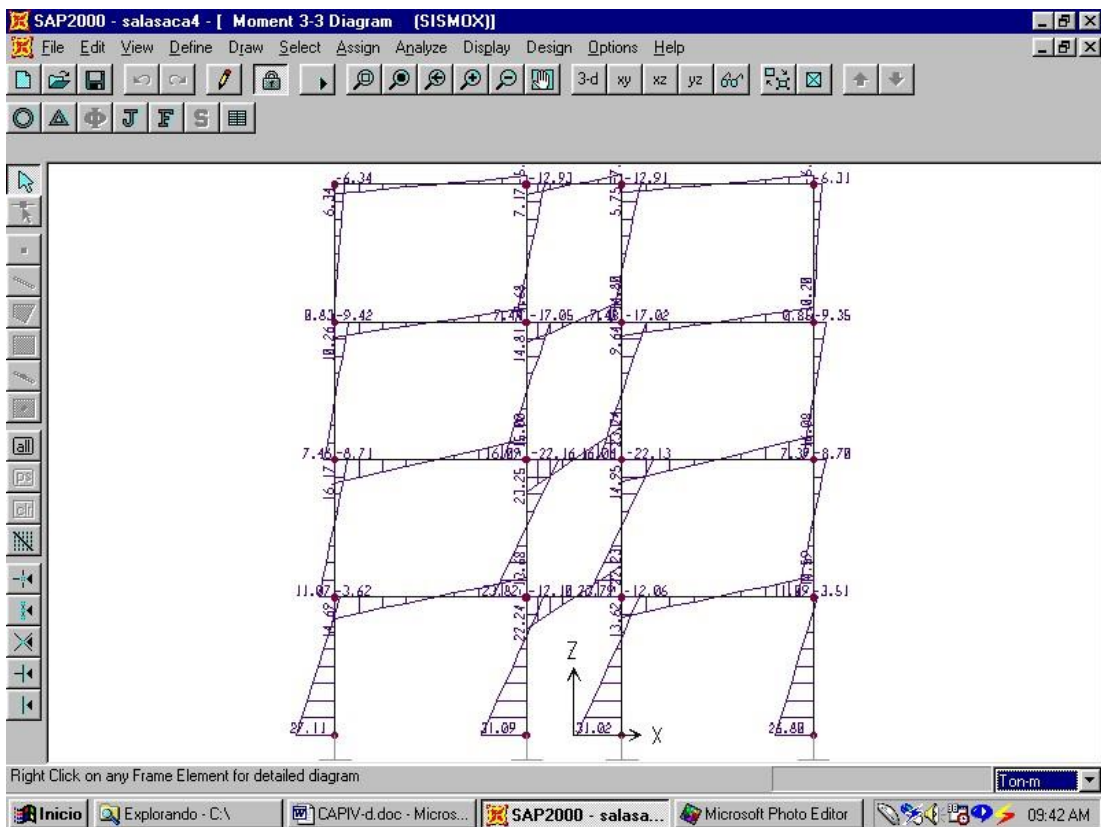


Figura 4.80: Diagrama de momento 3-3 con sismo X.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

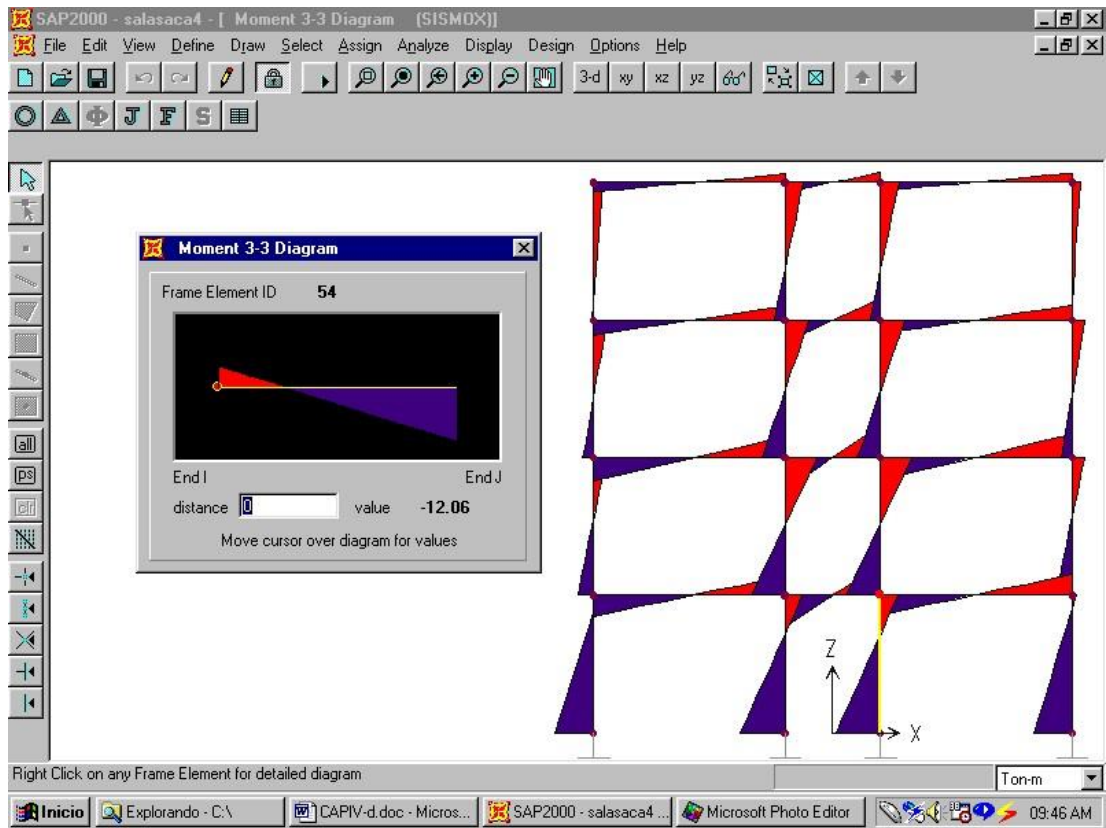


Figura 4.81: Diagrama de momento 3-3 con sismo X.

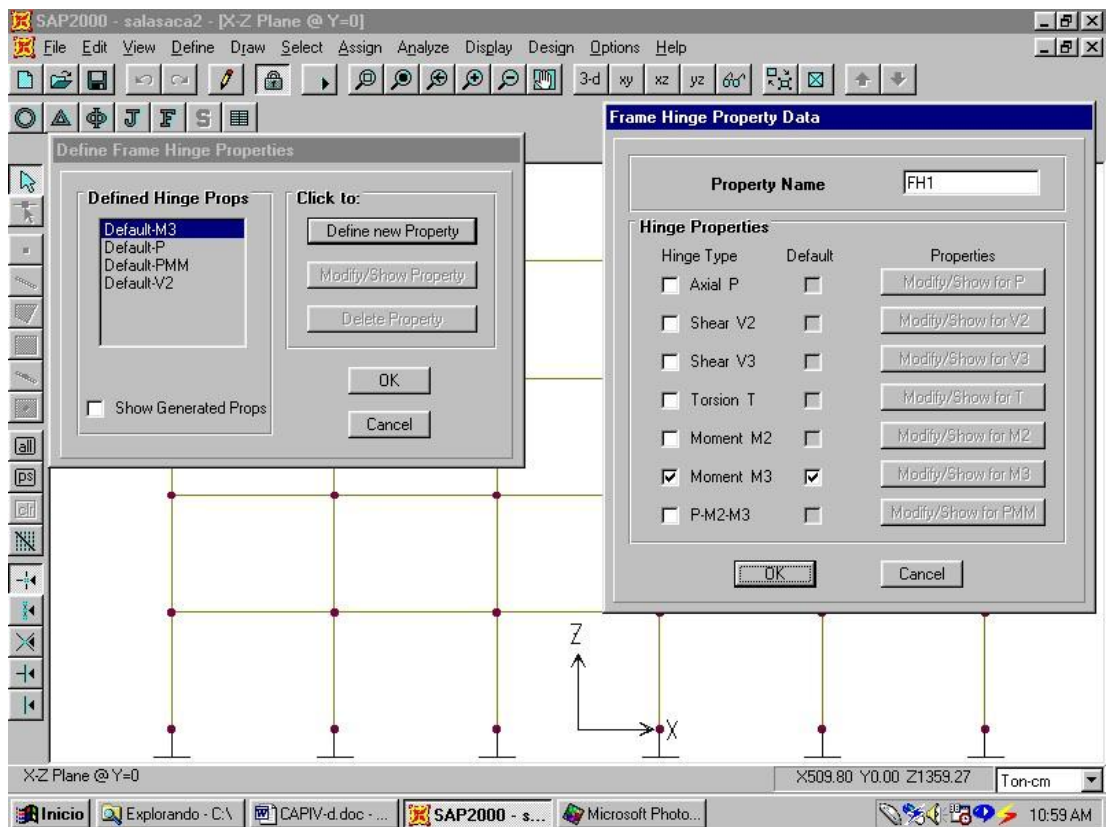


Figura 4.82: Definición de las propiedades rótula en el pórtico.

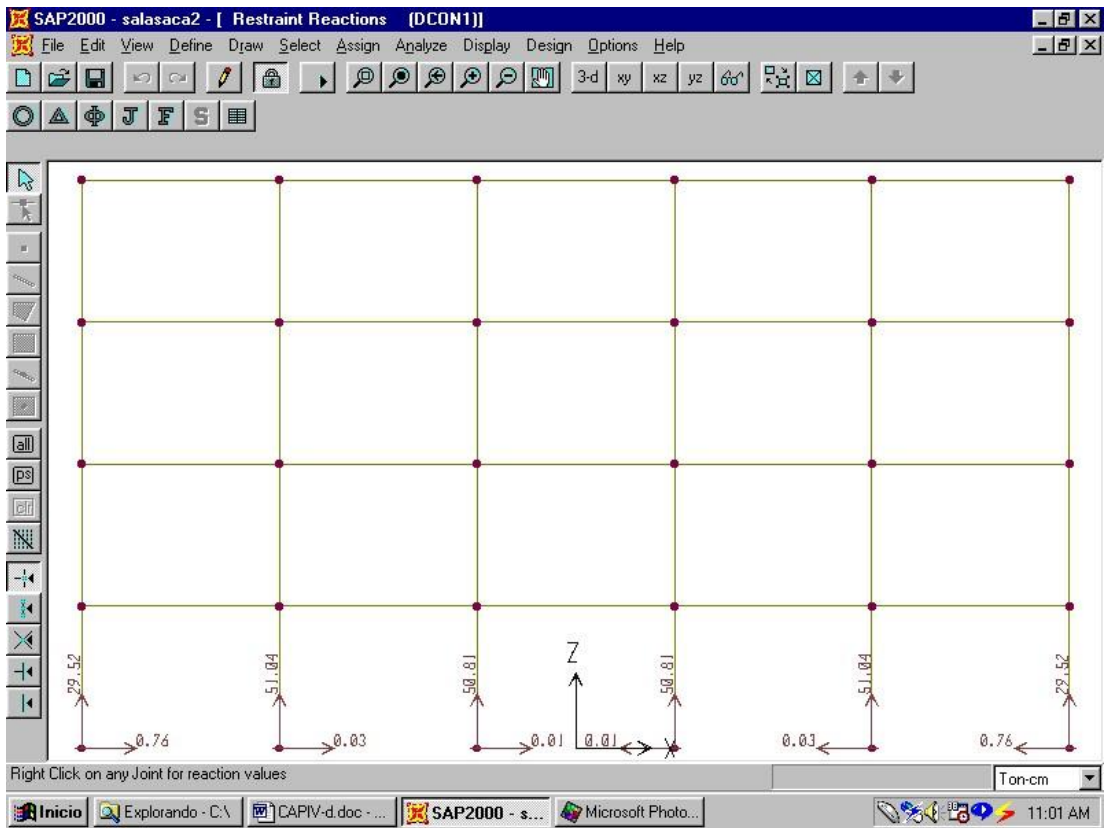


Figura 4.83: Reacciones en los apoyos.

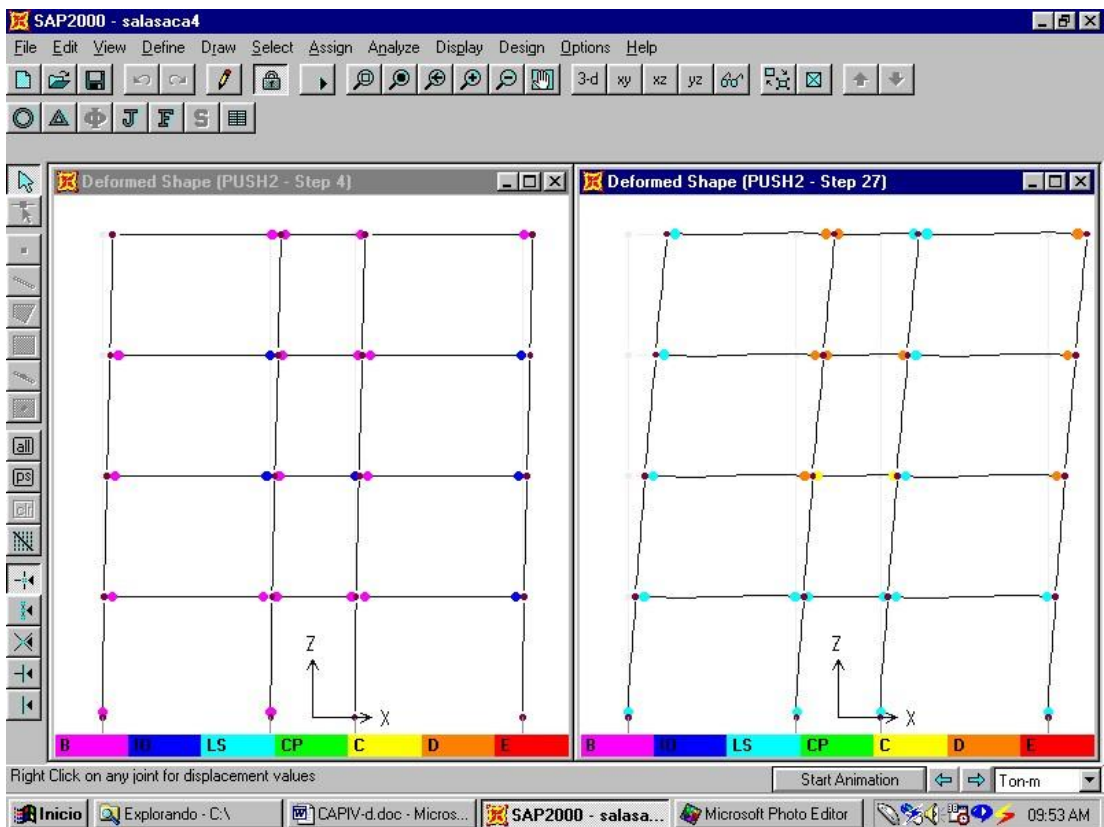


Figura 4.84: Deformada de la estructura y formación de rótulas plásticas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

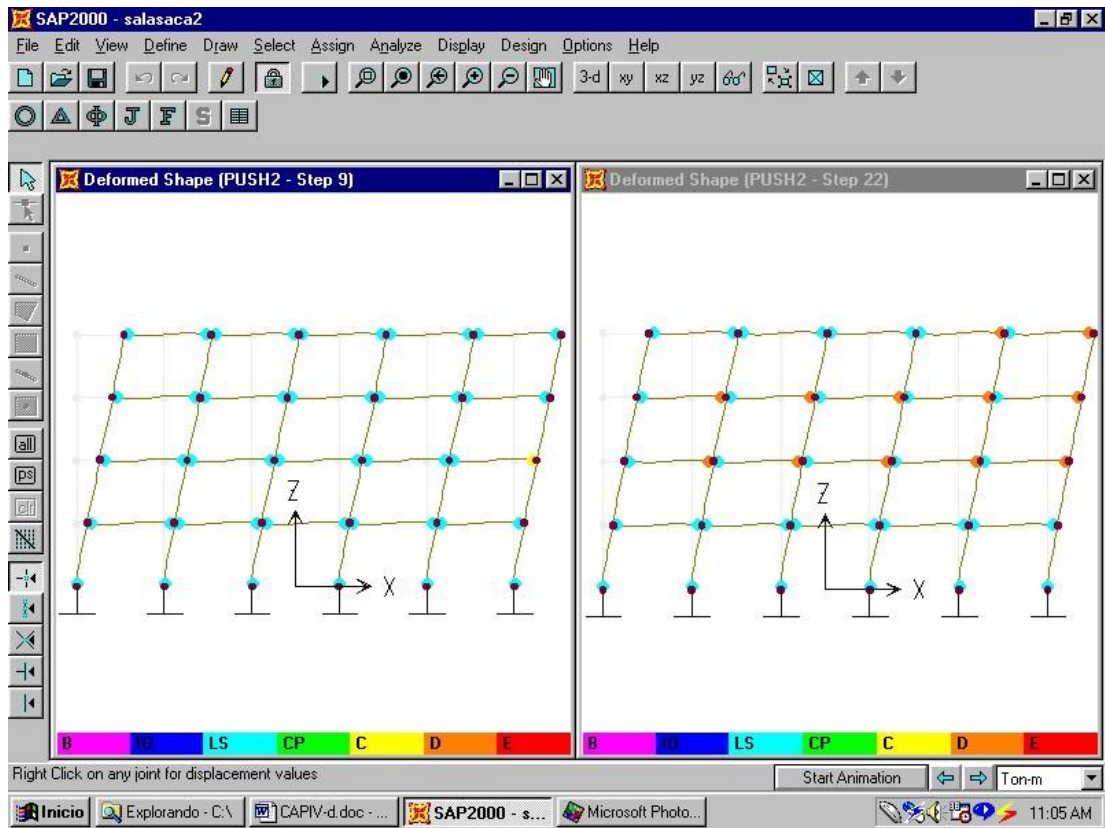


Figura 4.85: Deformada de la estructura y formación de rótulas plásticas.

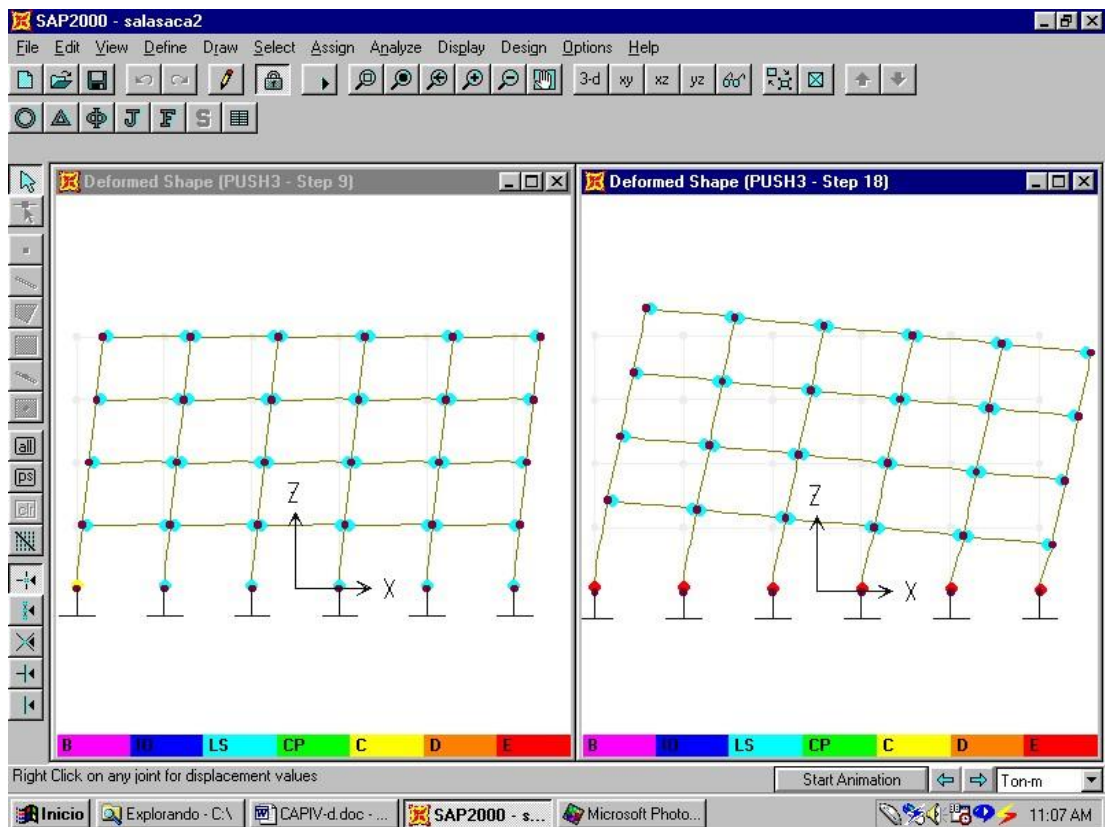


Figura 4.86: Deformada de la estructura y formación de rótulas plásticas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

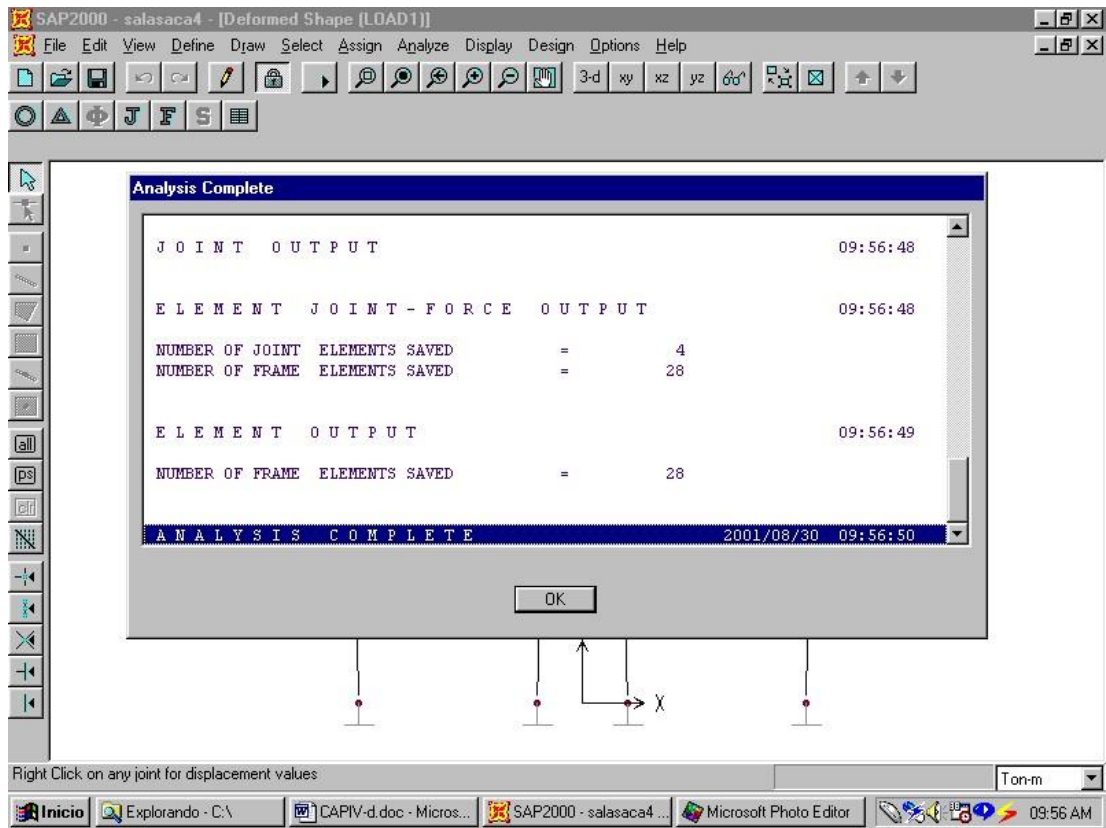


Figura 4.87: Información del análisis estático al correrlo.

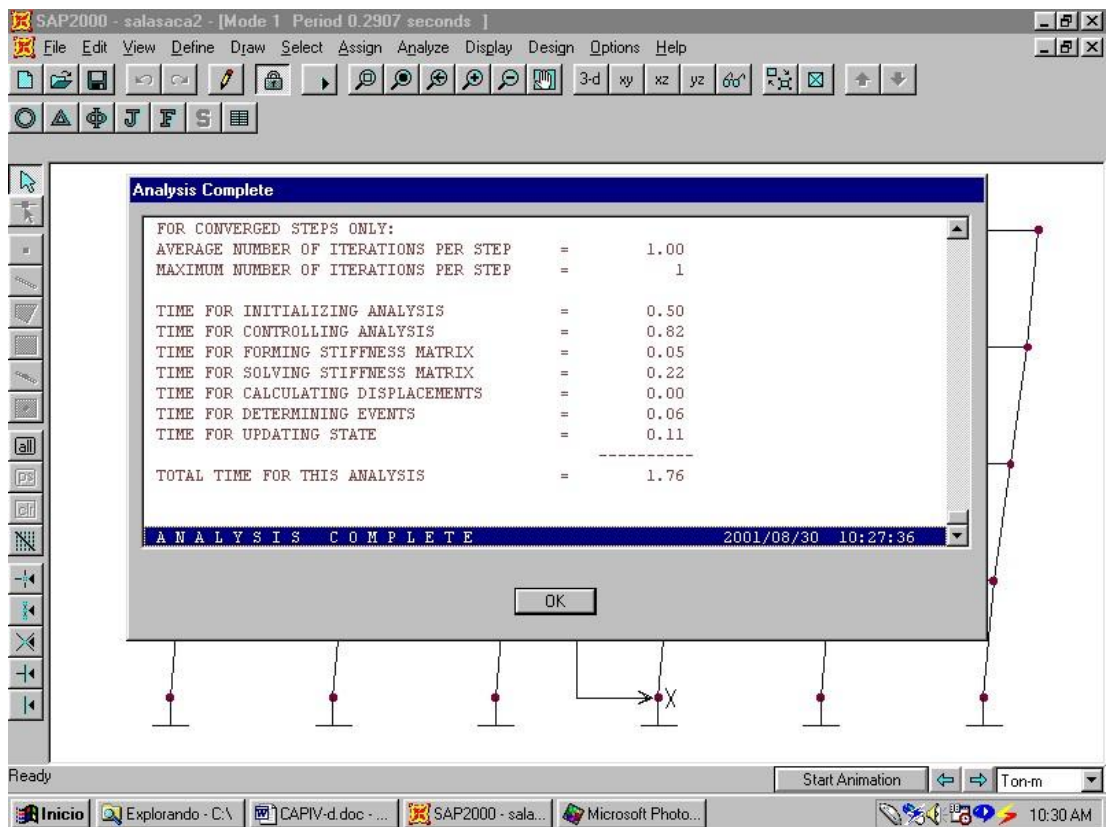


Figura 4.88: Información del análisis no lineal estático al correrlo.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

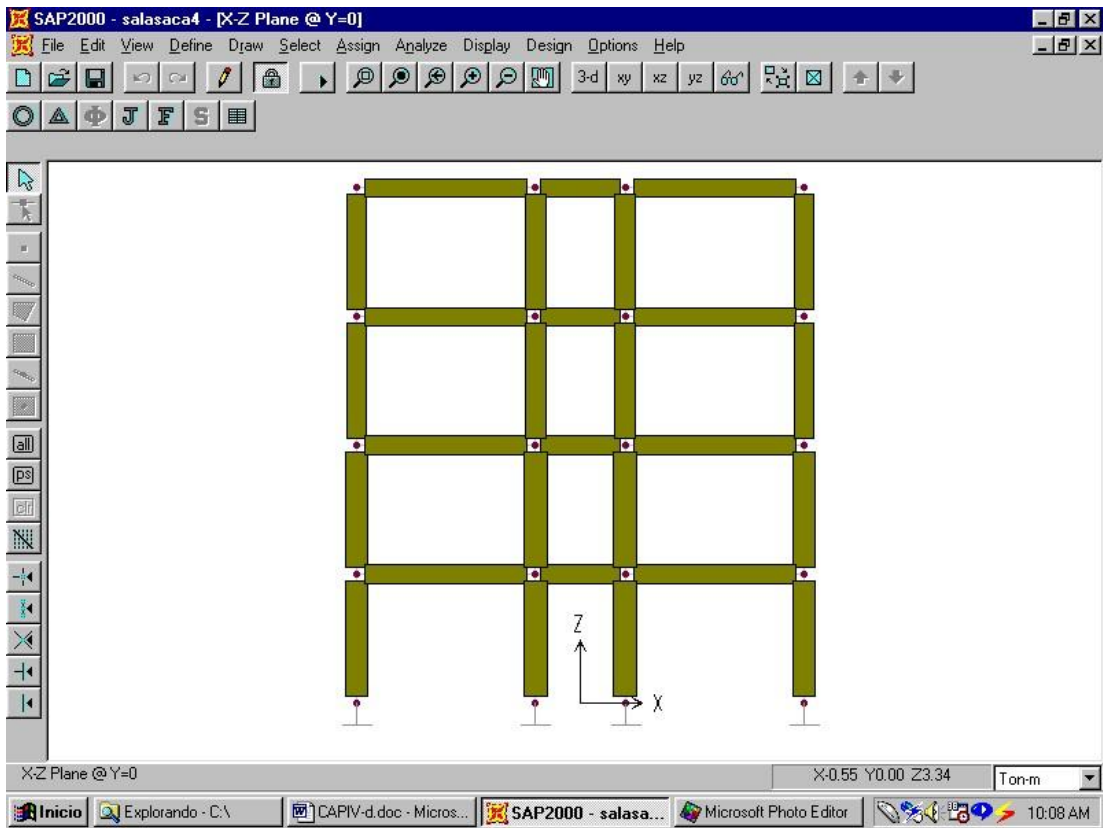


Figura 4.89: Secciones en el plano X-Z del pórtico.

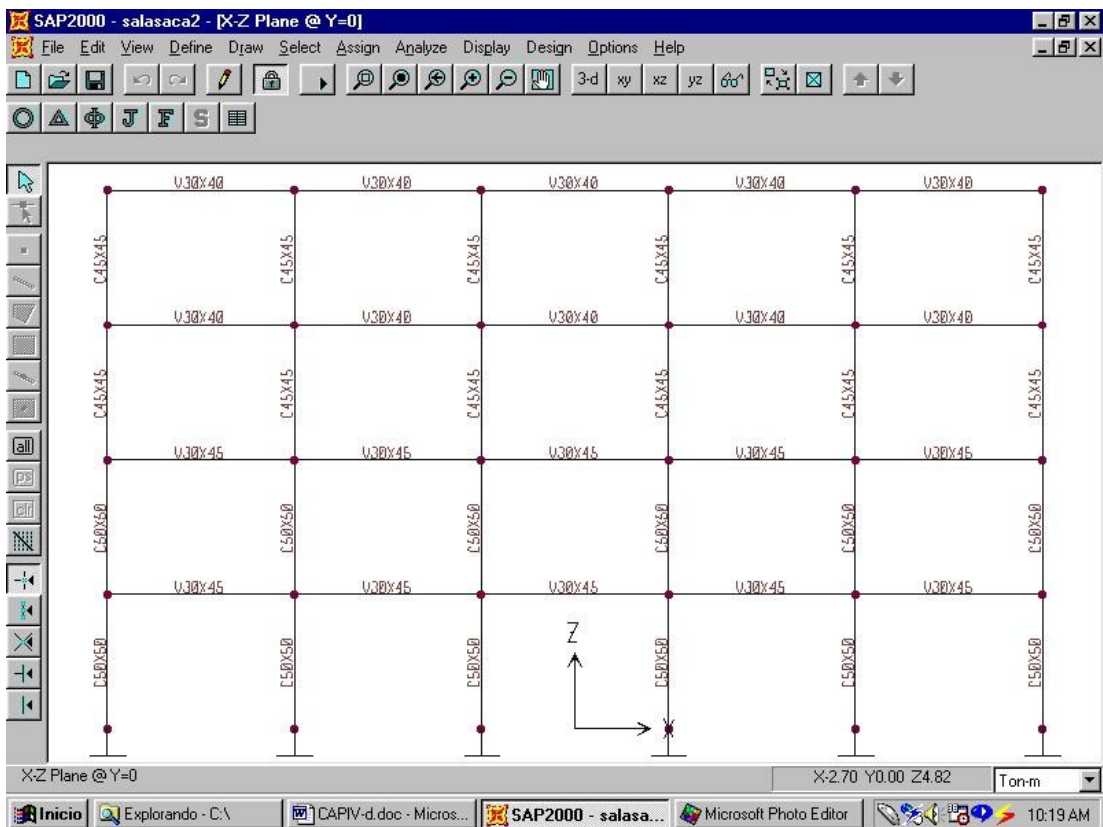


Figura 4.90: Secciones de vigas y columnas del pórtico.

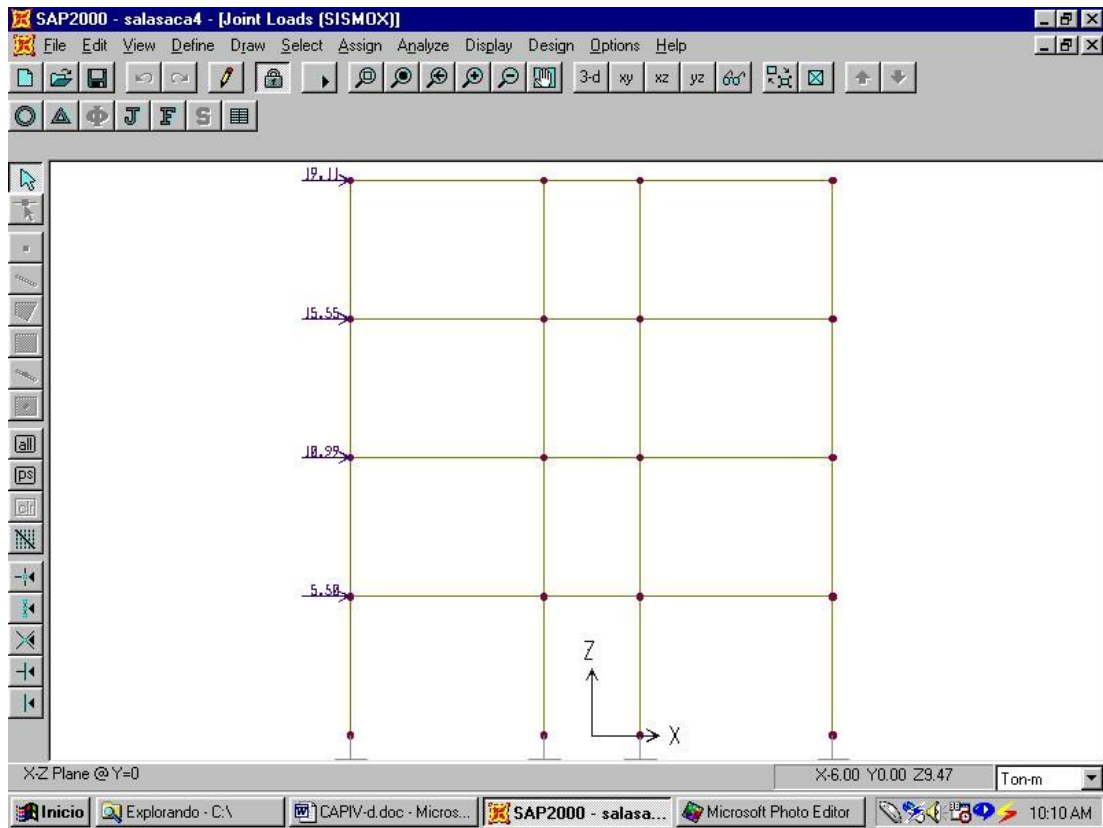


Figura 4.91: Distribución de fuerzas sísmicas en el pórtico (corte basal).

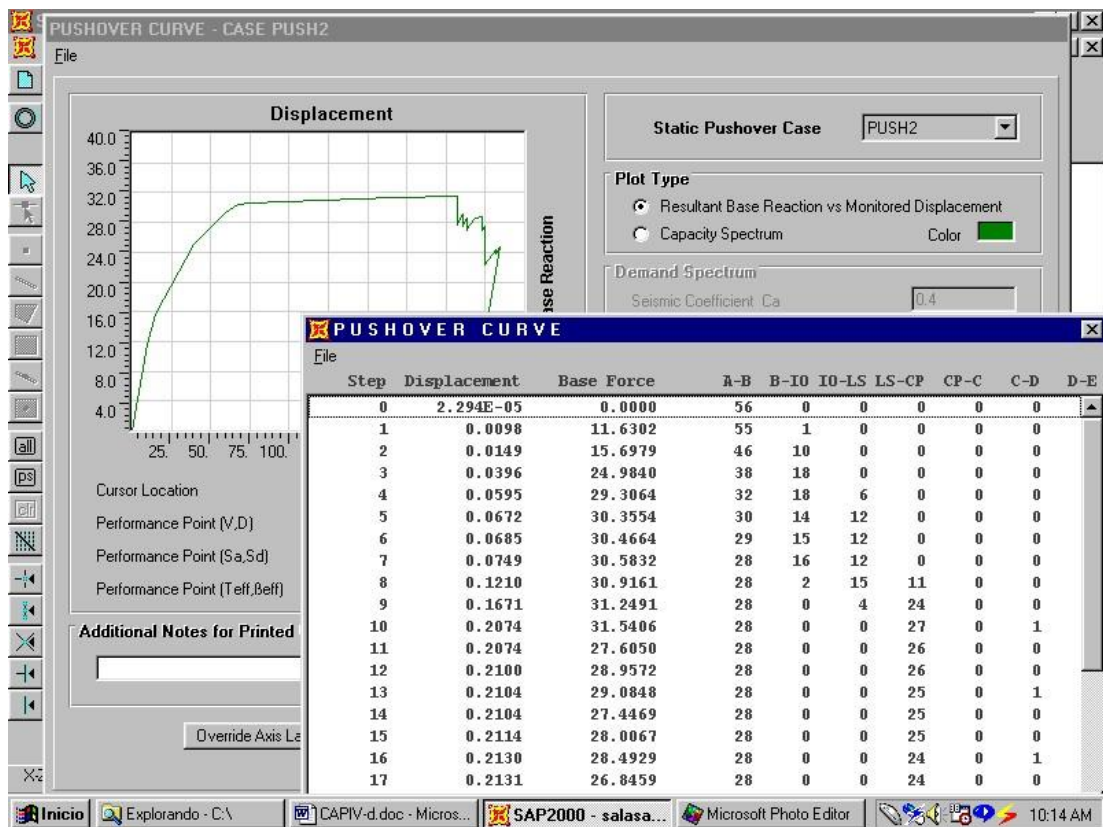


Figura 4.92: Tabla de la curva Pushover.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

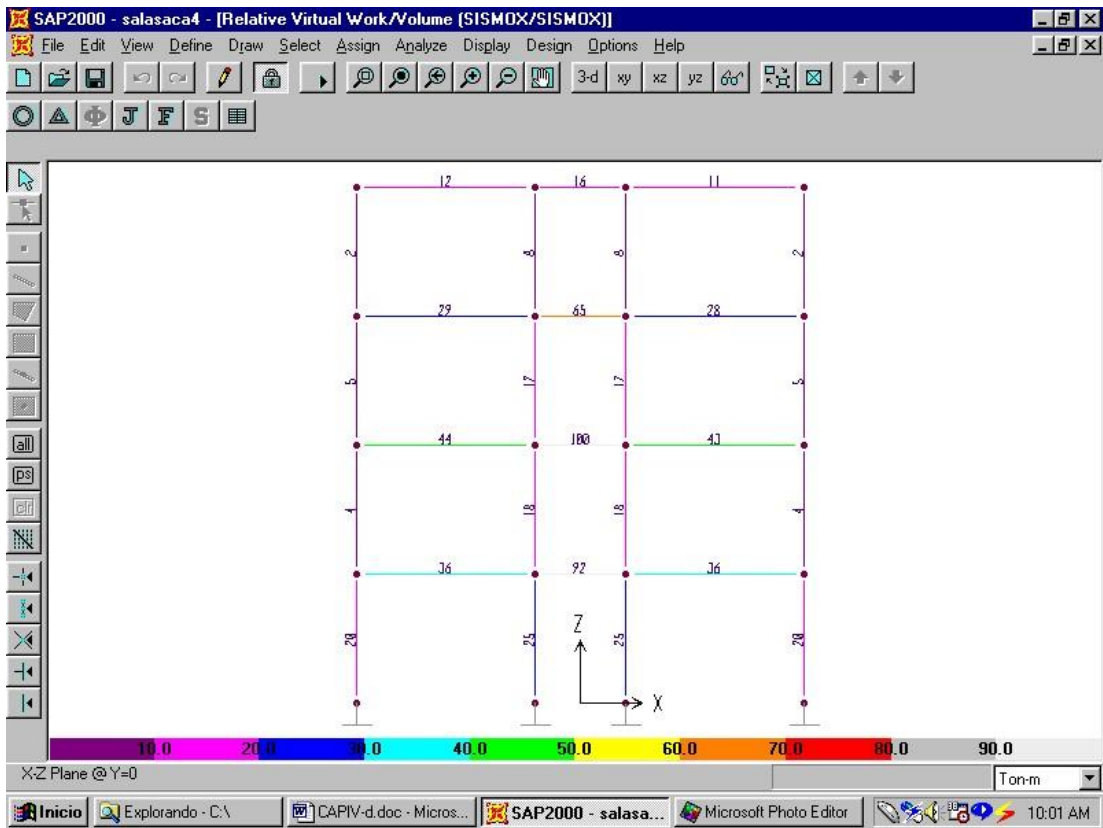


Figura 4.93: Relaciones de trabajo virtual de la estructura (sismo X / sismo X).

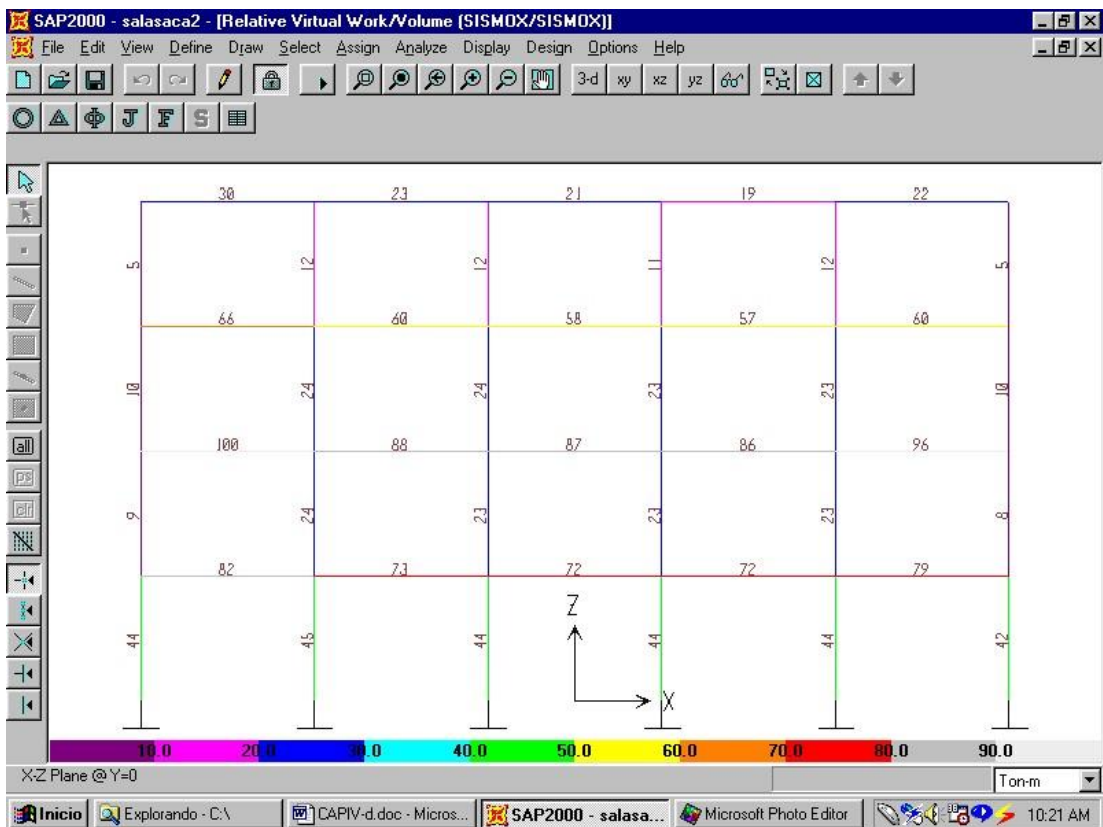


Figura 4.94: Relaciones de trabajo virtual de la estructura (sismo X / sismo X).

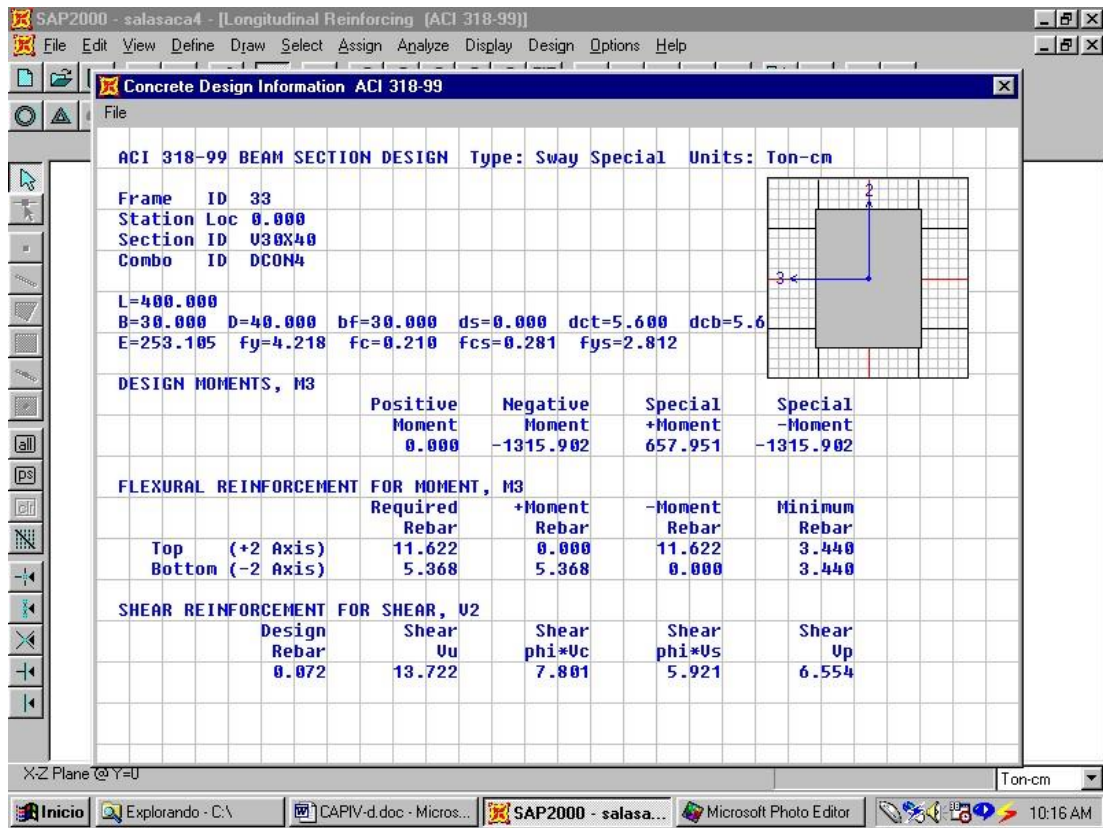


Figura 4.95: Información del diseño de concreto de una viga ACI 318-99.

- Las teorías básicas de los códigos sísmicos.
 - Aproximando a un edificio como un sistema de un solo grado de libertad.
 - El procedimiento de fuerza lateral equivalente.
 - Los Espectros de Respuesta del diseño inelástico.
 - La redistribución de fuerzas para la altura.
- Aspectos prácticos de códigos
 - Configuración
 - Irregularidad en planta.
 - Irregularidad en elevación.

Las teorías básicas de los códigos sísmicos

El procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente

Los métodos del código básicos para el desempeño sísmico están en base del concepto del Espectro de Respuesta. El Espectro de Respuesta está basado en el concepto de la respuesta máxima de una estructura, depende principalmente de su periodo fundamental de vibración.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Los diferentes terremotos tienen diferentes tipos de espectros de respuesta, mientras dependiendo del suelo inferior, y otros factores. Los múltiples pasos de acercamiento del código para calcular el coeficiente de respuesta sísmico (C_s en NEHRP), es una manera de construir un medio espectro de respuesta promedio que considera el amortiguamiento y características de ductilidad del edificio, así como la sismicidad regional y el suelo inferior del sitio. Comparar un espectro de respuesta elástico para el sismo de Northridge EQ, desarrollado con NONLIN, con un código de desempeño del espectro de respuesta desarrollado con las provisiones del NEHRP.

Code Design Spectrum vs. a Real Response Spectrum

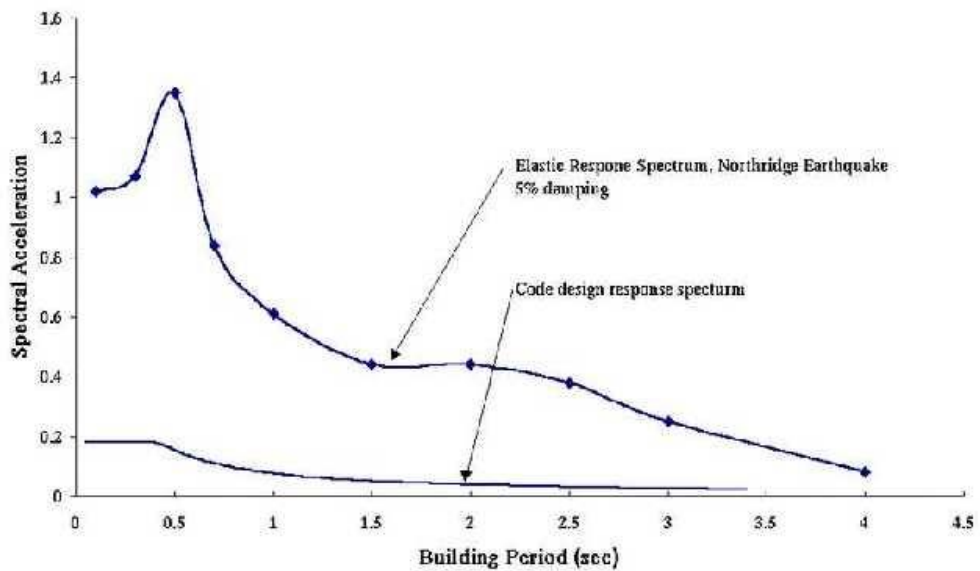
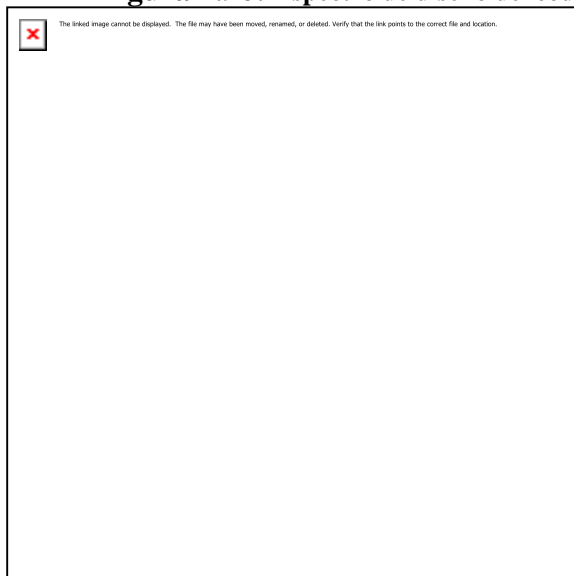


Figura 4.96: Espectro de diseño del código versus Espectro de Respuesta real.



¿Porqué el gran agujero?

Echar una mirada con NONLIN

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El espectro del código es una aproximación de un espectro de respuesta elástico, reducida por dos factores:

- Está reducido por el factor de seguridad usado en el diseño de tensión aceptable para considerar para lograr el campo de fuerza dado, el desempeño de tensión aceptable debe apuntar a una más baja fuerza. (Para este caso $F_s = 1.5$).
- Está reducido por el factor R considerando amortiguamiento y ductilidad. Esta reducción crea un espectro inelástico que considera para el efecto de ductilidad limitados niveles de fuerza. (para este caso $R = 6.5$)

NEHRP 1997 Design Response Spectra

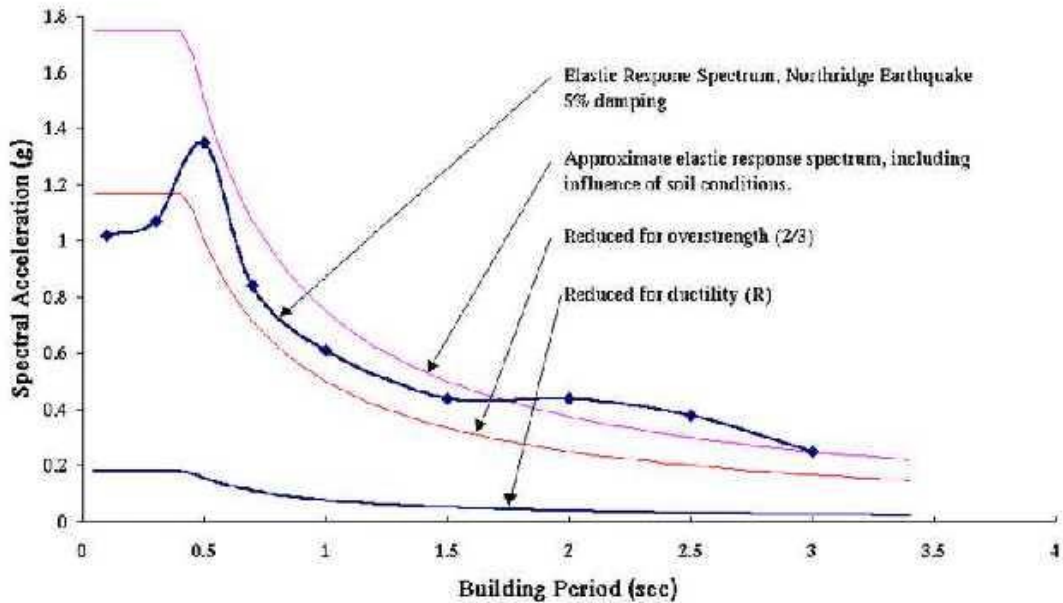


Figura 4.97: Diseño del Espectro de Respuesta. NEHRP 1997.

La redistribución para la altura

El concepto de respuesta es basado en la noción de que la estructura es un sistema de un solo grado de libertad, pero las estructuras reales no lo son.

En particular, los niveles de aceleración no son constantes a lo largo de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

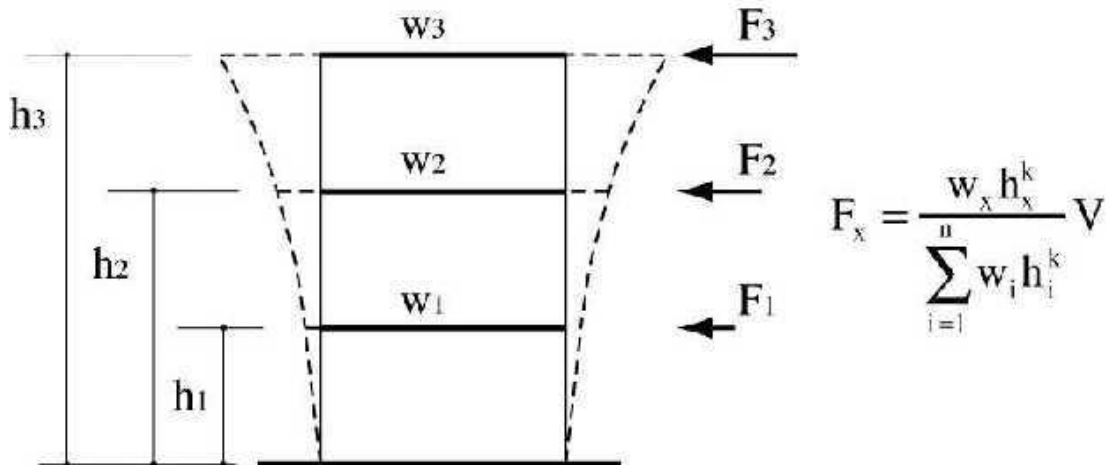


Figura 4.98: La fórmula del código para la redistribución, distribuye la fuerza de corte en la base para que nivele con más masa (w) y más altura (h) reciba más carga.

Desempeño y configuración

Los comentarios del NEHRP identifican 4 niveles de desempeño:

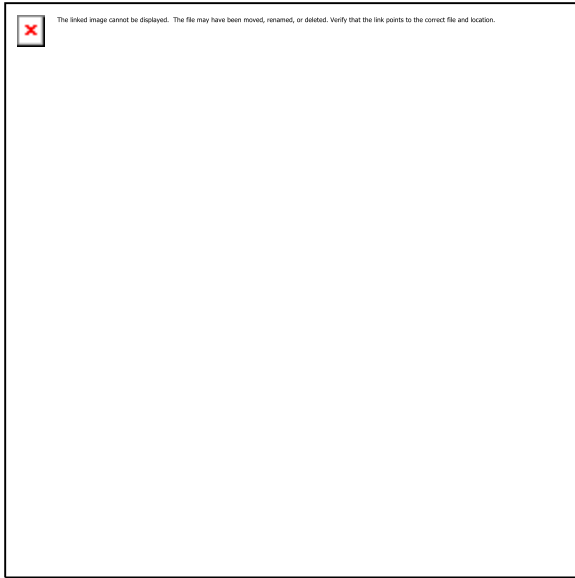
- Operacional.
- Inmediatamente Ocupacional.
- Seguridad de Vida.
- Prevención de Colapso.

Las provisiones definen 3 grupos de uso sísmicos requiriendo diferentes niveles de desempeño (NEHRP 1997, sección 1.3)

GRUPO	DESCRIPCIÓN
III	Medios esenciales para los puestos de recuperación de un terremoto. Fuego, policía, médico, emergencia, torres de mando de aviación, almacenamiento de materiales tóxicos, etc.
II	Estructuras que proponen un riesgo sustancial debido a ocupación y uso. Los vestíbulos de asambleas > 300 personas, todas las estructuras con una capacidad mayor que 5000 personas, las de generación de energía, de tratamiento de agua.
I	Todas las otras estructuras.

Combinaciones sísmicas. Los grupos con sismicidad regional, NEHRP define las categorías del plan sísmico (NEHRP 1997, sección 4.2) que indica el nivel de atención requerido para el desempeño sísmico.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN
A	Baja sismicidad cualquier grupo del uso sísmico.
B	Moderada sismicidad, los grupos de uso sísmico I y II.
C	Moderada sismicidad, el grupo de uso sísmico III, o alta sismicidad, los grupos de uso sísmico I y II.
D	Alta sismicidad, el grupo de uso sísmico III, o muy alta sismicidad, el grupo de uso sísmico I, II, o III.
E	Sismicidad sumamente alta, el grupo de uso sísmico I o II.
F	Extremadamente alta sismicidad, el grupo de uso sísmico III.

Entendiendo el comportamiento global de una estructura

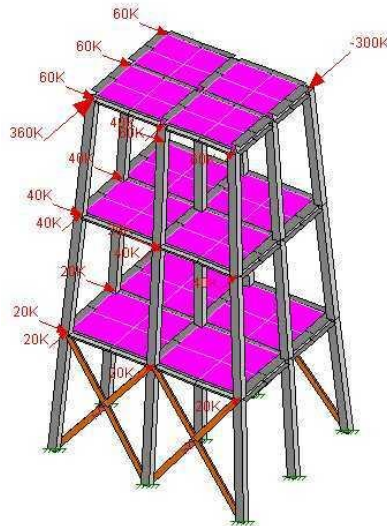


Figura 4.99: Fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

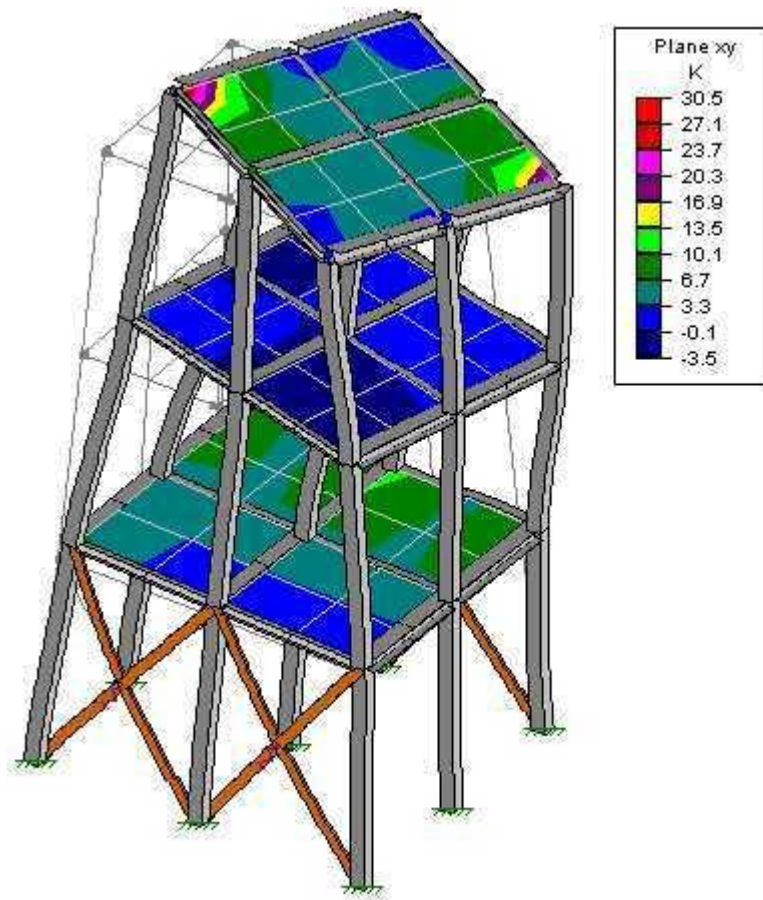


Figura 4.100: Deformada y esfuerzos.

Armazones para cargas laterales

La Universidad de Virginia registra la propiedad literaria de © 1996, 1997 Kirk Martini.

El plan estructural para las cargas dinámicas.

- La discusión del laboratorio.
- La revisión de conceptos de la conducta.
- La fuerza, rigidez, estabilidad, ductilidad.
- La conducta global que resiste los sistemas de fuerza lateral.
- Los armazones.
- Los marcos asegurados, los marcos resistentes a momento, marcos excéntricamente asegurados.

La conducta del sistema global

¿Qué pasa cuando se empuja un edificio?

La distribución irregular de rigidez es una preocupación importante para los edificios con diafragmas rígidos. La rigidez agregada a una porción de un diafragma rígido de la estructura puede causar e induce a la torsión, mientras produce problemas significantes en otras partes.

El hormigón es típicamente modelado como un diafragma rígido.

El contra chapado y las estructuras de acero laminado son típicamente modeladas como diafragmas flexibles.

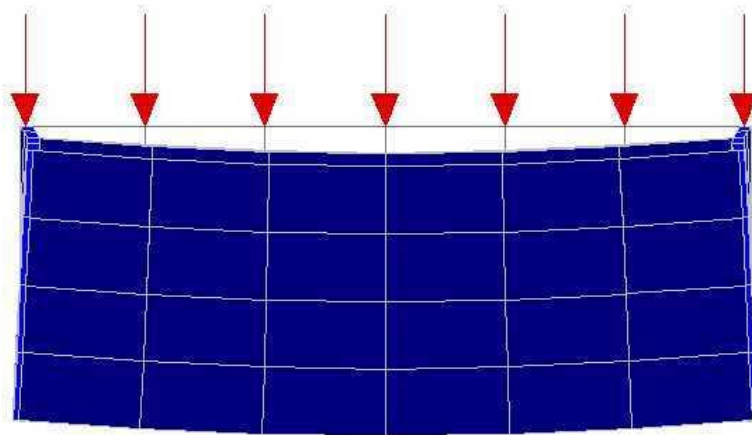


Figura 4.101: Deformada por cargas gravitatorias.

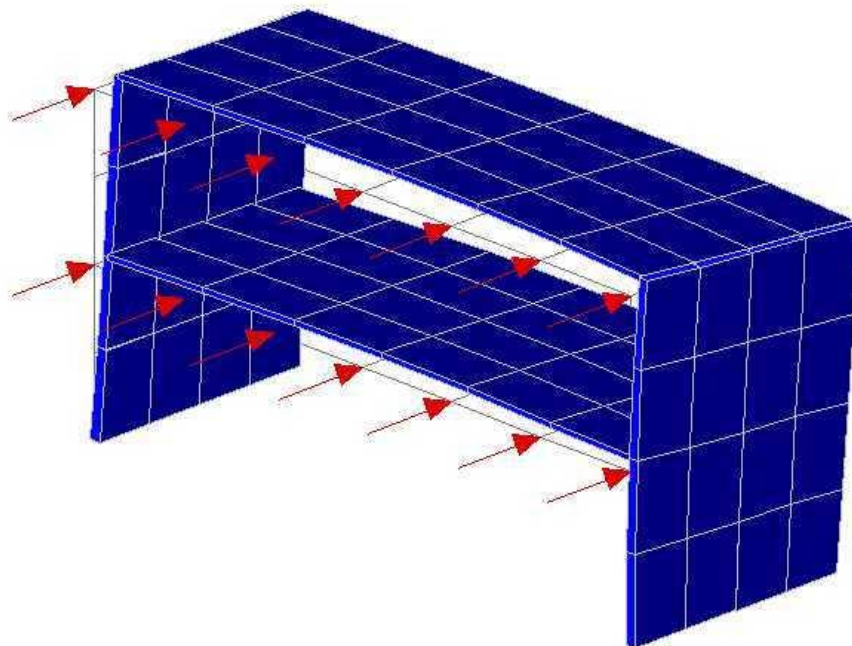


Figura 4.102: Deformada por aplicación de cargas laterales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

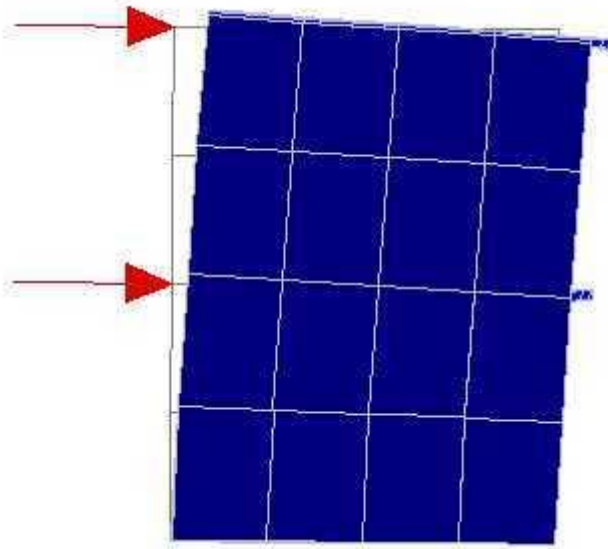


Figura 4.103: Deformada por aplicación de cargas laterales.

Los sistemas verticales en cantiliver del suelo

Los marcos asegurados son como bragueros, las paredes actúan como vigas profundas.

Las paredes que actúan para resistir las cargas laterales se llaman paredes de corte

Edificios que llevan la gravedad cargan típicamente también usando las paredes productivas usan las paredes como las paredes de corte. Las paredes deben ser el plan para servir ambos objetivos.

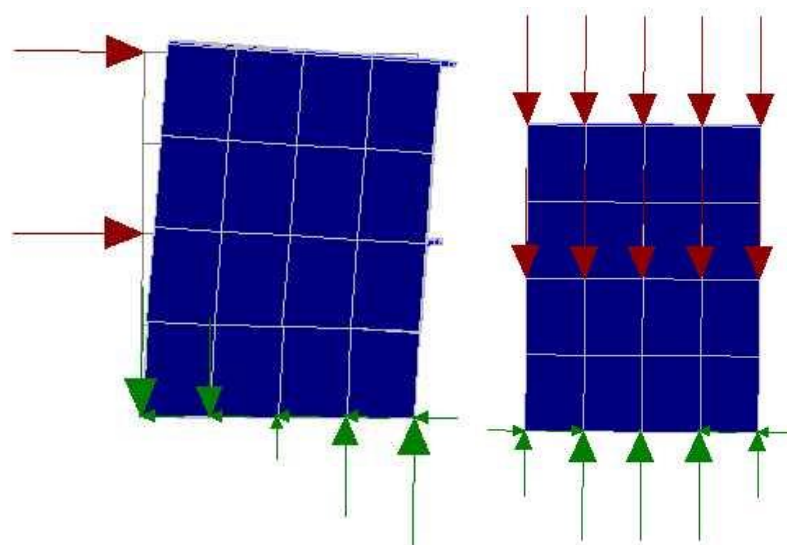


Figura 4.104: Reacciones: Cargas laterales únicamente + reacciones: Cargas gravitatorias únicamente.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

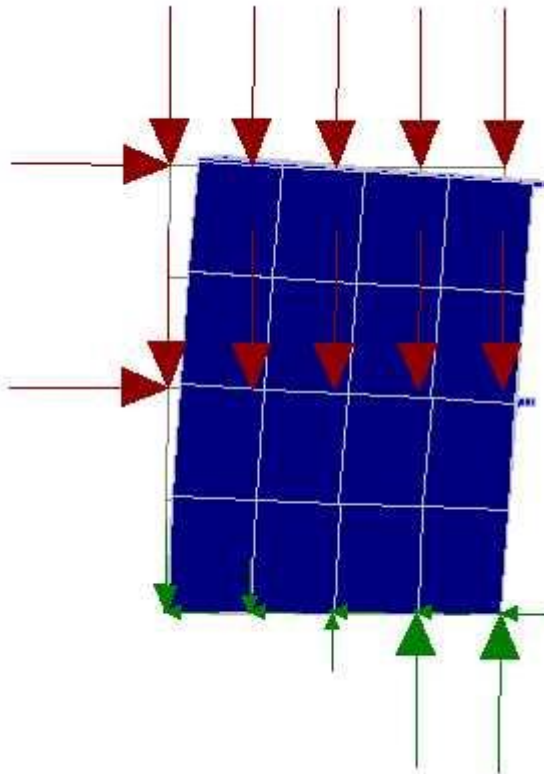


Figura 4.105: Reacciones: Lateral + gravedad.

Las cargas laterales inducen dos tipos de movimiento: Inclinado y de resbalamiento

La inclinación es la rotación y el resbalamiento es la traslación.

Las reacciones verticales neutralizan la inclinación. Las reacciones forman un momento, mientras la estructura se resiste a la rotación, notar la reacción de tensión descendente. Las cargas de gravedad neutralizan la inclinación. El efecto de la gravedad es generalmente beneficioso ya que es normalmente costoso hacer fundaciones que pueden resistir el levantamiento de tensión. Las fuerzas laterales crean un momento de volcamiento, mientras las cargas de gravedad crean un momento de oposición al volcamiento, se deben evitar las fuerzas del levantamiento en la fundación, el momento resistente debe ser mayor que el momento de volcamiento. El momento resistente se considera típicamente solo para las cargas muertas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Observar las tensiones normales verticales

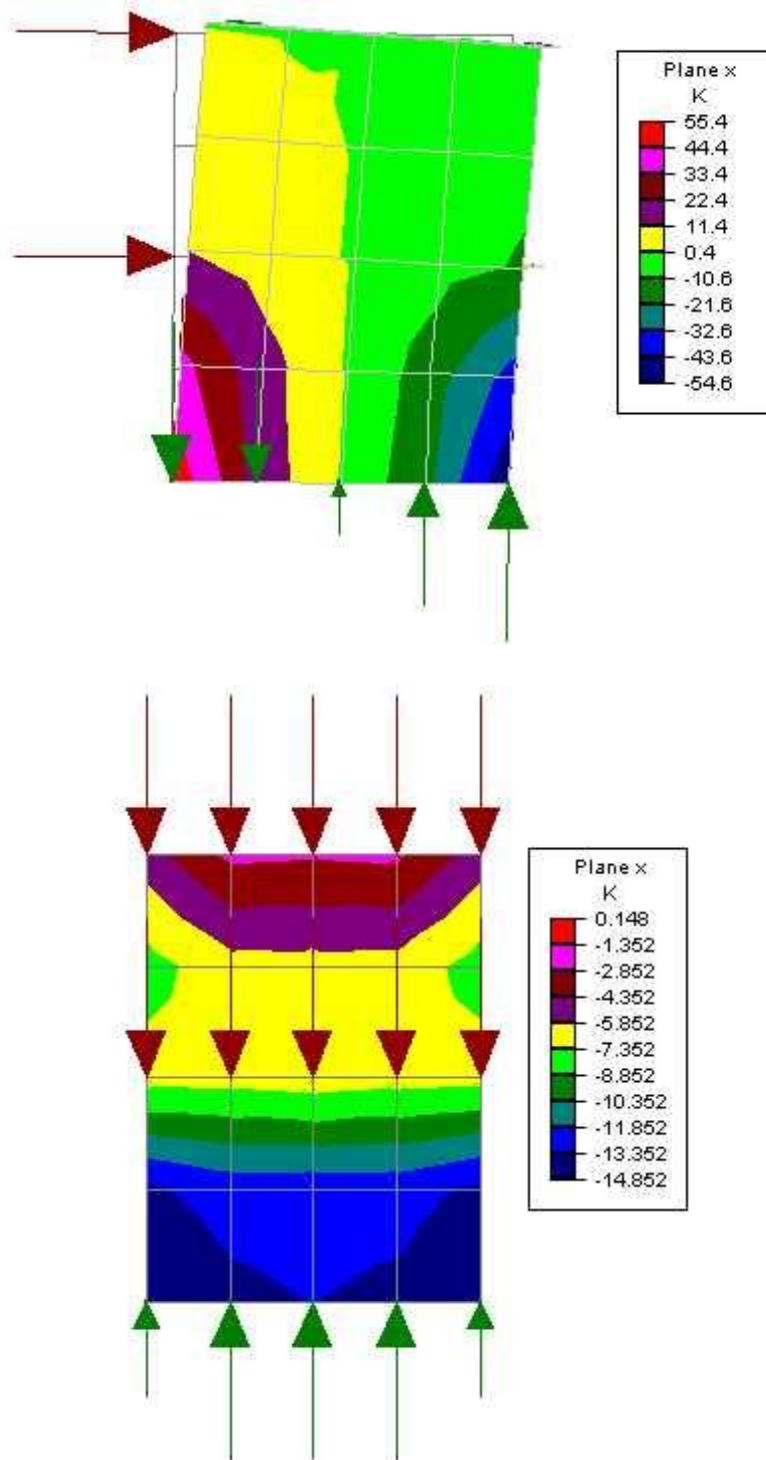


Figura 4.106: Tensiones verticales: Únicamente cargas laterales + gravitacionales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

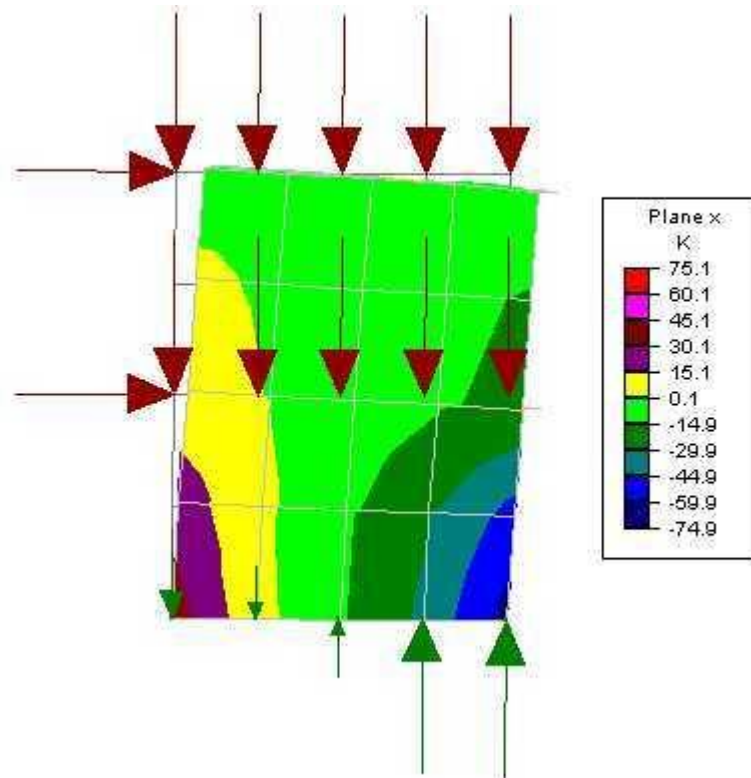


Figura 4.107: Tensiones verticales: Lateral + gravedad.

La gravedad aumenta los esfuerzos de compresión y reduce los esfuerzos de tensión

Para la gravedad y la acción lateral, la distribución de tensiones es asimétrica, con la mayoría de la pared que actúa en compresión. Los efectos compresivos de la gravedad aumentan la compresión y disminuyen la tensión.

Observar las tensiones de corte

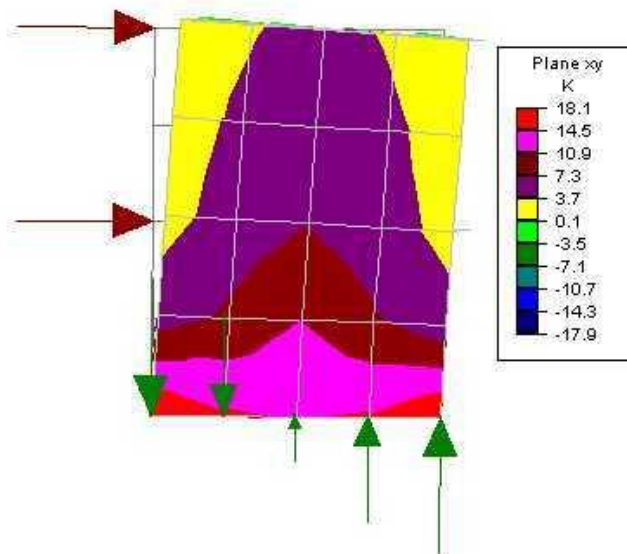


Figura 4.108: Tensiones de corte: Únicamente por cargas laterales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Las tensiones aumentan hacia abajo

Cada piso resiste la carga lateral anterior en todas los pisos superiores.

Es bueno que las paredes de corte también sean las paredes de aguante

La carga de gravedad ayuda a resistir el volcamiento y reduce la tensión. Esto requiere a menudo arreglo cuidadoso del plano arquitectónico y el estructural.

Las paredes deben diseñarse para la compresión combinada debido a la gravedad y volcamiento

Esto es particularmente importante para la construcción del hormigón y de la albañilería donde la compresión alta puede causar el fracaso súbito.

Los efectos de corte y volcamiento son más grandes en la base de la pared

El piso del fondo del edificio y las conexiones en la fundación son las áreas críticas.

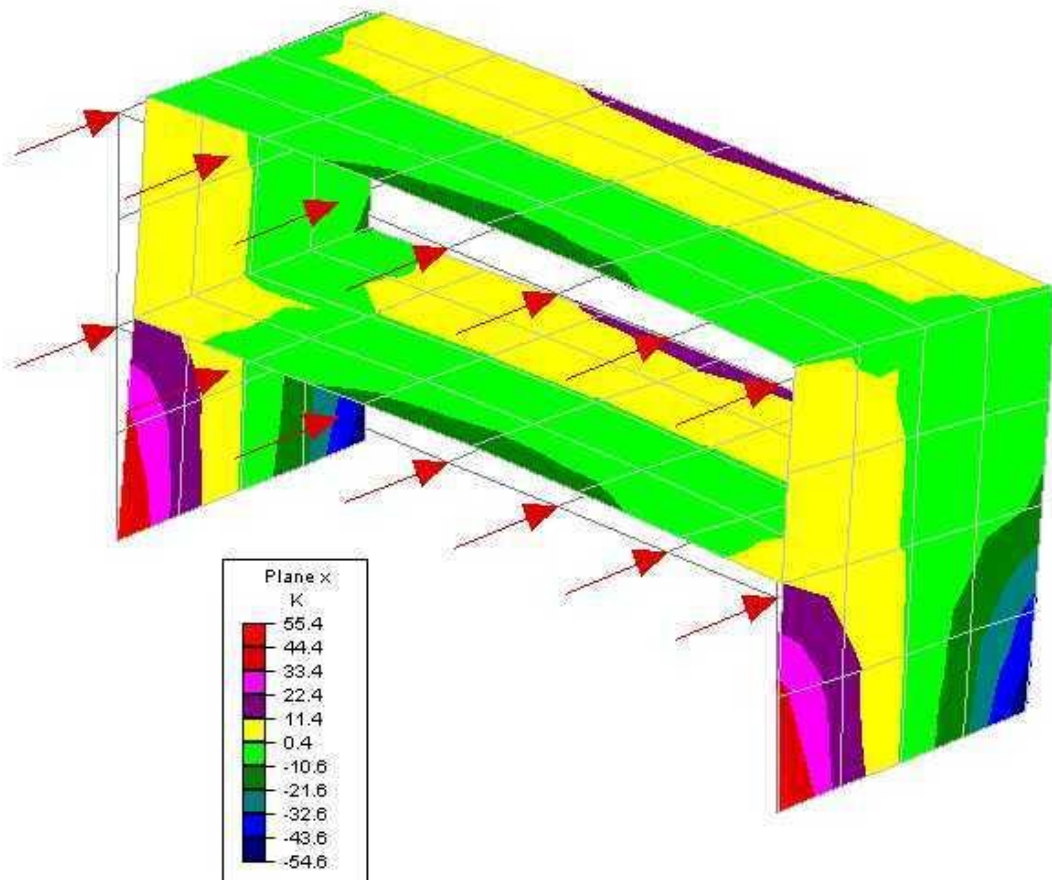


Figura 4.109: Tensiones de corte: Únicamente por cargas laterales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

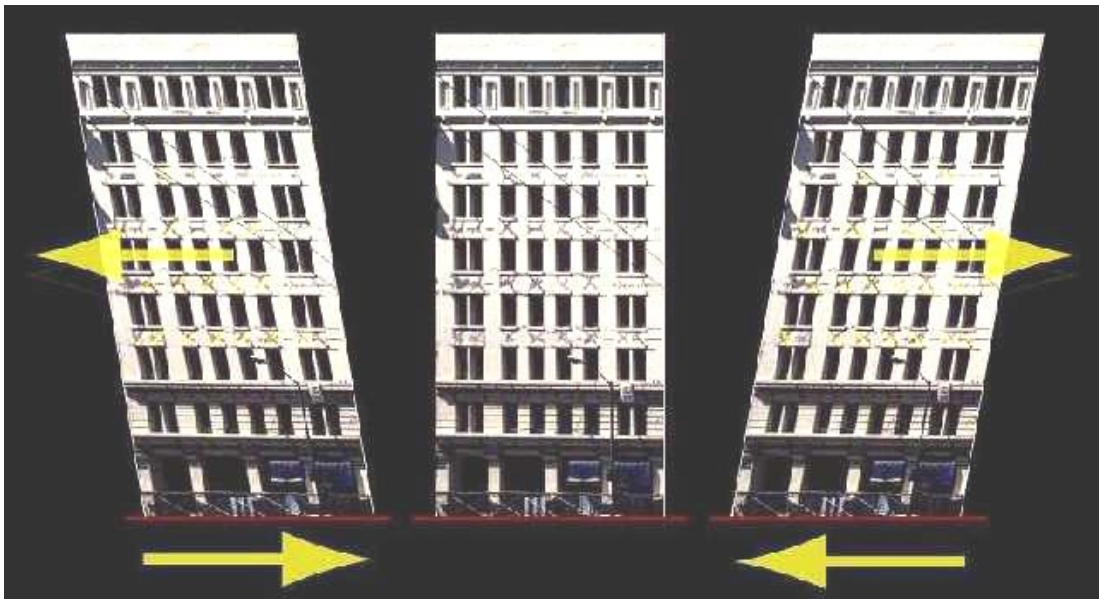


Figura 4.110: Edificio con fallas provocadas por un sismo.



Foto 4.1: Edificio con fallas provocadas por un sismo.

Conceptos y terminología

Sistemas horizontales y verticales

Los sistemas resistentes a cargas laterales de un edificio pueden subdividirse en los subsistemas horizontales y verticales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Sistemas horizontales = "Diafragmas"

Los sistemas horizontales (típicamente llamados diafragmas) resisten fuerzas horizontales inducidas por viento o sismo y transfieren estas fuerzas a los sistemas verticales, que entonces ingresan las fuerzas a la tierra.

Los diafragmas son como grandes vigas

Los diafragmas típicamente actúan como grandes vigas simplemente apoyadas espaciadas entre los sistemas verticales.

Los sistemas verticales son como grandes cantilíveres

Los sistemas verticales actúan típicamente como grandes cantilíveres espaciados verticalmente fuera de la tierra.

Hay sistemas verticales que son los armazones

Sistemas verticales construidos como los armazones incluyen marcos resistentes a momento, marcos asegurados y marcos asegurados excéntricamente.

Marcos resistentes a momentos y marcos rígidos

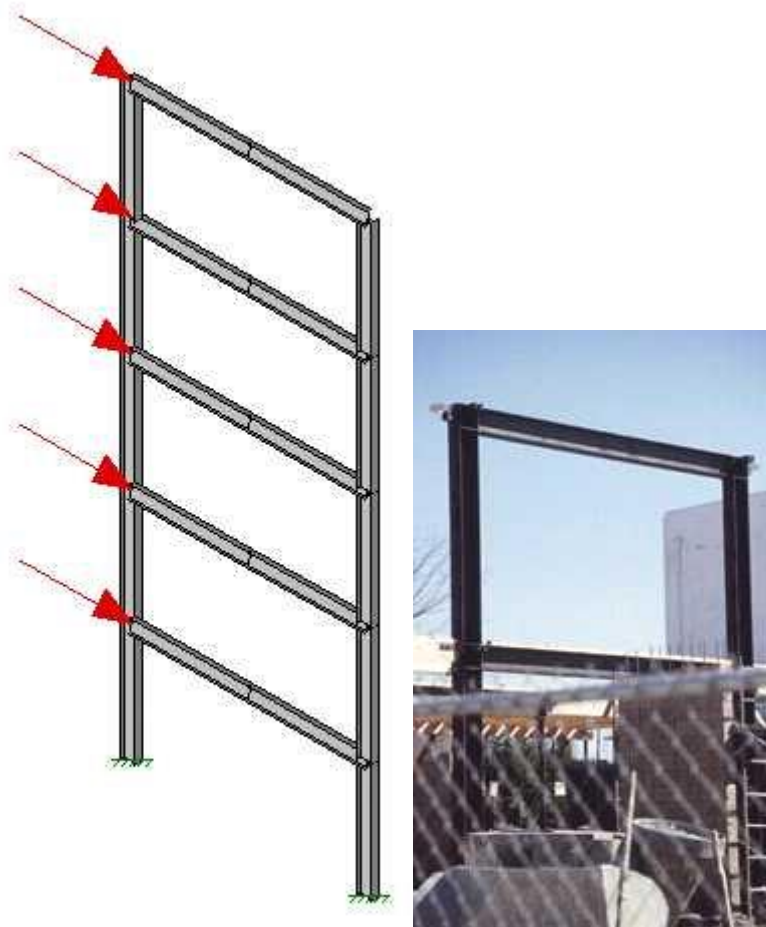


Figura 4.111: Marcos resistentes a momento.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

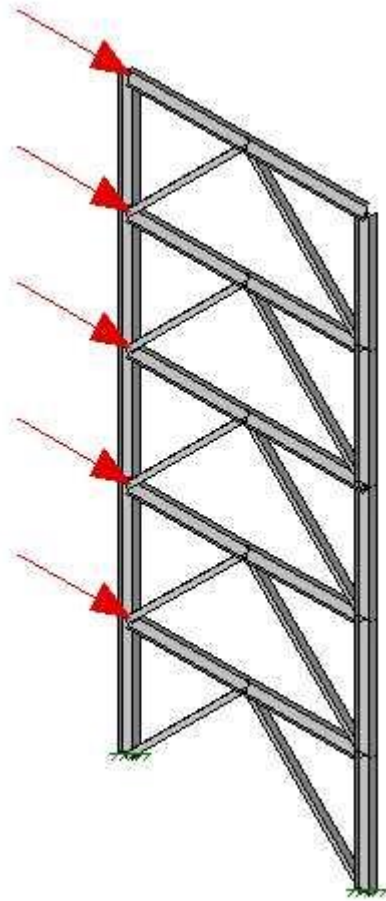
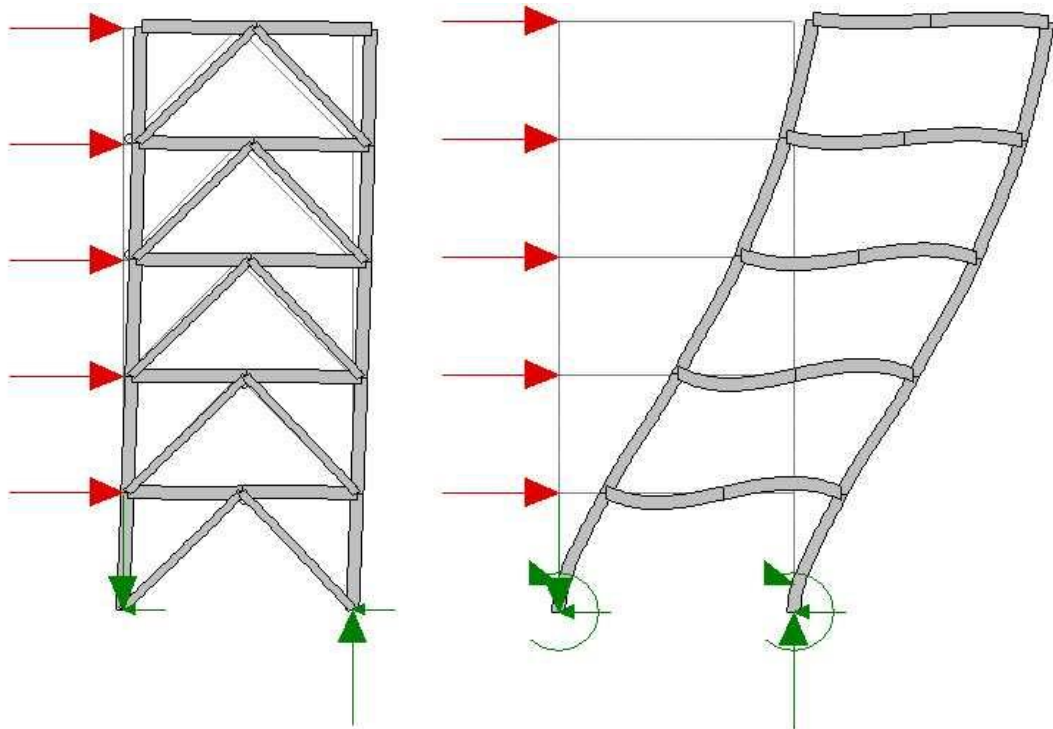


Figura 4.112: Marcos rígidos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Comparación marcos resistente a momentos y marcos asegurados



Figuras 4.113: Comparación de marcos resistentes a momento y marcos asegurados.

Las propiedades de marcos asegurados y marcos resistentes a momento

Los Marcos asegurados: (VENTAJAS)

La fuerza alta y rigidez

Los marcos asegurados tienen fuerza y rigidez mucho mejor. Asegurar es muy eficaz que los nudos rígidos, resisten a la deformación terrible del marco.

Eficaz y barato

Los marcos asegurados usan menos material y tienen las conexiones más simples que los marcos resistentes a momento.

Conveniente

Los marcos asegurados pueden llevar para bajar el suelo - a - alturas del suelo que puede ser un factor económico importante en los edificios altos o en una región donde hay límites de altura.

Visual

Pueden usarse las abrazaderas como un elemento visual fuerte (ésta no siempre es la noticia buena).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Los marcos asegurados: (DESVENTAJAS)

Obstructivo

Las abrazaderas pueden interferir con los requisitos arquitectónicos para las puertas, ventanas y el área de los pisos abiertos.

La ductilidad baja

Los marcos asegurados tienen las características de ductilidad malas bajo carga cíclica que es importante para el plan sísmico. La abrazadera abrocha y no es un mecanismo de dispersión de energía buena (no las tales noticias malas para el plan del viento).

El marco resistente a momento: (VENTAJAS)

Hay mucha flexibilidad: ninguna abrazadera.

Ductilidad buena

Ellos pueden tener la ductilidad buena si se detalla apropiadamente (Momento Espacial que Resiste el Marco Espacial = SMRF = "smurf"). La actuación es muy sensible al detallar y habilidad a las conexiones.

El marco resistente a momento: (DESVENTAJAS)

Caro

Es más laborioso el material, las conexiones son intensivas.

La rigidez es baja

Deflexiones grandes pueden llevar al alto daño no estructural en los terremotos (es decir la estructura ileso llega a tener todos los vidrios rotos y termina crujiendo).

La reciente incertidumbre

El terremoto de Northridge 1994 reveló los problemas inesperados con los detalles convencionales y los procedimientos de suelda.

Marcos asegurados excéntricamente

Asegurar los marcos combina propiedades de momento y asegura los marcos. Las abrazaderas proporcionan la rigidez en el rango elástico, controla la fuerza de eslabones y proporciona la ductilidad.

Los principios de la Dinámica:

El movimiento de sistemas de un solo grado de libertad:

Desplazamiento, velocidad, y aceleración.

La masa, rigidez, y periodo de vibración.

Las vibraciones libres y amortiguamiento.

Las vibraciones forzadas y resonancia.

La respuesta inelástica y ductilidad.

Sistemas de un solo grado de libertad

Al quitar la fuerza devuelve un objeto a su posición original

En un péndulo, la fuerza restauradora se proporciona por la gravedad.

En una estructura, se proporciona por la tendencia de material a devolver a su forma original.

Un sistema con la masa y una fuerza restaurada, oscilará cuando esté cargada

La oscilación es el resultado de la interacción de la fuerza restaurada y la inercia de la masa.

El sistema oscilante más simple es el de un solo grado de libertad (SDOF)

En un sistema de un solo grado de libertad, la deformación de la estructura entera puede describirse por un solo número igual al desplazamiento de un punto de uno a la posición del resto.

Conceptos y términos

Desplazamiento

Movimiento desde un punto a otro, descrito por un vector de distancia y dirección, con las unidades de longitud (por ejemplo pies o metros).

Velocidad

La proporción de cambio del desplazamiento en el tiempo, descrita por un vector de velocidad y dirección, con las unidades de longitud por tiempo (por ejemplo los pies por segundo).

Aceleración

La proporción con la cual la velocidad cambia en el tiempo, descrito por un vector de cambio en la proporción de velocidad y dirección, con las unidades de longitud por tiempo por tiempo (por ejemplo los pies por segundo por segundo; esto también puede verse como las unidades de velocidad por tiempo).

Periodo

La duración de un ciclo de movimiento.

Periodo natural de vibración

El tiempo requerido para que una estructura vibre libremente para completar un ciclo de movimiento.

Frecuencia

El número de ciclos de movimiento completo durante un intervalo de tiempo de unidad (es decir ciclos por segundo). La frecuencia es lo inverso del periodo (es decir una estructura con un periodo natural de 0.1 segundos tiene una frecuencia natural de 10 ciclos por segundo).

Amplitud

El valor máximo de una función periódica (que puede ser el desplazamiento, velocidad, la aceleración, etc.)

Vibración libre

Cuando una estructura vibra externamente sin aplicación de fuerzas, como cuando se arranca de posición, y se suelta.

Vibración forzada

Cuando una estructura vibra bajo la influencia de una fuerza externa.

Amortiguamiento

La dispersión de energía que causa la amplitud de movimiento de una estructura libremente vibrante para disminuir con cada ciclo. El término amortiguamiento se aplica ampliamente a mecanismos de disipación de energía que no está asociado con el daño estructural (por ejemplo la fricción y micro rompimiento).

Resonancia

La amplificación de respuesta que ocurre bajo la vibración forzada cuando el periodo de la fuerza aplicada está cerca del periodo natural de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Ejemplos

Marcos resistentes a momento en edificios

Reconociendo los marcos de acero resistentes a momento



Foto 4.2: Unión vigas-columna en estructura metálica.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 4.3: Estructura con marcos asegurados.

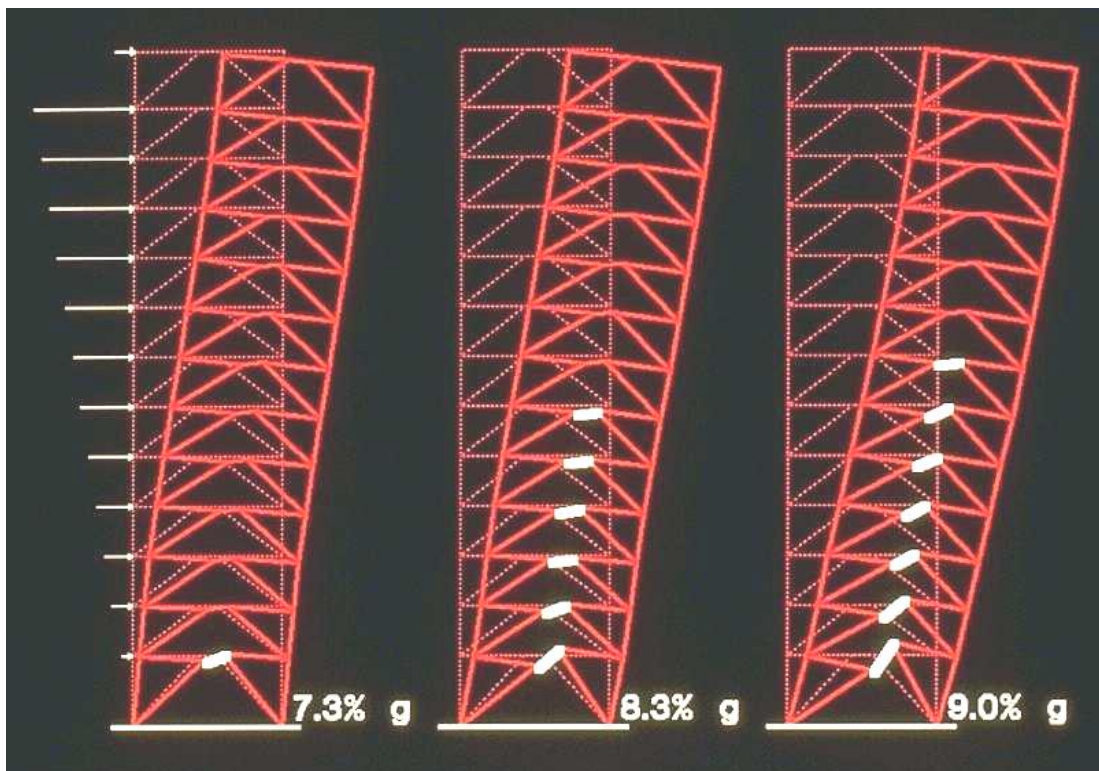


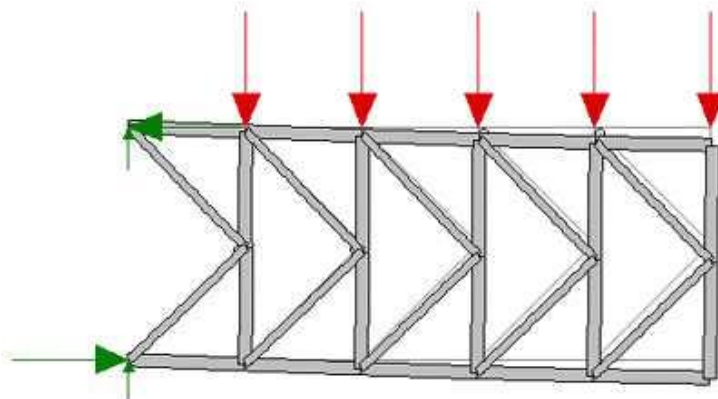
Figura 4.114: Comportamiento a la aceleración sísmica de marcos rigidizados.

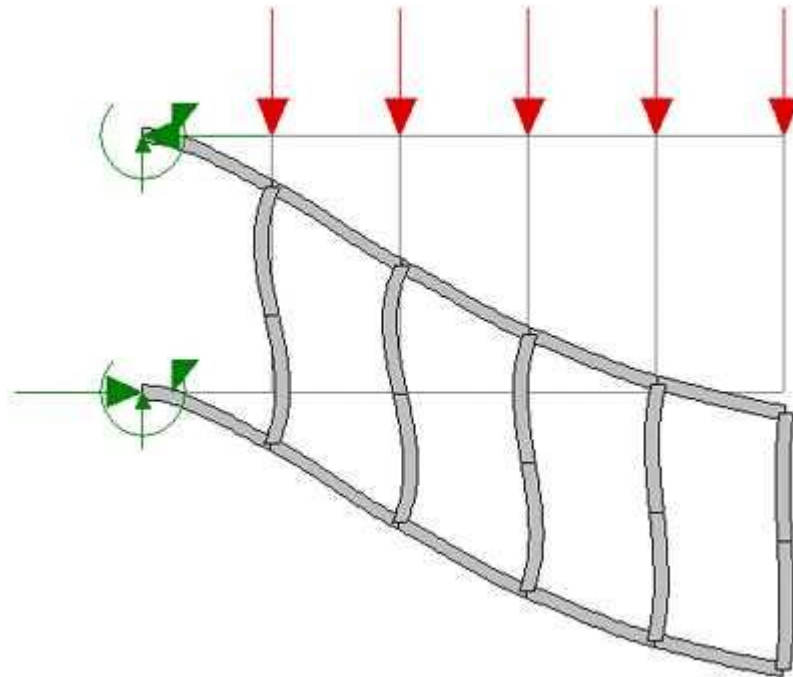
Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 4.4: Edificio de altura rigidizado con abrazaderas.

Armaduras en cantiliver





Figuras 4.115: Comparación de marcos en cantiliver.

Diseño dinámico en edificios

El diseño dinámico en edificios esta relacionado con:

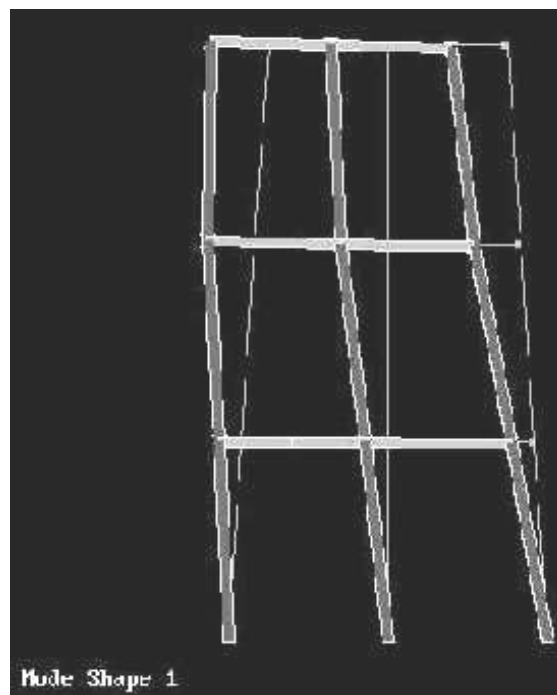
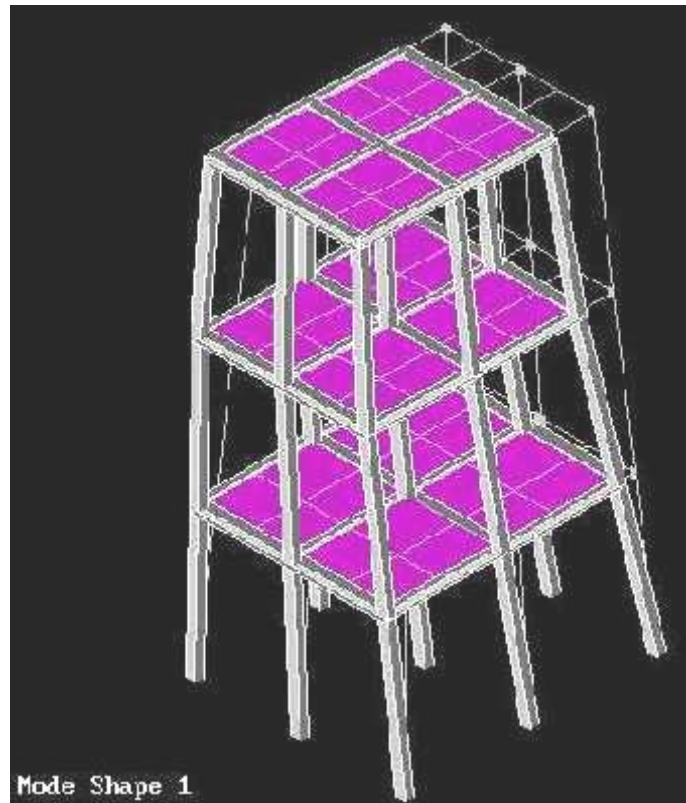
- Diseño de cargas dinámicas para edificios
- Vibraciones en los edificios
- Propiedades dinámicas de construir las estructuras
- Periodo de vibración
- Amortiguamiento
- Problemas del desempeño
- Resonancia de la estructura con la carga
- Confort humano
- Mitigación de la vibración

Periodo de vibración

La mayoría de las estructuras reales no son sistemas de un solo grado de libertad. Estas son sistemas de múltiples grados de libertad, cuyos estados se definen en más de una cantidad de desplazamientos. Los sistemas de múltiples grados de libertad tienen modos múltiples de vibración. Cada modo tiene un periodo asociado. El periodo más largo se llama periodo fundamental o natural. La regla del dedo pulgar: El periodo aproximadamente es igual al número de pisos / 10, por ejemplo un edificio de 15 pisos tiene un periodo fundamental de aproximadamente 1.5 segundos. Esto aplicado principalmente a los edificios de marcos resistentes a momento. Esta regla es muy conservadora, pero sirve para entender el estudio general.

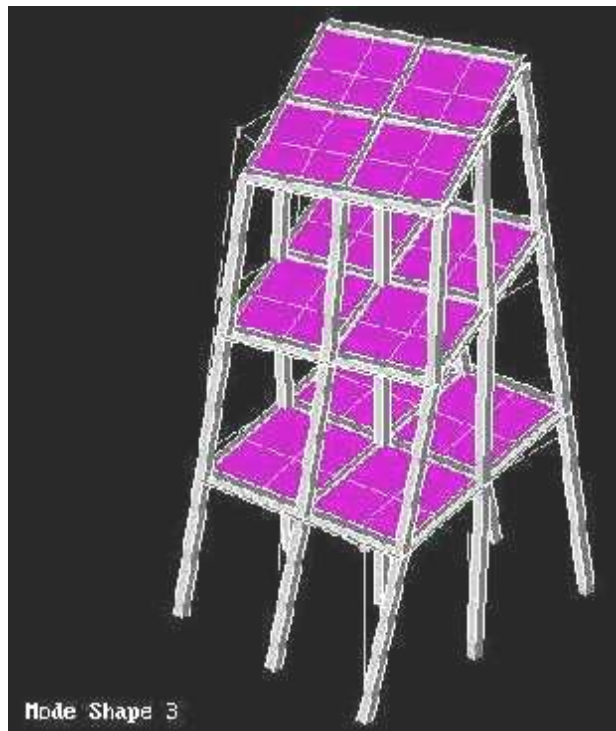
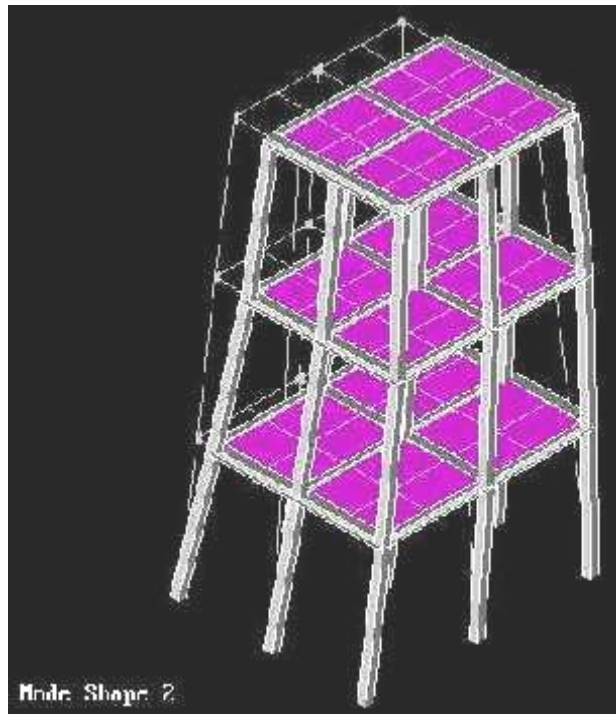
Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Modos de vibrar de las estructuras



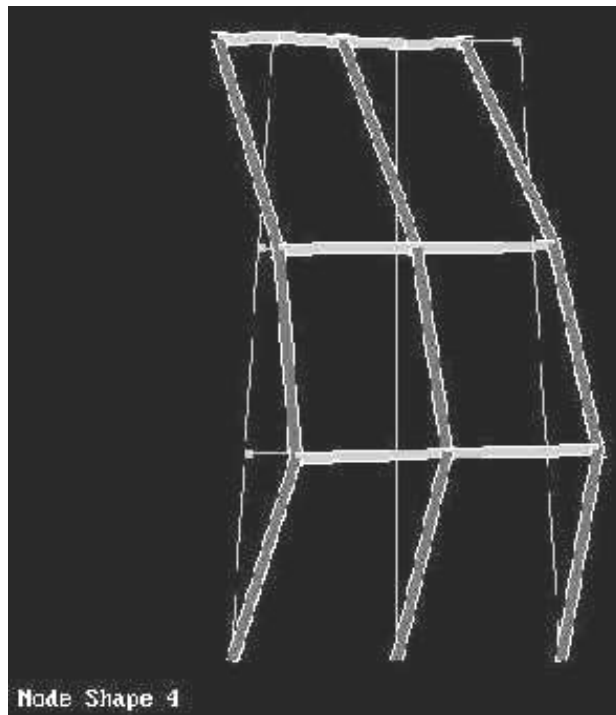
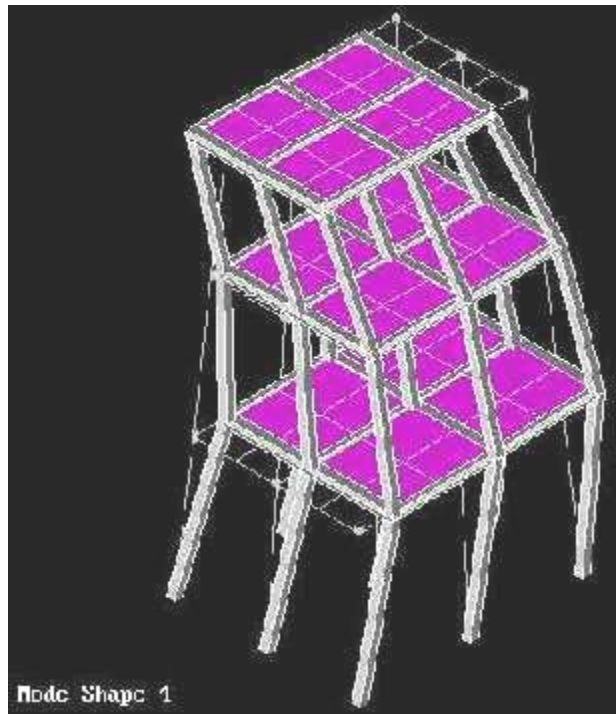
Figuras 4.116: Primer modo de vibración de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



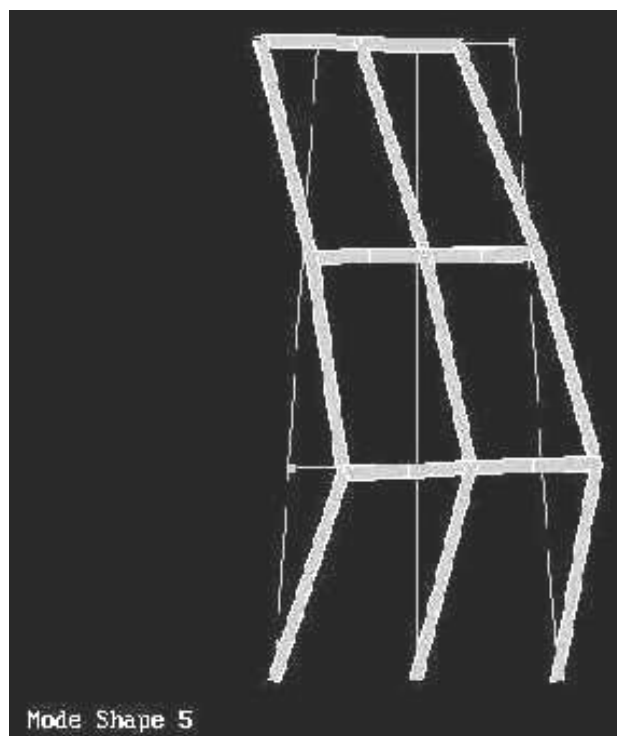
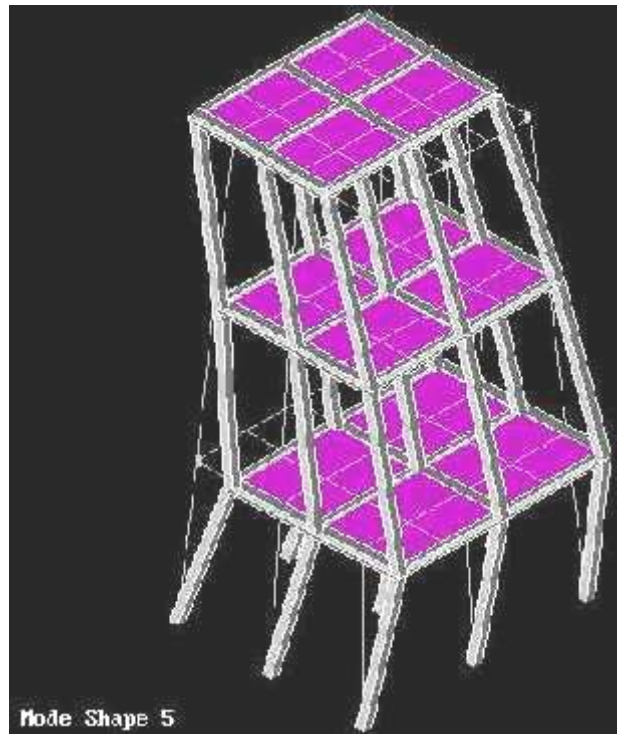
Figuras 4.117: Segundo y tercer modo de vibración de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 4.118: Cuarto modo de vibración de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 4.119: Quinto modo de vibración de la estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

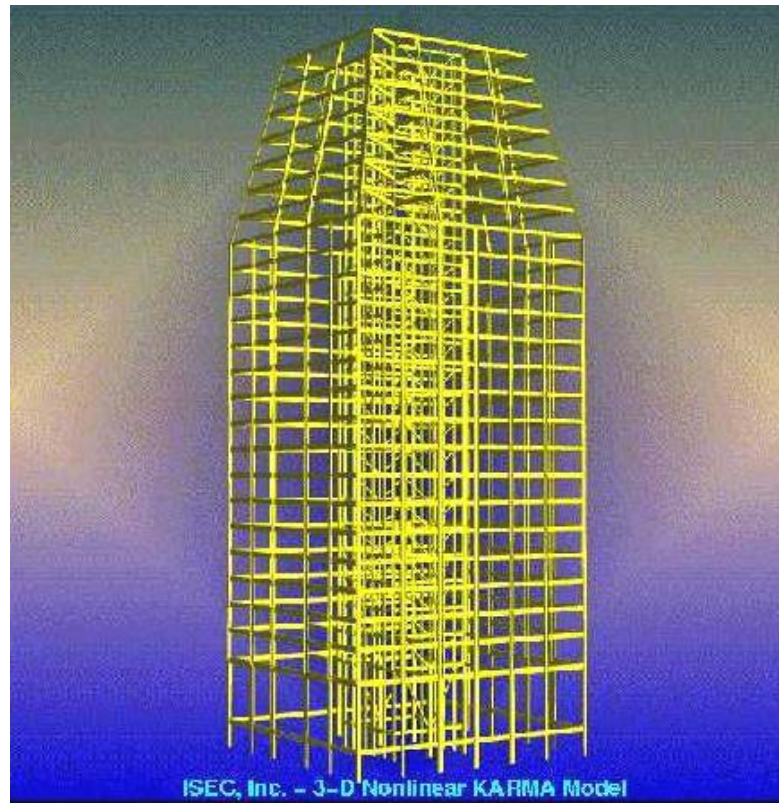


Figura 4.120: Modelo de edificio moderno.

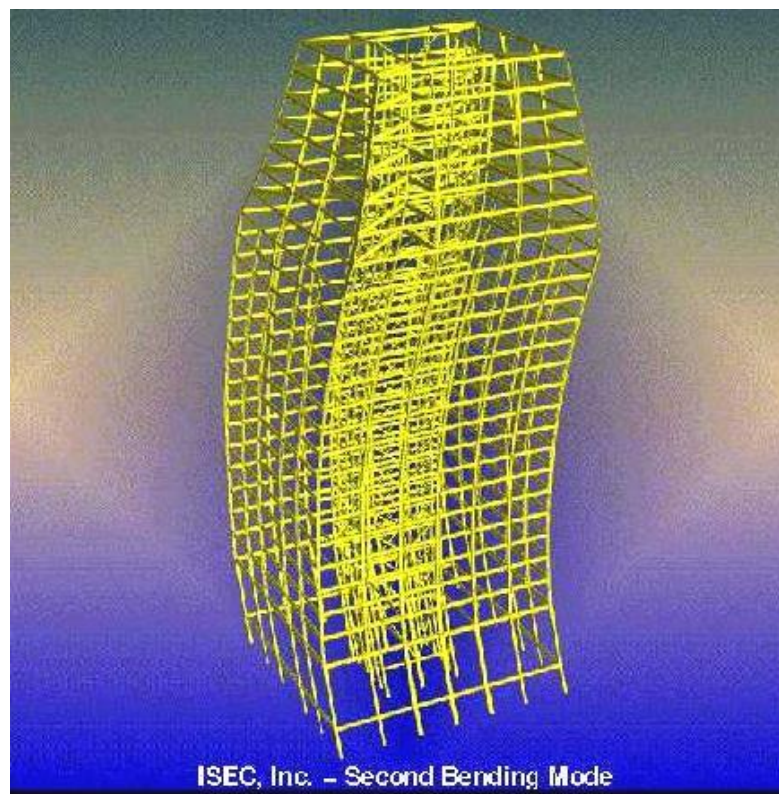


Figura 4.121: Inclinación de un modelo de edificio en el segundo modo de vibrar.

Comentarios

En la forma del modo de vibrar, el patrón de las fuerzas en los resortes equilibra las fuerzas de inercia. Es decir el tipo de aceleraciones en una forma del modo es proporcional al tipo de desplazamientos.

El periodo más largo de todos los modos se llama periodo fundamental, y es el periodo de vibración, llamado periodo natural de vibración de la estructura. Los modos del periodo más largo son llamados modos más bajos, mientras los modos del periodo más corto son llamados modos más altos. Debe separarse bien el modo traslacional del modo torsional, es decir el periodo de vibración no es junto.

Amortiguamiento

El amortiguamiento siempre es bueno en los edificios. El amortiguamiento reduce los efectos de la vibración y resonancia. Amortiguar es un fenómeno definido que generalmente se usa para describir cualquier mecanismo de disipación de energía no asociado con el daño de material estructural, principalmente la fricción y micro-roturas.

Los modelos matemáticos para amortiguar son aproximados y empíricos.

Las proporciones de amortiguamiento usadas en la práctica están basadas en las dimensiones experimentales de edificios. El amortiguamiento depende de los elementos no estructurales, así como de los elementos estructurales.

El revestimiento y particiones pueden contribuir significativamente, así como el tipo de conexiones estructurales. Las estructuras modernas tienen menos amortiguamiento típicamente que las estructuras más viejas. El revestimiento más ligero; menos particiones; las particiones no conectan al techo; soldadura en las conexiones.

Espectro de respuesta

Un espectro de respuesta muestra la frecuencia de un terremoto que se refiere a la respuesta del oscilador de un solo grado de libertad. La figura 122 es la aproximación del laboratorio.

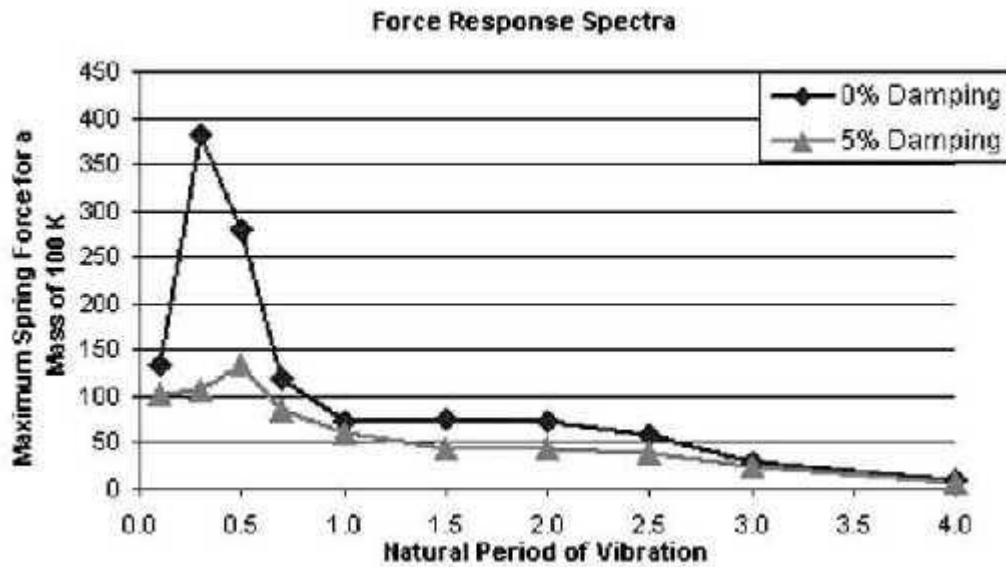


Figura 4.122: Espectro de respuesta para un amortiguamiento de 0% y 5%

Mitigación de la vibración

La afinación estructural evita la resonancia.

Si los problemas de vibración son el resultado de la resonancia entre la estructura y la carga, o si la estructura vibra a una frecuencia a que los humanos son sensibles, puede ser posible cambiar el periodo de vibración de la estructura alterando su masa o rigidez, por ejemplo: rigidizar a los miembros estructurales. Agregar más columnas. Cambiar el material por uno de peso más ligero.

Amortiguamiento artificial para reducir los efectos de resonancia

Todas las estructuras tienen algún amortiguamiento inherente. Hay dispositivos que pueden aumentar amortiguamiento disipando la energía cuando las estructuras se mueven.

Amortiguadores visco-elásticos: El Centro de Comercio Mundial usa miles de amortiguadores visco-elásticos, mientras se atan las cadenas más bajas de las columnas con un material elástico que disipa el calor, ya que trabaja moviéndose de un lado a otro. Estos amortiguadores son para el confort humano en lugar de prevención de daño o seguridad de vida. Se discuten amortiguadores similares para mitigar las vibraciones del suelo en los "Suelos Duros"

En resumen, las estructuras reales son sistemas de múltiples grados de libertad, y tiene varios modos de vibración, cada uno con su propio periodo de vibración. El modo con el periodo más largo se llama el periodo fundamental o el periodo natural. Todas las estructuras tienen algún amortiguamiento inherente que depende del tipo de construcción incluso el revestimiento y particiones.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Los aumentos de amortiguamiento crecen con los desplazamientos, aunque normalmente se usan modelos matemáticos (por ejemplo NONLIN) no consideran este efecto. Los efectos dinámicos son de consideración importante, por una variedad de circunstancias: Una carga dinámica tiende a resonar con la estructura. El viento resuena con el periodo muy largo de la estructura (> 2 seg). Los terremotos resuenan más fuertemente con las estructuras del periodo más corto (< 1 seg), pero puede ser significativo para las estructuras del periodo más largo. La frecuencia alta (1 Hz - 3 Hz) puede resonar con los sistemas del suelo. Una estructura vibra en un rango al cual los humanos son sensibles (~ 3 Hz - ~ 8 Hz), los efectos de vibración a veces pueden ser mitigados, alterando el periodo de vibración de la estructura, mientras se agrega la masa, o se aumenta el amortiguamiento a través de la amortiguación artificial o se ponen a punto los amortiguadores de masa. Los códigos del edificio americanos no tienen nada que decir sobre el criterio para los niveles aceptables de vibración en una estructura. Este problema debe solucionarse por el arquitecto e ingeniero y debe diseñarse con el dueño del edificio.

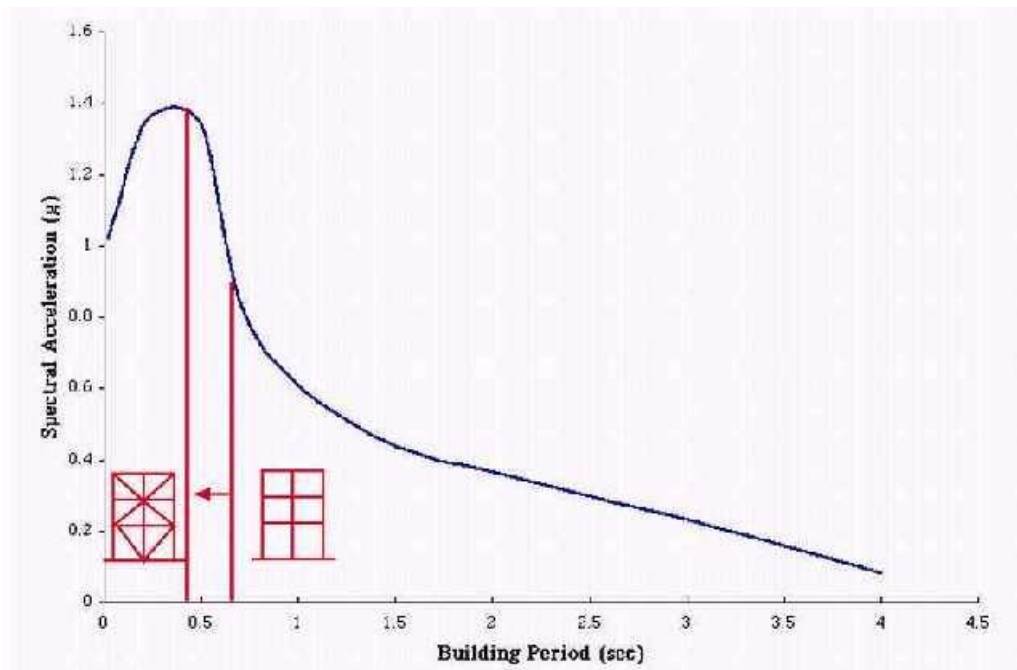


Figura 4.123: Diferentes tipos de periodo en marcos rigidizados y marcos resistentes a momento.

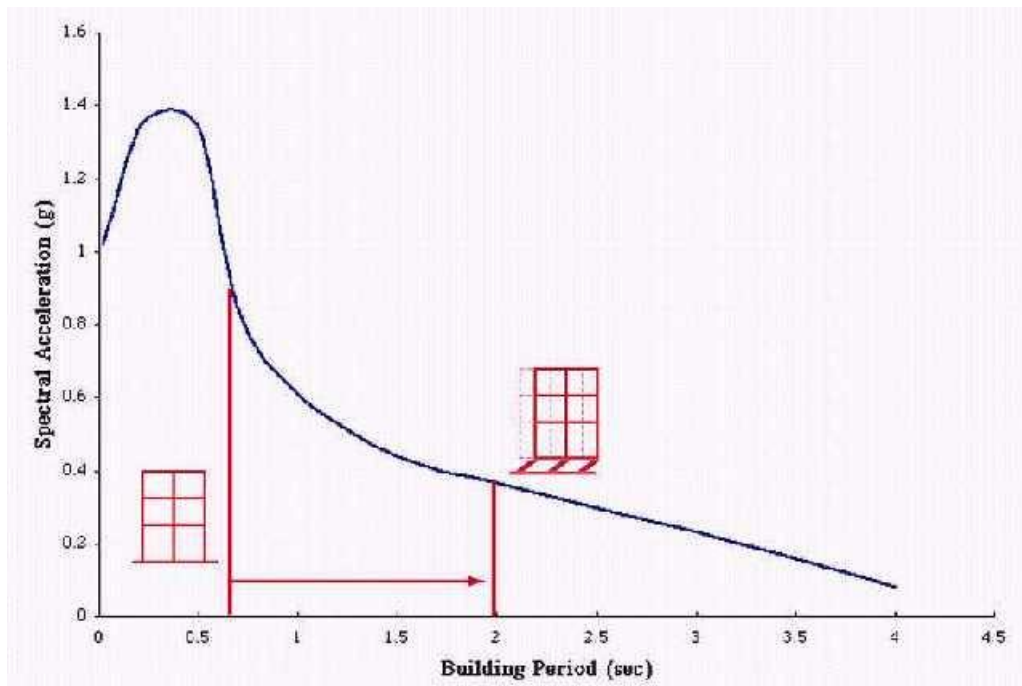


Figura 4.124: Diferentes tipos de periodo en marcos resistentes a momento y con sistemas de aislamiento de base.

SISTEMA DE AISLAMIENTO DE BASE

La tierra puede moverse, pero los sistemas para contrarrestar el movimiento deberían estar puestos.

Para estar seguro de que los edificios son capaces de soportar un sismo mayor a 7.5, en la escala de Richter una técnica especial de aislamiento de base debería usarse en la construcción de sus fundaciones. A este nivel de sismo los edificios ordinarios serían seriamente dañados.

El objetivo del aislamiento de base es reducir la transferencia de las fuerzas sísmicas de las fundaciones a la superestructura del edificio, esto reduce la necesidad de amplias e impertinentes fuerzas en los muros de corte por todas las partes del edificio.

La instalación del aislamiento de base significa sostener toda la sección por sección del edificio, preparando grandes 7 toneladas de bloques de las fundaciones existentes y edificios nuevos de fundaciones de concreto para sostener los aislamientos de base. Las fundaciones originales arriba y alrededor de los aislamientos de base han sido considerablemente forzados por nuevo abundante acero de concreto reforzado.

Los aislamientos de base fueron inventados en Nueva Zelanda por el grupo de consultoría Holmes. Ellos permitieron que las fundaciones se muevan en cualquier dirección sobre los 30 cm a cada lado yendo con el sismo. Como ellos actúan como

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

absorbedores del sacudimiento, los edificios por sí mismos se mueven mucho menos. Hay mucho menos riesgo de daño al edificio o daño a la gente dentro de ellos.

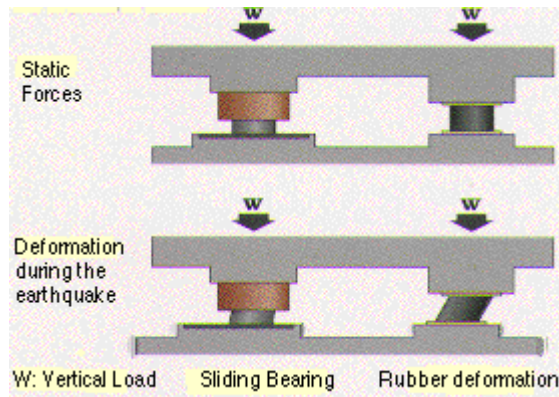
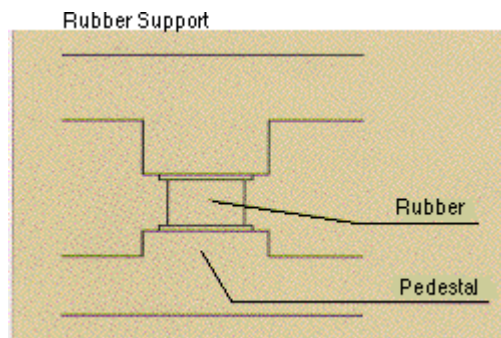
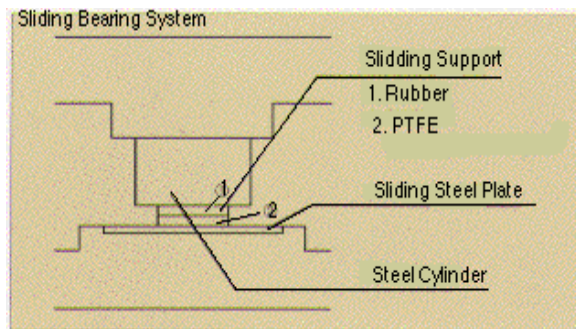


Figura 4.125: Sistema con aislamiento de base.



Figuras 4.126: Componentes del sistema con aislamiento de base.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

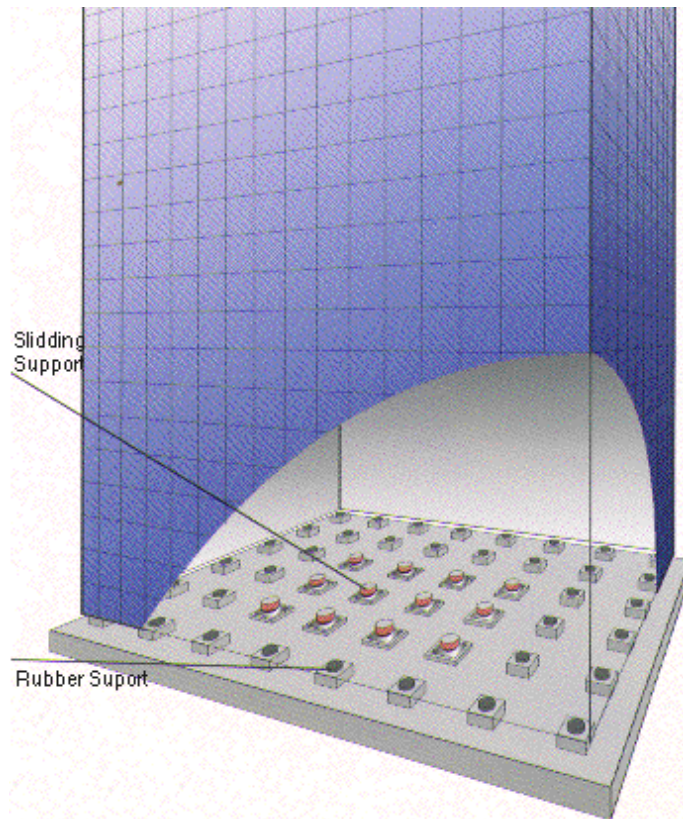


Figura 4.127: Edificio con sistema de aislamiento de base.

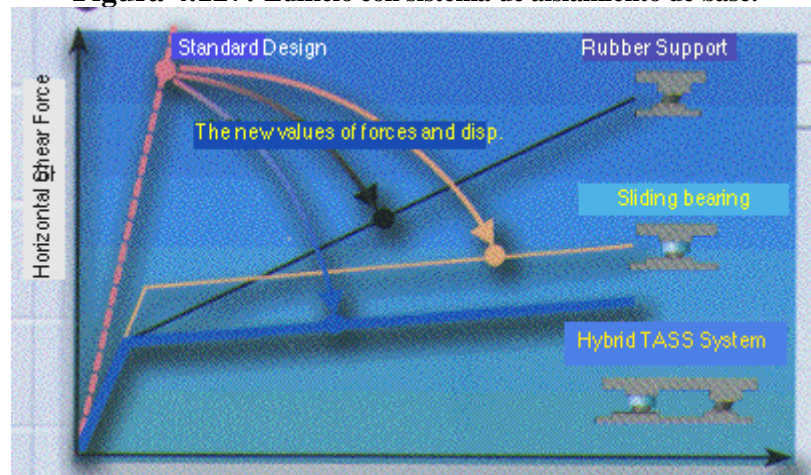


Figura 4.128: Curvas mostrando los varios sistemas de aislamiento de base.

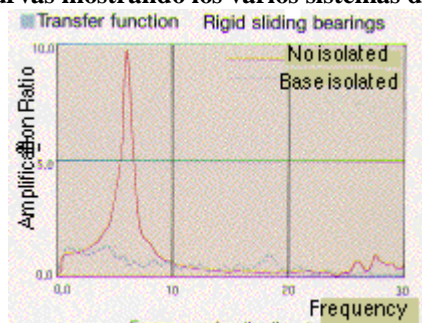


Figura 4.129: Curvas indicando la frecuencia de resonancia en sistemas con aislamiento y sin aislamiento de base.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

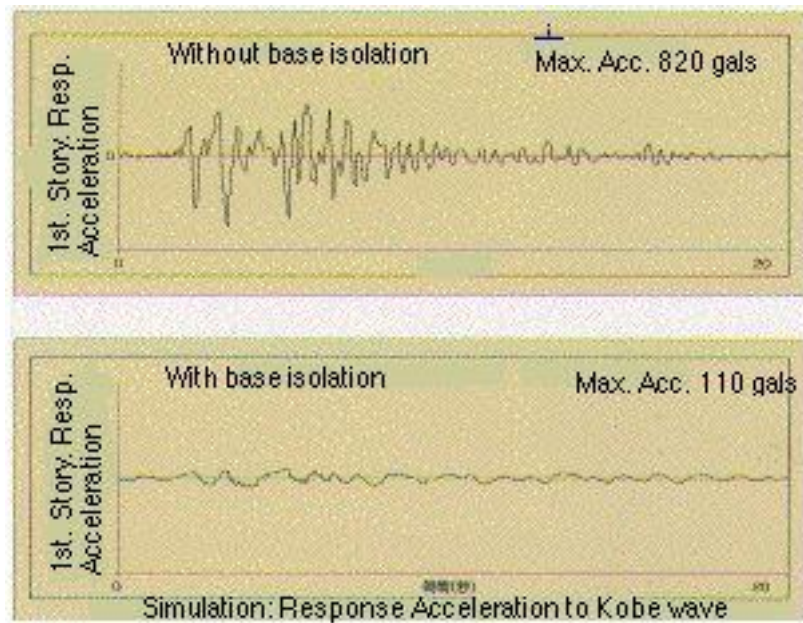


Figura 4.130: Reducción de la respuesta de aceleración en sistemas con base aislada.

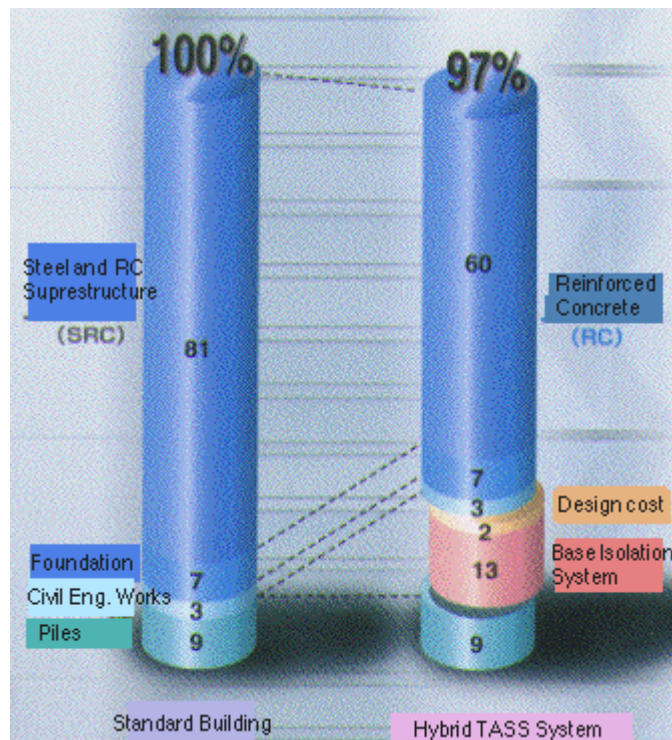


Figura 4.131: Costos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

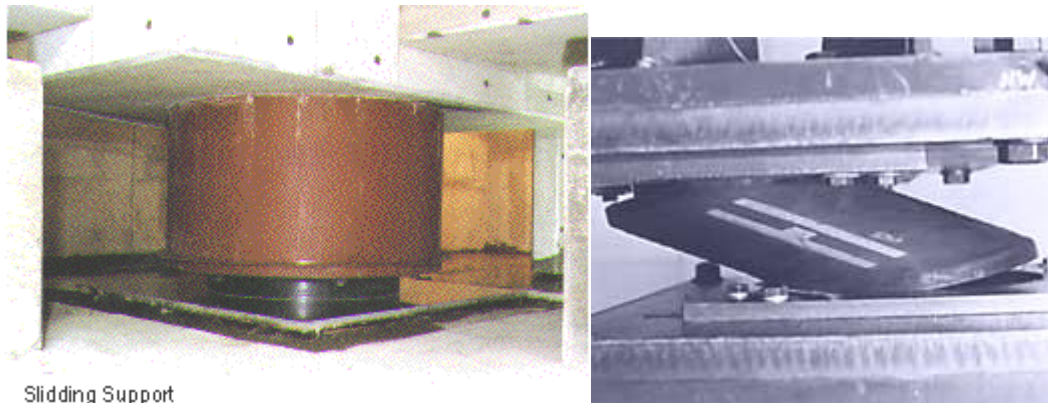


Foto 4.5: Soportes de aislamiento de base.

Aplicaciones Americanas:



Foto 4.6: Departamento de Comando de Incendios y Facilidad de Control.

La decisión de usar el aislamiento de base para este proyecto, fue alcanzada comparando los esquemas de diseño convencionales y de aislamiento para proveer el mismo grado de protección. En la mayoría de proyectos, los costos del diseño de aislamiento cuestan un 5% más. No solamente fue el diseño de aislamiento estimado en un 6% menos en este caso, pero es menor para cualquier edificio cuando los niveles equivalentes de protección son considerados. Los costos de ciclo de vida son aun más favorables. Además es notable que el código de diseño convencional requiere solamente un nivel mínimo de protección, que la estructura no colapse; considerando el diseño de aislamiento provee un nivel más alto de protección.



Foto 4.7: Foothill Communities Law y Centro de Justicia.

El edificio está localizado a 20 Km (12 millas de la falla de San Andrés). Condado San Bernardino, el primero en los Estados Unidos en tener un completo de programa de preparación contra terremotos, el edificio está diseñado para soportar

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

una magnitud de 8.3 en la escala de Richter, el máximo terremoto creíble para ese sitio. El diseño seleccionado para el sistema de aislamiento, el que consideró una posible torsión, incorporado un desplazamiento máximo horizontal de 380 mm (15 pulgadas) en los aislamientos en las esquinas del edificio. Las pruebas de la total escala de la medida de ejemplo verificaron esta capacidad.



Foto 4.8: Universidad del Hospital del Sur de California.

La Universidad del Sur de California (USC) hospital de instrucción estuvo a 36 Km (23 millas) del epicentro del terremoto de Northridge de Mw. 6.8 en 1994. La aceleración pico del suelo fuera del edificio fue de 0.49g, y las aceleraciones dentro del edificio fueron alrededor de 0.10g a 0.13g. En este terremoto la estructura estuvo efectivamente aislada de los fuertes movimientos de suelo suficientes para causar daños significantes a otros edificios en el centro médico. Los registros obtenidos del hospital USC están particularmente incitando en que ellas representan las más severas pruebas de un edificio con aislamiento hasta la fecha.

Aislamiento de base en Japón



Foto 4.9: Compañía de energía eléctrica Tohoku, Japón.

Actualmente el edificio más grande con sistema de aislamiento de base en el Mundo es el Centro de Cómputo Postal Occidental del Japón, localizado en Sanda, prefectura de Kobe. Éste tiene 6 pisos, 47000 m² la estructura es soportada en 120 aisladores elastoméricos con un número de acero adicional y lleva amortiguadores. El edificio que tiene un periodo de aislamiento de 3.9 seg, está localizado aproximadamente a 30 Km del epicentro del terremoto de 1995 en Hyogoken Nanbu (Kobe), y experimentó severo movimiento de suelo. La aceleración pico de suelo bajo los aisladores fue de 400 cm/seg² (0.41g) pero fue reducido por el sistema de aislamiento a 127 cm/seg² (0.13g) en el sexto piso. El desplazamiento estimado de los aisladores está alrededor de 12 cm. Una base fija del edificio adyacente al centro

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

de cómputo experimentó algo de daño, pero no hubo daño en el edificio con aislamiento.



Foto 4.10: Aislador de base en estructura metálica.



Foto 4.11: Edificio rehabilitado con aislamiento de base.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

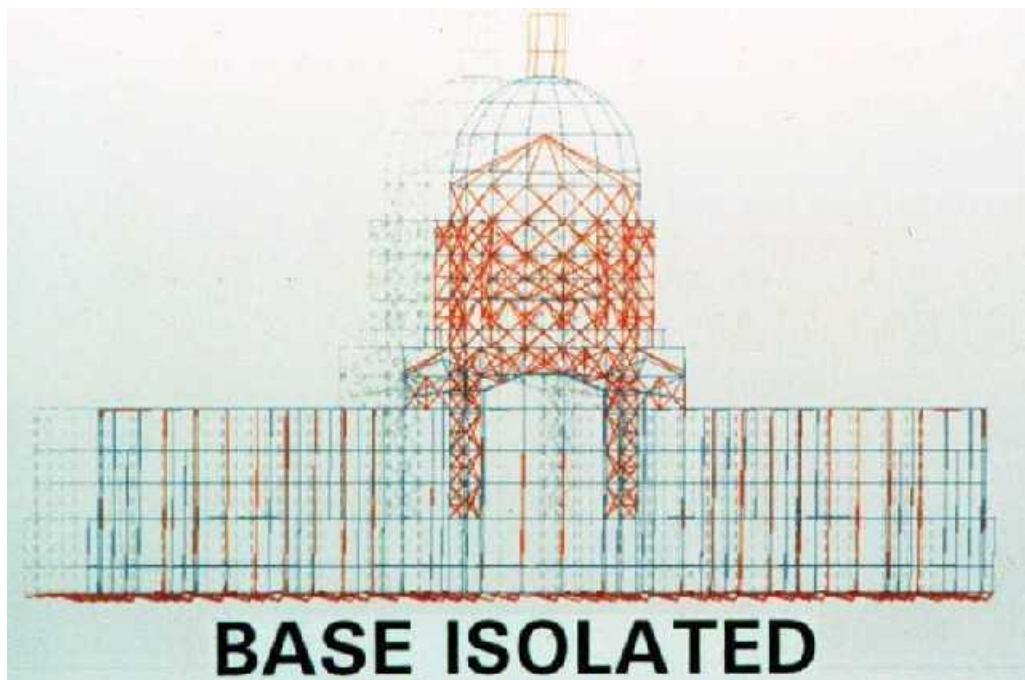


Figura 4.132: Aislamiento de base.

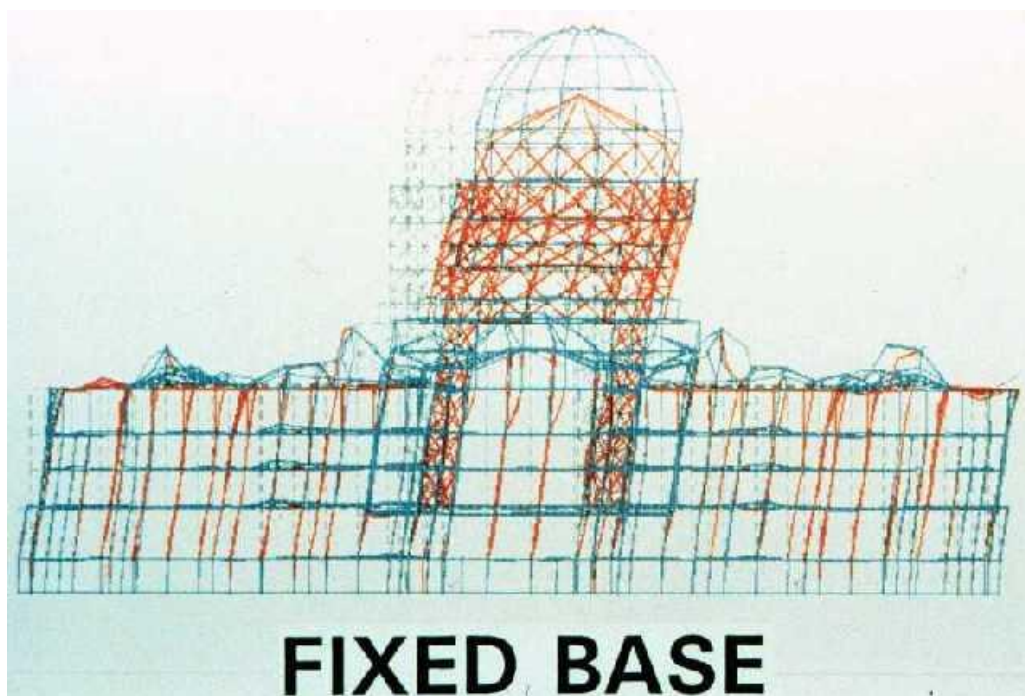


Figura 4.133: Base mejorada.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

Análisis Time History SAP2000

Guía didáctica del análisis Time History

Primero: Estableciendo el modelo estructural. Los cálculos de carga deben ser hechos.

Segundo: Análisis estructural – Usando por ejemplo STADD o SAP2000

- Análisis de terremoto usando la función Time History (SAP2000):
 1. Después, abrir o importar el modelo de estructura. Escoger el menú "Define", luego escoger "Time History Functions...". Presionar el botón "Add Function from File".
 2. Una nueva ventana de menú aparecerá. Presionar el botón "Open File". Luego una ventana de lista del archivo aparecerá. Del folder "Examples", seleccionar "Elcentro."
 3. Para "Number of Points per Line", colocar "3", y chequear "Time and Function Values". Luego presionar el botón "OK".
 4. Escoger el menú "Define", luego escoger "Time History Cases". Presionar el botón "Add New History".
 5. La ventana de "time history case data" aparecerá.
 - Para "Analysis type", escoger "linear."
 - Para "Modal Damping", presionar el botón "modify/show". Luego colocar "0.05" para "Damping for all modes."
 - Para "Number of output time steps", colocar "500."
 - Para "Output time step size", colocar "0.02."
 - Chequear "Envelope"
 - Para "Load Assignments": Carga --accdir1; Función --FUNC1; Factor de escala --386.4; Tiempo de la Llegada y valor --cero.

Presionar el botón "OK".

Ahora, se puede analizar la respuesta estructural para la carga sísmica introducida por la función time history Elcentro.

¿Qué publicación se necesita considerar cuando se usan miembros NLLink?

Definiendo miembros NLLink:

- Asignar masas para grados de libertad no lineal de miembros NLLink. De otro modo los modos Ritz pueden ser perdidos o inadecuados para el grado de libertad no lineal de NLLink.
- No usar valores de rigideces muy grandes. Si se quiere que algo sea muy rígido, usar un valor de 100 a 1000 veces la rigidez luego de la conexión de los elementos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

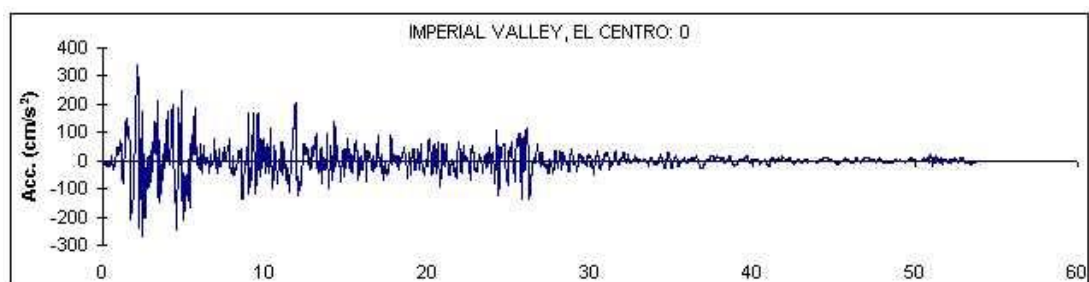
- Usar valores razonables proveídos por manufactureros para las propiedades de los miembros NLLink.
- Asignar suficientes propiedades para el miembro NLLink, tal que esté estable. Si algunas propiedades rotacional y desplazamiento no están fijadas a la estructura, puede llegar a ser localmente inestable.

Definiendo el análisis Time History:

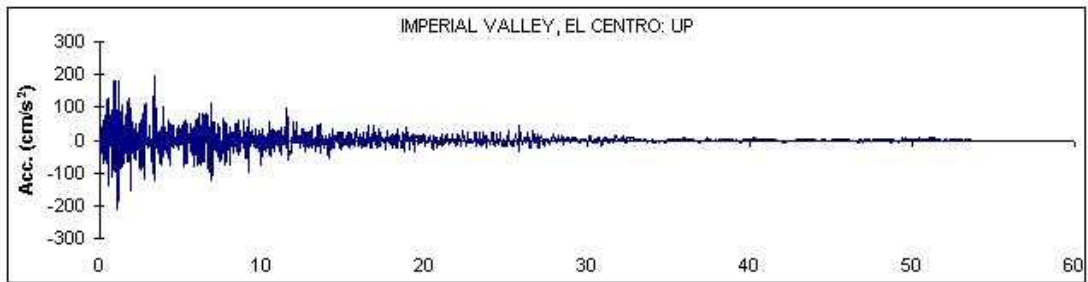
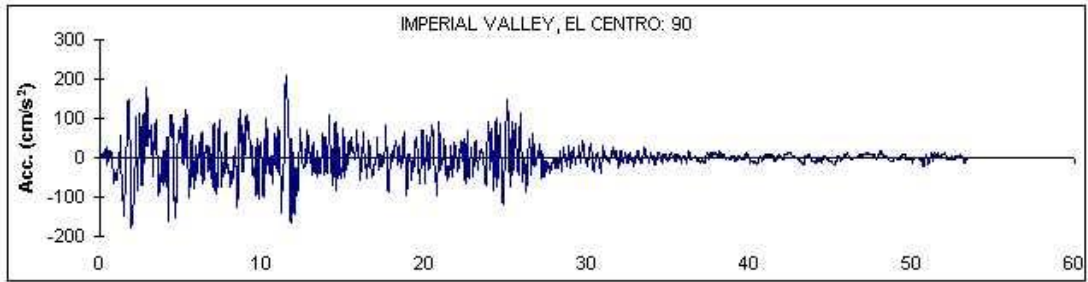
- Seleccionar el tipo de análisis no lineal en la caja de diálogo Time History Case Data. Los miembros NLLink actúan no linealmente ÚNICAMENTE en el análisis no lineal Time History.
- Para aisladores y dispositivos de absorción de energía, usar un valor razonable pequeño para amortiguamiento modal después de que los elementos NLLink son esperados para proveer el amortiguamiento para la estructura.

Fijando opciones para el análisis bajo los parámetros de análisis dinámico:

- Seleccionar suficientes modos para captar el comportamiento completo:
 - Comenzar con el número de modos requeridos por un Time History lineal.
 - Añadir al menos un modo para cada vector de carga estática (por ejemplo: gravedad).
 - Añadir al menos un modo para cada DOF no lineal.
- Seleccionar el tipo de análisis Ritz. El análisis Eigen no es apropiado al menos que TODOS los modos eigen sean encontrados.
- Seleccionar los vectores de inicio apropiados Ritz. Si las cargas estáticas son usadas con funciones de carga en el análisis time history, entonces estas cargas necesitan también ser incluidas en la lista de los vectores de inicio de carga.
- Poner un visto en la opción Include NLLink Vectors.



Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Figuras 4.134: Sismogramas de El Centro.

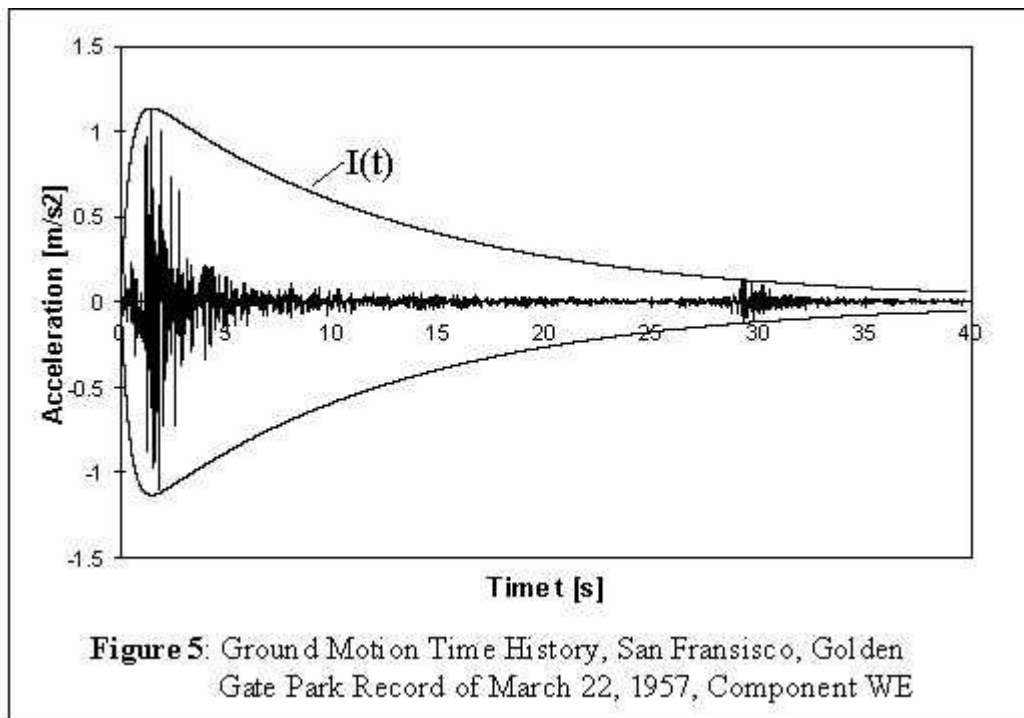


Figura 4.135: Movimiento del suelo en el Time History, San Francisco, Golden Gate Park Record de marzo 22, 1957, componente Oeste - Este.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

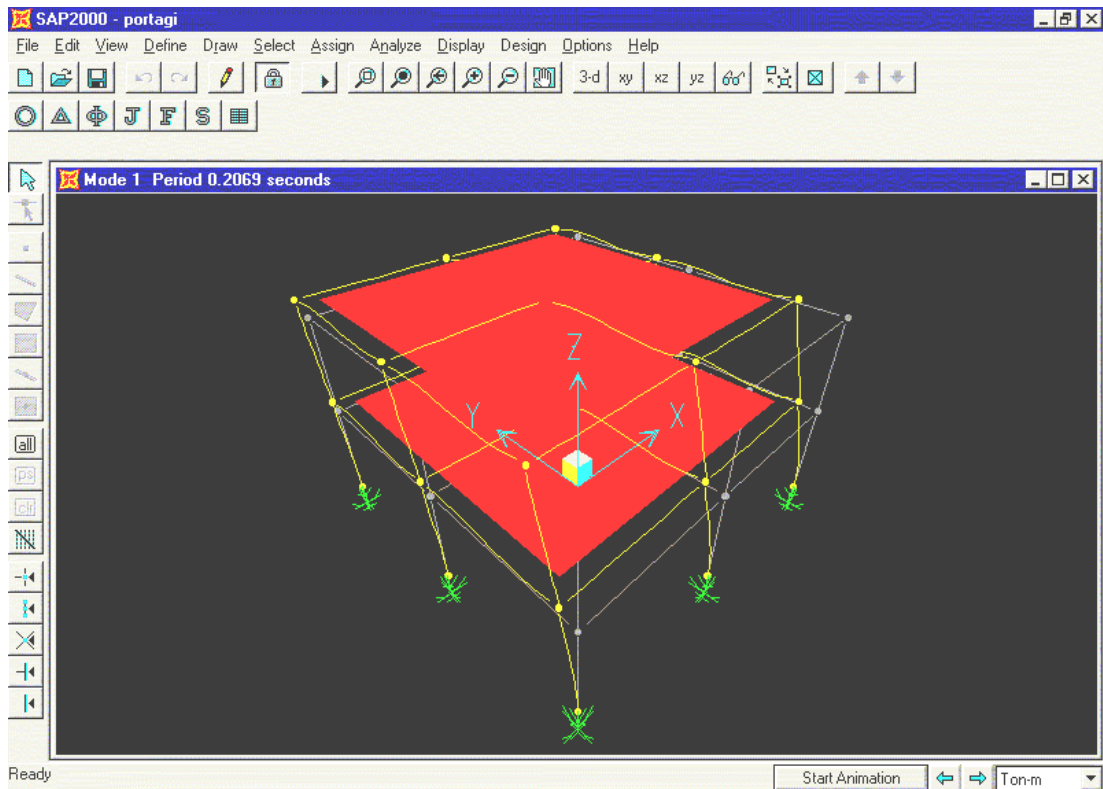


Figura 4.136: Muestra del primer modo de vibrar en SAP2000.

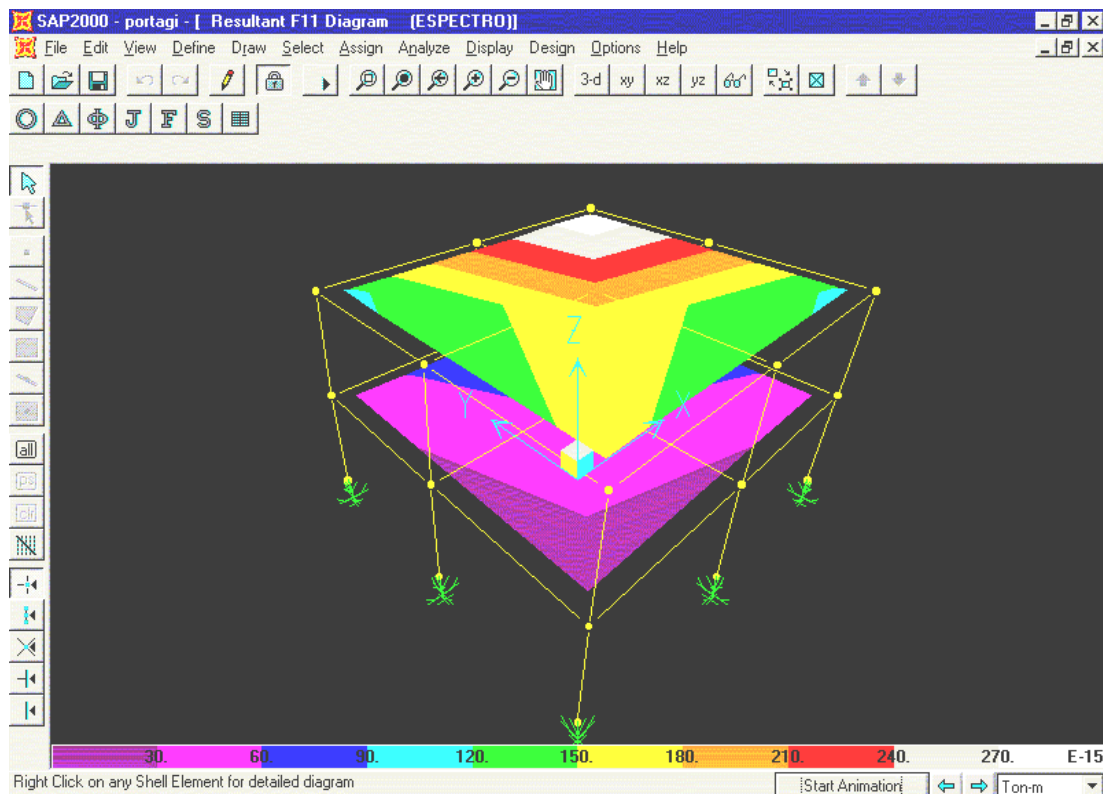


Figura 4.137: Diagrama mostrando los esfuerzos en las losas (espectro).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El programa SAP2000 representa el más sofisticado y amigable programa de computadora de la serie SAP y características poderosas de interfase gráfica desde el punto de vista de fácil uso y productividad.

Creación y modificación del modelo, ejecución del análisis, chequeo y optimización del diseño son todos hechos a través de esta simple interfase.

Muestra gráfica de los resultados, incluyendo tiempo real, la muestra de desplazamientos Time History son fácilmente producidos. Este programa ofrece un salto adelante en la forma de cómo los modelos son creados y modificados y también la manera de cómo el análisis y diseño es manejado.

Las capacidades analíticas están solo representando el poder de la última investigación en las técnicas numéricas y algoritmos de solución.

El programa ofrece sofisticadas capacidades, tales como rápidas soluciones de ecuaciones, fuerza y desplazamiento de cargas, elementos de marco no prismáticos altamente adecuados, elementos shell, análisis dinámico Eigen y Ritz, múltiples sistemas de coordenada para geometría inclinada, muchas opciones diferentes de restricción, la capacidad de unir mallas independientemente definidas, un completo par 6 por 6 de rigidez del resorte y la opción para combinar o sobre el análisis dinámico múltiple en la misma corrida.

El programa añade capacidad ilimitada, capacidades de análisis de puentes, un completo rango de opciones elementos finitos y análisis time history. Efectos de movimiento de suelo con múltiples excitaciones en la base, pueden ser incluidos.

El programa es también capaz de unir elementos link en dinámica no lineal, aisladores, amortiguadores, rótulas y más. Este elemento de unión no lineal (NLLink), permite a los usuarios modelar el comportamiento dinámico de todos los sujetadores de tensión únicamente en edificios para rótulas después del rendimiento en marcos tridimensionales para relaciones elastoméricas para puentes y edificios con aislamiento de base. Además, las características estáticas de capacidades del análisis Pushover no lineal para el diseño basado en desempeño de estructuras.

Las características del poder del programa y diseño completamente íntegro para acero y concreto, disponible desde la misma interfase usada para crear y analizar el modelo. El diseño de los miembros de marcos de acero caracteriza el tamaño inicial del miembro y optimización iterativa. El diseño de los miembros de marco de concreto incluye el cálculo de la cantidad de refuerzo de acero requerido.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

To Do

Plot time histories of Y-direction displacement at the 1st level and at the roof level. Plot a time history of the 1st level Y-direction displacement versus the Y-direction base shear.

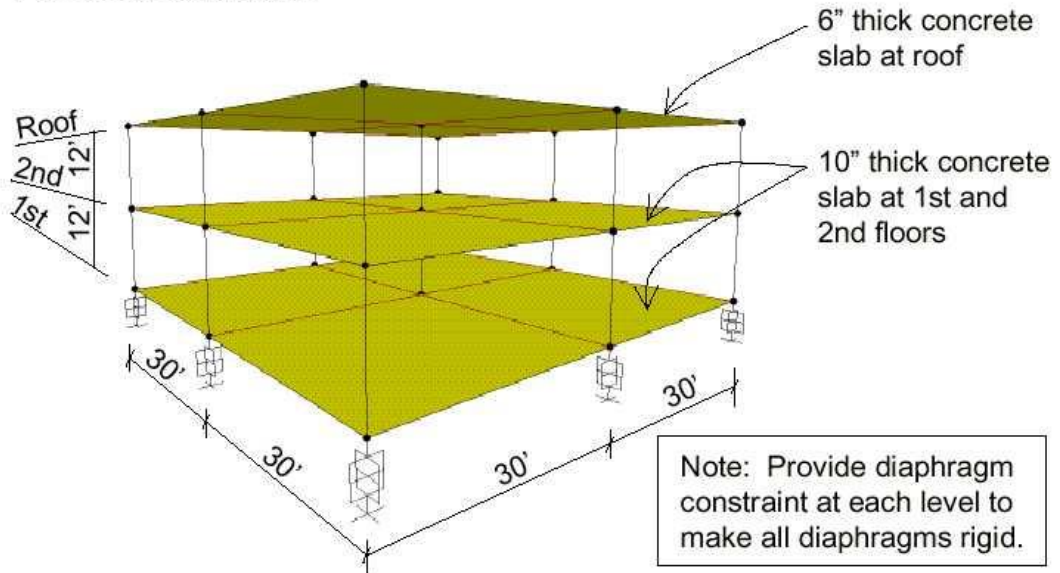


Figura 4.138: Gráfico del Time History del desplazamiento en la dirección Y.

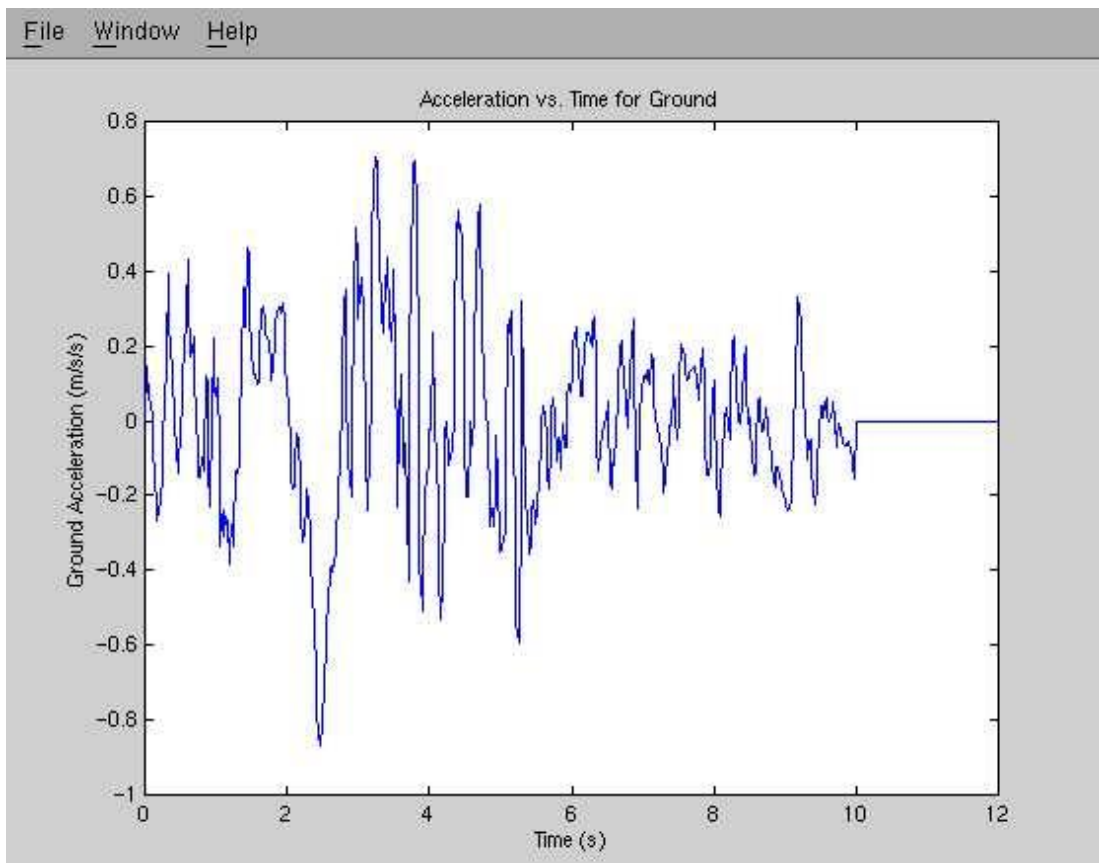


Figura 4.139: Aceleración versus tiempo del suelo.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

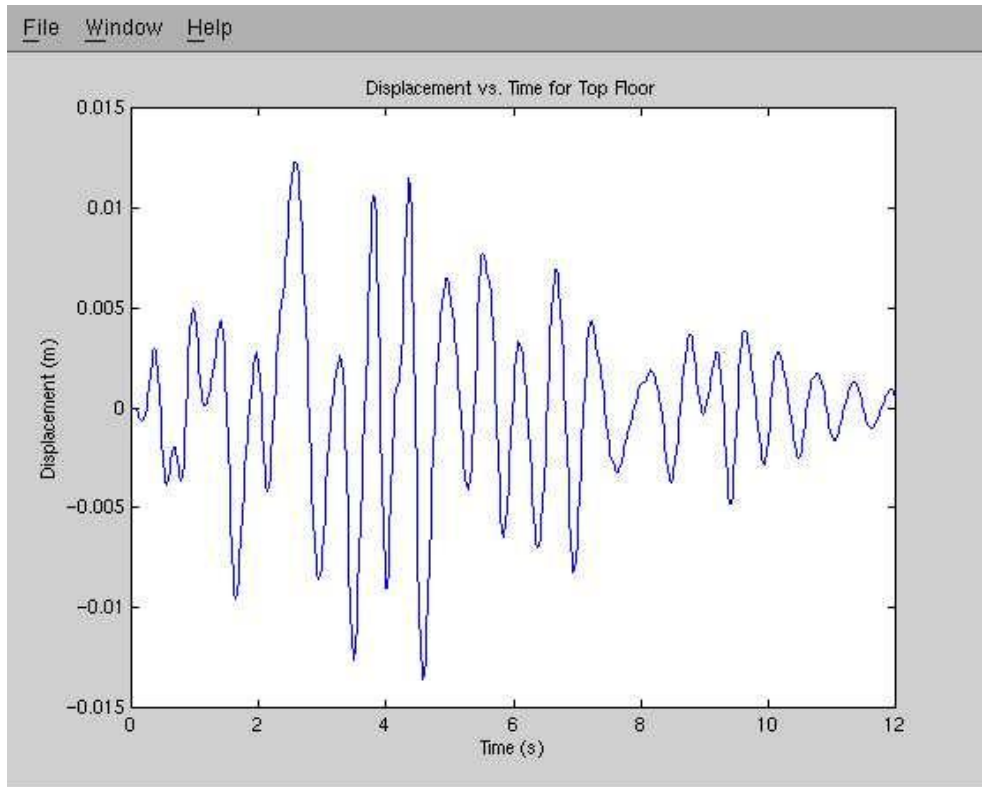


Figura 4.140: Desplazamiento versus tiempo del piso superior.

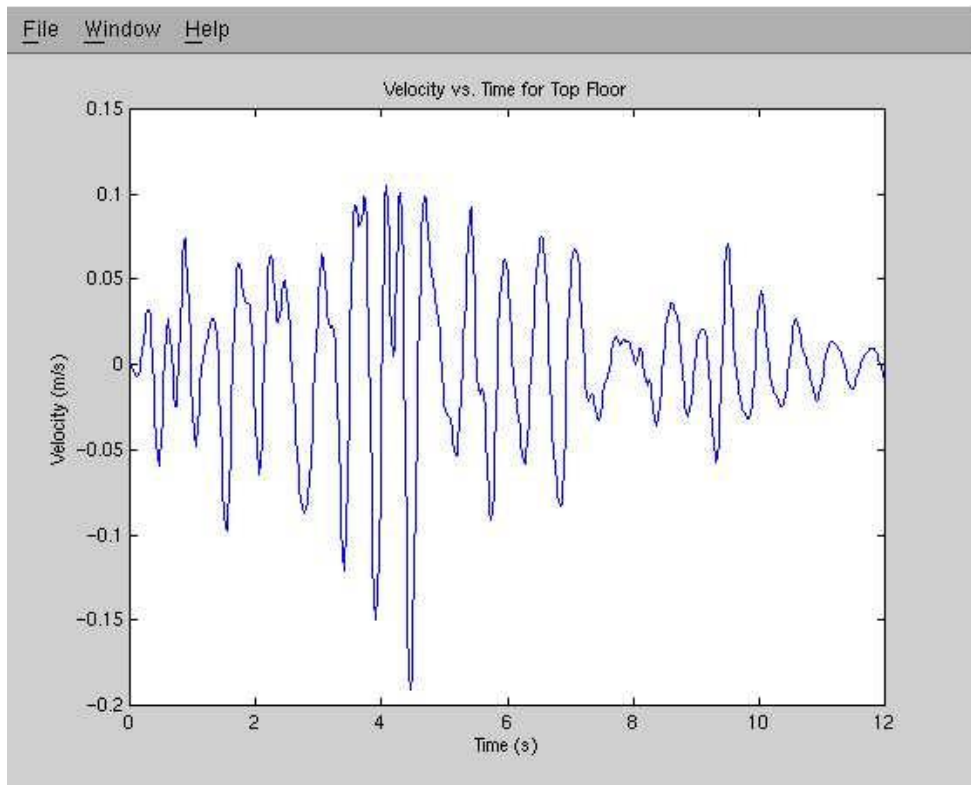


Figura 4.141: Velocidad versus tiempo para el piso superior.

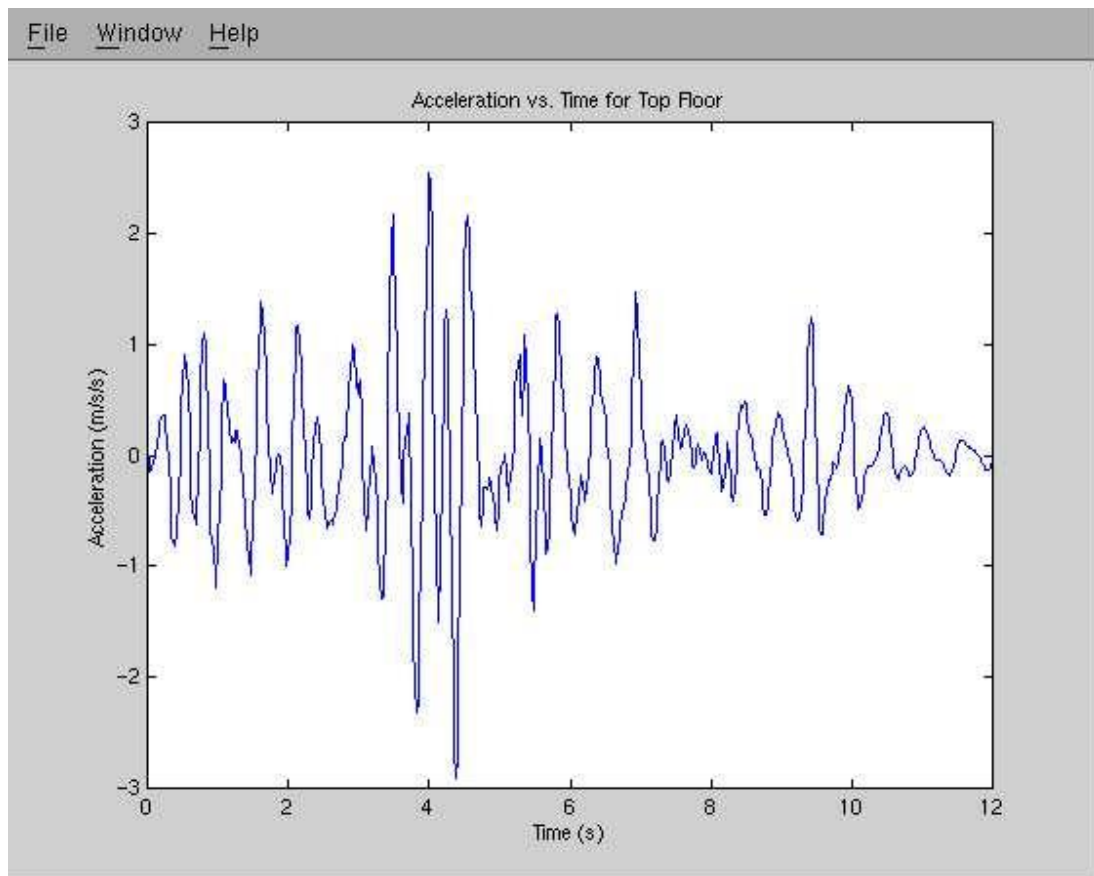


Figura 4.142: Aceleración versus tiempo para el piso superior.

SAP2000 analiza y diseña la estructura usando un modelo que se debe definir usando la interfase gráfica. El modelo puede incluir las siguientes características que representen la estructura:

- Propiedades del material.
- Elementos marco que representan vigas, columnas y/o miembros rigidizados.
- Elementos Shell que representan paredes, pisos, y otros miembros de pared delgada.
- Nudos que representan conexiones de elementos.
- Restricciones y resortes que soportan los nudos.
- Cargas, incluyendo peso propio, térmicas, sísmicas, y otras.
- Después SAP2000 analiza la estructura, el modelo también incluye desplazamientos, esfuerzos y reacciones debido a las cargas.

Creando y analizando un modelo de estructura en SAP2000

I. Fijando el modelo geométrico usando la opción “DRAW”

Dibujar un elemento del marco de nudo a nudo

(Dibujo en 2D)

1. En el menú View, dar un click en Show Grids. Esto coloca un visto junto a éste y activa y desactiva los grids.
2. Seleccionar plano 2D, en el cual se desea dibujar el miembro.
3. Dar un click en el botón para dibujar un elemento BARRA entre dos puntos.
4. Dar un click en la intersección del grid, un nudo definido previamente o algún punto en el plano. Dar un click de nuevo en otro punto para añadir un simple elemento BARRA.

Cada click subsiguiente añadirá otro elemento barra a menos que un doble click en el mismo nudo sea ejecutado o la tecla ENTER sea presionada. Presionando la tecla ESC también termina el dibujo secuencial y se sale del modo de dibujo.

Dibujar un elemento Shell entre cuatro nudos

(Dibujo en 2D)

1. En el menú View, dar un click en Show Grids. Esto coloca un visto junto a éste y activa y desactiva los grids.
2. Seleccionar plano 2D, en el cual se desea dibujar el miembro.
3. Dar un click en el botón para dibujar un elemento SHELL entre 4 nudos.
4. Dar un click en la intersección del grid, un nudo definido previamente o algún punto en el plano.
5. Dar un click de nuevo en otros 3 puntos en sentido horario o de un contador para añadir un elemento SHELL.

NOTA: Si se desea añadir un elemento triangular, el cuarto punto que se de el click debería ser el mismo que el primero.

II. Creando las entidades nominadas del modelo usando la opción “DEFINE”

Definir los materiales

En el menú Define, dar un click en Materials... Se mostrará la caja de diálogo con materiales por defecto CONC, OTHER y STEEL, listados en la lista de la caja Materials.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Definir las propiedades de las secciones del marco

Las propiedades de la sección pueden ser definidas en cualquier momento antes de que ellas sean asignadas a los elementos. La caja de diálogo Define Frame Section está compuesta de una lista de secciones definidas, una lista de secciones que pueden ser importadas y una lista de secciones que pueden ser agregadas definiendo sus dimensiones. Hay también dos botones, uno para modificar / mostrar las secciones y una para borrar las secciones.

Definir los casos de carga estática

1. En el menú Define, dar un click en Static Load Cases... Se mostrará la caja de diálogo Static Load Case Names con un caso de carga por defecto LOAD1 listado en la caja Loads.
2. Para agregar un nuevo nombre de caso de carga:
 - Escribir el nuevo nombre en la caja de edición Load.
 - Escoger el tipo de carga, Dead (muerta), Live (viva), Quake (sismo), Wind (viento), Snow (nieve) u Other (otra) desde la lista Type.
 - Escribir en self-weight multiplier (factor de peso propio) en la caja de edición y
 - Dar un click en el botón Add new Load.
3. Para cambiar un nombre de caso de carga dar un click en el nombre en la lista de la caja y luego escribir los cambios en las cajas de edición o escoger un diferente tipo de carga de la lista y dar un click en el botón Change Load.
4. Para borrar un nombre de caso de carga, dar un click en el nombre en la lista de la caja y dar un click en el botón Delete Load.
5. Dar un click en OK.

Definir los nudos patrones

1. En el menú Define, dar un click en Joint Patterns... Se mostrará la caja de diálogo Pattern Names con un patrón predefinido DEFAULT listado en la lista de la caja Patterns.
2. Para agregar un nuevo tipo de nombre de patrón en el nuevo nombre en la caja de edición Patterns y dar un click en Add new Pattern Name.
3. Para cambiar un nombre patrón dar un click en el nombre en la lista de la caja y luego escribir los cambios en la caja de edición y dar un click en Change Pattern Name.
4. Para borrar un nombre patrón dar un click en el nombre en la lista de la caja y dar un click en Delete Pattern Name.
5. Dar un click en OK.

Definir las combinaciones de carga

1. En el menú Define, dar un click en Load Combinations... Se mostrará la caja de diálogo Load Combinations.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

2. Para añadir una nueva combinación de carga, dar un click en el botón Add new Combo. Se mostrará la caja de diálogo Load Combination Data.

En la caja de diálogo Load Combination Data:

- Escribir el nombre de la combinación en la caja de edición Load Combination Name.
 - Seleccionar el tipo de combinación de carga ADD, ENVE, ABS, SRSS.
 - Escribir el título (descripción de combinación de carga) en la caja de edición Title.
 - Seleccionar un nombre de caso de análisis desde el casillero Case Name y escribir el factor en la caja de edición Scale Factor y dar un click en ADD. Se añadirá el caso de análisis y el factor a la lista de la caja.
 - Similarmente seleccionar otros casos de análisis y agregarlos a la lista de la caja para completar la definición de la combinación de carga.
 - Es posible modificar o borrar un caso de análisis desde la definición de combinación seleccionando el caso de análisis desde la lista de la caja y dando un click en el botón Modify o Delete.
 - Seleccionar si el combo debería ser usado como una parte del diseño de combinaciones de carga del acero o concreto.
 - Dar un click en el botón OK. Esto añadirá la combinación de carga a la lista de la caja Combinations.
3. Para incluir el diseño de combinaciones de carga predefinida para el código especificado en Concrete and Steel Preferences, dar un click en el botón Add Default Design Combo. El programa añadirá el diseño de combinaciones de acero si Steel Design está seleccionado en el menú Design y las combinaciones del concreto si Concrete Design está seleccionado en el menú Design. El tipo de asignación para el caso de carga estática es usado para determinar los factores de carga apropiados.
 4. Para modificar una combinación de carga dar un click en el nombre en la caja de la lista Combinations para seleccionarla y luego dar un click en el botón Modify/Show Combo. Se mostrará la caja de diálogo Load Combination Data. Hacer los cambios apropiados y dar un click en OK.
 5. Para borrar una combinación de carga dar un click en el nombre en la lista de la caja Combinations para seleccionarla y luego dar un click en el botón Delete Combo. Esto borrará la combinación de carga.
 6. Dar un click en OK.

III. Seleccionando los objetos para los cuales la siguiente operación se aplicará usando la opción “SELECT”

Cuando el SAP2000 no está en modo DRAW, SELECT es el modo por defecto. Es posible hacer múltiples selecciones y luego ejecutar una tarea en las entidades seleccionadas. Las funciones Display, Assign, Design, Output o aun las funciones Delete son puestas en práctica en este modo.

Los objetos de selección múltiple (por ejemplo: elementos o nudos) pueden estar hechos en cualquier sección excepto mientras en el modo DRAW. En el modo DRAW únicamente un nudo o elemento puede ser seleccionado para propósitos de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

edición. Dando un click en un objeto se lo selecciona. Dando un click de nuevo en un objeto seleccionado, se deseleccionará.

IV. Asignando propiedades y cargas para uno o más objetos que se ha seleccionado, usando la opción “ASSIGN”

Dando un click en uno de los botones desde la barra de herramientas flotantes permitirá asignar propiedades, cargas y restricciones a la selección. Los miembros o nudos tienen que ser seleccionados primero en orden para hacer un asignamiento.

Seleccionar varias opciones de asignación dando un click.

Asignando propiedades de la sección

Elementos FRAME (marco):

1. Seleccionar uno o más elementos para los cuales se quiere asignar las propiedades de la sección.
2. En el menú Assign, dar un click en Frame y luego Sections... en el sub-menú.
3. En la caja de diálogo Frame Sections.
 - Seleccionar una sección previamente definida.
 - Dar un click en el botón OK.

Elementos SHELL (placa, malla):

1. Seleccionar uno o más elementos Shell para los cuales se quiere asignar las propiedades de la sección.
2. En el menú Assign, dar un click en Shell y luego Sections... en el sub-menú.
3. En la caja de muestra Shell Sections:
 - Seleccionar una sección previamente definida.
 - Dar un click en el botón OK.

Asignando restricciones a los nudos

Las restricciones son añadidas para nudos seleccionados.

1. Seleccionar los nudos para los cuales se quieren aplicar las restricciones.
2. En el menú Assign, dar un click en Joint y luego Restraints... en el sub-menú. Se mostrará la caja de diálogo Joint Restraints.
3. En la caja de diálogo Joint Restraints:
 - Seleccionar desde Restraints in Local Directions, las restricciones del (los) nudo(s) deseadas, o
 - Seleccionar desde Fast Restraints, el icono que representa la condición de restricción deseada.
4. Dar un click en OK.

Asignando constraints a los nudos

Constraints son aplicados para nudos seleccionados.

1. Seleccionar los nudos para los cuales se desea aplicar Constraints.
2. En el menú Assign, dar un click en Joint y luego Constraints ... en el sub-menú. Se mostrará la caja de diálogo Constraints.
3. En la caja de diálogo Constraints:
 - Uno u otro nombre por defecto seleccionado para diferentes tipos de Constraints tales como Beam (viga), body (cuerpo), Diaphragm (diafragma), Equal (igual), Local, Plate (placa), Rod (barra) o Weld (soldadura) o
 - Agregar un nuevo Constraint dando un click en Add en la lista del casillero y seleccionar el apropiado tipo de constraint. Escribir el nuevo nombre o aceptar el nombre por defecto, escoger los ejes (X, Y o Z) o Auto para definir la dirección del constraint y luego dar un click en OK.
4. Dar un click en OK.

Asignando cargas o desplazamientos a los nudos

1. Seleccionar uno o más NUDOS para asignar cargas.
2. En el menú Assign, dar un click en Joint Static Loads y luego Forces... o Displacements... en el sub-menú.
3. En la caja de diálogo Joint Forces or Ground Displacements (fuerzas en los nudos o desplazamientos del suelo):
 - Seleccionar el caso de carga.
 - Proveer fuerzas y momentos o traslaciones y rotaciones.
 - Seleccionar añadir, remplazar, borrar.
4. Dar un click en OK.

La pantalla se refrescará con la representación gráfica de la carga asignada en los nudos seleccionados.

Nota: Los desplazamientos pueden ser únicamente aplicados para los nudos previamente restringidos.

V. Determinando los desplazamientos resultantes, esfuerzos y reacciones usando la opción “ANALYZING”

1. Dar un click en el menú Analyze y luego Set Options... Se mostrará la caja de diálogo Analysis Options.
2. Dar un click para poner un visto en el apropiado grado de libertad (U1, U2, U3, R1, R2, R3) para estar disponible para uno u otro modelo 2D o 3D en el área Available DOF.
3. Alternativamente, los grados disponibles de libertad pueden ser automáticamente puestos visto dando un click en la cuarta opción Fast DOF's por ejemplo marco espacial, marco plano, grid plana y truss espacial.
4. Si el análisis dinámico es requerido, poner un visto en la caja análisis dinámico. Al poner un visto en esta caja, se mostrará el botón Set Dynamic Parameters.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Dando un click en este botón se mostrará la caja de diálogo Dynamic Analysis Parameters.

En esta caja Dynamic Analysis Parameters:

- Escribir el número de modos.
 - Seleccionar el tipo de análisis, Eigenvectors o Vectores Ritz.
 - Si el análisis Eigenvectors es seleccionado, luego los parámetros Eigen Value pueden ser definidos. Los valores por defecto mostrados en las cajas de edición son adecuados para la mayoría de casos.
 - Escogiendo el análisis Ritz Vectors hace disponible la caja de diálogo Starting Ritz Vector.
 - Seleccionar Starting Ritz Load Vectors de la lista de cargas. Usar los botones ADD y REMOVE para modificar la lista.
 - Dar un click en OK.
5. Si el análisis P-Delta es requerido, entonces poner un visto en la caja Include P-Delta. Poniendo un visto en esta caja, permitirá seleccionar el botón Set P-Delta Parameters. Dando un click en este botón se mostrará la caja de diálogo P-Delta Parameters.
- En la caja de diálogo P-Delta Parameters:
- Ingresar el máximo número de interacciones o aceptar el valor por defecto. Un razonable número es usualmente 5 o menor.
 - Ingresar la tolerancia del desplazamiento o aceptar el valor por defecto. La falla para converger debería resultar si un desplazamiento demasiado pequeño es especificado. La tolerancia por defecto es 0.001.
 - Ingresar la tolerancia de fuerza o aceptar el valor por defecto.
 - Definir la combinación de carga desde Load Cases usando apropiados factores de escala. Usar los botones Add, Modify y Delete para fijar esta combinación.
 - Dar un click en OK.
6. Si se desea tener cualquier resultado del análisis guardado en una salida a archivo, entonces poner un visto en la caja Generate Output. Poniendo un visto en esta caja, permitirá seleccionar el botón Select Output Options. Dar un click en este botón para mostrar la caja de diálogo Select Output Results.
- En la caja de diálogo Select Output Results:
- Poner un visto en el tipo de resultados del análisis en el cual se está interesado.
 - Poniendo un visto en esta caja, permitirá seleccionar el botón Select/Show Loads. Se puede presionar este botón y seleccionar el caso de carga y combinación de carga para la salida de información para esa categoría. No se puede seleccionar el rango o elementos para incluir en la salida.
 - Dar un click en OK.
7. Especificar la memoria en kilo bytes (KB). El tamaño de memoria por defecto es de 2000 kilo bytes. Para grandes problemas, más memoria debe ser necesaria.
8. Dando un click en el botón OK se guardará los parámetros de análisis y se saldrá del formulario.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

9. Desde el menú Analyze dar un click en Run o Run minimized. Run minimized se ejecutará en el fondo de pantalla, por ejemplo: permitirá minimizar SAP2000 mientras el análisis está puesto en práctica.

Nota: El programa pedirá el número de modos de frecuencia más baja (de periodo más largo). Solamente el número de modos seleccionados está disponible para cualquier subsecuente espectro de respuesta o procesando el análisis time-history. El número de modos está limitado para los grados de libertad de las masas.

Precaución: El análisis P-Delta en SAP2000 es un análisis iterativo y las interacciones no incluyen el cambio en la geometría.

VI. Viendo el modelo y los resultados usando la opción “DISPLAY”

Mostrando la deformada estática

1. En el menú Display, dar un click en Show Deformed Shape..., o presionar en la barra de herramientas flotante. Se mostrará la caja de diálogo Deformed Shape.
2. En la caja de diálogo Deformed Shape:
 - Seleccionar el caso de carga o el nombre de la combinación desde la lista del casillero Load.
 - Seleccionar el método usado de escala. Seleccionando Auto, automáticamente fija el factor de escala. Seleccionando el factor de escala le permite al usuario fijar la escala para el vector de los componentes del desplazamiento. Si Auto ha sido seleccionado previamente, entonces el texto del factor de escala de la caja de edición mostrará el factor de escala usado por la opción Auto.
 - Colocando un visto en la caja Wire Shadow, también se mostrará la no deformada, como una referencia para comparar con la deformada.
 - Colocando un visto en la caja Cubic Curve se mostrarán los elementos deformados con un ajuste de la curva cúbica.
 - Después de seleccionar las opciones, dar un click en OK y la pantalla se actualizará.
3. Dando un click en el botón Start Animation en la línea de estado animará la deformada del modelo. La velocidad de la animación es controlada por los botones + y – junto al botón de animación.

Para ver los componentes del desplazamiento para un simple nudo, hacer lo siguiente:

- Dar un click derecho una vez en el nudo. El nudo seleccionado está iluminado y los valores son mostrados en la ventana flotante denominada Joint Displacements.
- Dando un click en cualquier otro nudo, se actualiza la muestra.
- Dando un click en cualquier sitio, se cierra la ventana flotante.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Mostrando los diagramas de fuerza o esfuerzos en los miembros

1. En el menú Display, dar un click en Show Element Force/Stresses, o dar un click en los botones F (frame), S (shell) o J (Joints) en la barra de herramientas flotante. Se mostrará la caja de diálogo Member Force Diagram.
2. En la caja de diálogo Member Force Diagram.

Si Frames es seleccionado:

- Seleccionar el caso de carga o nombre de combinación desde la lista del casillero Load.
- Seleccionar la componente de la fuerza del miembro deseado, esto es, Axial Force, Shear 2, Shear 3, Torsion, Moment 2-2 o Moment 3-3.
- Seleccionar el método de escala usado. Seleccionando Auto, automáticamente se fijará el factor de escala. Seleccionando el factor de escala le permite al usuario fijar la escala en los diagramas Member Force (fuerza en el miembro). Si Auto fue seleccionado previamente, entonces el texto de factor de escala de la caja de edición mostrará el factor de escala usado por Auto.
- Poner un visto en Fill Diagram para ver los diagramas rellenos con color.
- Poner un visto en Show Values en Diagram para imprimir los valores numéricos en el diagrama.

Si Shells es seleccionado:

- Seleccionar el caso de carga o el nombre de combinación desde la lista del casillero Load.
- Seleccionar el tipo de salida como resultantes o esfuerzos.
- Seleccionar el componente de fuerza en el miembro deseado (si son resultantes F11, F22, F12, FMAX, FMIN, FVM, M11, M22, M12, MMAX, MMIN, V13, V23, VMAX y si son esfuerzos S11, S22, S12, SMAX, SMIN, SVM, S13, S23, SMAXV).
- Seleccionar el rango del contorno.
- Seleccionar si el esfuerzo debería ser promediado en los nudos.
- Seleccionar si los contornos de esfuerzo deben ser mostrados en la deformada.

Si los nudos son seleccionados:

- Seleccionar el caso de carga o nombre de combinación desde la lista del casillero Load.
- Seleccionar reacciones o fuerzas en el resorte.

3. Dar un click en OK. La muestra de pantalla será actualizada con las opciones seleccionadas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Mover el puntero a lo largo de la longitud del miembro para ver la distancia y el valor en ese punto.

Alternativamente, dar un click en el diagrama en la ventana flotante en el sitio deseado. La magnitud de la componente de la fuerza y posición asociada, son mostradas. El elemento numerado ID es mostrado en esta ventana. Dar un click en cualquier sitio en la ventana de muestra principal para cerrar la ventana Member Force Diagram.

VII. Enviando la salida a una impresora o archivo

1. Seleccionar los miembros o nudos para los cuales la salida es deseada. Si los miembros no son seleccionados, la salida es generada para todos los miembros en el modelo.
2. En el menú File, dar un click en Print Output Tables... Se mostrará la caja de diálogo Print Output Tables.
3. En la caja de diálogo Print Output Tables:
 - Dar un click en Select Loads para seleccionar los casos de carga o combos.
 - Seleccionar los casos de carga y/o los valores de las combinaciones de carga para las cuales la salida será mostrada en forma tabulada. Las cargas pueden ser seleccionadas dando un click en los valores de carga en la lista de la caja. Para seleccionar un rango de cargas, dar un click y arrastrar, o para múltiples cargas presionar la tecla Ctrl y dar un click en los diferentes valores de carga.
 - Dar un click en OK para cerrar la caja de diálogo Select Output.
 - Dar un click en las cajas de visto para seleccionar el tipo de análisis de resultados deseado, por ejemplo: Desplazamientos, reacciones, fuerzas en los resortes, fuerzas en los marcos, fuerzas en los NLLink, shells resultantes, esfuerzos en shell, esfuerzos planos, esfuerzos ASOLID y esfuerzos sólidos, fuerzas en elemento nodal, grupo de fuerzas.
 - Si el grupo de fuerzas está con visto, se puede usar el botón Select Group que aparece para seleccionar los grupos predefinidos para los cuales se quiere un reporte de fuerzas.
 - Si la salida a archivo es deseada, poner un visto en la caja Print to File.
 - Si el formato de salida de una hoja de cálculo es deseado, poner un visto en la caja Spreadsheet.
 - Si se quiere la salida añadida a un archivo existente, poner un visto en la caja Append.
 - Si únicamente combinaciones de carga son deseadas, poner un visto en la caja Envelopes Only.
 - Si se quiere generar la salida para todos los miembros en el modelo, aunque algunos miembros estén seleccionados, entonces remover el visto de la caja Selection Only.
 - Dar un click en OK.

Ejemplo:

I. Fijando la geometría

1. Desde el menú **“File”**, escoger **“New Model from Template...”**. Se mostrará la caja de diálogo Model Template.
2. En esta caja:
 - Dar un click en Space Truss. Se mostrará la caja de diálogo Space Truss. En esta caja de diálogo:
 - Cambiar el número de piso a 1.
 - Aceptar el otro valor por defecto. Dar un click en el botón **OK**.

La pantalla se refrescará y mostrará las vistas 3-D y 2-D del modelo en ventanas verticalmente adyacentes.

II. Modificando la estructura

1. Dar un click en el botón **“Set Intersecting Line Select Mode”** en la barra de herramientas flotante. Mover el puntero para la izquierda de los miembros truss del primer vano. Dar un click en el botón **“Delete”**.
2. Dar un click en el botón **“Drawing a SHELL element between 4 joints”** en la barra de herramientas flotante. Dar un click en los 4 puntos para el primer vano del truss en sentido horario o en sentido de un contador para agregar un elemento SHELL.
3. Dar un click en los puntos de la fundación del primer vano. Dar un click en el menú **“Assign”**, luego **“Joints”**, luego **“Restraints”**. Seleccionar la restricción fija.

III. Definiendo las secciones estructurales

1. Desde el menú **“Define”**, escoger **“Frame Sections...”**. Aceptar el nombre por defecto FSEC1.
2. Desde el menú **“Define”**, escoger **“Shell Sections...”**. Aceptar el nombre por defecto.

IV. Asignando secciones a los miembros

1. Dar un click en el botón **“Set Intersecting Line Select Mode”** en la barra de herramientas flotante. Mover el puntero a la izquierda de los miembros truss del segundo vano.
2. Desde el menú **“Assign”**, escoger **“Frame”**, luego **“Sections...”** desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Define Frame Sections. Dar un click en **“FSEC1”**, luego el botón **“OK”**.
3. Dar un click en el elemento SHELL.
4. Desde el menú **“Assign”**, escoger **“Shell”**, luego **“Sections...”** desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Define Frame Sections. Dar un click en **“SSEC1”**, luego el botón **“OK”**.

V. Definiendo los casos de carga

1. Desde el menú “Define”, escoger “Static Load Cases...”. Aceptar la carga por defecto LOAD1.
2. Cambiar LOAD 1 por LOAD2. Seleccionar Live desde la lista del casillero Type. Cambiar factor del peso propio a cero. Dar un click en el botón “Add new Load” y luego en el botón “OK”.

VI. Asignando cargas

1. Seleccionar los tres nudos en la parte superior solamente dándolos un click.
2. Desde el menú “Assign”, escoger “Joints Static Loads”, luego “Forces...” desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
3. En esta caja de diálogo:
 - Ingresar -10 en la caja **Force Global Z** en el área Loads. Aceptar los otros valores por defecto.
 - Dar un click en el botón “OK”.
4. Seleccionar el nudo de la izquierda en la parte superior solamente dándolo un click.
5. Desde el menú “Assign”, escoger “Joints Static Loads”, luego “Forces...” desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Joint Forces.
6. En esta caja de diálogo:
 - Cambiar el nombre del caso de carga a LOAD2.
 - Ingresar 10 en la caja **Force Global X** en el área Loads. Aceptar los otros valores por defecto.
 - Dar un click en el botón “OK”.
7. Seleccionar el elemento Shell dándolo un click.
8. Desde el menú “Assign”, escoger “Shell Static Loads”, luego “Uniform...” desde el submenú. Se mostrará la caja de diálogo Shell Uniform Loads.
9. En esta caja de diálogo:
 - Cambiar el nombre del caso de carga a LOAD2.
 - Ingresar 10 en la caja **Load**.
 - Seleccionar Global X en el casillero **dir**.
 - Dar un click en el botón “OK”.

VII. Analizando el modelo

1. Desde el menú “File”, escoger “Save As...”. Guardar el modelo bajo un nombre de archivo. En este caso se denominará TT1.SDB.
2. Desde el menú “Analyze”, escoger “Set Options...”. Seleccionar la opción Plane Truss.
3. Desde el menú “Analyze” escoger “Run”.
4. Dar un click en el botón “OK”.

VIII. Mostrando la deformada

Después de que el análisis está completo, SAP2000 automáticamente mostrará la deformada del modelo por el caso de carga por defecto, LOAD1, en la ventana activa mostrada.

Ahora se mostrará la deformada para el caso de carga LOAD2 en la ventana derecha.

1. Dar un click en cualquier sitio en la ventana derecha para activarla.
2. Desde el menú “**Display**”, escoger “**Display Deformed Shape**”. Se mostrará la caja de diálogo Deformed Shape.
3. En esta caja de diálogo:
 - Seleccionar LOAD2 desde la lista del casillero Load Case en el área Load.
 - Dar un click en el botón “**OK**”.

IX. Mostrando fuerzas / esfuerzos en los miembros

Como un ejemplo se graficará el diagrama de esfuerzos del elemento Shell para LOAD2.

1. Dar un click en cualquier sitio en la ventana derecha para activarla.
2. Desde el menú “**Display**”, escoger “**Display Element Forces/Stresses**”, luego “**shells...**”. Se mostrará la caja de diálogo Member Forces/Stresses.
3. En esta caja de diálogo:
 - Seleccionar el caso de carga LOAD2 desde la lista del casillero en el área Load.
 - Poner un visto en “**Display on Deformed Shape**”.
 - Dar un click en el botón “**OK**”.

Ejemplos para esfuerzos planos, strain plano y sólido asimétrico

Ejemplo de esfuerzos planos

SYSTEM
DOF=UY,UZ,RX LENGTH=IN FORCE=KIP

JOINT
1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=0 Y=0 Z=2
3 X=0 Y=1 Z=2
4 X=0 Y=1 Z=0

RESTRAINT
ADD=1,4,3 DOF=ALL

MATERIAL
NAME=STEEL TYPE=ISO

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

E=29500 U=0.3

PLANE

1 J=1,4,2,3 TYPE=STRESS MAT=STEEL TH=0.001

LOAD

NAME=LATERAL

TYPE=FORCE

ADD=2, UY=10

END

Ejemplo de strain plano

SYSTEM

DOF=UY,UZ,RX LENGTH=IN FORCE=Kip

JOINT

1 X=0 Y=0 Z=0

2 X=0 Y=0 Z=2

3 X=0 Y=1 Z=2

4 X=0 Y=1 Z=0

RESTRAINT

ADD=1 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

ADD=4 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

MATERIAL

NAME=STEEL TYPE=ISO

IDES=N

E=29500 U=.3 A=6.5E-6

PLANE

1 J9=1,0,4,0,0,0,2,0,3 MAT=STEEL TH=1 TYPE=STRAIN

LOAD

NAME=LATERAL

TYPE=SURFACE PRESSURE ELEM=PLANE FACE=4

ADD=1,1,1 P=10

END

Ejemplo de sólido asimétrico

SYSTEM

DOF=UY,UZ,RX LENGTH=IN FORCE=Kip

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

JOINT

1 X=0 Y=5 Z=0

2 X=0 Y=5 Z=1

3 X=0 Y=6 Z=1

4 X=0 Y=6 Z=0

RESTRAINT

ADD=1 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

ADD=4 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

MATERIAL

NAME=STEEL TYPE=ISO

IDES=N

E=29500 U=.3 A=6.5E-6

ASOLID

1 J9=1,0,4,0,0,0,2,0,3 MAT=STEEL ARC=360

LOAD

NAME=LATERAL

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO V.- PROPUESTA PARA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS (CEINCI) DE LA ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, QUITO - ECUADOR

Introducción:

El comportamiento de los elementos de hormigón armado es dependiente de los modelos constitutivos de los materiales, de ahí la gran necesidad de definir con la mayor precisión posible la curva de esfuerzo deformación del acero y hormigón. La mayor parte de los ensayos que se han realizado en los materiales son de tipo monotónico, a los que suele denominarse también ensayos estáticos y básicamente con los resultados de estas investigaciones se realiza el análisis y diseño. En las últimas décadas se ha dado importancia a la ejecución de ensayos ante cargas cíclicas denominadas ensayos dinámicos, es fundamental su conocimiento y aplicación sobre todo en regiones de alta peligrosidad sísmica.

Los modelos constitutivos utilizados para la no-linealidad del material están basados en las relaciones momento curvatura de las secciones de los elementos de hormigón armado.

Aplicación en análisis no lineal:

La no-linealidad del material en estructuras de hormigón armado que contemplan los diferentes modelos constitutivos, están basados en los diagramas momento curvatura y el análisis sísmico en el rango no lineal es muy dependiente del modelo histerético que se utilice. Razón por la cual se deben definir con bastante precisión los puntos A, Y y U, que son los más utilizados. Especial interés tiene la definición del punto Y, punto en el cual el elemento ingresa en el rango inelástico, el mismo que demanda cierta dificultad si no se dispone de un programa de computación para su evaluación.

El punto A se alcanza cuando el hormigón a tracción alcanza su deformación máxima a tracción, el punto Y cuando el acero a tracción alcanza la fluencia y el punto U cuando el hormigón a compresión llega a la deformación máxima útil. En consecuencia, el diagrama se lo puede ver como formado en tres zonas: la primera antes de que se presente el agrietamiento del hormigón por tracción, la segunda antes del punto de fluencia del acero de refuerzo colocado en la zona de tracción y la tercera zona en la que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación del hormigón.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

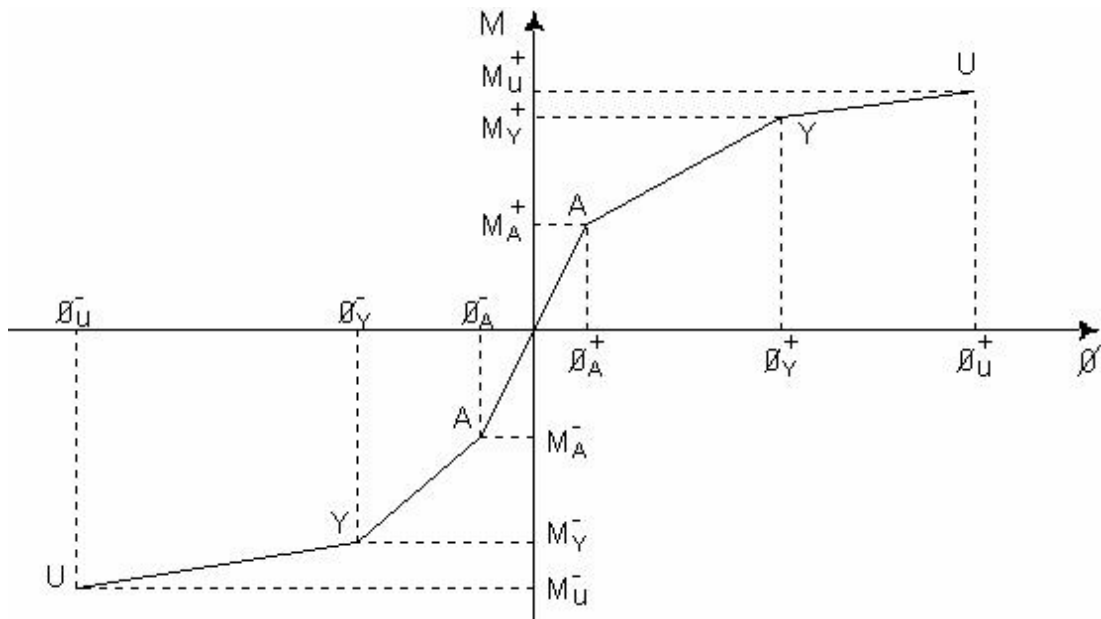


Figura 5.1: Diagrama momento vs. curvatura.

5.1. Curva de capacidad resistente

El programa CEINCI 2, escrito en Fortran permite encontrar la curva de capacidad resistente de marcos planos, mediante un análisis no lineal estático y empleando la técnica denominada “Pushover”. El usuario puede seleccionar cualquiera de los modelos de cálculo deseados en la figura 5.2 para comportamiento lineal y no lineal de los elementos. El archivo de datos del programa se describe a continuación:

- **Título del problema**

Se dispone de 80 caracteres alfanuméricos para identificar el problema.

- **Datos generales, formato libre**

Libre NN = número de nudos.

Libre NE = número de elementos.

Libre NPISO = número de pisos.

Libre NAN = código para identificar el modelo numérico, que se adopta para el comportamiento de los elementos, que varía de 1 a 5 de acuerdo a lo indicado en la figura 5.2.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

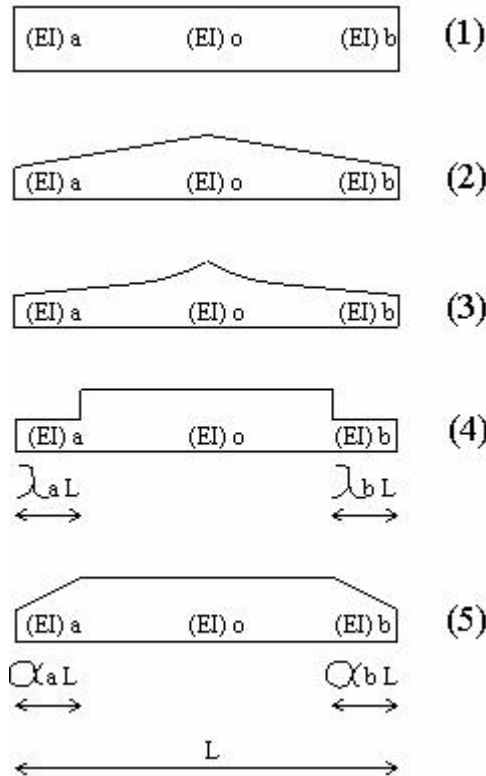


Figura 5.2: Modelos numéricos empleados para el análisis lineal y no lineal de elementos sometidos ante acciones sísmicas.

NAN = 1 análisis estático.

NAN = 2 variación de inercia lineal.

NAN = 3 variación de inercia no lineal.

NAN = 4 considera longitud de rótula plástica e inercia constante.

NAN = 5 considera longitud de rótula plástica e inercia lineal.

Libre NVAN = número de vanos.

Libre NDEL = código para considerar efecto P-Delta.

NDEL = 1 si se considera el efecto P-Delta.

NDEL = 0 no se considera el efecto P-Delta.

Libre IJCARGA = número de incrementos de carga que se van a considerar.

- **Datos del hormigón, formato libre**

Se emplea el modelo de hormigón confinado propuesto por Kent y Park, el mismo que se indica en la figura 5.3. El usuario puede calcular el valor de la pendiente Z de la rama descendente del hormigón o en su defecto dejar que el programa CEINCI 2 lo calcule para el efecto deberá colocar 0 en esta variable. De igual forma, el usuario tiene la posibilidad de asignar el valor de la deformación máxima útil ϵ_u el valor de cero. En este caso el programa lo obtiene de la siguiente manera:

$$\epsilon_u = \epsilon_o + \frac{0.8}{Z}$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

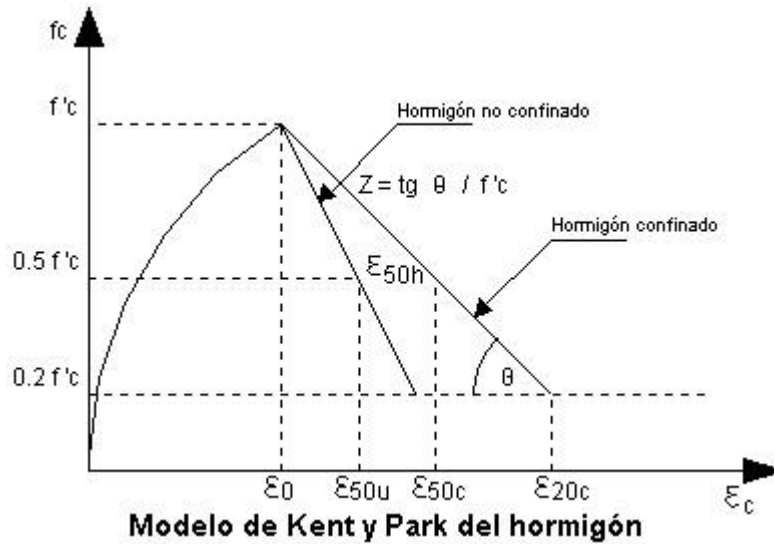
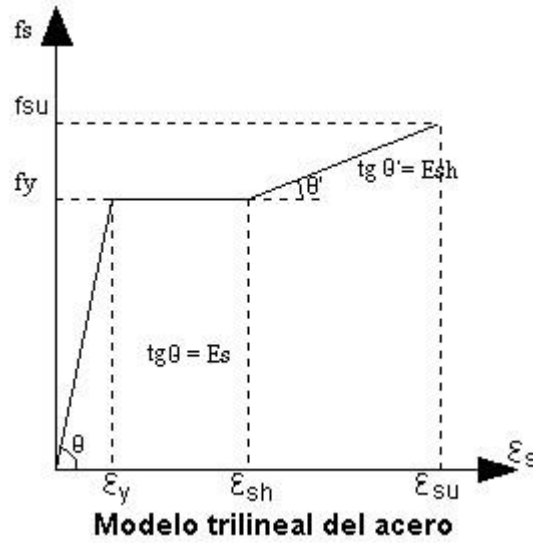


Figura 5.3: Modelos constitutivos del acero y hormigón utilizados en el programa CEINCI2.

Libre EC2 = módulo de elasticidad del hormigón $\left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre GC = módulo de corte del hormigón $\left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre FC2 = resistencia $f'c$ del hormigón $\left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre EPS0 = deformación ϵ_0 del hormigón, asociado a $f'c$.

Libre EPSU = deformación máxima útil del hormigón ϵ_u .

Libre Z = pendiente de la zona descendente del hormigón confinado. Si el usuario coloca $\epsilon_u = 0$ y $Z = 0$, el programa CEINCI 2 calcula estas variables.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- **Datos del acero**, formato libre

Libre EA = módulo de elasticidad del acero $\left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre FY = límite de fluencia del acero, $f_y \left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre FSU2 = máxima resistencia a la rotura del acero, $f_{su} \left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre ESH2 = módulo de elasticidad del hormigón al inicio de la zona de endurecimiento $E_{sh} \left(\frac{T}{m^2}\right)$.

Libre EPSH2 = deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento, ϵ_{sh} .

- **Coordenadas de cada nudo**, formato (i5,5x,2f10.0,6i5)

1-5 J = número de nudo.

11-20 XJ = coordenada X del nudo J (m).

21-30 YJ = coordenada Y del nudo J (m).

31-35 NIQ = número de nudo inicial para generación en sentido X.

36-40 NJQ = número de nudo final para generación en sentido X.

41-45 IJQ = incremento de la numeración para la generación en sentido X.

46-50 NKQ = número de nudo final – inicial para generación en sentido Y.

51-55 NLQ = número de nudo final para generación en sentido Y.

56-60 IKQ = incremento de numeración para la generación en sentido Y.

- **Línea en blanco de separación**

- **Secciones tipo**, formato libre

Libre NMAT = número total de secciones tipo.

- **Geometría de cada sección**, formato para vigas y columnas rectangulares (i5,5x,5f10.0)

1-5 J = número de sección tipo.

6-10 IRCO = código para identificar el elemento.

11-20 BAS = base de la sección transversal del tipo de elemento (m).

21-30 ALT = altura de la sección transversal del tipo de elemento (m).

31-40 C1 = longitud del nudo rígido inicial (m).

41-50 C2 = longitud del nudo rígido final (m).

51-60 DC = longitud del recubrimiento (m).

Para columnas circulares:

11-20 DIAM (m)

21-30 DIAMET (m)

31-40 C1

41-50 C2

51-60 DC

- **Columnas rectangulares y vigas**
 - **Armadura de la sección inicial del elemento**, formato (10x,5f10.0)
 - 11-20 AT1 = armadura inferior de la sección (cm²).
 - 21-30 AT2 = armadura superior de la sección (cm²).
 - 31-40 DH = diámetro del refuerzo transversal, estribo (cm).
 - 41-50 SH = espaciamiento del refuerzo transversal (cm).
 - 51-60 CEFF = confinamiento efectivo de los estribos.
 - **Armadura de la sección central del elemento**, formato (10x,5f10.0)
 - 11-20 AT1 = armadura inferior de la sección (cm²).
 - 21-30 AT2 = armadura superior de la sección (cm²).
 - 31-40 DH = diámetro del refuerzo transversal, estribo (cm).
 - 41-50 SH = espaciamiento del refuerzo transversal (cm).
 - 51-60 CEFF = confinamiento efectivo de los estribos.
 - **Armadura de la sección final del elemento**, formato (10x,5f10.0)
 - 11-20 AT1 = armadura inferior de la sección (cm²).
 - 21-30 AT2 = armadura superior de la sección (cm²).
 - 31-40 DH = diámetro del refuerzo transversal, estribo (cm).
 - 41-50 SH = espaciamiento del refuerzo transversal (cm).
 - 51-60 CEFF = confinamiento efectivo de los estribos.

Para cada sección tipo, se indicarán cuatro filas de datos, la primera contiene la geometría de la sección y las tres restantes con información de la armadura en el nudo inicial, centro de luz y nudo final respectivamente. En la figura 5.4, se indica el refuerzo transversal de una columna rectangular.



Figura 5.4: Diferentes formas de confinamiento de una columna rectangular.

Para el caso de columnas rectangulares, se tiene que $AT1 = AT2$ y es igual a la mitad de la armadura longitudinal total. Para el caso de vigas, la nomenclatura utilizada se indica en la figura 5.5.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

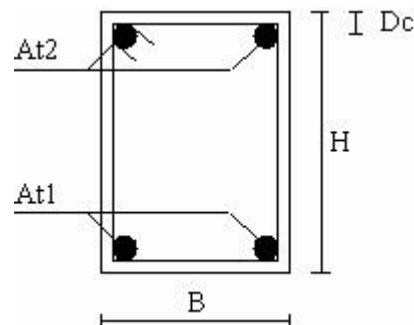


Figura 5.5: Nomenclatura utilizada para el caso de una viga rectangular.

- **Información de los elementos, formato (9i5)**
 - 1-5 I = número del elemento.
 - 6-10 IA = nudo inicial del elemento.
 - 11-15 IB = nudo final del elemento.
 - 16-20 IMAT = tipo de sección del elemento estructural.
 - 21-25 NIG = número de elementos iguales a generarse.
 - 26-30 II = incremento de numeración para los elementos en la generación.
 - 31-35 INA = incremento en la numeración para el nudo inicial del elemento.
 - 36-40 INB = incremento en la numeración para el nudo final del elemento.
 - 41-45 IRCO = código para identificar el elemento.
 - IRCO = 1 para columnas rectangulares.
 - IRCO = 2 para columnas circulares.
 - IRCO = 3 para vigas rectangulares.
- **Línea en blanco de separación,**
- **Restricciones de nudos, formato (6i5)**
 - 1-5 K = número de nudo restringido.
 - 6-10 LRN1 = restricción de movimiento horizontal o número del nudo al cual se encadena (tiene el mismo grado de libertad).
 - 11-15 LRN2 = restricción de movimiento vertical o número del nudo al cual se encadena (tiene el mismo grado de libertad).
 - 16-20 LRN3 = restricción de rotación o número del nudo al cual se encadena (tiene el mismo grado de libertad).
 - 21-25 J = número de nudo final con restricciones iguales para generación.
 - 26-30 L = incremento de numeración de nudo que debe seguir para generación.
- **Línea en blanco de separación,**
- **Masas y fuerzas actuantes a nivel de piso, formato (i5,5x,3f10.0)**
 - 1-5 J = número de piso.
 - 11-20 XPISO = masa del piso (T S2/m).
 - 21-30 CAMO = coeficiente de amortiguamiento para los modos principales.
 - 31-40 XXFUE = fuerza horizontal total actuante a nivel de piso.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Para el análisis de un marco plano, se puede considerar que las vigas son axialmente rígidas, en consecuencia existe un grado de libertad horizontal por piso. El programa CEINCI2 numera primero estos grados de libertad y luego numera los restantes grados de libertad, que son el corrimiento vertical y rotación de cada nudo. Para el pórtico plano de dos pisos de la figura 5.6 se indica la numeración de los grados de libertad.

Para el ejemplo indicado en la figura 5.6, el usuario deberá indicar los dos primeros coeficientes de amortiguamiento. Para el cálculo de la capacidad resistente, tema que se está tratando, esta información no es importante. Sirve para obtener la matriz de amortiguamiento.

- **Códigos para crear e imprimir archivos auxiliares [0.1], formato (3i5)**

Con el número 0 no crea e imprime el archivo respectivo y con el número 1 lo crea e imprime.

1-5 MK = código para crear e imprimir archivo auxiliar K.OUT. Contiene las inercias en el nudo inicial, centro de luz y nudo final, al igual que presenta la matriz de rigidez de la estructura, en cada incremento de carga lateral.

6-10 MC = código para crear e imprimir archivo auxiliar C.OUT. Contiene las frecuencias naturales, modos de vibración y matriz de amortiguamiento de la estructura, en cada incremento de carga lateral.

11-15 MM = código para crear e imprimir archivo auxiliar MC.OUT. Presenta la relación momento-curvatura en el nudo inicial, centro de luz y nudo final en cada instante de incremento de carga.

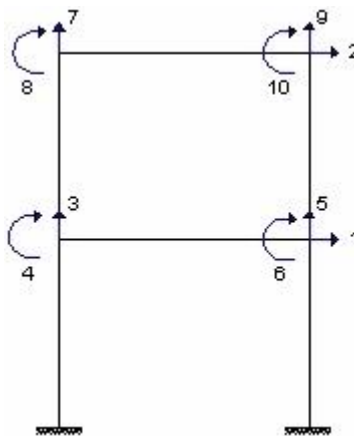


Figura 5.6: Grados de libertad en una estructura de dos pisos.

USO DEL PROGRAMA CEINCI 2:

El 4 de agosto de 1998, un violento sismo de magnitud 7.1, afectó a la ciudad de Bahía de Caráquez. El edificio Calipso de seis plantas colapsó, el mismo que tiene 9 columnas en total. En la figura 5.7 se indica la distribución en planta de las columnas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

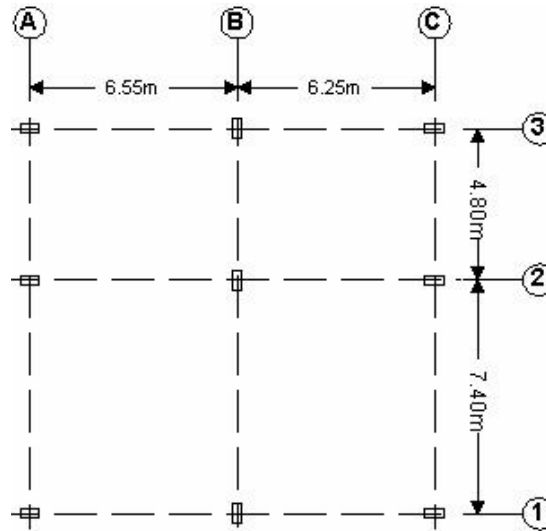


Figura 5.7: Distribución en planta del edificio Calipso que colapsó durante el sismo de Bahía de Caráquez del 4 de agosto de 1998.

Pórtico C:

Se obtiene la curva de capacidad resistente para el pórtico C del edificio que se analiza. La geometría del mismo se indica en la figura 5.8. Se destaca que el primer piso tiene mayor altura que los restantes pisos y la sección de las columnas es la misma para los tres primeros pisos, por lo tanto el primer piso es más débil que los pisos superiores. Por otra parte, las vigas estaban perdidas en la losa que tiene una altura de 35cm.

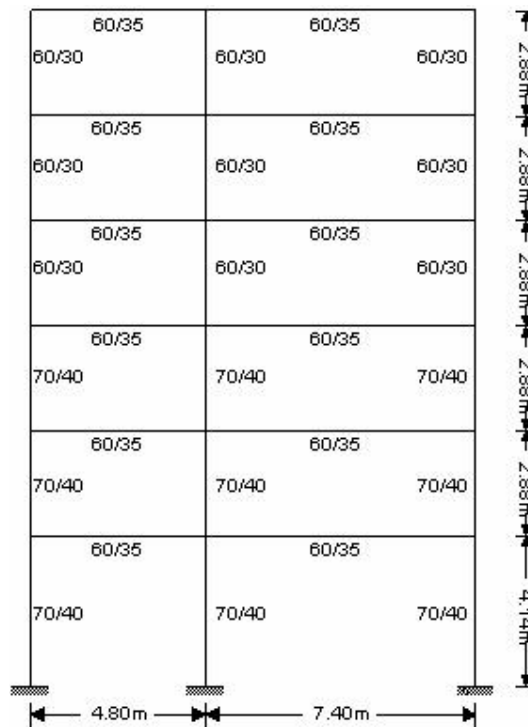


Figura 5.8: Geometría del pórtico C.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

De acuerdo a los planos estructurales, el hormigón tiene una resistencia de 21 MPa y el acero un límite de fluencia de 420 MPa. La numeración de los elementos y nudos se indica en la figura 5.9 y en la figura 5.10, se indican los elementos tipo del marco analizado. Las columnas tienen 8 hierros longitudinales y estribos dobles como el indicado en la figura 5.4 para el caso de $CEFF = 1$.

Las vigas tienen igual cantidad de refuerzo tanto en la parte superior como en la inferior. Tienen una armadura base constituida por $3\varnothing 16$ mm en la parte superior e inferior. Las vigas de los tres primeros pisos tienen un refuerzo adicional de $2\varnothing 20$ mm; la del cuarto y quinto piso tienen un refuerzo extra de $2\varnothing 16$ mm y las del último piso no tienen refuerzo extra. El diámetro de los estribos utilizados es de 8 mm. En la tabla 5.1 se indica la armadura para cada uno de los elementos tipo.

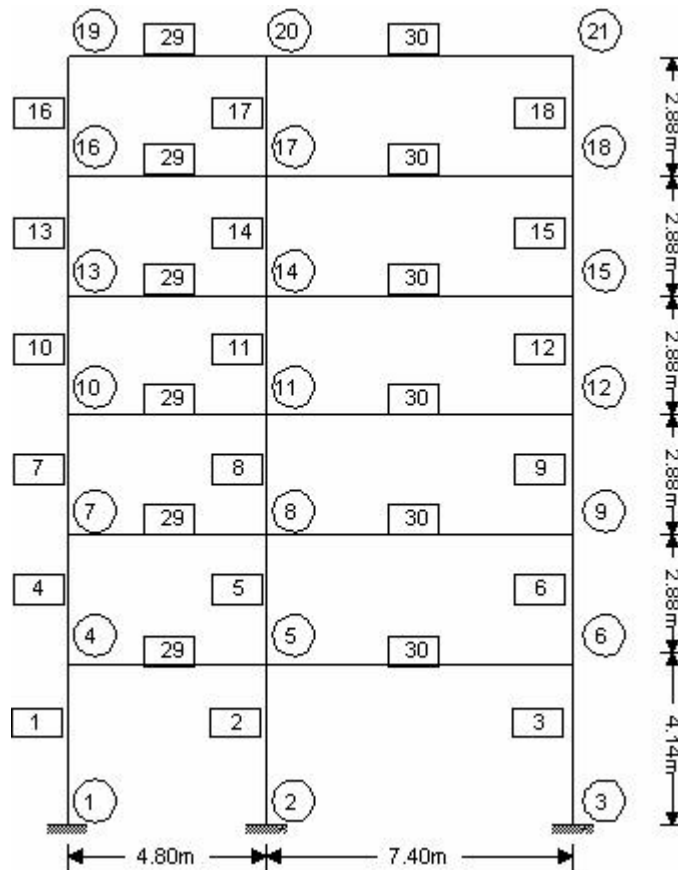


Figura 5.9: Numeración de los nudos y elementos del pórtico analizado.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

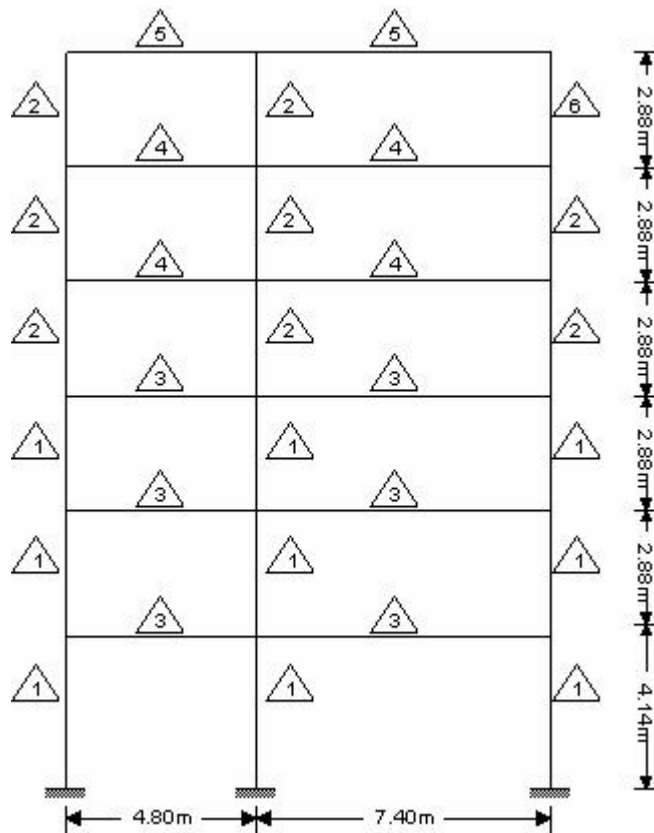


Figura 5.10: Secciones tipo del pórtico analizado.

SECCIÓN TIPO	ARMADURA LONGITUDINAL	ESTRIBO 1Ø8 @ 10 cm
1	8 Ø 22 mm	Doble
2	8 Ø 20 mm	Doble
3	3 Ø 16 mm + 2 Ø 22 mm	Simple
4	3 Ø 16 mm + 2 Ø 16 mm	Simple
5	3 Ø 16 mm	Simple
6	4 Ø 18 mm	Simple

Tabla 5.1: Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico.

Archivo de datos:

PÓRTICO C DEL EDIFICIO QUE COLAPSÓ EN EL SISMO DE BAHÍA DE CARÁQUEZ EN 1998:

21 30 6 2 2 0 47

2100000. 840000. 2100. 0.002 0.004

21000000. 42000. 73220. 855400. 0.0091

1 0. 0.

2 4.8 0.

3 12.20 0.0

4 0.0 4.14

5 4.8 4.14

6 12.20 4.14

19 0.0 18.54

20 4.8 18.54

21 12.20 18.54 4 6 1 19 21 3

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

1 0.70 0.40 0.175 0.175 0.05
15.20 15.20 0.8 10.0 1.0
15.20 15.20 0.8 20.0 1.0
15.20 15.20 0.8 10.0 1.0
2.0 0.60 0.30 0.175 0.175 0.05
12.56 12.56 0.8 10.0 1.0
12.56 12.56 0.8 20.0 1.0
12.56 12.56 0.8 10.0 1.0
3 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05
13.63 13.63 0.8 10.0 0.5
13.63 13.63 0.8 20.0 0.5
13.63 13.63 0.8 10.0 0.5
4 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05
10.05 10.05 0.8 10.0 0.05
10.05 10.05 0.8 20.0 0.05
10.05 10.05 0.8 10.0 0.05
5 0.60 0.35 0.20 0.20 0.05
6.03 6.03 0.8 10.0 0.5
6.03 6.03 0.8 20.0 0.5
6.03 6.03 0.8 10.0 0.5
6 0.30 0.30 0.175 0.175 0.05
12.56 12.56 0.8 10.0 0.5
12.56 12.56 0.8 10.0 0.5
12.56 12.56 0.8 10.0 0.5
1 1 4 1 2 1 1 1 1
4 4 7 1 2 1 1 1 1
7 7 10 1 2 1 1 1 1
10 10 13 2 2 1 1 1 1
13 13 16 2 2 1 1 1 1
16 16 19 2 1 1 1 1 1
18 18 21 6 0 0 0 0 1
19 4 5 3 1 1 1 1 3
21 7 8 3 1 1 1 1 3
23 10 11 3 1 1 1 1 3
25 13 14 4 1 1 1 1 3
27 16 17 4 1 1 1 1 3
29 19 20 5 1 1 1 1 3

1 1 1 1 3 1
5 4 0 0 6 1
8 7 0 0 9 1
11 10 0 0 12 1
14 13 0 0 15 1
17 16 0 0 18 1
20 19 0 0 21 1

1 2.00 0.05 2.73

- 2 2.00 0.05 5.19
- 3 2.00 0.05 7.65
- 4 2.00 0.05 10.11
- 5 2.00 0.05 12.03
- 6 1.86 0.05 9.57
- 0 0 1

Curva de capacidad resistente:

Cuando la estructura tiene un desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio, de 10 cm aproximadamente, las vigas del tramo de 7.40 m de longitud colapsan en los pisos uno y dos, simultáneamente, toda vez que el momento actuante es mayor que la capacidad resistente última de las vigas. El colapso se da en el eje 1. Por esta razón, la curva de capacidad resistente finaliza con este desplazamiento lateral. En la figura 5.11 se indica la curva de capacidad resistente obtenida.

Se utilizó el modelo número 2 para la variación de rigidez del elemento. Por otra parte, para la aplicación de las cargas laterales se determinó la primera forma modal de la estructura y las cargas laterales se aplicaron a nivel de piso de acuerdo a esta forma modal, de acuerdo a lo recomendado por Fajfar y Gaspersic.

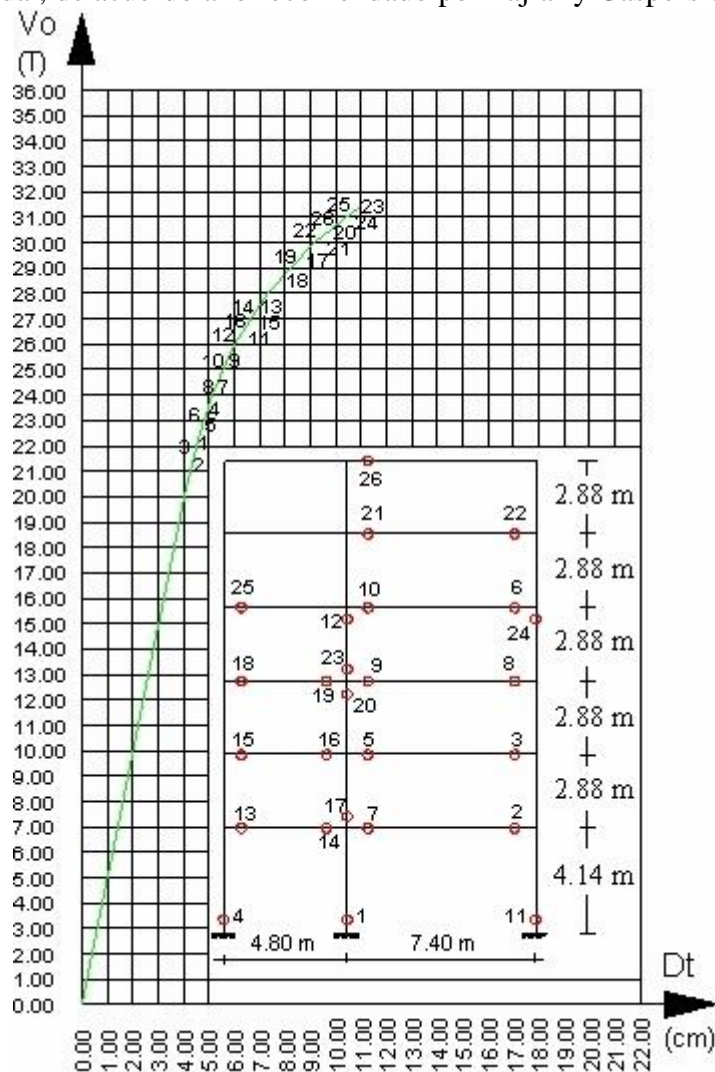


Figura 5.11: Curva de capacidad resistente del pórtico C.

RECOMENDACIÓN:

Es fundamental que una vez finalizado el diseño estructural de un edificio de hormigón armado, se proceda a la verificación del comportamiento estructural utilizando el programa CEINCI2, para ver si en realidad se está cumpliendo con los siguientes principios de diseño:

- Las articulaciones plásticas se forman en vigas. En un diseño en el cual no se cumple el criterio de columna fuerte viga débil, es muy probable que las primeras rótulas plásticas se formen en columnas, contrario al principio de diseño.
- Las articulaciones plásticas se forman primero en los pisos superiores. De igual forma puede suceder que en un diseño inadecuado, las rótulas plásticas se inicien en los pisos inferiores.
- Para el coeficiente sísmico, para el cual se realiza el análisis sísmico, se puede ver cuál es el grado de daño que se espera, multiplicando este coeficiente sísmico por el peso del edificio, de esta manera se obtiene el cortante, y con ese cortante, del gráfico de capacidad resistente, se puede observar el grado de deterioro de la estructura.
- El programa reporta el periodo de vibración para el rango no lineal, el mismo que se incrementa con respecto al periodo de vibración elástico. Este incremento del periodo hace que la estructura sea más flexible; mientras menos resistente es la estructura el incremento del periodo en el rango no lineal es mayor. Con el programa se puede controlar este incremento del periodo y optimizar el comportamiento estructural.

5.2. Reservas de ductilidad por curvatura

La vulnerabilidad estructural, tiene que ver con el grado de seguridad sísmica que tienen los diferentes elementos que conforman el esqueleto de un edificio, sean estos: vigas, columnas, muros de corte, losas, escaleras, cimientos, entre otros. Para cada uno de estos elementos se debe cuantificar los factores de resistencia y la reserva de ductilidad por curvatura, fundamentalmente para los sismos denominados por el SEAOC 1995 como raro y muy raro. Por otra parte a nivel de estructura, se debe conocer la sobrerresistencia, la demanda de ductilidad y la reserva de energía sísmica.

Para cualquier sismo, se indicará el comportamiento esperado para el pórtico de la estructura reforzada. Se indicarán las secciones que van a ingresar al rango no lineal, es decir que van a tener daño. En esas secciones el momento actuante es mayor que el momento a nivel de fluencia. Por lo tanto tienen una reserva de ductilidad por curvatura, la misma que se indica en la figura 5.13.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Ejemplo:

$$M_{Act}=10.48 \text{ t.m} \quad \phi_{Act} = ?$$

$$M_y=8.43 \text{ t.m} \quad \phi_y = 0.0155109 \text{ 1/m}$$

$$M_u=11.11 \text{ t.m} \quad \phi_u = 0.093168 \text{ 1/m}$$

$$CapDuct = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 6.01$$

$$Dem.Duct = \frac{\phi_{Act}}{\phi_y} = ?$$

Reserva de ductilidad = Cap. Duct-Dem.Duct

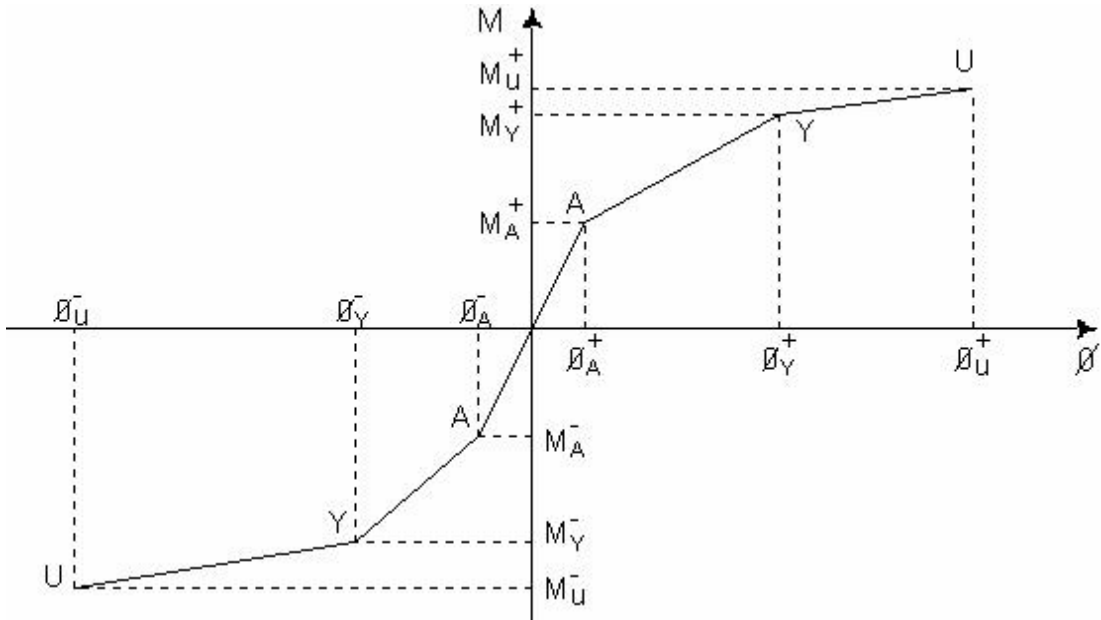


Figura 5.12: Diagrama momento vs. curvatura.

$$M_y \leq M_{Act} \leq M_u$$

$$M_{Act}=10.48 \text{ t.m} \quad \phi_{Act} = ?$$

$$M_y=8.43 \text{ t.m} \quad \phi_y = 0.0155109 \text{ 1/m}$$

$$M_u=11.11 \text{ t.m} \quad \phi_u = 0.093168 \text{ 1/m}$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

$$\frac{\phi_{Act} - \phi_y}{M_{Act} - M_y} = \frac{\phi_u - \phi_y}{M_u - M_y}$$

$$\phi_{Act} - \phi_y = \left(\frac{\phi_u - \phi_y}{M_u - M_y} \right) * (M_{Act} - M_y)$$

$$\phi_{Act} = \left[\left(\frac{\phi_u - \phi_y}{M_u - M_y} \right) * (M_{Act} - M_y) \right] + \phi_y$$

Reemplazando :

$$\phi_{Act} = \left[\left(\frac{0.093168 - 0.0155109}{11.11 - 8.43} \right) * (10.48 - 8.43) \right] + 0.0155109$$

Entonces :

$$\phi_{Act} = 0.0749128$$

$$Dem.Duct = \frac{\phi_{Act}}{\phi_y} = \frac{0.0749128}{0.0155109} = 4.83$$

Reserva de ductilidad por curvatura:

Cap.Duct.=6.01

Dem.Duct.=4.83

Por lo tanto:

Reserv.Duct.Curv.=6.01-4.83=1.18

Entonces en porcentaje:

6.01 representa el 100% de la ductilidad,

4.83 representa la pérdida de ductilidad, que es el 80.37%, y 1.18 que representa el 19.63%, es la reserva de ductilidad en porcentaje.

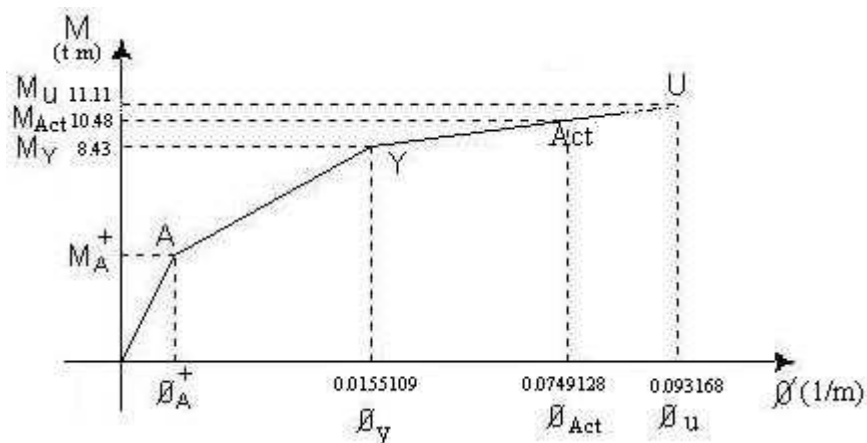


Figura 5.13: Reservas de ductilidad por curvatura.

5.3. Sobrerresistencia de los elementos

Se define la sobrerresistencia de una estructura, R_s , como la relación entre el cortante basal último V_u , que es capaz de resistir la edificación con relación al cortante, a nivel de fluencia V_y .

$$R_s = \frac{V_u}{V_y}$$

En la práctica se analizan las estructuras en el rango elástico, es decir bajo la curva definida por V_y , pero al continuar deformándose la edificación, cuando ingresa al rango no lineal, ésta puede soportar mayores fuerzas, razón por la cual se habla de la sobrerresistencia R_s .

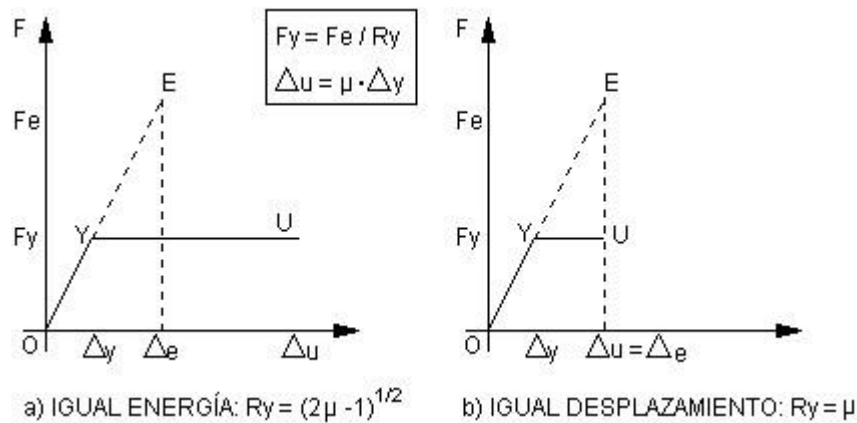


Figura 5.14: Modelo elastoplástico ideal.

En el modelo elastoplástico presentado en la figura 5.14, la sobrerresistencia $R_s=1$, pero realmente las estructuras tienen sobrerresistencia y esto es lo que se va a calcular a continuación:

- V_u es el máximo cortante basal que resiste la estructura, el mismo que depende del criterio de colapso que se adopte. En efecto, si se considera el efecto de Roufaiel y Meyer, el valor máximo del desplazamiento en el tope D_t es 0.06 de la altura total del edificio H . En consecuencia, asociado a este valor de D_t , se tendrá un valor de V_u . Por otra parte, si se considera el criterio de Stephens y Yao, el colapso está definido por $D_t=0.10H$, con lo cual el valor de V_u se incrementa ligeramente. Por la forma de la curva, el cambio en el valor de V_u no es significativo pero existe.
- Hay varios criterios para determinar V_y . El criterio más elemental, consiste en definir el valor de V_y asociado al cortante en que se produce la primera rótula plástica, como lo ilustra la figura 5.15a. El desplazamiento asociado a V_y se denomina D_{ty} . El ATC-3 utiliza este criterio para determinar el desplazamiento de fluencia.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- En el segundo criterio se determina primero D_{ty} como la intersección de las rectas de rigideces como lo ilustra la figura 5.15b, una vez que se determina D_{ty} , queda definido el cortante V_y . Una variante al segundo criterio consiste en la forma cómo se traza la tangente a la curva como lo señala la figura 5.16c.
- Los criterios a) y b) son utilizados en la normativa de Nueva Zelanda para la determinación del desplazamiento en el punto de fluencia. De la aplicación de los dos criterios se obtiene el que reporta mayor valor de D_{ty} .
- El cuarto criterio es más elaborado y consiste en igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente como lo indica la figura 5.16d.

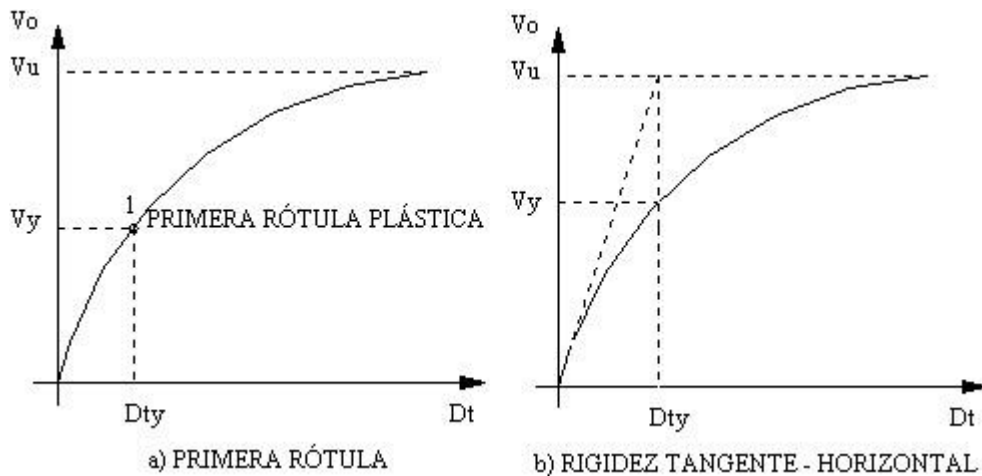


Figura 5.15: Criterios a) y b) para determinar el punto de fluencia de una estructura.

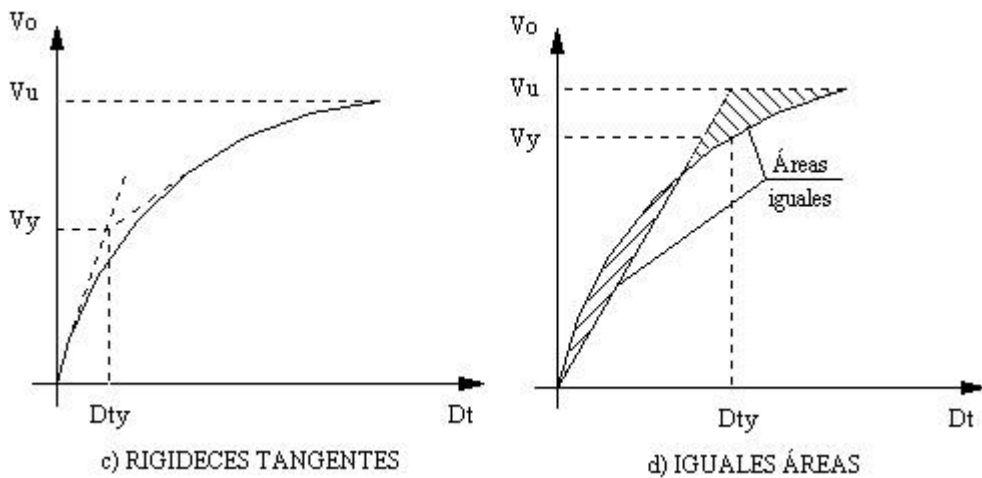


Figura 5.16: Criterios c) y d) para determinar el punto de fluencia de una estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Este criterio es más utilizado en estudios experimentales.

- A manera de ejemplo se determina la sobrerresistencia, R_s , para la estructura, indicada en la figura 5.11, aplicando el criterio c). El resultado obtenido se muestra en la figura 5.17.

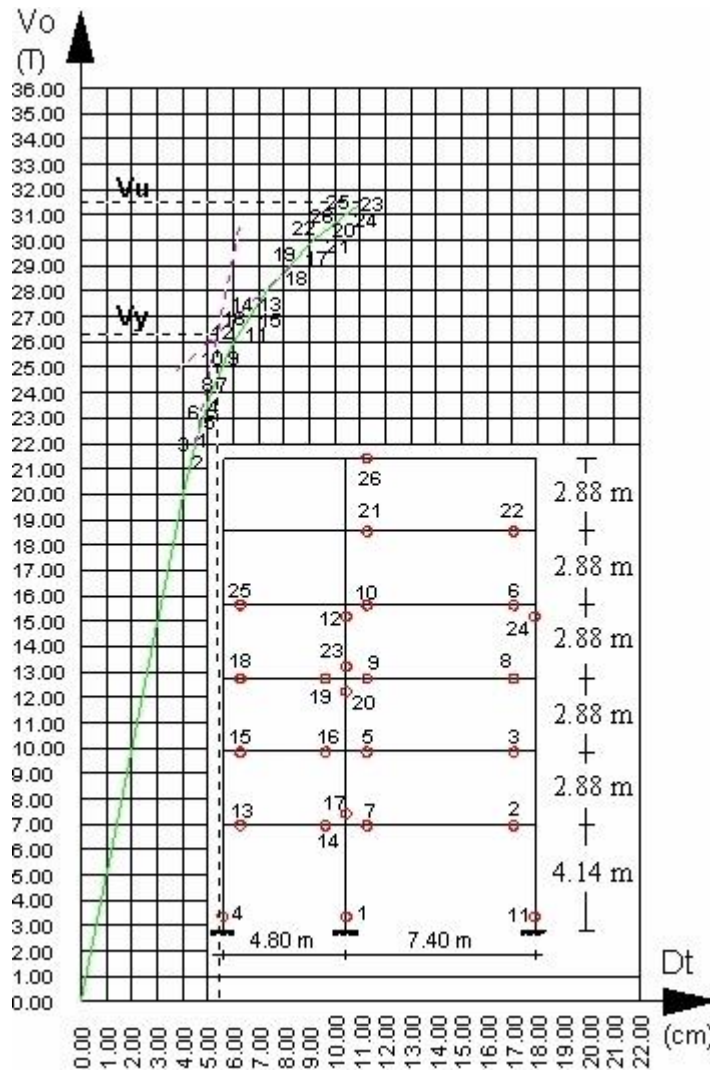


Figura 5.17: Determinación del punto de fluencia de la estructura descrita anteriormente, aplicando el criterio c).

El cortante último V_u tiene una magnitud de 31.5 T. Y el cortante a nivel de fluencia V_y vale 26.4 T. En consecuencia, la sobrerresistencia de este marco es de:

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} = \frac{31.5}{26.4} = 1.19$$

La idealización del modelo elastoplástico que se presenta en la figura 5.14, en las estructuras se da una vez que se ha definido el punto Y, de coordenadas V_y y D_{ty} .

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Finalmente, se debe indicar que existen varios trabajos en los que se ha determinado el valor de la sobrerresistencia R_s , el mismo que está comprendido entre 1.0 y 3.0 para estructuras porticadas.

La sobrerresistencia resume las ventajas y desventajas del método de diseño por capacidad actual.

Definida como la resistencia en exceso de la estimada por los códigos, tiene un rango de variación entre 1.5 y 3.0, valores mayores que 1 básicamente debidos a las imprecisiones de nuestro diseño sismorresistente. Ha resultado sin embargo útil, porque las estimaciones de demanda de los códigos resultan muchas veces completamente insuficientes. Es más, es tan importante que junto a la ductilidad, son los factores que explican el no colapso de muchas edificaciones ante terremotos severos.

Actualmente se tiene que jugar con dos palabras: ductilidad y sobrerresistencia, una sin la otra no tienen ningún significado, como queda de manifiesto revisando la historia de la ingeniería sismorresistente:

Al comienzo del siglo 20, se concluyó que, durante sismos severos, la aceleración pico del suelo podía alcanzar valores de 0.1g, valor con el cual se diseñaron las estructuras ante cargas sísmicas. Sin embargo, posteriormente las primeras grabaciones de movimientos sísmicos fuertes mostraron aceleraciones pico del suelo de más de 0.3g. Desde entonces las explicaciones posibles del no colapso de muchas edificaciones tienen que considerar la capacidad de absorción de energía (ductilidad) de las mismas. Sin embargo, en el caso de sismos con muy grandes aceleraciones, como las grabadas en la década del 80, por ejemplo: Morgan Hill – California, 1984, $a_{máx}=1.29g$, North Nahani River – Canadá, 1985, $a_{máx}=1.35g$, un edificio con una capacidad del cortante basal del 10% de su peso colapsará a no ser que tenga ductilidades extremadamente elevadas, imposibles de alcanzar. A pesar de esto, muchos edificios sobrevivieron a los sismos mencionados. Gran parte de la explicación se debe a la sobrerresistencia.

Debido al hecho de tener que seguir usando métodos como el diseño por capacidad, que es el mejor que se conoce, se necesita considerar a la sobrerresistencia como un factor muy importante en nuestro diseño, pues no hacerlo significa correr el riesgo de fracasos muy graves, como los que se presentaron en el sismo de Bahía el 4 de agosto de 1998.

Métodos como el Pushover, sin embargo, dan ya alguna luz aclaratoria sobre este factor y permiten tratarlo de mejor forma.

DUCTILIDAD GLOBAL D:

Se define la ductilidad global D como el producto del factor de sobrerresistencia R_s por la ductilidad del sistema μ .

$$D = R_s \cdot \mu$$

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

En los códigos no se presenta en forma explícita la sobrerresistencia que tiene el sistema, se entiende que el valor D incluye el factor Rs, esto se debe en parte a que la ductilidad del sistema se obtiene en ensayos de laboratorio y muchas veces se realiza una aproximación con los valores obtenidos. Es conveniente que en los futuros códigos se incluya en forma expresa la sobrerresistencia del sistema estructural.

$$\Delta\mu = D \cdot \Delta y$$

ENSAYOS DE LABORATORIO

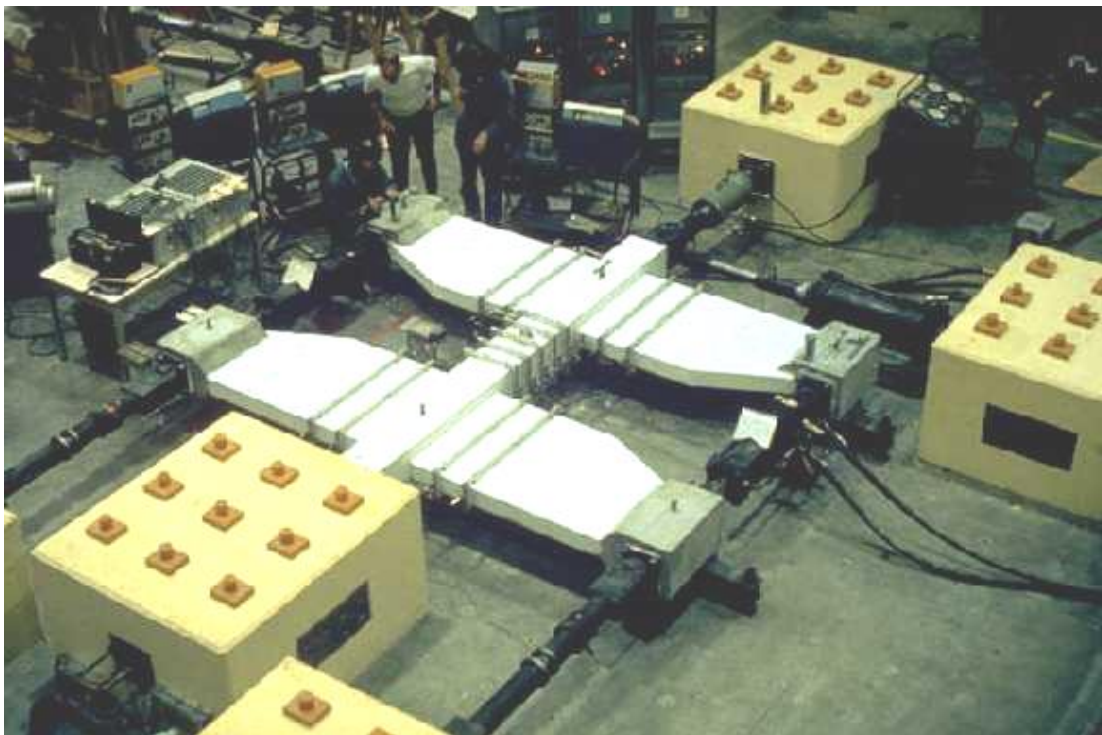


Foto 5.1: Ensayo en laboratorio.

Prueba para estudiar el comportamiento sísmico de una columna corta y vigas sub-ensambladas profundamente. Una serie de estudios analíticos integrados y experimentales han sido conducidos para investigar el comportamiento de este tipo de ensamblaje principal que ha sido usado frecuentemente en edificios localizados en regiones de alto riesgo sísmico. Métodos para mejorar el comportamiento histerético de columnas cortas han sido desarrollados. Usando la correcta cantidad y detallamiento de refuerzo longitudinal y particularmente lateral ha sido posible lograr columnas cortas duras capaces de disipar una cantidad significativa de energía antes de la pérdida de resistencia.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 5.2: Ensayo de una columna.

Columna en 2 pisos ensamblada vigas después de ser sujeta a severo comportamiento histerético, simulando el comportamiento esperado de este ensamblaje en edificios altos sujetos a severos sacudimientos de suelo. Notar el

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

excelente comportamiento del hormigón confinado. La necesidad por mejorar el comportamiento de columnas cortas ha sido enfatizada por numerosas fallas de este tipo de columna en recientes terremotos.



Foto 5.3: Ensayo en laboratorio viga-columna.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Unión columna fuerte viga débil de hormigón reforzado, en los experimentos dirigidos se ha observado que hubo significativa degradación en la rigidez y fuerza de marcos con repetidos ciclos de deformación reversa. Las fuentes principales de este problema han sido identificadas como corte alto y/o tensión alta en el nudo.

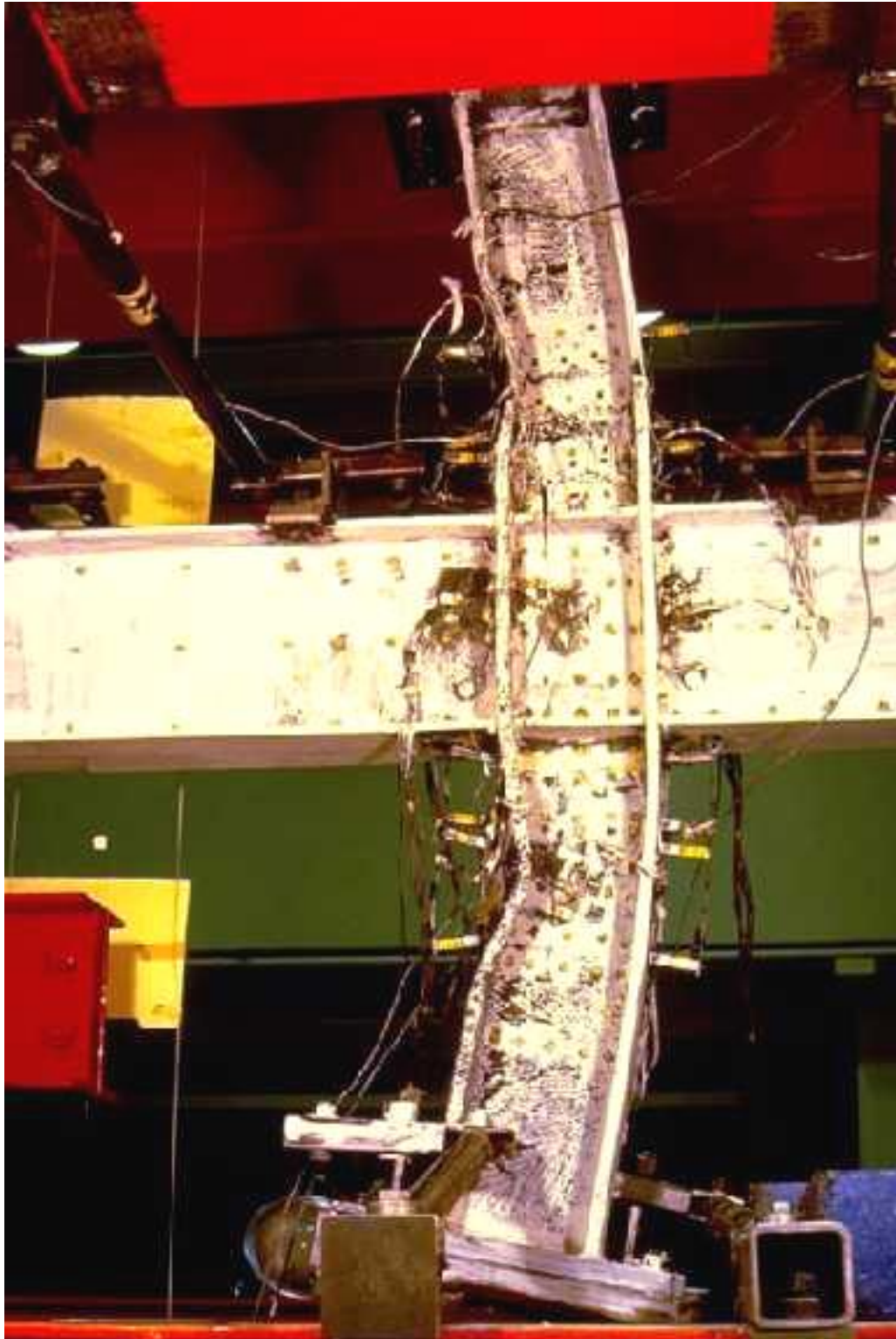


Foto 5.4: Ensayo en laboratorio viga-columna.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La unión columna débil viga fuerte del marco de acero resistente a momento. La foto muestra el abrochamiento local de una columna del sub-ensamblaje que ha sido sujeto a fuerzas axiales altas y cortes reversibles simultáneamente al efecto de excitaciones sísmicas. De este estudio y similares experimentos integrados e investigaciones analíticas, una serie de recomendaciones han sido hechas con respecto al tamaño reducido de formas de acero estructural, así como el diseño de las uniones viga columna en marcos de acero resistentes a momento sujetos a severo sacudimiento sísmico y requiriendo dispersión significante de energía a través del comportamiento inelástico (ductilidad).



Foto 5.5: Edificio construido a escala para ser ensayado en laboratorio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Un modelo escala 1/5 de EE.UU.-Japón de una estructura a prueba de concreto reforzado de 2 pisos en la mesa de sacudimiento del simulador de terremoto en la Universidad de California Berkeley. Éste es un modelo a escala 1/5 del prototipo estudiado experimentalmente usando una técnica pseudo-dinámica en la gran prueba del BRI en Tsukuka, la ciudad de Ciencia de Japón.

Estos estudios han sido conducidos como parte de un comprensivo programa de Investigación Cooperativa US-Japón, planeado para mejorar el diseño del sistema resistente y construcción de edificios.

En la figura 5.18 se presenta la curva de capacidad resistente de una estructura y en ella se aprecia la ...*reserva de energía*... que tiene la estructura, tema que es abordado a continuación.

En la figura 5.18 se indican las dos nomenclaturas que se han venido utilizando para los desplazamientos laterales. En efecto se ha cambiado D_{ty} por Δy y D_{tu}^* por Δu . Cuando la estructura trabaja en el rango elástico, es decir no presenta daño. Los desplazamientos son menores a Δy ; en cambio, cuando los desplazamientos superan Δy , la estructura ingresa en el rango no lineal y presenta daño.

Para sismos severos, cuya peligrosidad sísmica ha sido calculada para una vida útil de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%, en el caso de edificios, se espera que la estructura tenga un desplazamiento máximo Δu . Como se aprecia en la figura 5.18, para este desplazamiento lateral Δu , la estructura está muy lejos del colapso, es factible realizar una reparación y reforzamiento estructural de la misma; en otras palabras la estructura es habitable.

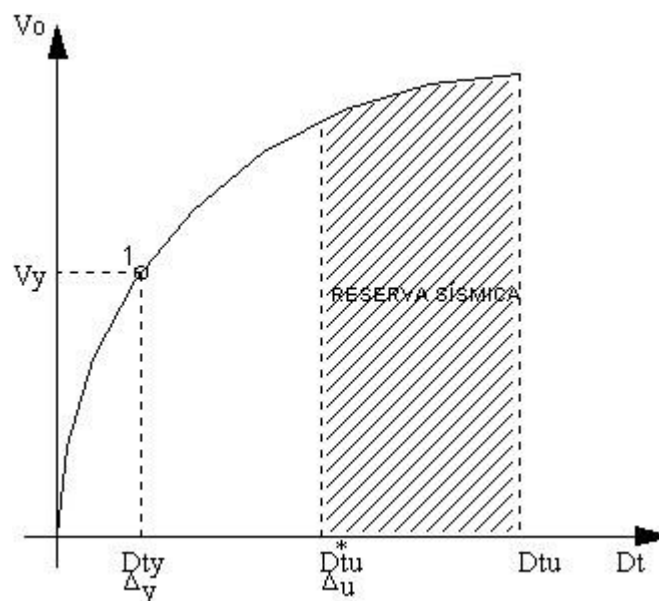


Figura 5.18: Reserva de energía de una estructura.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Existe la posibilidad de que en la vida útil de la estructura se presente un sismo cuya aceleración máxima del suelo es mayor que la obtenida en los estudios de peligrosidad sísmica, porque se calcula con un 10% de probabilidad de excedencia. Cuando se dé este sismo, la estructura ingresará en el área achurada y estará consumiendo la energía de reserva, claro está que el daño es muy severo y será muy difícil, por no decir imposible, reparar y reforzar la estructura. Es importante destacar que la estructura no colapsa, se mantiene en pie, pero no puede ser habitada. La estructura colapsa cuando el desplazamiento lateral del edificio alcanza D_{tu} .

5.4. Daño local

Ante acciones sísmicas, los extremos de los elementos son los que están sujetos a mayores esfuerzos y deformaciones. En consecuencia, es en estos puntos donde se origina el daño y se empieza a propagar hacia el centro de luz del elemento.

En el hospital de Bahía de Caráquez, fueron las columnas perimetrales las que sufrieron daño, esto se debió fundamentalmente a la gran torsión, debido a la forma irregular del edificio, en “L” y en “T” (figura 5.19). El daño estructural solamente se registró en el primer piso.

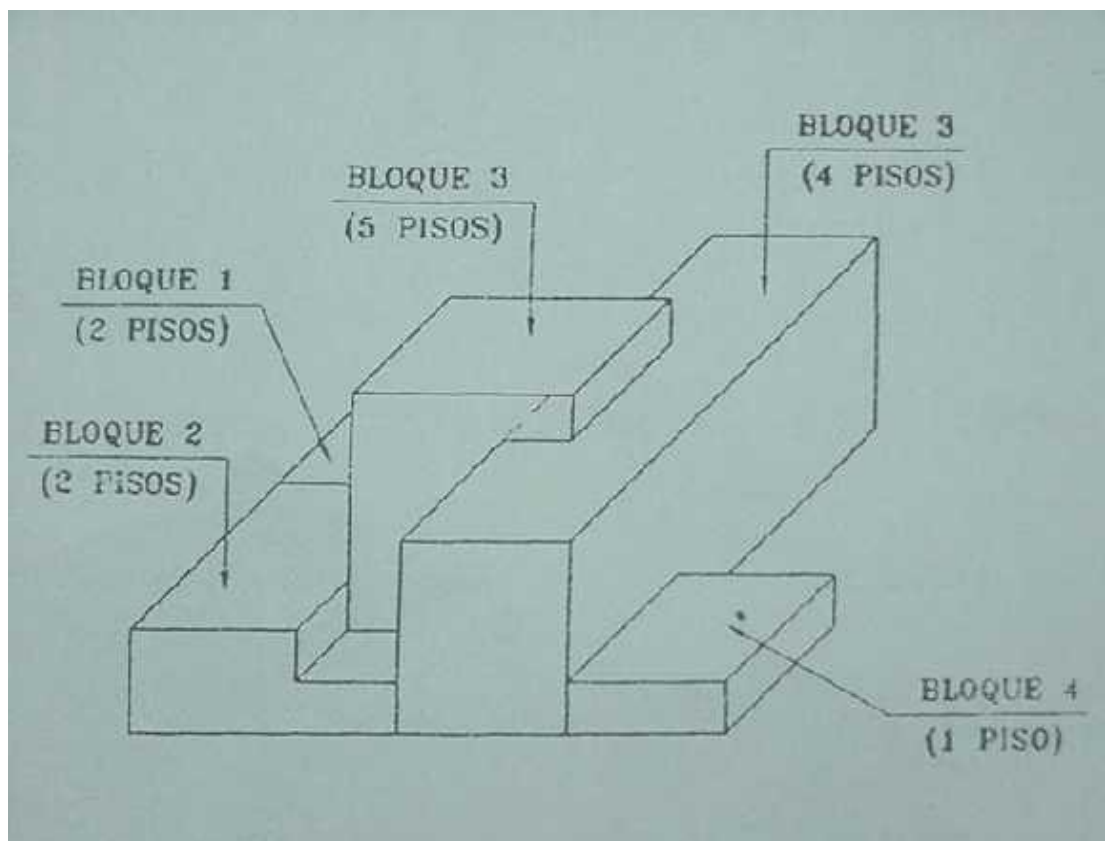


Figura 5.19: Configuración en elevación del hospital de Bahía de Caráquez.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Las paredes perimetrales son de hormigón con una malla de acero; no se construyó una mampostería normal. Esta situación le dio un gran confinamiento al pie de la columna (nudo inicial) a todas las columnas en cabeza de columna (nudo final).

Todas las columnas del hospital tienen como refuerzo transversal $1\varnothing 3/8$ a 20cm. En el mejor de los casos, la separación es mayor en otras columnas. Por lo tanto, no tienen un confinamiento lateral adecuado y la falla de corte que se presentó en las columnas con pandeo del hierro longitudinal, será el común denominador en posteriores sismos, Si no se realiza un reforzamiento de las mismas o se cambia la concepción estructural resistente ante sismos, mediante la incorporación de muros de cortante.

La cuantificación se realiza en una escala que varía de cero a la unidad. El valor de 0 corresponde al rango elástico, es decir, cuando la zona analizada no sufre daño y el valor de 1 cuando la sección colapsa. Para el rango de valores intermedios, la escala de valoración del índice de daño ID es la siguiente:

$$ID = \frac{M_{act} - M_y}{M_u - M_y}$$

De donde M_{act} es el momento actuante calculado en el miembro con las cargas gravitatorias y sísmicas, M_y es el momento de capacidad que se puede calcular utilizando el programa CEINCI1, M_u es el momento último del elemento.

<p>0.00 Rango elástico; la zona analizada no presenta daño.</p> <p>0.05 Daño a nivel de enlucido en las cuatro caras, en una distancia menor a 30 cm.</p> <p>0.10 Daño en enlucido en las cuatro caras, en una distancia mayor a 30 cm.</p> <p>0.15 Daño a nivel de recubrimiento del hormigón en las cuatro caras. Las fisuras tienen una longitud menor a 30cm y un ancho menor a 1mm.</p> <p>0.20 Daño en el recubrimiento del hormigón, en las cuatro caras. Las fisuras tienen una longitud mayor a 30cm pero el ancho de las fisuras es menor a 1mm.</p> <p>0.30 Fisuras en recubrimiento con ancho mayor a 1mm y una longitud menor a 30cm. Presentan daño en las cuatro caras. El daño no llega al núcleo del hormigón.</p> <p>0.50 Fisuras en recubrimiento con un ancho mayor a 1mm y una longitud mayor a 30cm. El daño se produce en las cuatro caras pero no llega al núcleo del hormigón.</p> <p>0.60 Falla en el núcleo del hormigón en una longitud menor a 30cm. El daño se presenta en las cuatro caras. La armadura longitudinal presenta un pandeo incipiente o empieza a incursionar en el rango inelástico. El acero o el refuerzo transversal sufre daño.</p> <p>0.70 Falla en el núcleo de hormigón en una longitud mayor a 30cm. El daño se presenta en las cuatro caras y la armadura longitudinal presenta un pandeo incipiente o empieza a incursionar en el rango inelástico. El acero o el refuerzo transversal sufre daño.</p> <p>0.80 La armadura longitudinal sufre gran daño, con una gran incursión en la zona de endurecimiento o el pandeo de la armadura es considerable en una longitud menor a 0.30cm y el refuerzo transversal se rompe.</p> <p>0.90 La armadura longitudinal sufre gran daño, con una gran incursión en la zona de endurecimiento o el pandeo de la armadura es considerable en una longitud mayor a 0.30 cm, y el refuerzo transversal se rompe.</p> <p>1.00 Colapso del elemento, rotura de por lo menos 1 hierro o la deformación incursión en el rango inelástico del elemento es considerable.</p>

Tabla 5.2: Índices de daño.

Para cualquiera de los casos, cuando el daño no se da en las cuatro caras, se debe realizar una interpolación entre los valores indicados. Con la escala de daño indicada, la cuantificación del índice de daño ID en las columnas perimetrales se indica en la tabla 5.3.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

EJE	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
I1	0.02	0.20
I2	0.18	0.35
I3	0.19	0.40
I4	0.04	0.17
I5	0.04	0.16
I6	0.03	0.17
I7	0.02	0.16
A1	0.02	0.14
A2	0.01	0.35
A3	0.03	0.70
A4	0.02	0.02
A5	0.02	0.11
A6	0.01	0.44
A7	0.02	0.20
B1	0.02	0.40
C1	0.00	0.40
D1	0.00	0.18
E1	0.00	0.00
F1	0.24	0.55
G1	0.00	0.35
H1	0.02	0.65
B7	0.01	0.12
C7	0.02	0.37
D7	0.00	0.00
E7	0.02	0.00
F7	0.03	0.44
G7	0.03	0.55
H7	0.14	0.52

Tabla 5.3: Índices de daño en columnas perimetrales.

En forma gráfica en la figura 5.20, se presenta el estado de daño que presentan las columnas del hospital militar Alcívar de Bahía.

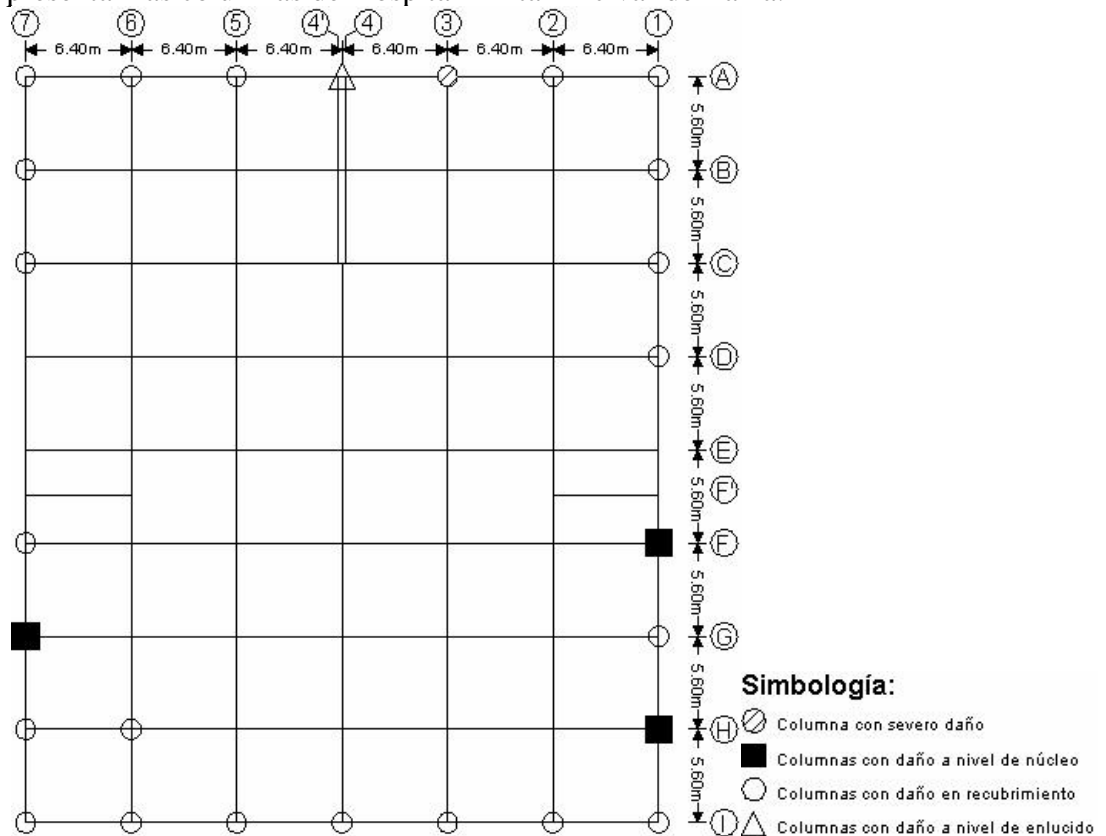


Figura 5.20: Daño que presentan las columnas del hospital de Bahía de Caráquez.

5.5. Daño a nivel de piso

Para evaluar el daño a nivel de piso, se utiliza como función de peso la fuerza axial, que gravita en cada una de las columnas, siguiendo la metodología propuesta por Bracci et al:

$$I_D = \max[I_{Di}, I_{Dj}] \quad (1)$$

$$I_{Dtk} = \sum_{i=1}^n W_i I_{Di} \quad (2)$$

$$W_i = \frac{N}{W_T} \quad (3)$$

$$\sum_{i=1}^n W_i = 1 \quad (4)$$

Donde I_{Di} , I_{Dj} son los índices de daño en el nudo inicial y final de un elemento, N es la carga axial que actúa en el elemento, W_T es la fuerza axial total del piso. La fuerza axial total, del primer piso es $W_T=5731.41T$. Al aplicar la ecuación (2) se obtiene que el índice de daño del primer piso es 0.0727 es decir el 7.27% cantidad baja debido al gran número de columnas que existen en la planta baja y que no sufrieron daño. Los pisos superiores no sufrieron daño. En consecuencia el índice de daño en estos pisos es 0.

5.6. Daño global

A partir del daño de piso se obtiene el daño global de la estructura, empleando las ecuaciones propuestas por Chung et al, las mismas que dan mayor peso a los pisos inferiores donde I_k es la función de peso para el piso K , la misma que se considera que varía triangularmente en altura y N es el número de pisos.

$$I_{Dt} = \sum_{k=1}^N I_{Di}^k I_k$$
$$I_k = \frac{N+1-k}{N}$$

Para este caso, se tiene que el índice de daño del primer piso es igual al índice de daño global de la estructura, toda vez que los pisos superiores no presentan daño.

CONCLUSIONES:

- El apuntalamiento que se realizó en el hospital de Bahía de Caráquez luego del sismo, fue factor fundamental para que el daño no se incremente con las réplicas que se dieron posteriormente al sismo.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Las columnas perimetrales de la planta baja fueron las que sufrieron daño, debido a la gran torsión en planta que experimentaron, fruto de la mala configuración estructural.
- El hospital no está diseñado para que tenga un comportamiento inelástico adecuado. Aspecto que debe considerarse en el reforzamiento estructural. Todas las fallas que se presentaron fueron frágiles debido a la falta de armadura de confinamiento.
- Cuatro columnas perimetrales de planta baja presentan daño a nivel de núcleo, de ellas la A3 fue la que resultó con más daño. El índice de daño de esta columna es 0.70. Las otras columnas con daño a nivel de núcleo son la F1, H1 y G7 con índices de daño que varían entre 0.55 y 0.65.
- El índice de daño global del primer piso es de 0.0727, valor bajo. Esto se debe a la gran cantidad de columnas que tiene el hospital en planta baja y debido a que las columnas perimetrales, las que fueron las más afectadas porque soportan menor carga axial que las interiores.
- El índice global de daño del hospital de Bahía, es de 0.0727. Igual al del piso 1, toda vez que éste fue el único piso con daño en elementos estructurales. Ventajosamente el daño es menor del 10%, lo que facilitará el reforzamiento del hospital.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

CAPÍTULO VI.- INFORME PRELIMINAR SOBRE LA EVALUACIÓN DE DAÑOS ORIGINADOS POR UN SISMO

6.1. Prólogo

La ciudad de Quito, capital del Ecuador, es una de las ciudades más importantes del país, por lo tanto se ha visto importante la necesidad de estudiar la peligrosidad sísmica que podría tener ante un desastre natural, como podría ser un terremoto. Con la colaboración del Instituto Geofísico de la EPN y profesionales relacionados con el campo de la Ingeniería Estructural que ayuden a encontrar soluciones oportunas ante la presencia de un evento hipotético. A fin de tomar como investigación preliminar y realizar estudios sobre las posibles causas que afectarían a edificaciones de hormigón armado.

El presente estudio realiza una evaluación y zonificación de daños, resaltando las fallas de tipo estructural, así como las de diseño y los errores de tipo constructivo. Como consecuencia de estas deficiencias encontradas, incluyen las recomendaciones técnicas y conclusiones aquí expuestas en el sismo de Bahía de Caráquez ocurrido el 4 de agosto de 1998 y además en diferentes lugares del mundo.

6.2. Situación general y sismicidad de la ciudad

Con ayuda de la tecnología GIS (sistema de información geográfica) con capacidad 3D se recolecta, combina y analiza la información disponible en la producción de un modelo analítico de suelo. La preparación de un modelo de suelo para la ciudad de Quito, Ecuador, es presentado como un ejemplo de la metodología propuesta. El modelo del suelo bajo la superficie fue requerido para la estimación de daño debido a los sismos hipotéticos futuros y se llevó a cabo en Quito, Ecuador por el Proyecto de Manejo de Riesgo Sísmico. Debido a la falta de tecnología GIS disponible cuando se realizó el proyecto, el análisis 3D del modelo del suelo ha sido preparado como parte de seguir los esfuerzos para utilizar definiciones precisas y actualizar los resultados del Proyecto de Manejo de Riesgo Sísmico en Quito, Ecuador.

Proyecto de Manejo de Riesgo Sísmico en Quito, Ecuador

La tendencia de la gente del mundo entero para concentrarse más y más en las áreas urbanas incrementa el riesgo sísmico, especialmente en países desarrollados. La mayoría de la tecnología y los métodos utilizados para la reducción de riesgo, sin embargo, han sido desarrollados en países industrializados y por lo tanto las respuestas a las necesidades y condiciones encontrados en estos países.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Un proyecto de manejo de riesgo sísmico fue implementado en Quito, la capital del Ecuador. El propósito del proyecto fue investigar si efectivamente existen métodos de microzonificación para reducir el riesgo sísmico, y su aplicabilidad a las condiciones encontradas en naciones desarrolladas. Las distribuciones de la intensidad de sacudimiento del suelo producidas por tres posibles terremotos, así como también el gran daño estructural y funcional, fueron estimados y los resultados fueron usados luego para proponer un confiable programa de manejo de riesgo sísmico para Quito (Villacís et al, 1997).

Los participantes del proyecto incluidos expertos internacionales en los varios campos considerados en el estudio (sismología, ingeniería sísmica, administración pública, planificación urbana, etc.) quienes proveyeron invalorable consejos y revisión de resultados más exactos. Esta participación se evidenció a ser extremadamente importante a causa de varias asunciones que tuvieron que ser adoptadas durante el proyecto debido a la insuficiencia de datos. El modelo del subsuelo de Quito fue uno de esos casos. La sección siguiente describe cómo la tecnología GIS ha sido empleada para usar definiciones precisas y actualizar los cálculos ejecutados durante el proyecto Q.E.R.M.

Datos del suelo en Quito

Quito, la capital del Ecuador, está localizada al noroeste de Sudamérica, en las montañas de los Andes, a una altitud de 2800 m. La ciudad tiene una forma alargada en la dirección norte sur, y un área alrededor de 290 Km². Su población, en 1990, fue aproximadamente de 1.100.000 habitantes. El suelo consiste principalmente de cangahua, una mezcla de arena, sílice, y cal amorfa. Las capas de la superficie de suelo son generalmente rígidas, con un promedio de velocidad de onda de corte de 250 a 300 m/s. El nivel freático es encontrado generalmente mas debajo de los 8 a 10 metros excepto en las tierras bajas, las cuales fueron una vez cubiertas por agua. Los datos de más de 2000 perforaciones de toda la ciudad fue usada para el modelo de las capas de la superficie del suelo en Quito. Esta información fue disponible en los archivos municipales donde los resultados de estudios de suelo para los permisos de construcción son mantenidos. No hubo información, sin embargo, en la estructura profunda del suelo en Quito: los datos de perforación alcanzaron una profundidades de solamente 10 a 15 m, y los mapas geológicos disponibles de la región no proveyeron información confiable para definir el modelo del subsuelo.

Fuentes alternas de información tuvieron que ser encontradas. Los resultados de las investigaciones ejecutadas por varias organizaciones en Quito para su trabajo fueron almacenadas para obtener información acerca del subsuelo de Quito. Estos resultados incluyeron: a) profundas perforaciones ejecutadas por la Organización de Suplemento de Agua, b) pruebas de resistividad eléctrica conducidas por el Instituto Nacional de Energía y Recursos Hidrológicos, c) pruebas de refracción sísmica conducidas por la Escuela Politécnica Nacional y d) secciones de corte geológico preparadas por expertos locales.

Perforaciones profundas

Las perforaciones profundas fueron llevadas a cabo por la Organización de Suplemento de Agua para bombear el agua bajo el suelo para el consumo público. Los perforaciones alcanzaron profundidades de alrededor de 150m y están localizadas principalmente en los bajos terrenos a lo largo del eje longitudinal de la ciudad (ver figura 6.1).

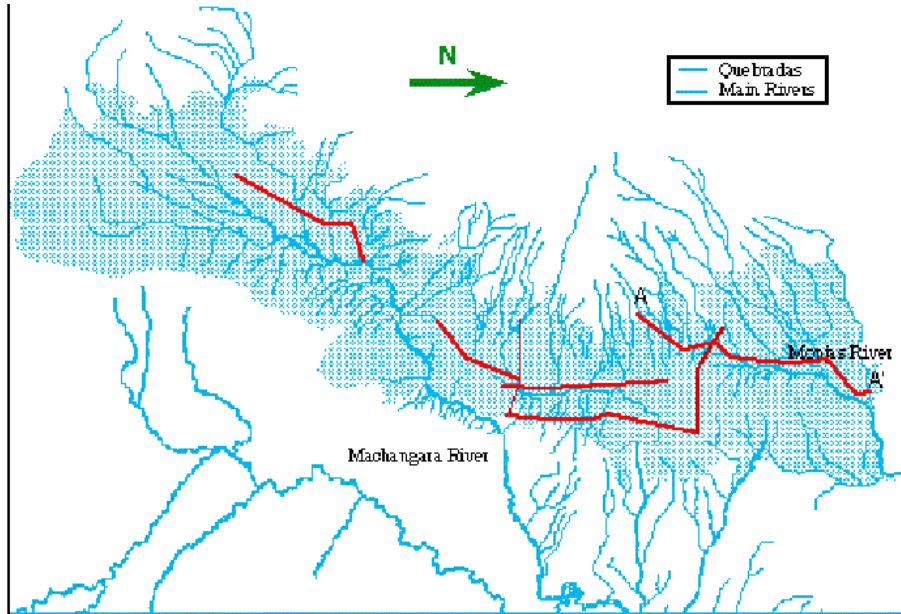


Figura 6.1: Sitios de perforaciones profundas realizado por la Organización de Suplemento de Agua.

Siete secciones de corte fueron preparadas usando los datos de perforación. La mayoría de las secciones de corte están localizadas en la parte norte del eje longitudinal de la ciudad, en un área la cual una vez fue cubierta por agua. Un ejemplo de una de las secciones de corte esta mostrada en la figura 6.2.

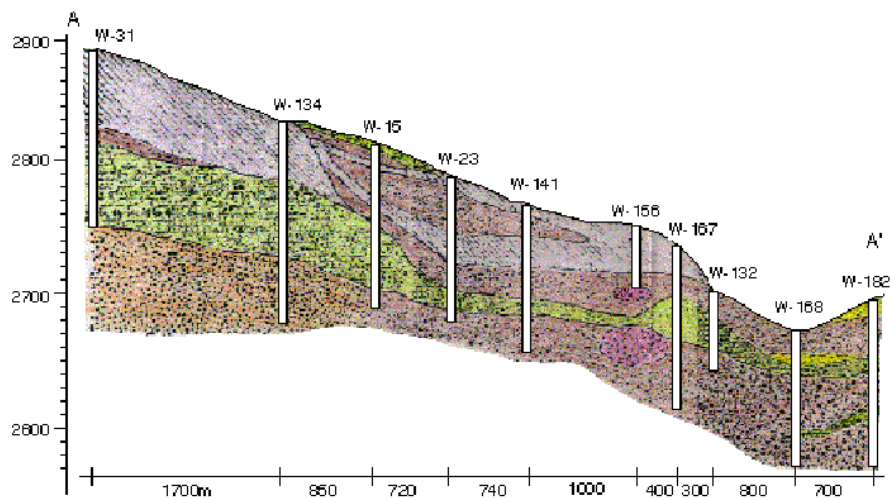


Figura 6.2: Sección a corte de las aberturas profundas por la línea A-A'.

Prueba de resistividad eléctrica

La prospección de resistividad eléctrica fue desarrollada por el Instituto Nacional de Energía y Recursos Hidrológicos para determinar la posición de los principales acuíferos bajo la ciudad de Quito. Los resultados de estos estudios incluyeron secciones de corte geo-eléctrico alcanzando profundidades de hasta 900m. Diez secciones de corte fueron preparadas (ver figura 6.3) cubriendo una gran área que se cubrió por las secciones de corte de la Organización de Suplemento de Agua.

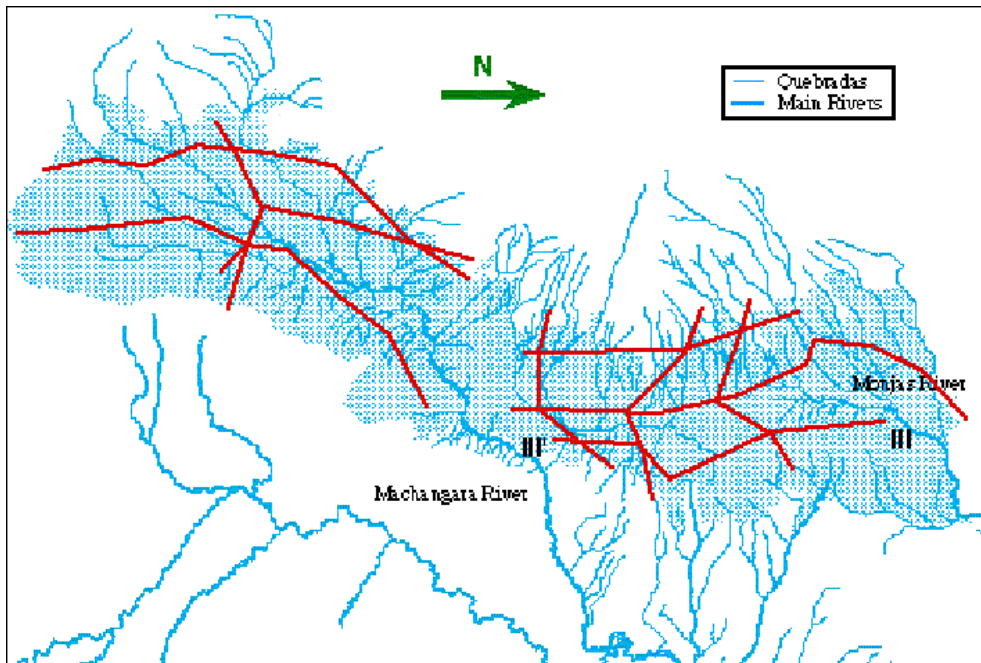


Figura 6.3: Sección a corte con resistividad eléctrica cubriendo una gran parte de la ciudad.

Un ejemplo de una de las secciones de corte es mostrado en la figura 6.4.

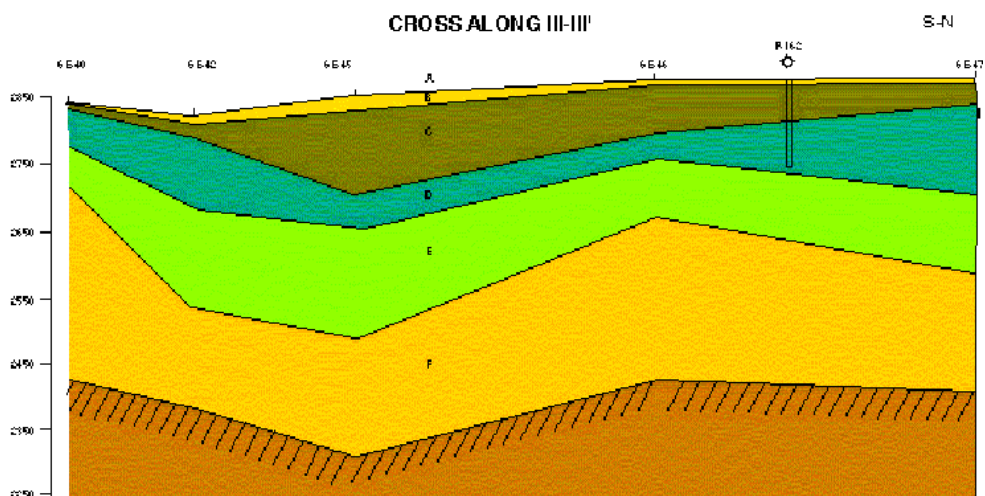


Figura 6.4: Sección de corte del suelo con resistividad eléctrica por la línea III-III' de la figura 6.3.

Pruebas de refracción sísmica

Las pruebas de refracción sísmica fueron conducidas en pocos sitios como parte de un proyecto de investigación de la Escuela Politécnica Nacional de Quito. Estas pruebas de refracción alcanzaron profundidades de alrededor de 150m y capas con velocidades de onda (V_p) de aproximadamente 2000 m/s (ver figura 6.5).

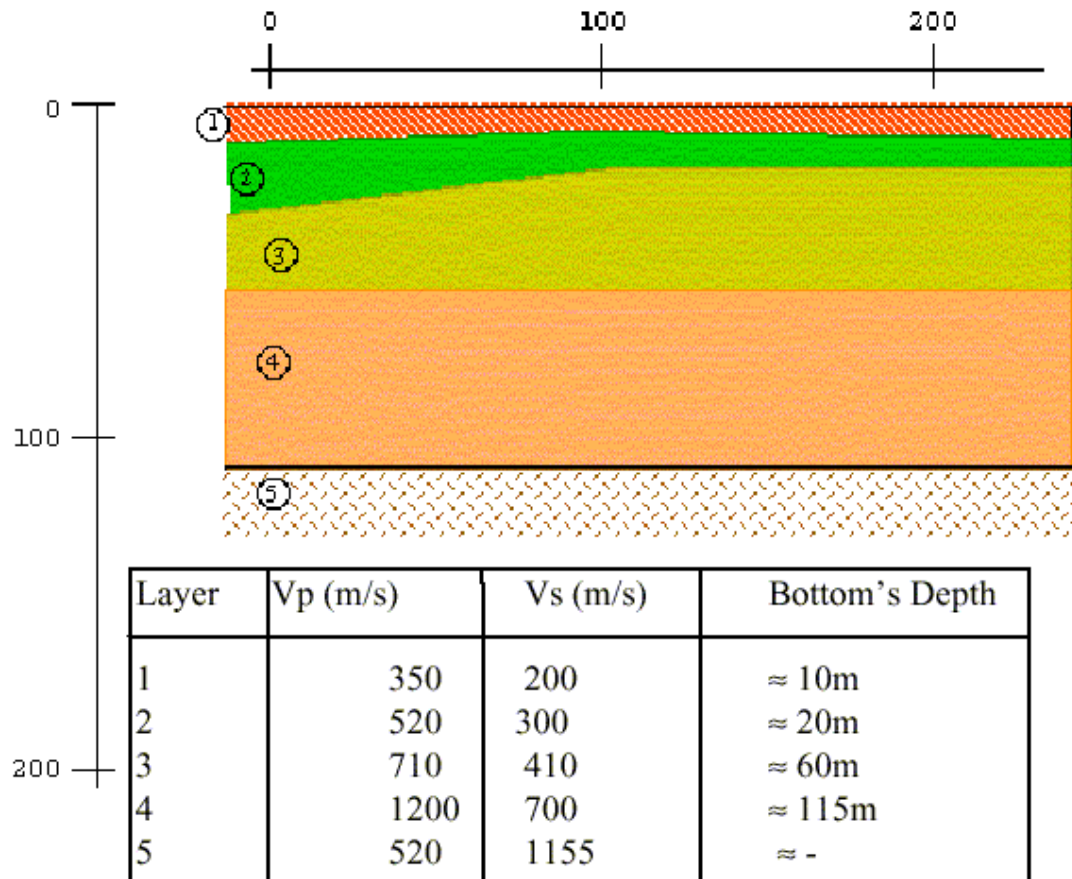


Figura 6.5: Sección de corte con prueba de refracción sísmica y tabla de velocidades de onda por capa.

Secciones de corte geológico

Las secciones de corte geológico preparadas por expertos locales en su familiaridad con las características geológicas de la región. Once secciones de corte fueron preparadas en la dirección E-O (ver figura 6.6).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

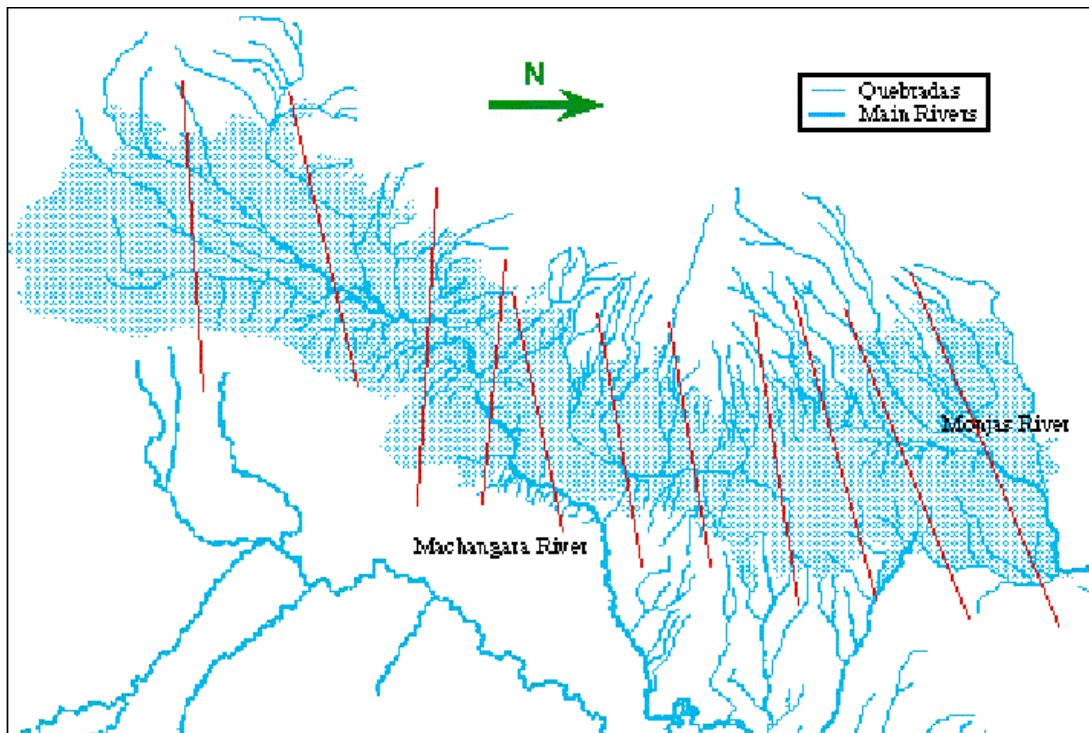


Figura 6.6: Ubicación de las secciones de corte geológico.

En la figura 6.7 se muestra un ejemplo de una de estas secciones de corte.

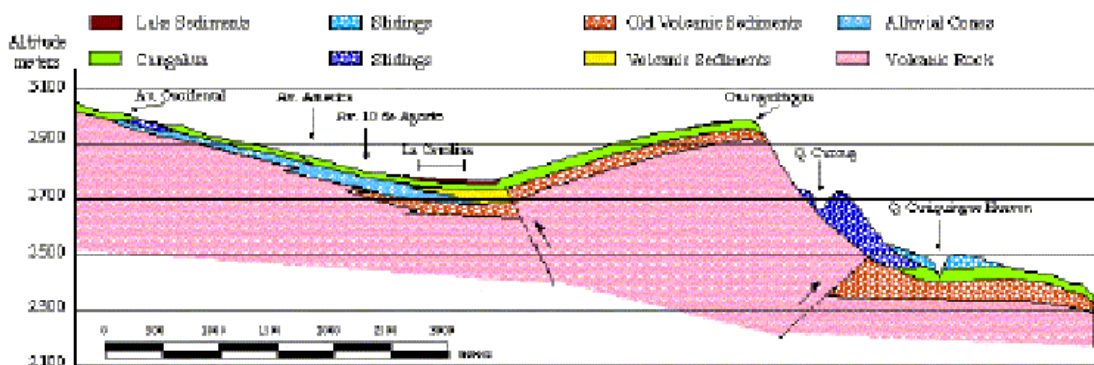


Figura 6.7: Secciones de corte geológico preparadas por expertos locales.

Modelos tridimensionales del suelo usando GIS

Un paquete GIS intergráfico con capacidades 3D fueron usados para recolectar, combinar, y analizar la información disponible y para producir el modelo analítico del suelo. La metodología usada para la preparación del modelo incluyó una colección de información disponible, ejecutando un análisis preliminar de la información recolectada, los datos de entrada en la computadora, seleccionando el método de interpolación, preparando el modelo y finalmente, validando el modelo preparado.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Los datos del suelo descritas en las secciones previas fueron revisados y usados en la interpretación preliminar de los suelos de la subsuperficie de Quito. La preparación de los datos involucrados analizando la información no digital proporcionada y haciendo interpretaciones basadas en la comparación de los varios conjuntos de datos. Basados en este análisis, las capas que tienen un role importante en la amplificación del movimiento sísmico del suelo fueron identificadas. Estas incluyeron las capas de suelo de las zapatas, capa rígida, media y capa de la superficie del suelo. Estudios de la respuesta dinámica no lineal de los suelos mostraron que una capa teniendo velocidad de onda de corte de 1000 m/s, aproximadamente tres veces el promedio de la velocidad de corte de las capas en la superficie, podría ser usado tomado como la capa de la zapata. La capa rígida fue identificada a tener una velocidad de onda de corte de 700 m/s y la capa media fue identificada a tener una velocidad de onda de corte de 400 m/s. La capa de la superficie fue comprimida en la parte superior de 20 a 25 metros de suelo.

Los datos actuales de la perforación de la Organización de Suplemento de Agua fue mayorada con datos “bien” generados de las secciones de corte proveídas por otras fuentes de información. Los datos de perforación fueron ingresados en la computadora usando un módulo intergráfico para la subsuperficie geológica que permite la creación eficiente, recuperable, y edición de las secciones de corte y perforación usando datos almacenados en una base de datos (intergráfica, 1995).

El modelo 3D de cada uno de los horizontes, que es la superficie separando dos estratos adyacentes, fue un proceso interactivo con el ingreso de la gente local que permitió correcciones a ser hechas, espacios a ser llenados y nuevos datos a ser encontrados. Primero, un modelo de red triangular irregular (TIN) fue creado basado en el ingreso de datos. El modelo TIN (ver figura 6.8).

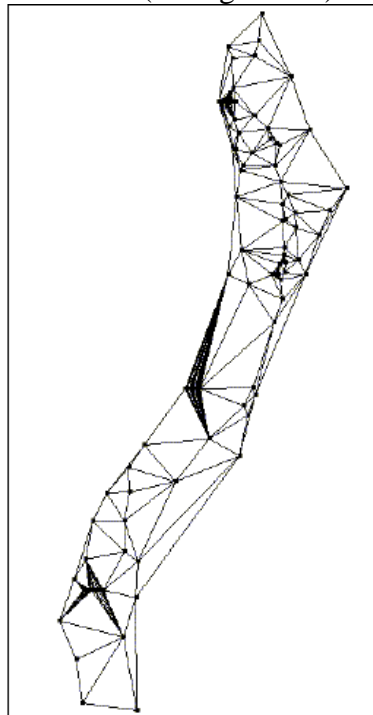


Figura 6.8: Modelo TIN.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

El modelo TIN de la figura 6.8 fue usado para chequear que la distribución de perforaciones sea uniforme y cubra el área en cuestión. Nuevos datos fueron preparados para esas áreas donde el modelo TIN mostró problemas de no uniformidad o falta de información. Un modelo malla, o grid fue creado luego usando modelos de interpolación espacial. La figura 6.9 muestra el modelo grid de uno de los horizontes.

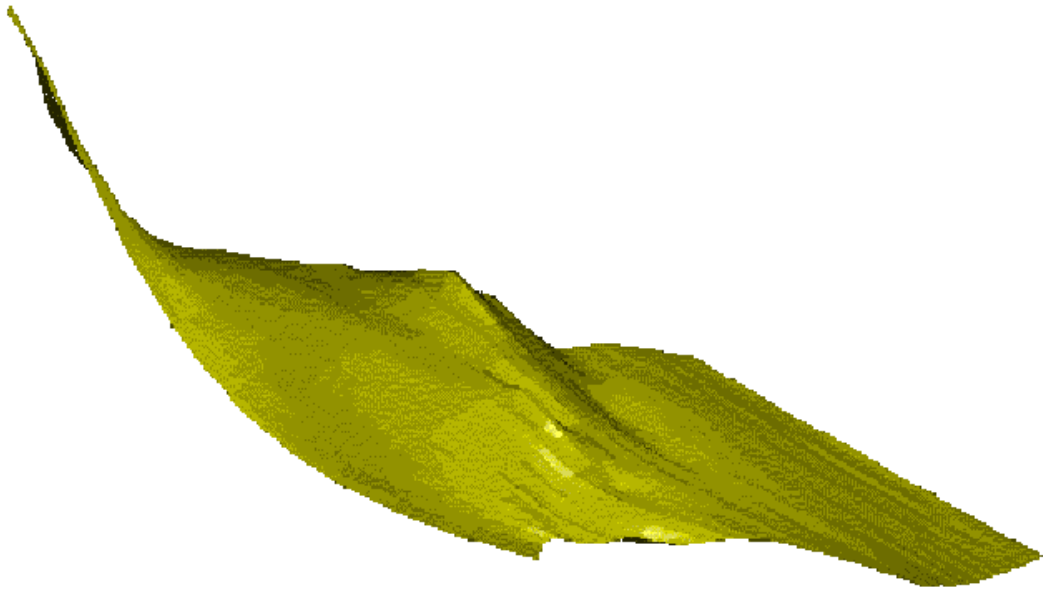


Figura 6.9: Modelo tridimensional del horizonte.

El intergráfico permite la selección de la interpolación de los modelos plana, bilineal, bicúbica o la interpolación más cercana dependiendo de la calidad de los datos disponibles.

Los horizontes 3D generados fueron examinados para identificar características inesperadas o irregulares que resultaron de los procesos de interpolación o insuficiencia de datos. El conocimiento y experiencia de los expertos locales fue usado de nuevo para ajustar estas irregularidades.

Finalmente, la capacidad 3D del sistema que fue usado para visualizar los resultados, como volúmenes tridimensionales y para evaluar la validez del modelo preparado. Los horizontes y perforaciones fueron mapeadas a lo largo de las características morfológicas tales como ríos para verificar la consistencia del modelo. La figura 6.10 muestra uno de los horizontes generados a lo largo con la localización de las perforaciones usadas como información ingresada.

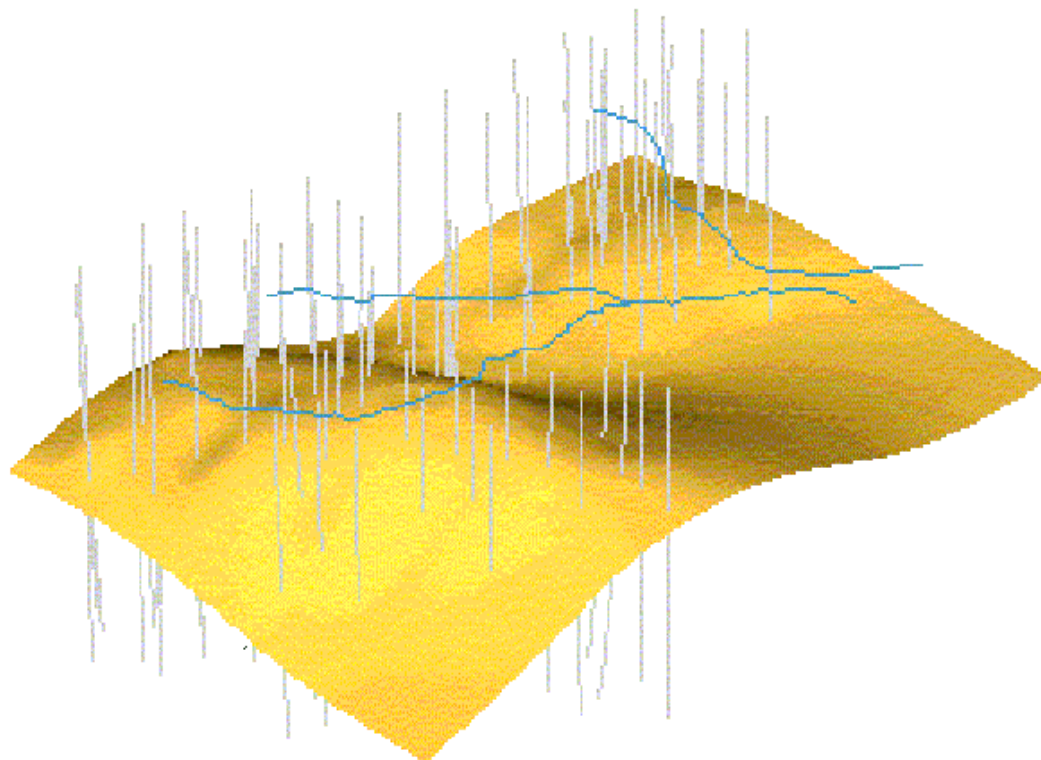


Figura 6.10: Horizonte tridimensional y sitios de aberturas profundas.

Conclusiones

GIS con las capacidades 3D fue usado exitosamente en la preparación del modelo de suelo analítico para Quito. Se encontró que el uso de la tecnología GIS 3D provee de las siguientes ventajas en el manejo de tipos de información a menudo encontradas en países no industrializados: a) esto permite la combinación de información en muchos diferentes formatos (mapas, tablas, reportes, archivos de computadora), b) esto facilita el análisis y provee herramientas para la generación de los modelos, y c) esto provee un significado gráfico para chequear la validez de los modelos producidos. La preparación de un modelo de suelo adecuado es crucial en la estimación del daño potencial causado por sismos probables, y en la producción de recomendaciones de mitigación de desastres (Geohazards International, 1994). Se esperaba que la metodología presentada aquí sería fácilmente aplicada y útil en otros países no industrializados donde los datos son usualmente incompletos.

Aplicaciones actuales y futuras

Los modelos 3D de estructuras de suelo es solamente un ejemplo de las posibles aplicaciones de GIS para manejo de riesgo sísmico. GeoHazards International (GHI) está trabajando en el desarrollo de nuevas tecnologías y aplicaciones de tecnología GIS que puede ser usada dadas las condiciones usualmente encontradas en países desarrollados.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

La metodología descrita en este documento, así como también otras aplicaciones GIS, están siendo o deberán ser usadas en la implementación de proyectos en otras partes del mundo. Dos de estos proyectos son introducidos brevemente abajo.

Proyecto de Manejo de Riesgo Sísmico en el valle de Kathmandu

El Proyecto de Manejo de Riesgo Sísmico en el valle de Kathmandu (KVERMP) es un proyecto de 18 meses, el cuál comenzó en septiembre 1 de 1997. El proyecto esta siendo implementado por la Sociedad Nacional para la Tecnología Sísmica – Nepal (NSET-Nepal) y GHI, y es parte del Proyecto de Mitigación de Desastre en Asia Urbana (AUDMP). KVERMP tiene tres objetivos: 1) evaluar el riesgo sísmico del valle de Kathmandu y prescribir un plan de acción para el manejo de este riesgo; 2) reducir la vulnerabilidad sísmica de escuelas públicas; 3) incrementar el conocimiento entre el público, el gobierno oficial, la comunidad internacional residente en el valle de Kathmandu, y las organizaciones internacionales así como también mantener el trabajo propuesto en este proyecto.

El Proyecto RADIUS de las Naciones Unidas

La secretaría de las Naciones Unidas IDNDR (Década Internacional para la Reducción de Desastres Naturales), ha propuesto el proyecto RADIUS (Herramientas de Evaluación de Riesgo para el Diagnóstico de las Áreas Urbanas contra el Desastre Sísmico), con la asistencia del Gobierno Japonés, para promover actividades en el mundo entero para la reducción de desastres sísmicos en áreas urbanas, particularmente en países desarrollados. Esto desarrollará herramientas prácticas para la evaluación del riesgo sísmico en las áreas urbanas, basados en el análisis de los casos estudiados. En los 1.5 años de casos estudiados empezó al comienzo de 1998, con miras a preparar escenarios de daños sísmicos en varias ciudades alrededor del mundo.

Vista global del proyecto

En septiembre de 1992, un proyecto de dieciocho meses comenzó a evaluar el peligro sísmico y riesgo de la capital del Ecuador, Quito, y usando escenarios sísmicos para diseñar los programas de auto sostenimiento para reducir ese riesgo.

En la evaluación del peligro sísmico, un grupo de sismólogos, geólogos, ingenieros de suelos, ingenieros estructurales, y planificadores de la ciudad de Ecuador, Francia, Japón y los estados Unidos desarrollaron y ensamblaron los datos técnicos. Ellos analizaron las tectónicas del Ecuador y la historia sísmica y determinaron las magnitudes y localizaciones de tres posibles futuros eventos sísmicos; distribución calculada de las intensidades del sacudimiento del suelo; y usando un inventario estructural y matrices de daño desarrolladas para la ciudad, distribución de daño estimado.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Entre varias recomendaciones, tales como guías desarrolladas para construcción segura, mejorando la planeación de emergencia y avanzando en la investigación científica, el grupo sugirió que un tablero de advertencia de seguridad sísmica sea establecido para desarrollar, implementar, monitorear y regularmente actualizar un programa de riesgo sísmico comprensivo para Quito.

6.3. Características del sismo

Según los reportes de la Escuela Politécnica Nacional, el sismo que azotó a Bahía de Caráquez el 4 de agosto de 1998, ocurrió a las 13H59, fue de una magnitud calculada de 7.1 en la escala de Richter, el epicentro se lo ubicó en el poblado de Canoa, aproximadamente a 20 Km de la ciudad de Bahía, por lo tanto se lo identifica como un “sismo cercano” cuyas características generales son las de poseer un periodo dominante corto y de una componente de aceleración vertical alta, tuvo una intensidad en la zona epicentral según la escala Mercalli Modificada de VIII y IX grados. Según estos registros hubo un sismo previo, el cual se lo identifica como premonitor de magnitud igual a 5.4 a las 12H45 minutos, lo que facilitó la alerta de los pobladores y ayudó a disminuir el número de pérdidas humanas, que en total se contabilizaron 3.

Se han registrado más de 500 réplicas menores en los posteriores días al evento principal.

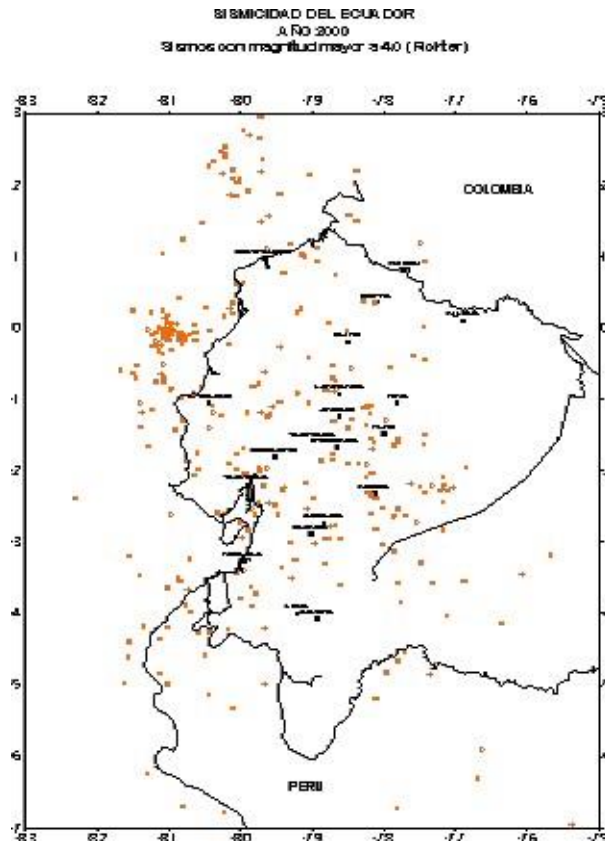


Figura 6.13: Sismicidad del Ecuador, año 2000, sismos mayores o iguales a 4.0.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

INFORMACION GENERAL DE LOS SISMOS MAS IMPORTANTES DEL 2000 PARA EL ECUADOR

MES	DIA	HORA (GMT)	EPICENTRO	MAGNITUD	OBSERVACIONES y COMENTARIOS
ENERO	1	14H54	Quito	3,9	Sentido en Quito
	2	18H01	Quito	3,5	Sentido levemente en Quito
	6	00H50	Cotacachi	3,8	Sentido en Cotacachi. Intensidades I y III
	11	00H01	Riobamba	4	Sentido en Riobamba
	12	10H55	Cercanías de Chone	4	Sentido en Manta y Portoviejo
FEBRERO	6	07H13	Perú	5,1	Sentido en Zaruma
	8	07H10	Perú	4,8	Sentido al sur-este del país
	27	10H39	Machala	4,4	No reportado como sentido
	27	20H14	Túmbes	4,6	No reportado como sentido
ABRIL	15	01H16	Quito	4,2	Sentido fuertemente en Quito
	24	04H50	Cercanías de Portoviejo	4,3	No reportado como sentido
	24	22H29	Alluriquín	4,1	No reportado como sentido
	27	21H00	Cercanías de Muisne	4,4	No reportado como sentido
	29	19H53	Moyabamba-Perú	5,6	Sentido en Guayaquil y sur del País. Intensidad II en Guayaquil
MAYO	7	13H03	Puyo	4,2	Sentido en el Centro del País
	13	23H50	Cercanías de Playas (Guayas)	4,8	Sentido en Guayaquil, Portoviejo y Riobamba. Intensidad III - IV en Guayaquil
	15	22H58	Pujilí	4,4	Sentido en el Centro del País
	22	13H15	14 Km DSO de Túmbes	5,5	Intensidad II en Guayaquil
JUNIO	3	08H41	Cercanías de Quito	3,5	Sentido levemente en Quito
	6	18H43	Bahía - Jama	4,2	Sentido levemente en Bahía
	14	04H18	Cercanías de El Carmen	4,3	Sentido en Santo Domingo y Esmeraldas
	23	10H20	Quito	3,1	Sentido levemente en Quito
	25	07H28	Pujilí	4	Sentido en Latacunga y zonas aledañas
JULIO	14	07H39	Cotacachi	4	Sentido levemente en poblaciones cercanas
	24	11H32	Pisayambo	4,1	Sentido en Baños, Patate
	25	01H58	Pisayambo	4	Sentido en Baños, Patate. Intensidad II en Ambato y III en Baños y Patate
	30	21H44	Puyo	4,4	No reportado como sentido
MES	DIA	HORA (GMT)	EPICENTRO	MAGNITUD	OBSERVACIONES y COMENTARIOS
AGOSTO	2	10H10	Manta	4,2	Sentido en Manta
	14	04H05	Punta Santa Elena	4,8	Sentido en Guayaquil y Manta
	22	01H18	30 Km al DNO de Atacames	4,5	No reportado como sentido
SEPTIEMBRE	2	17H16	Oeste de Macará	4,7	Sentido levemente en Guayaquil
	6	17H46	Macas	4,1	Sentido en Guayaquil
	10	03H55	Píllaro	3,9	Sentido levemente en poblaciones cercanas
	14	12H46	Chone	4,3	Sentido en Quito (edificios altos)
	20	08H37	40 Km Sur Oeste de Paján	5,7	Sentido en varias provincias
	20	17H13	30 Km Sur Este de Guayaquil	4,7	Sentido en Guayas, El Oro y Azuay
	24	12H02	100 Km al Oeste Jama	4,7	Sentido en Manabí
28	23H24	Costa fuera de Jama	6,6	Sentido en todo el País. (informe separado de este sismo y sus réplicas)	
OCTUBRE	5	17H35	Cercanías de Quinde	4,4	Sentido en Mindo
	7	00H00	Cercanías de Saraguro	4,7	Sentido levemente en Saraguro
	8	21H15	Ibarra	5,4	Sentido al norte del País. (informe separado de este sismo y sus réplicas)
NOVIEMBRE	2	20H18	Cercanías de Riobamba	4	Sentido en Riobamba
	13	21H26	Cercanías Guayaquil	4,4	Sentido en Guayaquil. Intensidad III
	19	15H05	140 Km al Sur Este del Puyo	5,1	Sentido levemente en Tungurahua
	19	23H23	Cercanías de Lumbaqui	4,8	Sentido levemente en Tungurahua
	24	11H29	Puyo	4,8	Sentido en la Costa del País
DICIEMBRE	24	12H06	Cercanías de Portoviejo	4,4	Sentido en poblaciones cercanas
	4	21H26	45 Km DNO de Manta	4,2	Sentido levemente en Bahía de Caráquez
	22	21H10	Nor Oeste de Jama	3,8	Sentido en Bahía de Caráquez
23	11H01	Costa fuera de Jama	4,8	Sentido en Bahía de Caráquez	

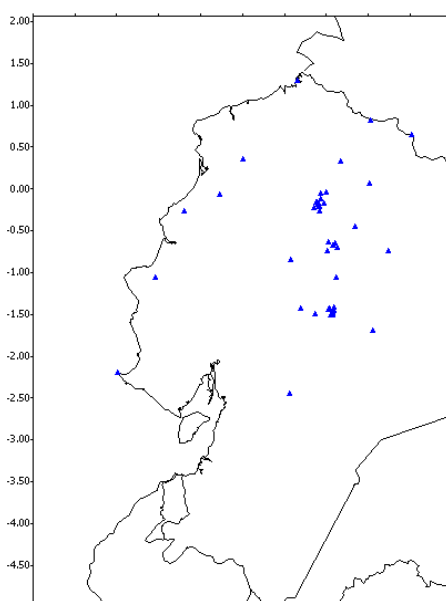


Figura 6.14: Sismógrafos y acelerógrafos en el Ecuador.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

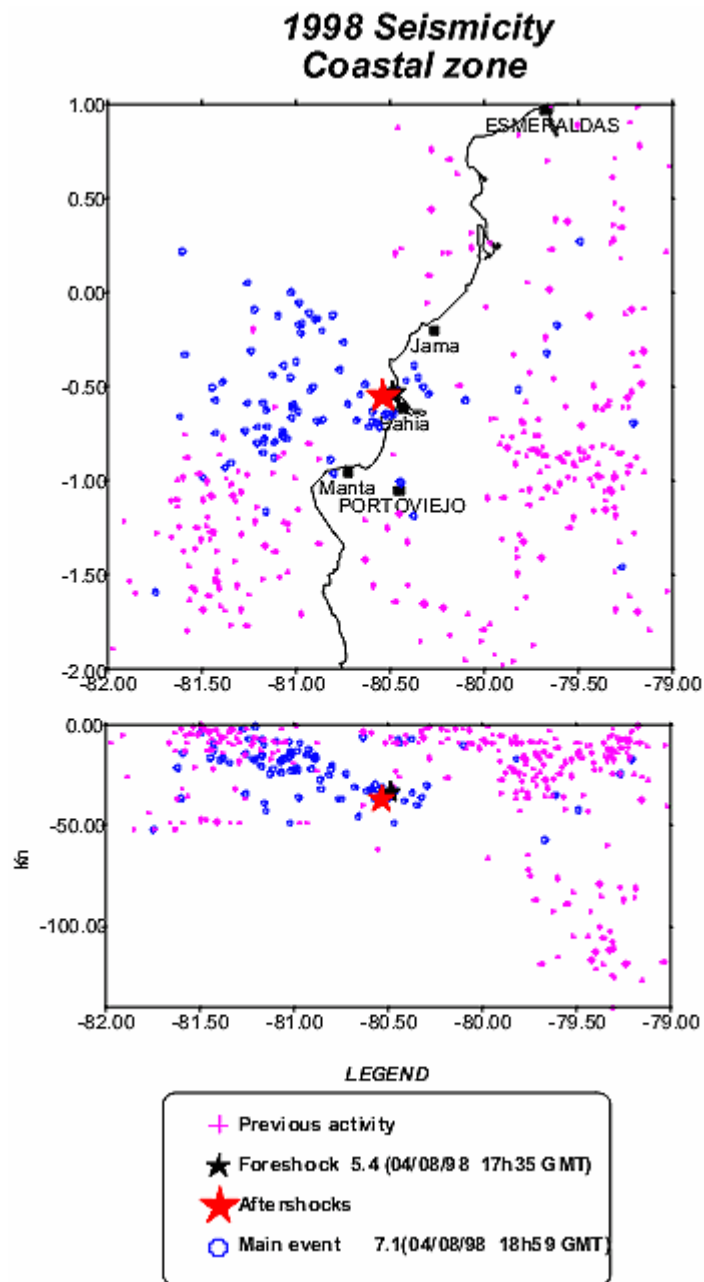


Figura 6.15: Sismicidad en la zona de la costa en 1998 (sismo de Bahía de Caráquez).

Información sísmica:

La siguiente información fue registrada por la Red Nacional de Sismógrafos y procesada en el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Se presentan los sismos de magnitud mayor o igual a 4 en la escala Richter. La distancia y azimut son determinados con respecto a la ciudad referencial, que es la capital de provincia más cercana al evento.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

FECHA	TIEMPO	LAT.	LONG.	PROF. (Km)	MAGNITUD	DIST. (Km)	AZIMUT (°)	CIUDAD REFERENCIAL
2000/04/04	02:57:21	2.97S	78.78W	28.8	4.0	26.77	108.3°	CUENCA
2000/04/04	03:35:23	0.05S	78.50W	5.8	4.0	17.03	358.9°	QUITO
2000/04/11	03:14:28	2.29S	77.09W	13.2	4.3	115.88	89.0°	MACAS
2000/04/11	12:57:05	3.24S	80.70W	50.4	4.1	82.36	271.4°	MACHALA
2000/04/11	16:53:48	1.03S	78.34W	11.4	4.1	33.22	109.6°	LATACUNGA
2000/04/12	20:19:30	2.05S	78.15W	194.1	4.1	28.47	356.0°	MACAS
2000/04/14	12:00:08	1.99S	79.62W	12.0	4.6	22.87	206.0°	BABAHOYO
200/04/15	01:16:18	0.05S	78.50W	11.4	4.2	17.02	358.4°	QUITO

Tabla 6.1: Sismos registrados mayor o igual a 4 en la escala de Richter (abril 2000).

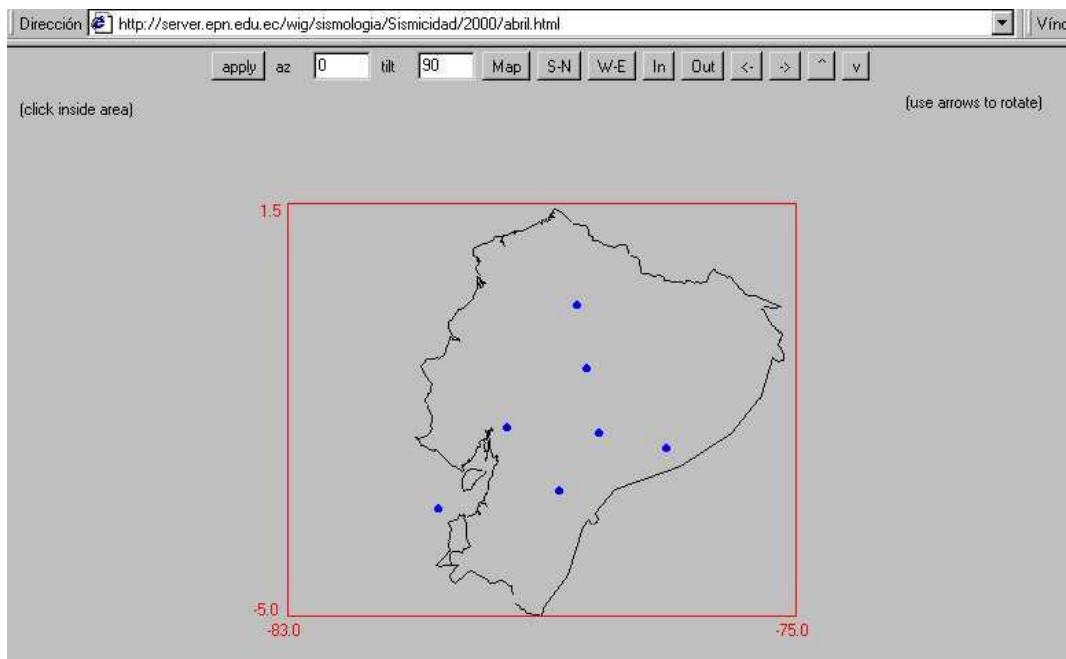


Figura 6.16: Sismos registrados mayor o igual a 4 en la escala de Richter (abril 2000).

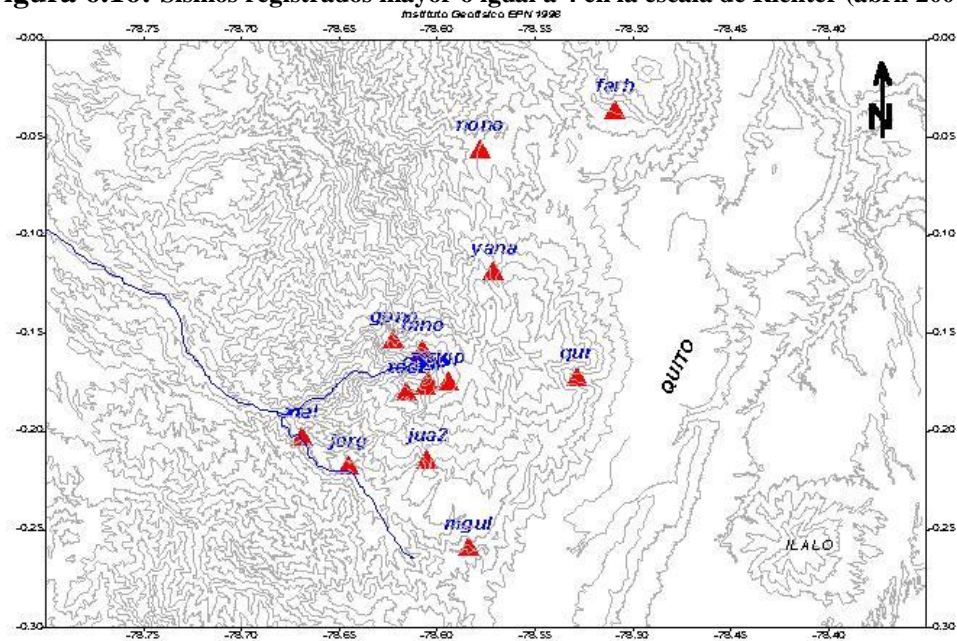


Figura 6.17: Ubicación de las estaciones sísmicas que monitorean al volcán Guagua Pichincha.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

REPORTE SISMICO Y REGISTROS OBTENIDOS POR LA RED SISMICA DEL AUSTRO - UNIVERSIDAD DE CUENCA

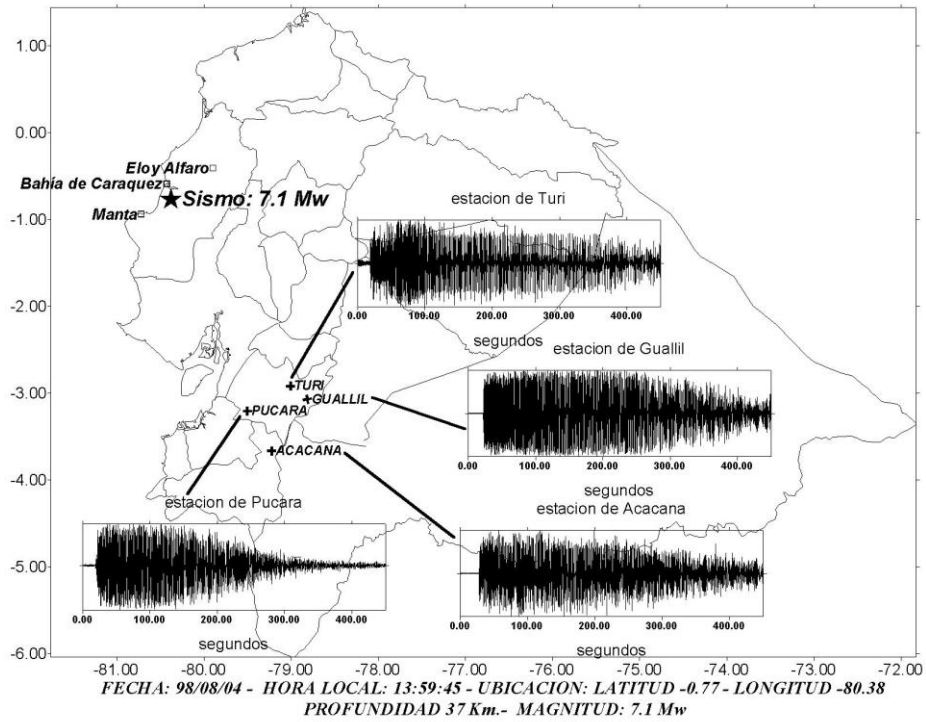


Figura 6.18: Reporte sísmico del Austro.

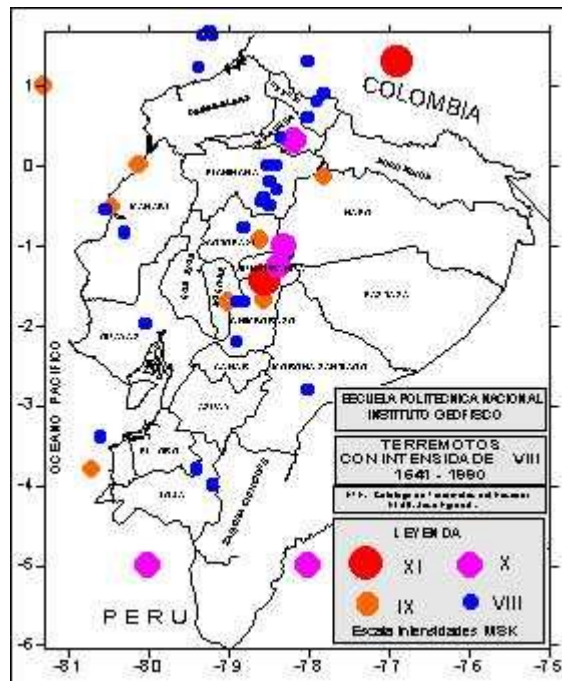


Figura 6.19: Ubicación de terremotos de intensidades MSK: VIII IX X y XI en el Ecuador.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

RED SISMICA DEL AUSTRO PROYECTO FUNDACYT P-BID-400
REGISTRO ACELEROGRÁFICO OBTENIDO EN LA UNIVERISIDAD DE CUENCA
Fecha: 99/08/03 Hora: 10:59:00 Local, 15:59:00 GMT

Datos de Localización:

- ★ Red Sísmica del Austro: 3.40 S 79.20 W Prof: 64 Km Mag: 5.3 Mw
- ▲ CalTech : 3.50 S 79.20 W Prof: 91 Km Mag: 5.8 Mw
- ◆ Instituto Geofísico P.N. : 3.91S 79.52 W Prof: 7.6 Km Mag: 5.3 Mb

Componente longitudinal: acel. máxima 16.65 cm/seg²
 Componente vertical: acel. máxima 8.38 cm/seg²
 Componente transversal: acel. máxima 34.52 cm/seg²

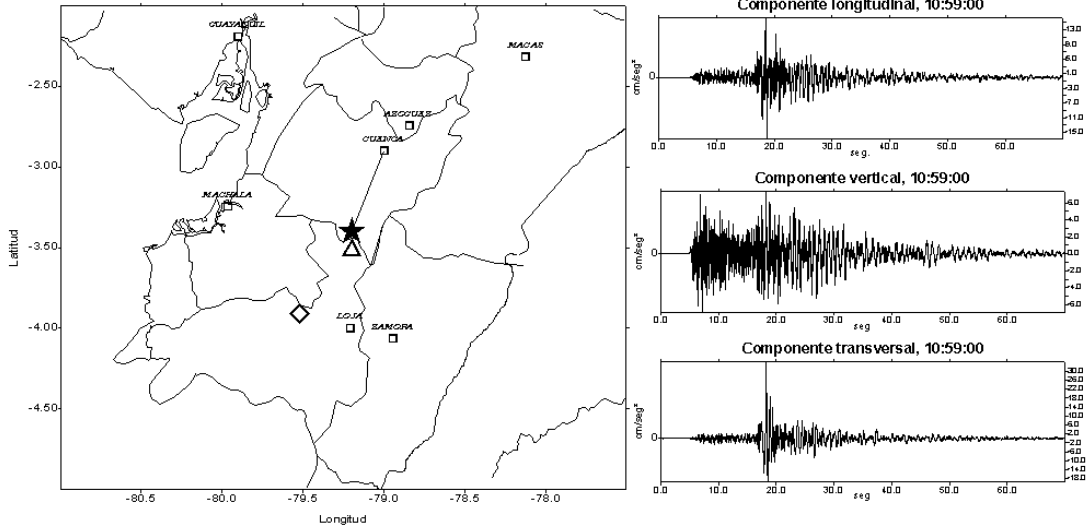


Figura 6.22: Red sísmica del Austro.

Earthquake Magnitude Comparisons

This table provides *very approximate* correlation between the different measures of earthquake size, the resulting effects and the energy involved, together with the frequency of these events.

Magnitude (Richter Scale)	Intensity (Modified Mercalli Scale)	Effects §	Energy		Number of Quakes per Year
			Explosive Power	Ergs	
0 to 1.9	I	Recorded by instruments only	Approx. 1lb of TNT (0.45Kg)	Less than 2×10^{10}	Large Number
2 to 2.9	II	Felt only by the most sensitive. Suspended objects swing	Up to 100lbs of TNT	$4 \text{ to } 9000 \times 10^{10}$	300,000
3 to 3.9	III	Felt by some people. Vibration like a passing heavy vehicle		$1 \text{ to } 7 \times 10^{15}$	49,000
4 to 4.9	IV to V	Felt by most people. Hanging objects swing. Dishes and windows rattle and may break	Approaching a small atom bomb (20 kilotons)	$1 \text{ to } 30 \times 10^{16}$	6,200
5 to 5.9	VI	Felt by all; people frightened. Chimneys topple; furniture moves		$1 \text{ to } 200 \times 10^{18}$	800
6 to 6.9	VII to IX	Some panic. Buildings may suffer substantial damage	Minimum of a hydrogen bomb (1 megaton)	$4 \text{ to } 230 \times 10^{20}$	120
7 to 7.9	X to XI	Widespread panic. Few buildings remain standing. Large landslides; fissures in ground	Approx. 100 hydrogen bombs	$4 \text{ to } 50 \times 10^{22}$	18
8 to 8.6	XII	Complete devastation. Ground waves	At least 60,000 hydrogen bombs	More than 1×10^{25}	0.2 (one every few years)

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

6.4. Evaluación y zonificación de daños

Las zonas en Bahía de Caráquez fueron recorridas por brigadas que realizaron una investigación de los daños en los edificios más afectados. En la mayoría de los casos no fue posible obtener toda la información solicitada y se registraron los daños principales que se pudieron observar en el exterior de los edificios.

La clasificación de los daños encontrados es la siguiente:

- 1) Colapso Total: edificio totalmente fallado, derrumbe del sistema estructural.
- 2) Colapso Parcial: falla total en uno o dos pisos del sistema estructural.
- 3) Daños estructurales menores y/o generales en mampostería: falla localizada en elementos estructurales y/o daños generales en mampostería.
- 4) Edificios no afectados: no se observaron fallas estructurales ni en mampostería.

6.4.1. Procedimientos de evaluación

Las zonas serán recorridas por brigadas, que realizarán una investigación de los daños en los edificios más afectados. La mayoría de los casos no será posible obtener toda la información solicitada en la tabla 6.3 y se registrarán los datos principales que se pudieren observar en el exterior de los edificios.

La clasificación de los daños que se encuentren será la siguiente:

1. Colapso total: Edificio totalmente fallado, derrumbe del sistema estructural.



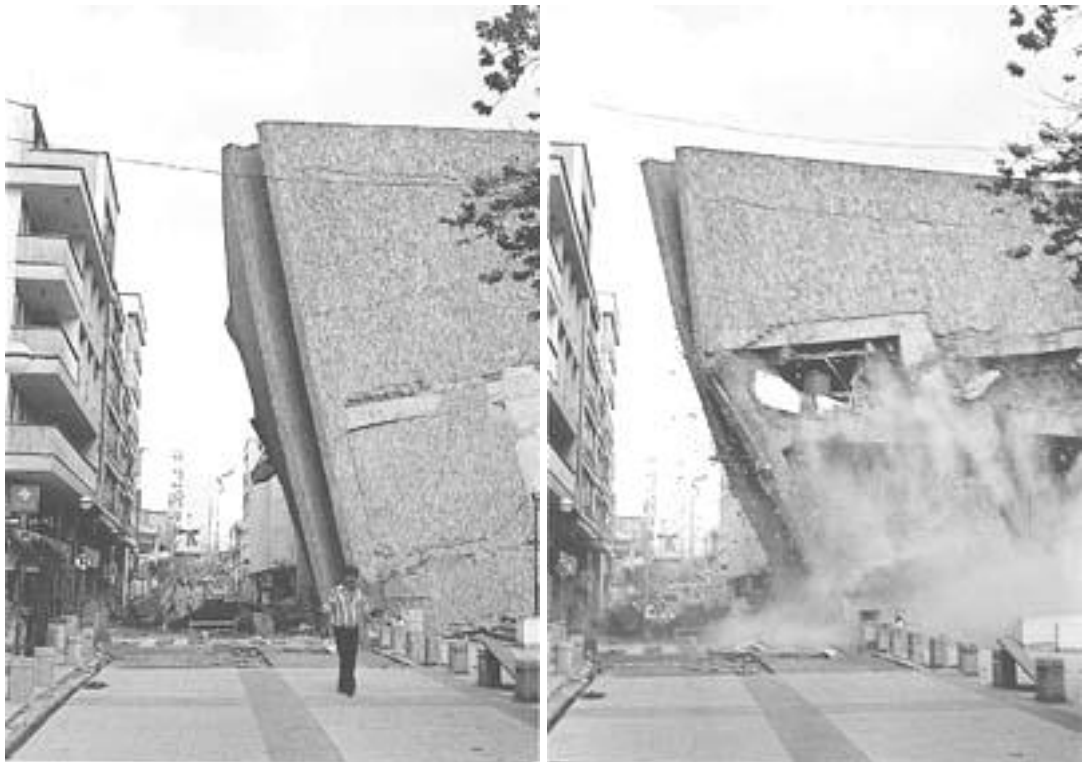
Foto 6.1: Colapso total.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Total collapse of a 6 story RC building

Foto 6.2: Colapso total (edificio Calipso).



Fotos 6.3 y 6.4: Secuencia de colapso total (1) y (2).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.5: Secuencia de colapso total (3).



Figure 3. Failure of new construction.

Foto 6.6: Colapso de un edificio nuevo en construcción.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.7a: El terremoto Izmit (Kocaeli), terremoto de Turquía, agosto 17 de 1999, Magnitud 7.4. En el litoral se hundió, produciéndose una inundación y daño estructural y fracasos en la construcción.



Foto 6.7b: Colapso total de un edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.8: Colapso total del edificio.



Foto 6.9: Colapso total del edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.10: Colapso total del edificio.



Foto 6.11: Edificio que se partió en dos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.12: Colapso total del edificio.

2. Colapso parcial: Falla total en uno o dos pisos del sistema estructural.



Foto 6.13: Colapso parcial.

Tercer piso colapsado en el terremoto de Izmit (Kocaeli), Adapazari, Turquía, el 17 de Agosto de 1999, de magnitud 7.4.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

3. Daños estructurales menores y/o generales en mampostería: Falla localizada en elementos estructurales y/o daños generales en mampostería.



**Foto 6.14: Daños estructurales menores.
Terremoto de Izmit (Kocaeli), Turquía, de magnitud 7.4, Agosto 17 de 1999.**



Foto 6.15: Daños estructurales menores (fisuramiento).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

4. Edificios no afectados: No se observan fallas estructurales ni en mampostería.



Foto 6.16: Edificios no afectados.

Edificio de apartamentos Plaza 1, Caracas Venezuela, éste es un edificio de concreto reforzado de 12 pisos con un penthouse y cuatro niveles bajo el suelo de parqueadero. El edificio tiene apartamentos a desnivel, y su sistema estructural está basado en el uso de paredes de corte de hormigón reforzado en ambas direcciones. Estas paredes de corte dan fuerza significativa y rigidez al edificio, permitiéndole sobrevivir al terremoto de 1967 en Venezuela sin ningún daño estructural o no estructural.

6.4.2. Zonificación de daños

La zonificación de daños se realizará con la ayuda de un plano de la ciudad (figuras 6.23 y 6.24), en el que se ubicarán los edificios contenidos en la tabla 6.3.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

En el plano de la ciudad constará la zonificación realizada, para la cual se establecerán colores de diversas tonalidades en la identificación de los niveles de daños así:

CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS	EDIFICIOS ESTUDIADOS	COLOR
Colapso Total	Estructuras totalmente falladas	1
Colapso parcial	Fallas graves localizadas en estructuras	2
Daños menores estructurales y mampos.	Fallas importantes en estructuras	3
Edificios no afectados	No se observa fallas estructurales	4

Tabla 6.2: Identificación de niveles de daño.

#	EDIFICIO	# DE PISOS	LOSAS CON VIGAS			TIPO DE FALLA	OBSERVACIONES
			Planas	Poca altura	Altas		
1	Calipso	5	X	1	Colapso Total
2	Delfín	6	X	2	Colapso Parcial
3	Albatros	8	X	3	Daños est. Locali
4	El Pirata	7	X	4	Edificios no afectados

Tabla 6.3: Ejemplo de clasificación de los edificios.

Con el objeto de cuantificar el porcentaje de daños en las edificaciones que posean cinco o más niveles, a continuación se procede a elaborar la tabla 6.3.

EDIFICIOS	TOTAL	PORCENTAJE(%)	COLOR
Colapso Total	1	3.85	1
Colapso Parcial	5	19	2
Daños Estructurales	16	61.54	3
Edificios no afectados	4	15.38	4
Total	26	100	

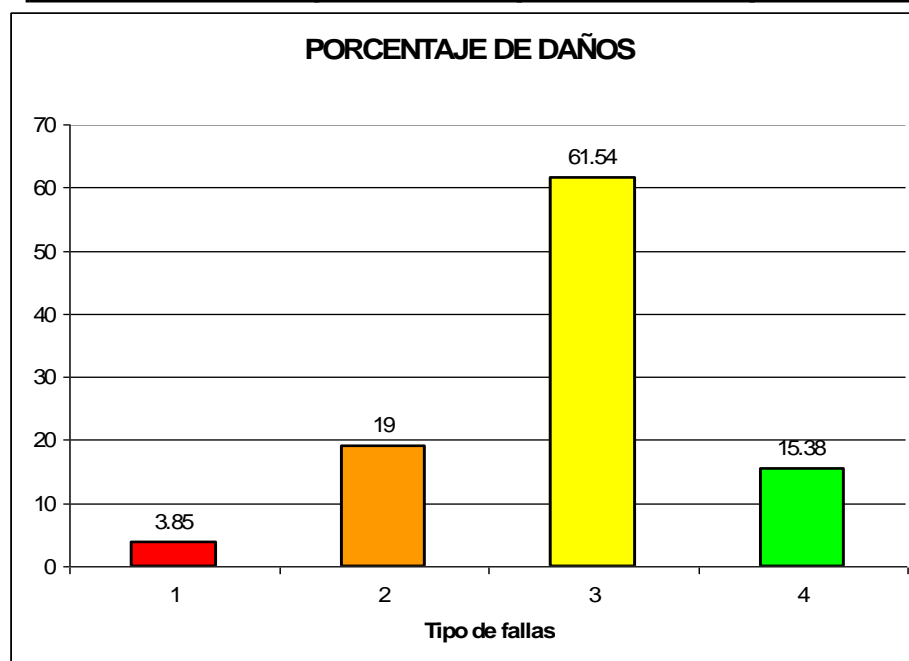


Tabla 6.4: Zonificación de daños según su escala. Edificios mayores/iguales que cinco niveles.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

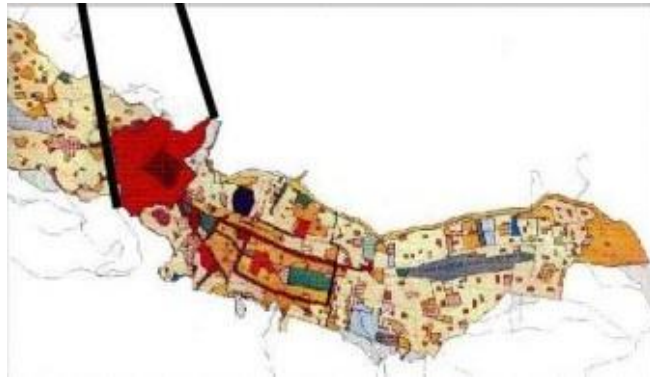


Figura 6.23: Plano de Quito, centro histórico en rojo y otros sectores del norte y sur de la ciudad.

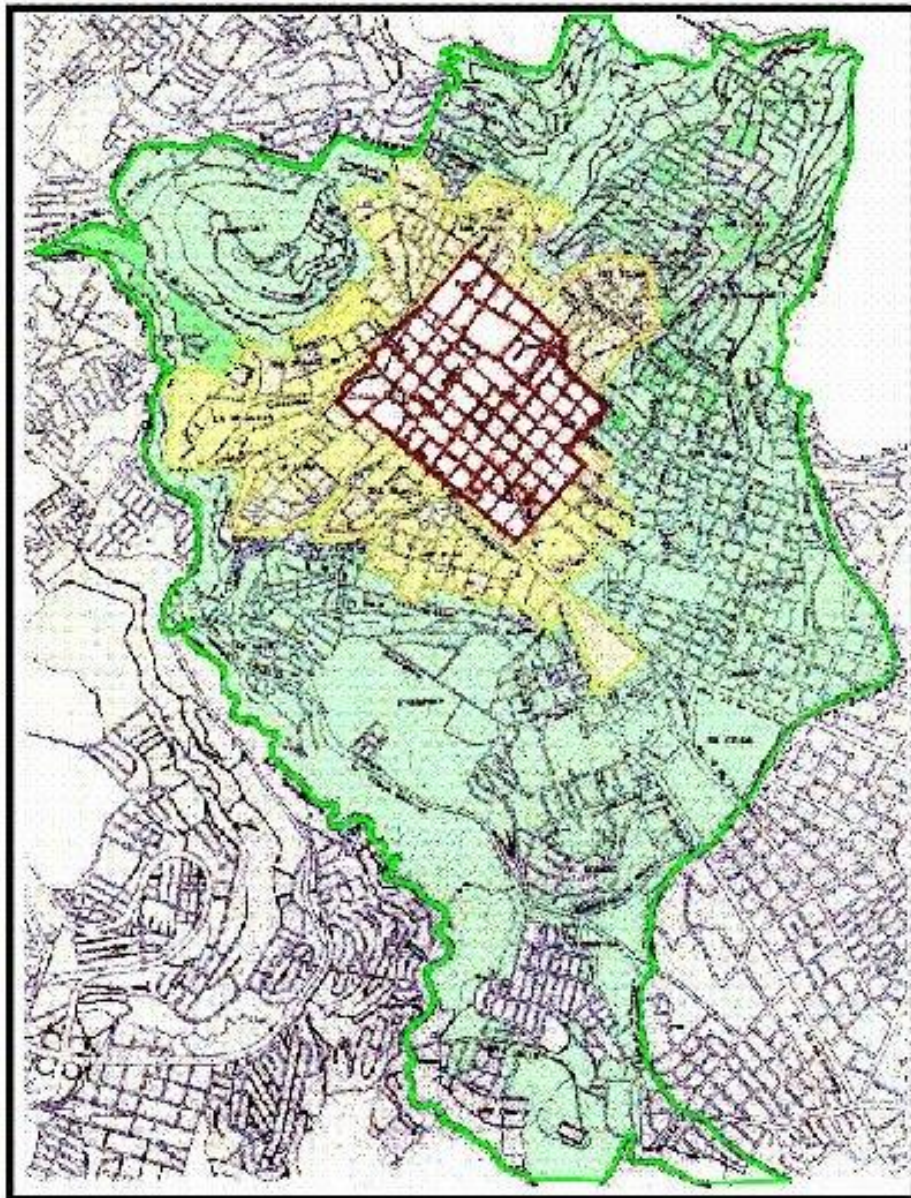


Figura 6.24: Plano de Quito y del centro histórico.

6.4.3. Tipos de fallas estructurales y de diseño

En el diseño de un sistema estructural es reconocida la necesidad de una adecuada configuración estructural, y en particular en Ingeniería Sismorresistente este aspecto cobra mayor importancia debido a las características dinámicas de los movimientos sísmicos, lo cual implica que la utilización de concepciones estructurales valaderas para cargas verticales, sea en algunos casos totalmente inadecuada para solicitaciones sísmicas.

Los diseños estructurales deben ajustarse estrictamente a los códigos (ACI, UBC) y a las investigaciones especializadas, las cuales claramente señalan condiciones mínimas de diseño.

Se pueden nombrar los siguientes tipos de fallas más comunes:

- a) Fallas en columnas por flexo-compresión y/o cortante.
- b) Fallas por excentricidad excesiva entre el centro de masas y el centro de rigidez.
- c) Piso débil.
- d) Columnas cortas.
- e) Fallas en pisos superiores.
- f) Columnas perimetrales débiles.
- g) Condición columna fuerte – viga débil.
- h) Cuantía de hierro longitudinal menor que la mínima.
- i) Deficiencias en el refuerzo transversal.
- j) Falla en losas.
- k) Falla unión viga-columna

a) Fallas en columnas por flexo-compresión y/o cortante

Las columnas son los elementos estructurales más importantes del edificio, ya que una falla en ellas puede ocasionar el colapso en el mismo. Por efectos de los ciclos de cargas laterales reversibles inducidas por el sismo, en las columnas se ven incrementadas las solicitaciones por flexo-compresión, cortante, o una combinación de ambos efectos (pudiendo presentarse flexo-tensión combinada con cortante), lo que se evidencia en las edificaciones que tengan colapso total o parcial.

Las respuestas de las columnas en las edificaciones se agravan debido al incumplimiento de la separación mínima del refuerzo transversal, así como la falta de penetración de los ganchos del estribo en el núcleo de la columna a 135 grados, lo que da lugar al pandeo de las barras de refuerzo y la pérdida de hormigón debido a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo de la columna.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.17: Fallas en columnas por flexo-compresión y/o cortante.



Foto 6.18: Fallas en columnas por flexo-compresión y/o cortante.

Detalle de un edificio, mostrando el daño de las columnas de 1.10 m. De diámetro localizadas al nivel del mezanine (tercer piso). Estas columnas fueron reforzadas longitudinalmente con varillas lisas de 34 a 40 mm. Con estribos circulares de 12 mm. Espaciados en aproximadamente 150 mm. Los estribos pueden verse en la parte superior de la columna donde el hormigón falló.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

b) Fallas por excentricidad excesiva entre el centro de masas y el centro de rigidez

Algunos edificios pueden fallar si tienen la característica de tener un centro de gravedad desplazado del centro de rigidez lo cual origina torsiones indeseables por efecto de las cargas laterales; lo indicado incrementa en forma significativa las sollicitaciones en columnas de fachadas o daños graves de las mismas, efectos que posiblemente no suelen ser considerados en el cálculo estructural.

A lo anterior se adiciona que presumiblemente, en razón de ser un sismo cercano, la interacción cinemática, suelo-estructura, amplifican los efectos anteriormente indicados, los mismos que sumados a la probable componente vertical alta, provocan el colapso de columnas de fachadas.



Foto 6.19: Excentricidad excesiva.

Vista posterior de un edificio luego del terremoto en Izmit (Kocaeli), en Adapazari, Turquía, Agosto 17 de 1999, de magnitud 7.4. Hubo más daño no estructural en el frente del edificio y menos daño estructural.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.20: Edificio con irregularidad en planta.

Hotel Terminal, en la ciudad de Guatemala. Vista Global de este hotel de 6 pisos, ilustrando la falla torsional del segundo piso durante el terremoto de 1976 en Guatemala. El edificio de concreto reforzado en la foto tiene una planta rectangular, pero un muy rígido centro de área fue localizado anti-simétricamente cerca de la parte final del edificio. La excentricidad inducida generada por este centro, fue balanceada en los pisos superiores (arriba del segundo piso) por las paredes sólidas de albañilería que fueron usadas como relleno para el marco de concreto reforzado, localizado en el frente al final de la foto. Sin embargo, estas paredes fueron interrumpidas en el segundo piso (donde el comedor fue localizado) para tener solamente vidrio. Esta interrupción creó una gran excentricidad en este piso, la cual resultó en fuerzas torsionales muy grandes que cortaron las columnas reforzadas como se ilustra en las dos fotos siguientes.



Foto 6.21: Vista interior del edificio de la foto 6.20, mostrando el colapso del segundo piso debido a la falla de corte de las columnas del segundo piso. Notar el desplazamiento lateral significativo (deriva de entre piso hacia la derecha) debido a la rotación torsional de la parte superior del edificio.



Foto 6.22: Columna que falló por excesiva excentricidad de masa.

En el acercamiento de una de las columnas colapsadas de la foto 6.22, notar que el piso superior se ha desplazado hacia la derecha y se cortó, y las secciones superior e inferior de la columna están lado por lado. Aunque las columnas tenían refuerzo lateral (estribos), estos no fueron suficientes y el espaciamiento fue inadecuado para resistir la fuerza de corte generada debido al momento torsional que se originó en el segundo piso.

La falla descrita en la foto, enfatiza la importancia de evitar grandes fuerzas torsionales y la necesidad de proveer una adecuada cantidad de refuerzo transversal con un detallamiento apropiado.

c) Piso débil

Se produce cuando existe una estructura, con mayor rigidez a cargas laterales en los pisos superiores al primer piso. Esta situación suele presentarse en los edificios en que abundan los muros divisorios en los pisos superiores, mientras que en las plantas bajas quedan libres por razones de funcionalidad, tales como estacionamientos, salones amplios, etc. Adicionalmente, es de señalar que las estructuras que poseen esta configuración (piso débil), se podrían diseñar satisfactoriamente si se considerara la contribución de la mampostería en la rigidez de entrepiso.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.23: Piso débil.



Foto 6.24: Edificio con daños en las columnas exteriores.

Edificio de las 2 fotos anteriores. Vista de las columnas del primer piso localizadas en el extremo oriental del edificio. Notar el tipo explosivo de falla justo arriba del suelo y el desplazamiento entre las columnas y la pared de corte sólida.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.25: Columna del edificio de las fotos anteriores, acercamiento de la falla en la parte inferior de la columna en la esquina sudeste del edificio. La falla ocurrió en la zona de la columna donde no hubo confinamiento adecuado del hormigón y refuerzo de acero para corte.

d) Columnas cortas

Se produce cuando un tramo de la longitud total de la columna se encuentra restringido a su deformación lateral, en un sentido cualquiera, por muros de mampostería (caso de ventanales altos adyacentes a las columnas) o por perfiles de fachada. Esta situación hace que en el tramo libre, la columna tenga menor longitud y por lo tanto mayor rigidez, por lo que absorbe una fracción mayoritaria de la fuerza cortante, a la que generalmente no fue diseñada.



Foto 6.26: Columna corta.

Construcción de concreto reforzado de 2 pisos, Managua, Nicaragua, dañada en el terremoto de Managua de 1972. La foto indica una columna de concreto reforzado, la cual es parte del sistema estructural y falló debido a la mala distribución de la pared, convirtiéndola en columna corta.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.27: Columna corta.



Foto 6.28: Falla por columna corta.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

e) Fallas en pisos superiores

Ocurre cuando existen reducciones bruscas de resistencia y rigidez de la estructura en los niveles superiores afectados, debido a la disminución de la sección de columnas o al debilitamiento por traslapes y reducción de refuerzo transversal.

Además por las razones indicadas, es apropiado que en elevación no existan cambios bruscos en las dimensiones de los edificios, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.



**Foto 6.29: Fallas en pisos superiores.
Terremoto en Izmit Kocaeli, Turquía, magnitud 7.4, Agosto 17 de 1999.**



Foto 6.30: Falla en pisos superiores.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

f) Columnas perimetrales débiles

Cuando una estructura está solicitada por cargas laterales se presentan incrementos en los esfuerzos de flexo-compresión biaxial, en especial en las columnas perimetrales y esquineras, esto hace que éstas sean más susceptibles al colapso que las columnas interiores. Por lo tanto, generalmente, sería recomendable diseñar todas las columnas de un mismo entrepiso de una misma sección de hormigón y la cuantía de acero sería mayor en las perimetrales que en las interiores, a menos que, a criterio del diseñador decida que ciertas columnas en el entrepiso tengan mayor sección que el resto.



Foto 6.31: Columnas perimetrales débiles.

g) Condición columna fuerte – viga débil

Un adecuado diseño de las columnas debe evitar su colapso total o parcial, por ser los elementos estructurales de mayor importancia, ya que afecta totalmente a la estructura. No así una viga cuya falla representa un daño aislado. Por esta razón el código de la ACI 318-95 21.4.2.2 obliga a que la resistencia por flexión de las columnas concurrentes en un nudo sea mayor en el 20% que la resistencia por flexión de las vigas que llegan al nudo.

Al tener vigas de mayor resistencia que las columnas, provocan que estas últimas tiendan a fallar primero, produciéndose un entrepiso débil, lo que puede llevar al colapso del edificio. Esto se puede observar cuando las losas y vigas quedan intactas mientras que la mayoría de las columnas perimetrales del entrepiso fallan.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.32: Columna fuerte viga débil.

h) Cuantía de hierro longitudinal menor que la mínima

El ACI en las disposiciones especiales para diseño sísmico 21.4.3.1 dice que el porcentaje de refuerzo longitudinal ρ_g , no debe ser menor de 0.01 ni mayor de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

0.06. Además recientes investigaciones sismorresistentes recomiendan el uso de cuantías superiores a 0.01.

i) Deficiencias en el refuerzo transversal

La incorrecta disposición del refuerzo transversal (estribos) es una de las causas que influyen en los daños de las estructuras. El código del ACI 318-95 21.4.4.2 dice que la separación de los estribos en la parte superior e inferior de las columnas no debe ser mayor de 10 centímetros. Además se deben construir los estribos con ganchos que penetren dentro del núcleo confinado de la columna a 135 grados y con 7.5 cm de longitud mínima como lo especifica el código ACI 318 en el numeral 21.3.3.5.



Foto 6.33: Deficiencias en el refuerzo transversal.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

j) Fallas en losas

Se pueden presentar fallas en las losas lo que se puede observar es la mala calidad en el hormigón en este tipo de diafragma horizontal.



Foto 6.34: Falla en la losa.



Foto 6.35: Falla en la losa.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

k) Falla unión viga columna



Foto 6.36: Falla unión viga-columna (nudo).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.37: Edificio con falla en unión viga-columna (nudos).

6.4.4. Factores constructivos

El aspecto constructivo tiene gran importancia en las obras civiles proyectadas y, dependiendo de la buena ejecución de la obra de hormigón armado, y de su correspondiente supervisión, el comportamiento estructural elaborado por el diseñador será satisfactorio.

Se encuentran muchas deficiencias constructivas que influyen en el mal comportamiento de los sistemas estructurales, estas deficiencias afectan diversos aspectos del diseño y colaboran en la falla de los elementos estructurales.



Foto 6.38: Factores constructivos (reforzamiento estructural).

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.39: Edificio que se está reforzando.



Foto 6.40: Edificio que se está reforzando.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

A continuación se anotan los siguientes:

- a) Calidad del hormigón.
- b) Falta de limpieza en boquillas de columnas.
- c) Nulo arriostramiento de paredes.
- d) Enlucidos excesivamente cargados y mampostería sobredimensionada.
- e) Refuerzo transversal de columnas de hierro liso.
- f) Juntas sísmicas mal utilizadas.
- g) Insuficiente recubrimiento de hormigón (óxido en hierro).

a) Calidad del hormigón

Se tienen presunciones de que el hormigón constituyente de algunos elementos estructurales (columnas) es de baja calidad, ya que se encontró que al aplicar una fuerza manual (presión) en la porción de hormigón tomada de una columna se disgrega con facilidad, lo cual comprueba la mala calidad del hormigón.

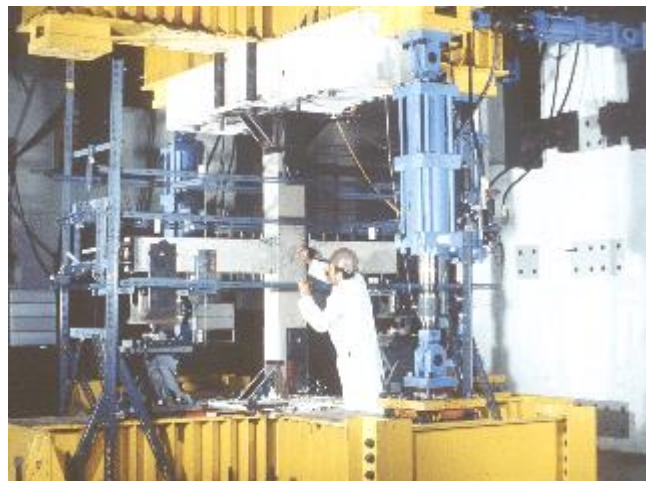


Foto 6.41: Control de calidad del hormigón.

b) Falta de limpieza en boquillas de columnas

El procedimiento constructivo acostumbrado en nuestro país para el hormigonado de columnas impide hacerlo en forma continua en toda su longitud y se requiere en el proceso de construcción la utilización de un encofrado adicional (boquilla) en la unión con la losa, lo cual provocaría en la columna una junta fría en el caso de no efectuar la correspondiente limpieza y de no utilizar un material ligante (epóxico), otorgándole un mal comportamiento estructural.

Se plantea la posibilidad de eliminar esta práctica constructiva fundiendo en su totalidad la columna, hasta el nivel de losa.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

c) Nulo arriostramiento de paredes

Las paredes son elementos no estructurales que en la práctica constructiva común se las arriostra mediante refuerzos horizontales empotrados en las columnas, para evitar su desplazamiento lateral debido al sismo. En algunos edificios se detecta la falta de arriostramiento especialmente en las secciones curvas.

Inclusive algunos diseñadores recomiendan trabajar con mampostería armada, con lo cual se obtendría un comportamiento no frágil de la mampostería y por lo tanto mayor rigidez en la estructura y menores deflexiones laterales (deriva) en el edificio. Este comportamiento podría ser incorporado en el análisis estructural del edificio.

d) Enlucidos excesivamente cargados y mampostería sobredimensionada

La utilización de enlucidos excesivamente cargados es una deficiencia frecuente que se encuentra en los edificios, presumiblemente el alineamiento vertical de los edificios no es el adecuado y para cubrir las fallas se lo recarga en algunas zonas (5-7 cm).

Se establece que un espesor de 2-3 cm es lo permisible para que éste no tenga problemas de agrietamiento, y es suficiente para cubrir cualquier tipo de falla que deje el encofrado.

Así mismo se puede encontrar en varios casos la mampostería de exageradas dimensiones.

En conocimientos de que la sollicitación sísmica es proporcional a la masa de la estructura, se deduce que el incremento de carga originado por los excesivos espesores de enlucido y mampostería sobredimensionada es perjudicial para la estructura.

e) Columnas con estribos de hierro liso

Éste es un error, ya que por conceptos de adherencia entre el concreto y el refuerzo siempre se utilizan varillas corrugadas de refuerzo, y el hierro liso no cumple estas condiciones, es solo utilizado según los comentarios del ACI 318R-95 como refuerzo en espiral.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 6.42: Refuerzo transversal de columnas de hierro liso.
Falla axial en la planta baja, columna exterior en el terremoto localizado a 5 Km del este del Golcuk, Izmit (Kocaeli), Turquía, magnitud 7.4, Agosto 17 de 1999.

f) Juntas sísmicas mal utilizadas

Una junta sísmica es un medio mediante el cual se procura desligar dos estructuras que tienen distinto comportamiento estructural para que trabajen de manera individual; en algunos casos se observa que los elementos estructurales pertinentes a un bloque atraviesan al contiguo, por lo que se producen fallas en estos sectores.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

g) Insuficiente recubrimiento de hormigón (oxidación en hierro)

En medios salinos, altamente agresivos, el ACI 318-95 recomienda espesores de recubrimientos mayores a los normalmente usados, mínimo 4 cm, este recubrimiento sirve como capa protectora al acero de refuerzo de los elementos estructurales para evitar su oxidación.

6.5. Evaluación económica de los daños

A continuación se presenta el presupuesto de reparación de un departamento ubicado en el primer piso del edificio El Centinela, que sufrió daños después del terremoto de Bahía de 1998. Esta evaluación es un ejemplo real que servirá para realizar en cualquier otro tipo de edificio realizándolo en forma global.

Edificio El Centinela
Bahía de Caráquez

Presupuesto de reparaciones del edificio El Centinela								
Departamento: PRIMERO NORTE				Fecha: Septiembre 14/98				
Propietario: Sr. Rodrigo Espinoza								
Item	Elemento	Descripción	Solución	Unid.	Cantida d	Precio unit.	Precio total.	
1 1.1	Estructura Columnas	Fisuras leves	Inyectar	m	1.60	20.00	32.00	
		Enlucido despegado	Remover y enlucir	m ²	7.14	1.10	7.84	
	1.2	Vigas	Fisuras leves	Inyectar	m	4.00	20.00	80.00
Enlucido despegado			Remover y enlucir	m ²	21.96	1.22	26.82	
2	Cielo raso	Fisuras leves	Pastear y pintar	m ²	227.36	0.44	99.16	
3	Dinteles	Rotos	Rehacer	m	2.20	1.42	3.12	
4	Pisos de cerámica	Varias fisuras	Reposición total	m ²	227.36	4.35	988.24	
5 5.1	Paredes Mampostería	Rotura grave	Demoler y rehacer	m ²	127.30	2.57	327.37	
		Fisura mediana	Demoler y calzar	m ²	14.20	2.57	36.52	
6 6.1	Recubrimientos Enlucidos	Saltado	Rehacer	m ²	6.37	1.10	6.99	
		Nuevo	Rehacer	m ²	264.27	1.10	290.11	
	6.2 6.3	Pintura Azulejo ponle ahí	Fallas y figuras	Reposición total	m ²	259.42	0.37	96.03
			Baños Cocina	Remover y reposición	m ²	54.15	4.35	235.35
7 7.1 7.2	Carpintería Puertas Muebles de cocina	Sacadas todas	Colocar	und	10.00	1.81	18.12	
								8 8.1 8.2
		Rotos	Cambiar	m ²	3.77	2.37	8.91	

Suman: Costo directo: 2406.23 USD

Tabla 6.5: Evaluación económica de daños de un departamento del edificio El Centinela.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Rehabilitación sísmica de estructuras de concreto:

Esta publicación saca un extenso espectro del estado de investigación y práctica en la rehabilitación de estructuras de concreto para mejorar la resistencia sísmica. También cubre la rehabilitación sísmica con respecto a los elementos de las estructuras así como la estructura entera.

Incluida en la rehabilitación sísmica de estructuras de concreto están los temas siguientes:

- Revisión del actual y prevenciones del diseño sísmico propuesto.
- Mejoramiento sísmico de columnas de R/C que usan recubrimiento de acero.
- Rehabilitación sísmica de nudos de concreto reforzado por técnica de inyección epóxica a presión.
- El mejoramiento sísmico de acoplamiento de vigas de concreto reforzado usando placas de acero.
- Revisión y actualización de las especificaciones de diseño sísmico.
- Mejoramiento sísmico de columnas usando recubrimiento de fibras de alta fuerza.
- Efecto de unión suplemental de tendones externos y suma de tendones internos en la fuerza y ductilidad de segmentos postensionados en puentes.
- Rehabilitación sísmica de sub-estructuras de concreto de puentes.
- Fortaleciendo miembros de R/C sujetos a las acciones sísmicas.
- Modelo y comportamiento sísmico de marcos de concreto no dúctiles e implicaciones de mejoramiento.
- Rehabilitación sísmica de estructuras existentes de concreto reforzado que usan los sistemas de aislamiento de base.
- Evaluación y actualización de soporte con uniones de rótula.
- Inyección de concreto en la reparación sísmica y mejoramiento.

Evaluar la fuerza y estabilidad de daño, de edificios nuevos y reconstruidos

Estos terremotos, a causa del gran número de edificios dañados en varios estados, sirven como "laboratorios" a gran escala, para fijar, evaluar y extender nuestra base de conocimientos. Los edificios dañados proporcionan una gran oportunidad para evaluar y mejorar métodos analíticos y procedimientos actualmente usados para predecir la respuesta sísmica de edificios. En particular, se necesita entender bien el comportamiento de losas planas/columna; la corrosión de las varillas; y el efecto del fracaso de columnas y paredes de corte en el derrumbamiento. Una extensión de los estudios de la Agencia de Dirección de Emergencia Federal (FEMA) 306, 307 y 308 podrían usarse para evaluar y desarrollar reconstrucción potencial y nuevas alternativas de diseño para la construcción de relleno de albañilería.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Dando esa inspección apropiada y la complacencia del código, están las publicaciones en todos los países con un riesgo sísmico, y esa nueva construcción es particularmente activa en los países que reconstruyen de los terremotos en 1999, podría ser muy útil desarrollar guías de construcción simple que podrían ponerse ahora en uso. Estas guías podrían dar énfasis a redundancia, regularidad y detallamiento apropiado.



Foto 6.43: Reparación de estructuras de hormigón.



Foto 6.44: Reparación de estructuras de hormigón.



Foto 6.45: Estructura parcialmente dañada.



Foto 6.46: Evaluación de daños en estructura luego de un sismo.

6.6. Recomendaciones y conclusiones preliminares

6.6.1. Recomendaciones técnicas

En las ciudades que estén situadas como zonas de alta sismicidad, los diseños arquitectónicos y estructurales, la construcción y el control (fiscalización) de la obra, deben lograr un adecuado comportamiento sismorresistente, que cumpla con la finalidad de que la edificación tenga la capacidad suficiente para soportar con daños estructurales menores, pero sin colapso, las solicitaciones sísmicas a las que se verá sometida en su vida útil.

Las recomendaciones que a continuación se detallan persiguen esta finalidad.

- Los diseños arquitectónicos deben lograr, además de proporciones estéticas agradables y aprovechamientos de espacios, una configuración lo más regular y simétrica posible.
- Los diseños estructurales deben cumplir estrictamente con las regulaciones de los códigos de construcción (ACI, UBC), hasta tanto el Código Ecuatoriano de la Construcción sea actualizado y se recomienda que las memorias técnicas de estos diseños estructurales sean verificadas por un equipo de profesionales especializados al servicio de la municipalidad.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Las evidencias de errores constructivos aquí expuestos, demuestran claramente que las técnicas de construcción empleadas deben ser revisadas, tanto en la utilización de materiales adecuados como en el personal idóneo para realizar la construcción.
- Toda obra civil nueva o de reparación deberá ser dirigida por un ingeniero residente y supervisada por un ingeniero fiscalizador. Los mismos que deberán ser especialistas en sismorresistencia.
- Es indispensable que se realicen, de la manera más ágil posible, los estudios de sismicidad de la zona, con el objeto de profundizar en el conocimiento de las sollicitaciones sísmicas esperadas (espectros de diseño), además se recomienda implementar la utilización de acelerógrafos en los edificios altos.

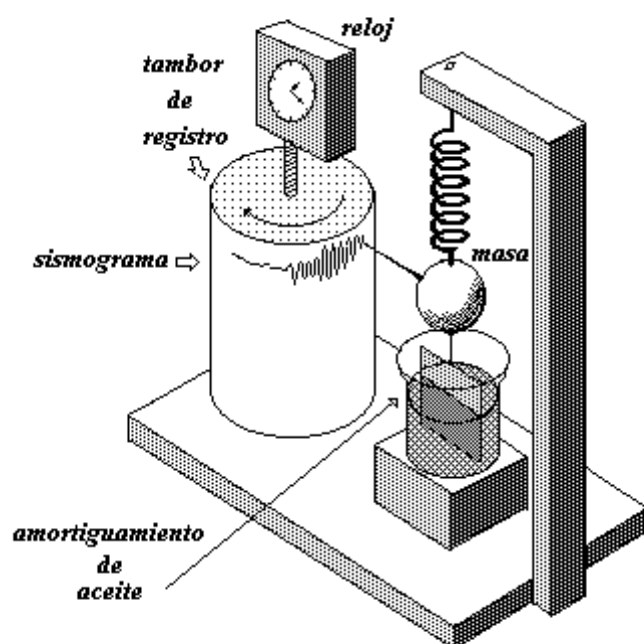


Figura 6.25: Esquema de acelerógrafo.

- La mampostería deberá tener un tratamiento especial en el análisis y construcción sismorresistente pues afecta el comportamiento estructural del sistema.
- Se recomienda, con especial énfasis, que la municipalidad de las ciudades implementen, de la manera más urgente, NORMAS TÉCNICAS EMERGENTES contenidas en una ordenanza municipal, que contemple entre otras las recomendaciones aquí expuestas.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

6.6.2. Conclusiones preliminares

Los sismos dejan una secuela de perjuicios sociales y económicos, pero dejan una valiosa información que bien estudiada y analizada, constituye una fuente de conocimientos para emprender cambios en nuestras prácticas constructivas y de diseño, conducentes a cumplir con las regulaciones particulares de zonas de alto riesgo sísmico.

De manera general, los daños registrados en las edificaciones no deben ser atribuidos en su totalidad al sismo, a pesar de la distancia epicentral cercana y su magnitud, sino en gran parte son consecuencias de prácticas inadecuadas en el diseño y construcción de hormigón armado. Similares deficiencias ya han sido observadas en el pasado (Esmeraldas 1976 M=6.4; Bahía de Caráquez 1998 M=7.1), las cuales no han sido asimiladas por nuestra técnica de diseño y construcción, a fin de realizar las correcciones necesarias.

Las fallas expuestas en este informe y las recomendaciones del mismo, tienen cierta similitud con las de los informes de Esmeraldas y Bahía de Caráquez; lo cual evidencia que a pesar de haber transcurrido varios años de los sismos, la buena práctica constructiva y el correcto diseño sismorresistente, lamentablemente no han sido implementados en las edificaciones que ya han sido analizadas y se corre el grave riesgo de que no se implementen a futuro, debido a que el conjunto formado por las instituciones gubernamentales (estado), instituciones de control (municipalidades), universidades, colegios profesionales y la propia responsabilidad profesional, no asuman su rol correspondiente para aplicar los correctivos señalados en estos informes.

CAPÍTULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El riesgo sísmico es un problema mundial y persiste a través de los años, dejando mucho daño en las estructuras y en sus habitantes de distintos lugares del mundo, por esta razón es muy importante construir estructuras sismorresistentes.
- Si se presenta un terremoto en los países en vías de desarrollo los retrasa. En el Ecuador por ser un país de alto riesgo sísmico es muy importante estar preparados ante cualquier evento sísmico para reducir los efectos negativos que pueden traer consigo los terremotos.
- Luego de un terremoto podrían existir los siguientes riesgos:
Riesgo de pérdida económica.
Riesgo social / político.
Riesgo de pérdida de cultura.
Riesgo de pérdida de vida.
- La prevención es inversión y la reconstrucción es gasto, además el riesgo de muerte es mayor por colapso de los edificios que por otras causas en un terremoto, de modo que si construimos edificaciones más seguras aunque requieran de un gasto moderado adicional, se ganaría mucho sin tanta pérdida de vidas, de estructuras y por ende económica, luego de un gran evento sísmico.
- El reforzamiento de las estructuras baja la probabilidad de pérdidas.
- Las figuras siguientes muestran ejemplos de resultados de utilizar una herramienta para reducir el riesgo sísmico para una ciudad. Las autoridades de una ciudad pueden usar estas figuras para comparar los beneficios a corto y largo plazo de varias opciones de reducción del riesgo con sus costos.

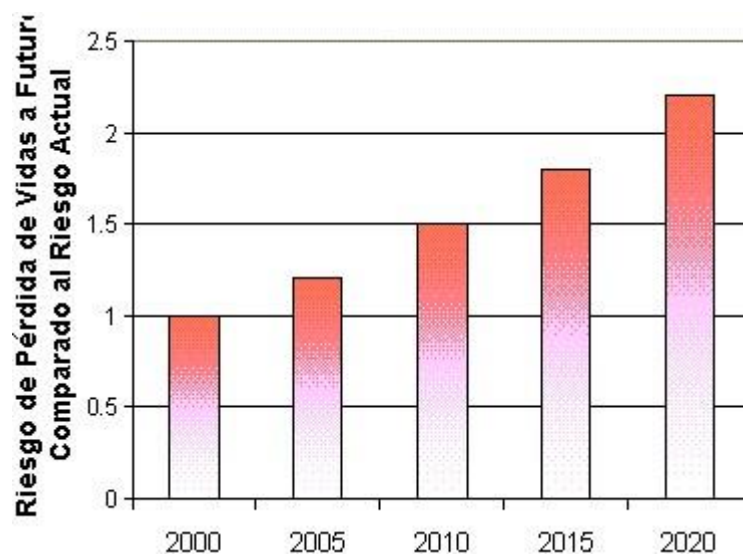


Figura 7.1: Esta figura muestra el riesgo actual de una ciudad versus el riesgo futuro, si las actividades actuales se mantienen sin cambiar,

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

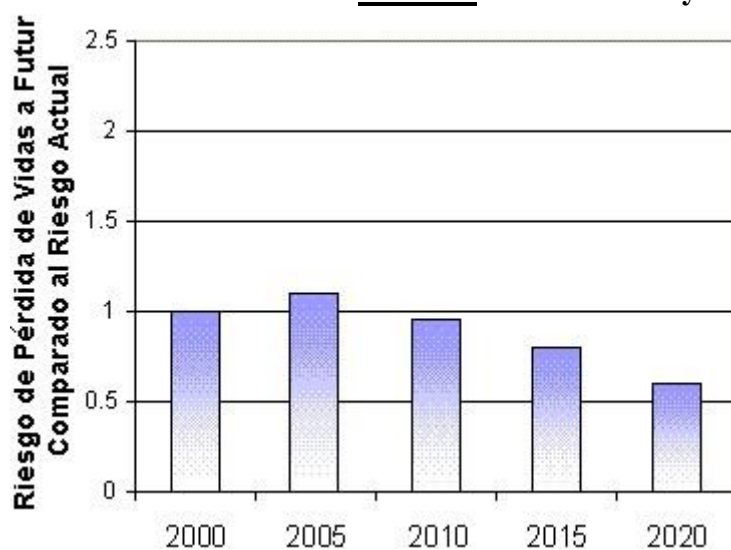


Figura 7.2: ... comparados con la situación si todas las construcciones nuevas son construidas con un estándar de seguridad mejorado,

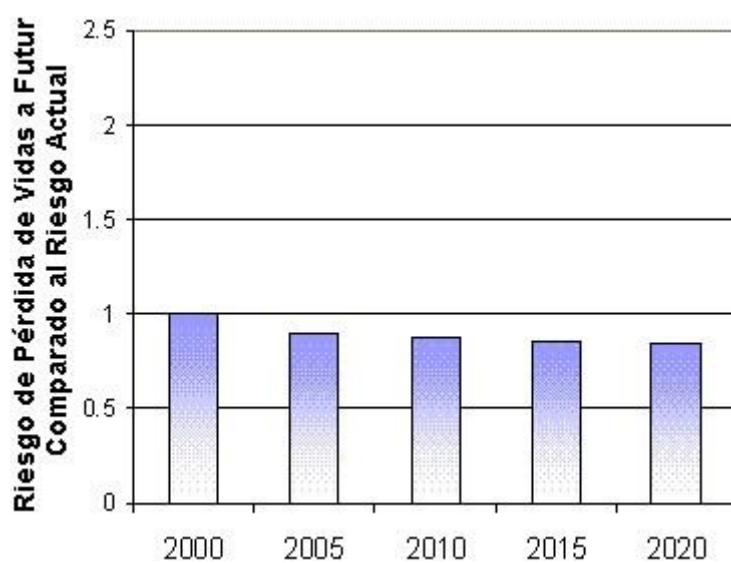


Figura 7.3: ... o comparados con la situación si la capacidad de respuesta a la emergencia es mejorada.

- La siguiente figura muestra los factores que componen el riesgo de Quito como fue medido por el proyecto GESI.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

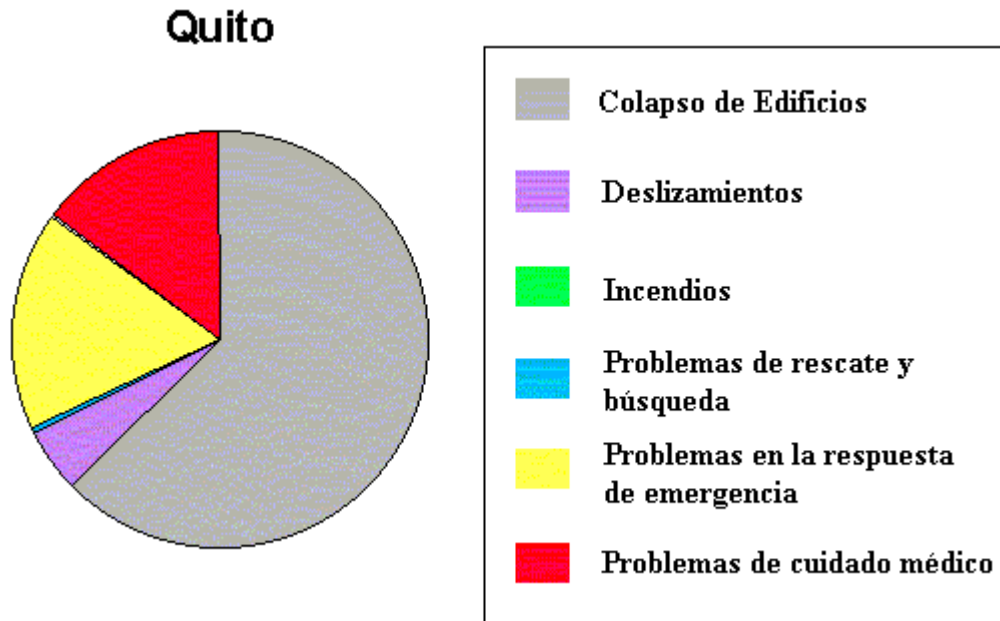


Figura 7.4: Factores de riesgo sísmico para Quito.

- El gráfico de barras abajo muestra las otras veinte ciudades que participaron en el proyecto GESI comparado con la pérdida de vidas en edificios para Quito.

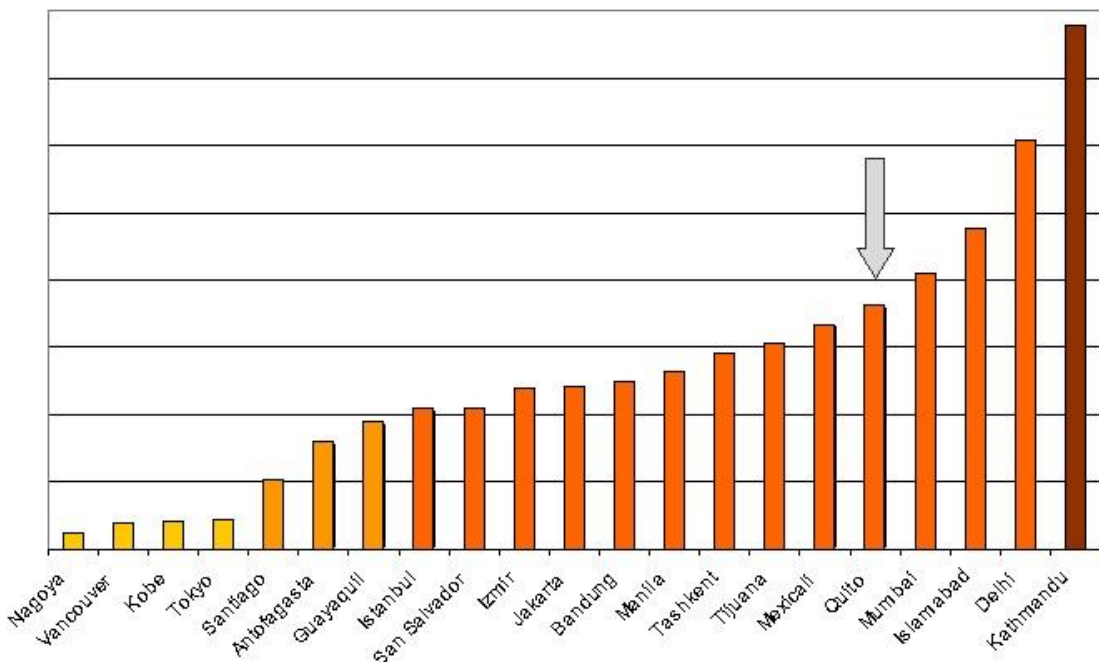


Figura 7.5: Gráfico de barras que muestra la inseguridad en edificios cada vez mayor hacia la derecha, para 21 ciudades, entre ellas Quito.

- Se ha llegado a la conclusión de que el 60 % o más de las construcciones en la ciudad de Quito es antitécnica y las normas no se ciñen a la realidad geológica de la ciudad.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- La informalidad e ilegalidad con que se construyen las edificaciones son las principales causas que ahondan el problema del riesgo sísmico en las ciudades.
- Los constructores voltean la espalda a los riesgos debido a la falta de información que existe al respecto.
- El Ecuador es un país que tiene alto riesgo por las fallas geológicas que lo atraviesan, la inestabilidad de los suelos y las grandes probabilidades de deslizamientos, deslaves y hundimientos, a ello se suma la deforestación que incrementa la fragilidad de la tierra. Además hay otros peligros por considerar las erupciones volcánicas, tsunamis, inundaciones, etc. Sin embargo son los sismos los que más daño han causado al Ecuador, en los últimos tiempos. Por ejemplo, el terremoto de 5, 7 grados Richter que ocurrió a las 18h03 minutos del 28 de marzo de 1996, en Pujilí, Cotopaxi, afectó en total a siete cantones: Pujilí, Sigchos, Salcedo, Saquisilí, La Maná, El Corazón y Latacunga ¿Las consecuencias? Más de un centenar de heridos, casi una docena de muertos, cerca de 5.000 viviendas dañadas o destruidas y 15.000 damnificados, especialmente en la zona rural. Por ello, Pujilí desempolvó, una vez más, la necesidad de una regulación en la construcción y la optimización de los controles existentes, a nivel nacional y local. Ante esta situación, una nueva regulación en la construcción es una necesidad imperiosa para las 21 provincias ecuatorianas que, en esta materia, tienen una diversidad tan marcada que agrava el problema. Ejemplos hay muchos. En Esmeraldas, las normas de construcción tienen 15 años de retraso, pese a estar en una zona de alto riesgo sísmico. El Municipio de esta ciudad recién comenzó la actualización del catastro y, hasta que no lo termine, no se sabe cuántas construcciones hay, ni el material de qué están hechas.
- En Cuenca, la construcción tiene su debilidad. Según el Colegio de Arquitectos del Ecuador, núcleo del Azuay, el 90 por ciento de las edificaciones en esta ciudad tiene entre dos y tres plantas. Los sistemas constructivos usuales son paredes portantes de ladrillo con cadenas de amarre y entrepisos de madera. Del total de edificaciones, el 86 por ciento destina su uso a vivienda. En cambio, los edificios suelen tener estructura de hormigón y metal. Pero el hecho de contar con planos estructurales (en los que se consideran con rigor los elementos antisísmicos) no es necesariamente una garantía: aunque los constructores presenten los planos a las autoridades municipales, éstas reconocen que el control es meramente formal.
- En Ambato, el 70 por ciento de las construcciones no cumple con los planos aprobados por el Departamento de Planificación del Municipio. ¿Por qué? Falta una entidad que fiscalice teniendo en cuenta que los dueños de las construcciones se ahorran el 30 por ciento del costo señalado en los planos. En promedio, el departamento de Planificación aprueba 500 planos estructurales al año. En 1993 fueron 595. En el 94, 584; en 1995, 496; en 1996, 442, y hasta el 20 de mayo de 1997, 194.
- Las casas en Picaihua, Tungurahua, se caen. 150 viviendas están afectadas por agua subterránea empozada. En este caso, como en muchos otros, no hubo los estudios de suelo.
- Guayaquil tiene otro panorama. 400 viviendas de las 39.699 registradas tendrían daños estructurales, sin necesidad de un sismo, según una investigación de dos meses realizada por el Instituto de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

la Universidad Católica (IIFIUC) ¿Por qué? El informe establece que los daños se producirían por el mal diseño de las edificaciones, tiempo de vida útil, tipo de suelo, etc.

- Además, 1.600 casas son susceptibles de tener daños serios en caso de sismos. Hoy tienen fisuras. Mientras 6.000 viviendas tienen daños arquitectónicos (pilares deformes, separación de uniones). Hay 18.000 edificios que poseen condiciones estructurales aceptables para resistir sismos de menor intensidad. 14.000 edificios resistirían adecuadamente.
- Quito tiene 443.224 viviendas registradas para una población que llega al 1'700.000 habitantes. De ellos, el 82 por ciento está en la ciudad, donde se presenta uno de los principales problemas: el incremento de la construcción ilegal (1.200 en lo que va del año). Las laderas del Pichincha son las más afectadas: existen 82 barrios que en su mayoría no tienen aprobación legal, por lo tanto no están sujetos a ningún control. Este panorama es similar en el resto del país. Lo que difiere es los materiales, pero el riesgo que representa la construcción antitécnica es común a todos los ecuatorianos. Las cifras lo demuestran: más del 60 por ciento de las construcciones en el país no tiene planificación ni soporte técnicos.
- Los diseños originales de vivienda en los programas sociales no se mantienen ni respetan. Esto aumenta el riesgo que representa un sismo de magnitud, los programas sociales son un mal ejemplo.
- El riesgo es común para todos. Pero hay lugares donde la peligrosidad es mayor. Por ejemplo, en los programas de vivienda social se utilizan materiales que no reúnen los requisitos. Además, el diseño cambia a gusto de sus propietarios. No existe ninguna relación con el proyecto original: viviendas de una planta terminan siendo de tres. Este es otro factor que aumenta el riesgo del colapso por sismo o problemas con los suelos.
- El desconocimiento del tipo de materiales que se debe utilizar para la construcción no permite que se edifiquen viviendas resistentes. Cada proyecto es individual con características propias de peso, suelo, altura... y no se consideran los esquemas establecidos, el de sismoresistencia es uno de ellos.
- Barrios quiteños como La Ofelia, Agua Clara, Carapungo, Solanda, Turubamba pueden venirse abajo por una carga vertical, no se diga por un sismo. Han rebasado las tolerancias establecidas.
- Según un estudio de campo realizado por la Universidad Católica de Guayaquil, estableció que en el programa de vivienda El Recreo, en Durán, existen 20 tipologías de construcciones habitacionales de hormigón armado, mixta (cemento y acero), fibro cemento, mampostería armada, bloques.
- Pero también ocurre en planes privados. Un ejemplo significativo es el de las casas del ex CEPE en Esmeraldas. Durante el último sismo fuerte en esa ciudad todas las viviendas que estaban en estructura (columnas y vigas) se cayeron. Luego se descubrió que las columnas estaban amarradas a media altura (mal confinamiento de estribos) y tenían diferentes dimensiones. Las casas que ya tenían antepechos y paredes aguantaron. Eso hace pensar que si esas estructuras hubieran tenido mamposterías y techos, o sea estaban configuradas, no hubieran colapsado.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Muy pocos planes de vivienda masivos que se realizan en el país cumplen con las especificaciones internacionales de construcción. Solamente realizan someros análisis de las condiciones geológicas de los sitios donde se asientan. Entonces, los riesgos aumentan.
- ¿Cómo se debe edificar para tener casas menos proclives a sufrir los efectos sísmicos, especialmente en los programas de interés social? El estudio del suelo es determinante, su análisis es la primera condición para dar seguridad a una edificación.
- Todo suelo de un país de alto riesgo sísmico como Ecuador es potencialmente peligroso. La parte baja de Quito, por ejemplo, es un lecho lacustre; en consecuencia, tiene periodos de vibración muy largos y oscila muy lentamente. En un sismo, muchas casas poco rígidas pueden entrar en una frecuencia vibratoria similar a la del suelo y colapsar. Lamentablemente, en el país no se hace la suficiente relación suelo-estructura, se recalca la necesidad de una zonificación geológica de todas las ciudades. Es más, no sólo es necesario un análisis de resistencia del suelo sino también otro de la vibración que existe.
- La cimentación es esencial porque determinados tipos de suelos tienen tendencia a la licuefacción (hacerse líquidos) con la presencia de un sismo.
- Un código propio aún está en espera. La principal regulación relacionada con las construcciones sismorresistentes o la calidad de suelos es el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC). Este es un documento que regula el análisis, el diseño y la etapa misma de la construcción en cualquier tipo de edificaciones. Fue promulgado hace más de 20 años. A pesar de que fue uno de los primeros intentos en el país, tiene muchos cuestionamientos. Uno de ellos, generado principalmente por los profesionales, plantea que las regulaciones y propuestas técnicas del documento no tienen como base la realidad sísmica ecuatoriana. Por el contrario es una copia de instrumentos similares emitidos por el Estado de California, en los Estados Unidos, y otros países.
- Para cambiar este instrumento ya se han dado algunos pasos. La creación de un comité de gestión para elaborar un nuevo código, en el gobierno de Sixto Durán Ballén es uno de ellos. Está integrado por representantes de la Escuela Politécnica Nacional, el Colegio de Ingenieros Civiles, la Sociedad Ecuatoriana de Ingeniería Estructural y Fundacyt. Ya tienen un proyecto para su elaboración; sin embargo, la falta de recursos determina que los resultados tengan que esperar.
- Guayaquil tiene una ordenanza vigente desde 1995, que contempla especificaciones en el rubro de viviendas sismorresistentes. En el Artículo 29 generaliza la disposición y dice que en zonas consolidadas se permitirá exclusivamente con estructuras sismorresistentes, con materiales, en pisos y paredes, que serán de materiales resistentes al fuego.
- El Plan para Reducción del Riesgo Sísmico establece desarrollar un código municipal de construcción. Pero este marco legal no es suficiente. El control en los organismos seccionales no funciona por la falta de personal especializado y recursos. Las especificaciones técnicas, apego a los planos y la calidad de los materiales utilizados quedan, en la mayoría de los casos, a voluntad de los constructores y propietarios. El Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha reconoce esta situación no solo ocurre en la provincia sino también en todo el país. Y si esto ocurre con las construcciones legales, con las ilegales la situación

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

empeora: el bolsillo y el empirismo del maestro mayor determina la forma, la calidad y la clase de materiales que se deben utilizar.

- Tomando como referencia a la ciudad japonesa de Kobe, donde el terremoto que la sacudió, en enero de 1995, mató a 6.000 personas y causó daños por 130.000 millones de dólares. "Los niveles de daños en edificios, anteriores a 1971, en las áreas más afectadas de Kobe son representativos de los que pueden esperarse en futuros terremotos en ciudades japonesas o estadounidenses, y en otra región propensa a terremotos en el mundo, especialmente dentro del "Cinturón de Fuego del Pacífico".
- El problema más grave es que la capital de los ecuatorianos no tiene un plan de mitigación de desastres. Igual ocurre a nivel nacional. "Cualquier país que se respete debería contar con un reglamento de este tipo".
- De acuerdo con un estudio realizado por la EPN y otros organismos nacionales y extranjeros, cerca del 60 por ciento de las construcciones de Quito es de carácter informal. Es decir, no cuentan con ningún aval técnico. De ese porcentaje, casi todas están ubicadas en las laderas oriental y occidental de la ciudad, lo que arriesga más aún la integridad de los inmuebles y sus habitantes.
- Para encontrar la curva Pushover es necesario correr el análisis lineal y luego correr el análisis no lineal, y el programa obtendrá el punto de desempeño del edificio espectro de aceleración S_a y el espectro de desplazamiento S_d . La intersección de la curva Pushover y el espectro inelástico de demanda es conocida como el punto de desempeño. Esta representa la condición esperada del edificio siguiendo al evento sísmico dado. Todos los "eventos" que lleguen hasta este punto serían esperados que ocurran mientras esos más allá de este punto no lo serían. Estos eventos incluirían la formación de varias rótulas en posiciones definidas por el usuario. Se necesitará conocer el FEMA 273 y ATC-40 bastante bien para tener un mejor entendimiento de qué el programa exactamente está haciendo y cómo interpretar los resultados.
- En los procedimientos de análisis para el ejemplo se utilizaron las fórmulas del CEC que corresponde al UBC, así como para los sismos raro y muy raro se utilizó la fórmula del FEMA 273. Analizando las fórmulas se puede recalcar que existe similitud en algunas, pero difieren en la supuesta carga lateral (corte basal).
- Los procedimientos de análisis del FEMA 273 son más completos que los que se presentan en el código CEC 2000, por lo tanto son más confiables para el análisis de un modelo matemático de una estructura.
- El valor de R en el CEC 2000 está indicado en una tabla, mientras que en las guías del FEMA 273 se lo calcula siguiendo un procedimiento sistemático, por lo tanto este valor es variable para un mismo tipo de estructura ya que depende de varios factores.
- En el ejemplo analizado no fue posible utilizar las propiedades de las rótulas para los elementos de concreto, ya que estas se encuentran en las guías del ATC-40.
- No es fácil determinar con exactitud el grado de seguridad sísmica de estructuras, pues se necesita tiempo, experiencia en el campo de la Ingeniería Sísmica, aquí se está dando la metodología que siguen los investigadores usando programas computacionales, basándose en sus experiencias de laboratorio y de campo

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

(terremotos pasados), que sirven para calibrar de mejor manera a los programas que existen en el mundo actualmente.

- El análisis no lineal Pushover es una herramienta que ayuda a mejorar el comportamiento estructural de los edificios, indicando la formación de las rótulas plásticas en la estructura y además se muestran los colores que indican los niveles de desempeño a lo largo de la curva Pushover, así se puede optimizar el comportamiento estructural, evitando que se formen las primeras rótulas plásticas en las columnas y vigas de los pisos inferiores, ya que éstas se deberán formar preferiblemente en los pisos superiores para que la estructura se mantenga en pie y no colapse, evitando así más pérdidas de vidas humanas.
- En el ejemplo práctico se obtuvo que la estructura puede resistir un sismo de grado 5.3, y un sismo mayor produciría el colapso de la estructura.
- Con las fuerzas sísmicas que se utilizan en el CEC 2000 la estructura resistirá un promedio del 12% de su peso, con las del FEMA 273 la estructura deberá resistir algo como el 54 % para sismo Raro y 74 % para sismo Muy Raro, lo cual se debe investigar más al respecto. Querría decir que el CEC 2000 utiliza fuerzas muy bajas y por lo tanto no se diseñarían estructuras que sean resistentes a sismos fuertes.

RECOMENDACIONES

- Es importante realizar un análisis costo – beneficio para evaluar las pérdidas económicas y estructurales.
- La evaluación de la vulnerabilidad de los edificios debe estar de acuerdo a la tipología de la estructura.
- La capacitación a profesionales vinculados con la construcción de estructuras civiles debe ser un objetivo primordial, ya que existe una deficiente toma de conciencia al respecto.
- Se debe definir un escenario sísmico ya sea local o de subducción.
- Se deben evaluar la vulnerabilidad de escuelas, edificios esenciales para conocer cómo se comportarían ante un evento sísmico y así conocer su capacidad de resistir un terremoto para luego si es necesario rehabilitarlos sísmicamente, ya que estos edificios servirán para múltiples usos. No se debe olvidar que el parámetro más importante en la evaluación está relacionado principalmente con la protección de vidas humanas.
- La información técnica de los edificios debe estar bien documentada y sustentada (planos, informes y especificaciones técnicas) para poder evaluarlos y conocer su vulnerabilidad. Los resultados servirán como indicadores para la evaluación en la rehabilitación sísmica, para una toma de decisión económica.
- Pero, ¿qué hacer con las casas que están en peligro? "En el caso de las estructuras de bloque, primero hay que reemplazarlas con otras que pueden ser de metal, hormigón o madera. Además, hay que colocar buenos cimientos de un material fuerte como la piedra o el hormigón".
- Se tendrán que revisar los parámetros involucrados en el software a utilizar, con ayuda de otros profesionales con conocimiento sísmico.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

- Las comparaciones de los resultados de vulnerabilidad serán de muy alto beneficio, ya que se tendrá una mejor aproximación en los resultados esperados.
- La información básica de los parámetros que intervienen en el cálculo del riesgo sísmico es muy importante en el análisis puesto que si se utilizan parámetros erróneos los resultados serán inexactos e incluso absurdos de los esperados dado un evento sísmico de ciertas características.
- La evaluación debe ser realizada por un grupo de expertos en sismología, riesgo sísmico, para expresar resultados más acertados y cercanos a la realidad.
- Los hospitales no deben ser evacuados al presentarse un terremoto.
- La evaluación se debe implementar por los gobiernos locales y agencias internacionales para que se la pueda implementar y conocer la seguridad de las ciudades.
- Es importante divulgar una metodología de evaluación estandarizada.
- Se deben realizar revisiones continuas de la herramienta del funcionamiento de la evaluación por profesionales con conocimientos elevados del tema, de los propios materiales de construcción y de los coeficientes que intervienen en la evaluación sistemática. Los resultados deben servir para realizar las modificaciones necesarias en las estructuras.
- Se deben realizar muchas evaluaciones a fin de compararlas y poder obtener patrones de desempeño estructural de todas las tipologías de estructuras en las zonas consideradas para el estudio a fin de obtener información propia de nuestro país.
- Los técnicos señalan que es obligación de los ingenieros y planificadores municipales sacar conclusiones en áreas afectadas por sismos.
- Se debe aprender de las experiencias obtenidas de los sismos pasados a fin de prevenir mayores daños, mejorando a las estructuras existentes (rehabilitación sísmica) y construyendo estructuras nuevas más resistentes.
- El objetivo de que las construcciones sean cada vez más resistentes a los sismos toma más importancia y las propuestas e investigaciones avanzan. Para el Departamento de Previsión Antisísmica del Estado de California, las construcciones están hechas para soportar la presión gravitacional. Mientras que los temblores y terremotos ejercen presión sobre una construcción en todas las direcciones. De arriba y abajo, pero más que todo a los lados. Una construcción resistente es aquella que puede soportar la presión lateral.
- Cada vez son más necesarios nuevos edificios que resistan terremotos o temblores fuertes. "Eso es indispensable en ciudades amenazadas por esos fenómenos naturales y algunas construcciones viejas debían ser pronto reforzadas".
- Los ingenieros y planificadores municipales deben actuar antes que las lecciones aprendidas en Kobe se olviden.
- Una construcción resistente conecta firmemente los componentes de la misma. El cemento en ladrillo y la mampostería se disuelven, incluso con un temblor moderado y no deben ser parte de las estructuras. Una casa con un espacio subterráneo debajo (no cimientos de losa) debe igualar las paredes que rodean el subterráneo para resistir la presión lateral. El espacio que ocupa una puerta de garaje no aguanta nada. Entonces, las paredes cercanas deben compensar en

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

resistencia si, por ejemplo, el garaje está en el primer piso de una construcción de varias plantas.

- Primero son necesarios cimientos firmes con un perímetro continuo. La estructura debe estar fuertemente asegurada con los cimientos para que no se la pueda desplazar. Esto se logra colocando aisladores de base entre el borde inferior de tierra y el concreto de los cimientos.
- Es importante que los materiales sean fuertes. Concreto dañado y madera podrida afecta a la integridad del edificio. Una construcción segura protege la plomería, pues si la tubería de agua o de gas se rompe esto puede causar incendios fácilmente. La tubería necesita algo de espacio, pero no mucho, de desplazamiento; y, es importante fortalecer las paredes falsas.
- No es muy caro construir edificios resistentes a terremotos, pero naturalmente, ninguna ciudad puede darse el lujo de reemplazar todos sus edificios. La necesidad urgente para mejorar los edificios antiguos y mal diseñados es algo evidente para todas las zonas de alto riesgo sísmico en el mundo. Pero, la opinión general que tienen los ingenieros radica en que los dueños y proyectistas deben demostrar mayor deseo en el futuro de pagar por diseños y construcciones correctas para asegurar una estructura segura.
- Es por ello que hace falta acción más pronto que tarde para evitar una repetición en otras ciudades propensas a terremotos. Por ejemplo, puede ayudar el utilizar aisladores de base en las columnas de los edificios. Los únicos dos edificios de ese tipo sobrevivieron al sismo en Kobe, aunque estaban lejos del epicentro. El uso de acero reforzado es cuestionado. Muchos edificios en Kobe sufrieron daños en las planchas de metal.
- Las actuales construcciones pueden ser reforzadas; las soluciones no son difíciles.
- La prevención es la receta que se debe adoptar para mejorar la seguridad de Quito y del país ante un terremoto.
- Entre otras especificaciones, el plan debería contemplar un estudio de evaluación del riesgo y del daño sísmico. Además, el diseño y la ejecución de un plan de reforzamiento de las estructuras de las viviendas. "Una edificación se vuelve especialmente vulnerable por tres razones: mal diseño, mala construcción o afectación por sismos".
- Para las viviendas de mediana altura (tres a cuatro pisos), que por lo general están ubicadas en los sectores residenciales y comerciales de las ciudades, hay que aumentar las secciones de las columnas. "Normalmente, este tipo de casas empieza a crecer desmesuradamente y sin control. Una casa con cimientos y estructura para dos pisos, no puede de la noche a la mañana convertirse en una para cuatro o cinco".
- Muchas veces es necesario proveer nuevos elementos como columnas, vigas, anillos rígidos de hormigón o metálicos. También se pueden colocar tensores perdidos en las paredes. Para una vivienda de unos 300 metros se debe invertir alrededor de 12 USD por metro cuadrado. El tiempo de restauración sería de unos seis meses.
- ¿Y para los edificios de mediana y gran alturas de seis pisos en adelante? "La evaluación es más compleja. Entre otras cosas, es fundamental realizar una

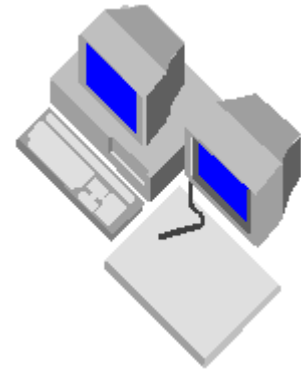
Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

modelación matemática, una retroalimentación de la tipología de la estructura, hay que analizar el estado de los materiales empleados, reforzar las columnas, colocar muros de corte, aumentar las paredes u otros elementos estructurales, instrumentar los edificios altos...". Este último punto, sería una excelente alternativa para prevenir los daños causados por un terremoto.

- El precio para reforzar una casa de unos 100 metros cuadrados alcanzaría aproximadamente unos 10 USD por metro cuadrado. El proceso tomaría alrededor de un par de meses. En el caso de las viviendas, cuyo material de base es el adobe (como las del Centro Histórico de Quito), el nivel mínimo de sismorresistencia se consigue colocando conexiones de madera en las esquinas y anclando las cubiertas a las paredes existentes. Aquí, el precio rebaja a aproximadamente unos 7 USD y el tiempo de trabajo de unos 60 días. La idea consiste en colocar en pisos seleccionados sensores de movimiento: acelerómetros y sismómetros. Estos, que son aparatos que miden pocos centímetros, se ubican en las paredes de los edificios, se conectan a un monitor y permiten detectar los movimientos telúricos e inclusive la vibración ambiental. Con esta información, que se puede recolectar cada semana, es factible evaluar las características reales del movimiento de una determinada estructura y cómo ésta se comportaría ante la presencia de un sismo. "Este esquema de monitoreo debería ser obligatorio. La inversión no llega a más del uno por ciento del costo total del edificio".
- Para las nuevas construcciones, sean grandes o pequeñas, es indispensable exigir el aval de un profesional. La calificación de los materiales, es decir, un estricto control de calidad de éstos, es otro punto que no se debe descuidar por ningún motivo.
- Hay otra decisión importante: asegurar el buen uso de la vivienda. "Si una casa se construye para que la habite una familia, no es posible que luego se la convierta en una guardería, una escuela, un hospital, una universidad... Muchas veces, por adecuar sin previsión, las construcciones se vuelven débiles y vulnerables a cualquier embate de la tierra".
- Lo primordial, es crear una cultura de la construcción. Hay que exigir que las normas técnicas se cumplan a cabalidad y luchar porque el Código de la Construcción, que data de 1977 y que ni siquiera es ecuatoriano, sino una mala copia, sea una realidad. "Es importante que los profesionales cuenten con un documento técnico al cual remitirse".
- Si la edificación es en pequeña altura, como la mayoría de casas de los planes de vivienda social, es muy fácil de diseñar: bastan una cimentación adecuada y una rigidez equilibrada en la planta (para que no haya giros con un movimiento de tierra).
- La solución para una cimentación en un suelo con tendencia a la licuefacción es construir unas buenas cadenas de amarre, una cimentación continua; zapatas corridas garantizan más seguridad, ideal para planes de vivienda masiva.
- Para un buen diseño y análisis estructural la capacidad de las computadoras de avanzada simulación de respuesta dinámica en las oficinas de ingeniería civil debería ser utilizada. Los ingenieros practicantes deberán cada vez más instruirse en el comportamiento dinámico estructural e inelástico de estructuras. Existen

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

muchos productos y artefactos nuevos de alta tecnología disponibles para mejorar el desempeño sísmico que debe ser difundidos para ser utilizados correctamente.



- Los códigos modernos de edificios incorporan el análisis dinámico, estático y otros conceptos avanzados para mejorar el realismo, por esta razón es importante construir las estructuras de acuerdo al código más actualizado.
- El paradigma del análisis tradicional es: Demanda menor que la Capacidad. Para cumplir con la condición anterior se deberá tener una estructura con un modelo analítico real, programas computacionales adecuados y cargas bien definidas.
- Los códigos de edificios son herramientas de diseño útiles. Definen “normas de protección”... conceptos importantes legales y profesionales. Pero el objetivo está en una norma mínima necesaria para la protección de seguridad de vida, “que proporcione normas mínimas para asegurar la vida, la salud, la propiedad, y el bienestar público, regulando y controlando el diseño, la construcción, calidad de los materiales, el uso y la ocupación, la ubicación y el mantenimiento de edificios”. La creciente responsabilidad profesional. Un formato legal detallado para ser usado. Códigos actuales que proporcionan pocas guías de cómo varias estipulaciones están relacionadas con el desempeño.
- Los códigos han sido mejorados, pero evidentemente no son perfectos. Algunos códigos son muy buenos, otros son inadecuados.
 - Casi el 70 % de edificios nuevos de acero sacudidos por el terremoto de Northridge sufrieron fracturas quebradizas en sus uniones viga-columna. Más del 10% de edificios nuevos de acero en Kobe colapsaron.
 - Varias estructuras nuevas de concreto reforzado colapsaron o fueron severamente dañadas durante los terremotos de Northridge y Loma Prieta.
 - Muchos edificios fueron cerrados debido a los daños en elementos arquitectónicos.
 - Edificios importantes diseñados por ingenieros bien respetados, bajo condiciones rigurosas de control de calidad son frecuentemente dañados.



Los códigos de edificios no tratan muchos temas de importancia:

- Objetivos de desempeño especial.
- Incorporación de nueva tecnología.

De lo expuesto anteriormente se puede recomendar que se sigan las metodologías que se plantean en los códigos, ya sean estos nacionales y/o extranjeros (si no lo hubiere en los nacionales).

- Las siguientes guías básicas de diseño son muy importantes de tomar en cuenta para un buen diseño:
 1. Evitar masas innecesarias. Lograr una distribución uniforme de masas.
 2. Mantener la simetría para evitar movimientos significantes torsionales.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

3. Usar en lo posible un sistema estructural simple. Estar seguro de que hay un patrón de carga completo.
 4. Usar un sistema estructural repetitivo. Usar un sistema estructural de reserva donde sea posible.
 5. La estructura debería ser compacta y regular en planta y elevación. Evitar estructuras con plantas alargadas e irregulares y que sean muy esbeltas.
 6. Usar una distribución uniforme y continua de rigideces y esfuerzos. Evitar componentes no estructurales que afecten involuntariamente esta distribución. Evitar los cambios repentinos en tamaños o detalles de los miembros.
 7. Permitir la acción inelástica (daño) solamente en elementos dúctiles inherentemente no críticos (en otras palabras, en vigas antes que en las columnas).
 8. Detallar los miembros para evitar modos prematuros y fallas quebradizas de fracaso. Utilizar los principios de diseño de capacidad para evitar fallas no deseadas por corte, axial o fallas en nudos y para fomentar los modos dúctiles de las fallas por flexión.
 9. Evitar los golpes de estructuras adyacentes.
 10. Mantener juntos todos los componentes estructurales. Anclar los componentes no estructurales para evitar el riesgo de que se caigan.
 11. Evitar sistemas con bajas cantidades de amortiguamiento viscoso. La ausencia de componentes no estructurales atados a la estructura puede ser la indicación de un amortiguamiento bajo en estructuras de acero.
- Las necesidades fundamentales para el diseño sísmico son:
 - Contar con códigos prescriptivos.
Acercamiento “indirecto” usado adecuadamente para típicos edificios regulares. Si se usa la fuerza que señala el código, proveer ese detalle, se verifique este esfuerzo, que todo esté bien.
 - Acercamiento de diseño basado en desempeño:
Objetivos directos de la meta del diseño.
 1. Metas del estado de desempeño.
 2. Estipular los métodos para verificar la satisfacción de las metas.
 3. Proporcionar, diseñar y detallar la estructura.
 4. Analizar el desempeño para confirmar la $\text{Demanda} \leq \text{Capacidad}$.
 5. Rediseñar y volver a chequear si es necesario.
 - Se deberá proveer para el Análisis No Lineal de sistemas SDOF (sistemas de un grado de libertad):
 - Sistemas simples sujetos a uno o dos componentes de uno o más terremotos.
 - Espectro de Respuesta.
 - Animación.
 - Manuales en línea y ayuda para descargar.

Concrete Shear Hinge

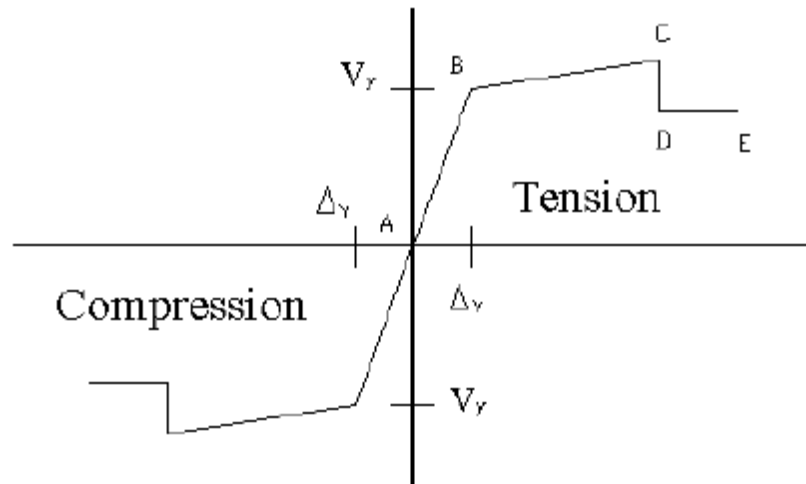


Figura 7.8: Corte en rótula de concreto.

Características de las rótulas:

La inclinación entre los puntos B y C es tomada como el 10% del esfuerzo total máximo para el acero.

$$V_y = 2 A_s (f'_c)^{1/2} + f_y A_{sv} d$$

Los puntos C, D y E basados en el ATC-40, tabla 9.12, ítem 2, promedio de las 2 filas denominadas “refuerzo longitudinal convencional” y “refuerzo transversal correspondiente”.

Las propiedades por defecto de las rótulas para miembros de acero están generalmente basadas en las tablas 5.4 y 5.8 del FEMA 273. Las propiedades por defecto de las rótulas para miembros de concreto están generalmente basadas en las tablas 9.6, 9.7 y 9.12 del ATC-40. Se debería revisar cualquier propiedad generada para su aplicabilidad a un proyecto específico.

- La forma del espectro de demanda con el 5% de amortiguamiento está controlada por los valores ingresados en las cajas de edición de los coeficientes sísmicos C_a y C_v . Referirse al capítulo 4 del ATC-40, para una discusión de C_a y C_v y los valores apropiados de los mismos. El valor por defecto para ambos coeficientes C_a y C_v es 0.4. El espectro de demanda para otros niveles de amortiguamiento es creado del 5% del espectro amortiguado usando los factores de reducción espectral descritos en la sección 8.2.2.1.1 del ATC-40.
- Para seleccionar uno de los 4 tipos de comportamiento estructural escoger A, B, C en el área Tipo de Comportamiento Estructural/ Factor Kappa definidos en la

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

sección 8.2.2.1.1 del ATC-40. El factor Kappa definido por el usuario permite ingresar otros valores Kappa.

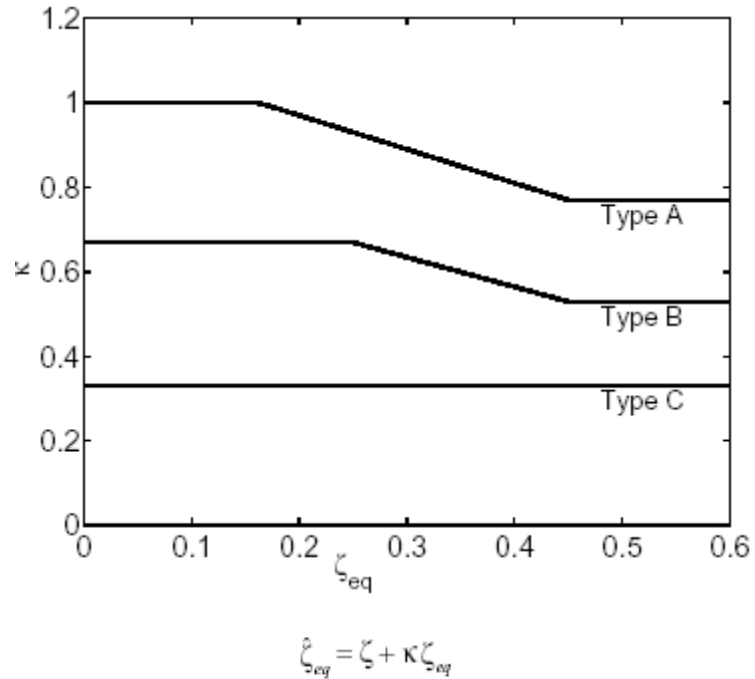


Figura 7.9: Variación del factor de modificación del amortiguamiento con amortiguamiento equivalente viscoso.

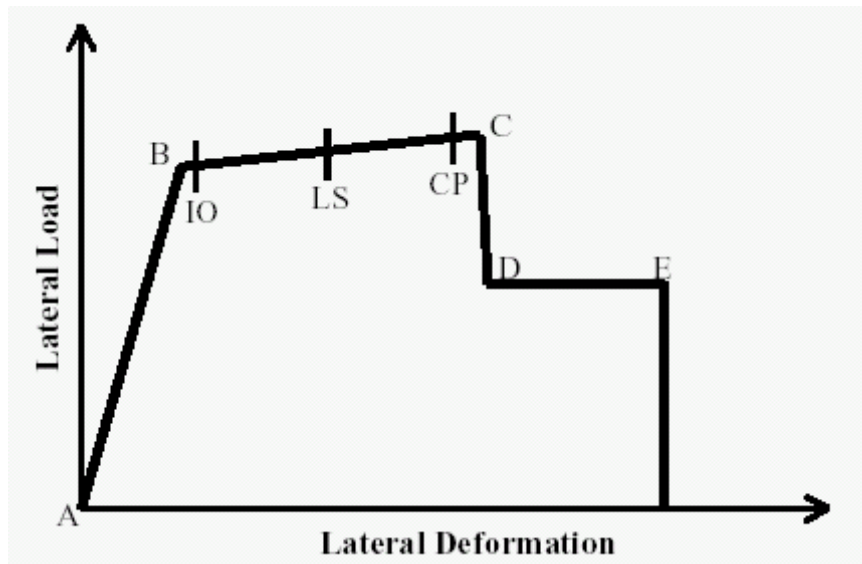


Figura 7.10: Diagrama carga lateral versus deformación lateral.

- Si la curva Pushover mostrada actualmente está en el formato ADRS, entonces la tabla mostrada incluirá la siguiente información para cada paso del Pushover: Periodo efectivo, amortiguamiento efectivo, curva de las coordenadas espectrales del espectro, y los factores de escala usados para convertir la curva fuerza-

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

desplazamiento al formato ADRS, PFPhi y alpha (ver figura 8-5 en el ATC-40). Notar que PFPhi es el denominador en la ecuación 8-4 del ATC-40 y alpha es el denominador en la ecuación 8-3 del ATC-40.

- Se debe realizar esta clase de modelos con suficientes conocimientos del riesgo sísmico y con una alta seguridad de los parámetros que intervienen para poder utilizar el análisis no lineal Pushover.
- En el desarrollo del tema de la tesis se utilizaron las investigaciones más actualizadas que existen en el Internet, y existe mucha bibliografía al respecto. Este es un tema muy extenso que se debe seguir investigando, por lo tanto los profesionales dedicados a las estructuras deberán estar en constante actualización de sus conocimientos.

Vulnerabilidad estructural

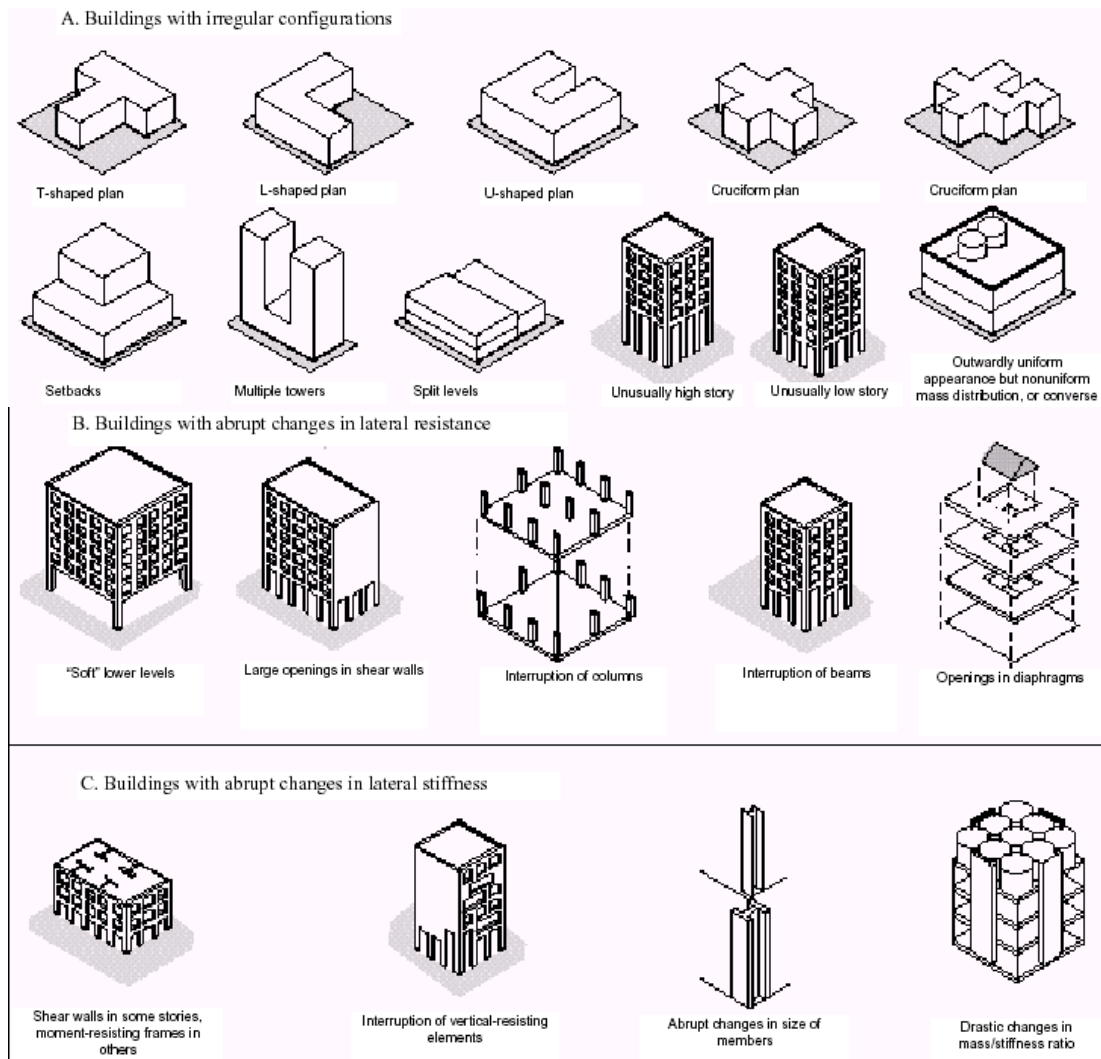


Figura 7.11: Características de la configuración de los edificios de salud que se debe evitar, debido a su desempeño inadecuado en los terremotos.



Photograph 8. Concentrations of mass, such as water tanks placed on the roof of a hospital, can cause severe damage in earthquakes.

Foto 7.1: Las concentraciones altas de masa en un nivel dado del edificio son problemáticas.

Esto ocurre en pisos donde artículos pesados se colocan, tal como equipo, los tanques, las despensas, o gabinetes que archivan. El problema es más grande cuando se localiza en el nivel más alto, debido al hecho que ese aumento de aceleraciones de la respuesta sísmica hacia arriba, las fuerzas crecientes sísmicas y la posibilidad de desplomarse y causar el daño estructural.

Figure 2.5.
Examples of buildings with "soft story" irregularity.

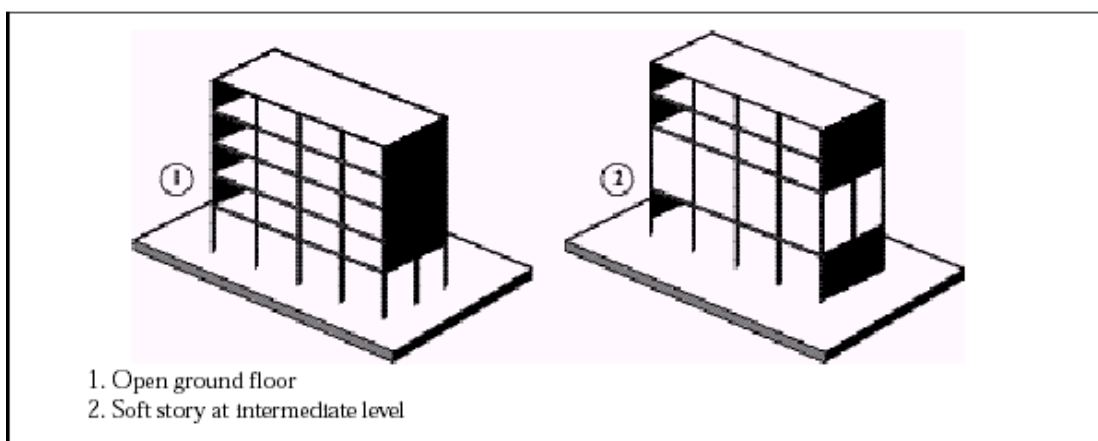


Figura 7.12: Los Varios tipos de planes arquitectónicos y estructurales dirigen a la formación de pisos blandos llamados "suaves", que son los pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los otros debido al hecho que ellos son menos rígidos, menos resistentes, o ambos. La presencia de pisos suaves puede ser atribuida a: • Las diferencias en la altura entre pisos; • la interrupción de los elementos estructurales verticales en el piso.



Foto 7.2: Falla debido a piso blando. La interrupción de elementos verticales (paredes y columnas) de la estructura ha sido la causa de colapsos parciales o totales en edificios sujetos a terremotos, especialmente cuando esto ocurre en los pisos más bajos. El nivel en que los elementos se interrumpen es más flexible que los otros, que aumenta el problema de la estabilidad, pero también porque el cambio brusco en relaciones de rigidez, una acumulación más grande de energía en el piso más débil. Los casos más comunes de la interrupción de elementos verticales, que ocurre generalmente para razones espaciales, formales o estéticas, es lo siguiente: • la interrupción de las columnas • la interrupción de paredes estructurales (paredes de corte) • la interrupción de paredes de división (erróneamente concebido como paredes de no estructurales) alineado con los marcos.

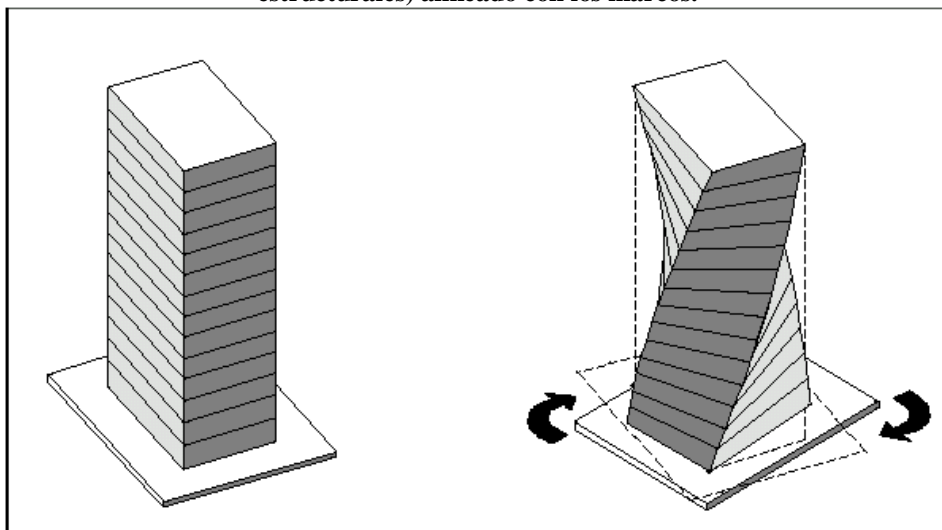


Figura 7.13: La torsión ha sido la causa del daño mayor a edificios sujetos a terremotos fuertes, recorriendo la deformación visible de la estructura (y su pérdida resultante de la imagen y la certeza) al colapso estructural. La torsión es producida por la excentricidad que

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

existe entre el centro de masa y el centro de rigideces. Algunos de las situaciones que pueden ocasionar esta situación en planta del edificio son:

- Posicionar los elementos rígidos asimétricamente con respecto al centro de la gravedad del piso;
- La colocación de masas grandes asimétricamente con respecto a la rigidez;
- Una combinación de las dos situaciones descritas anteriormente.

Debe tenerse presente que las paredes que dividen y las paredes de fachada que son conectadas verticalmente dan rigidez, y además participa en la respuesta estructural del terremoto y puede causar torsión. Esto se obtiene en las esquinas de los edificios.

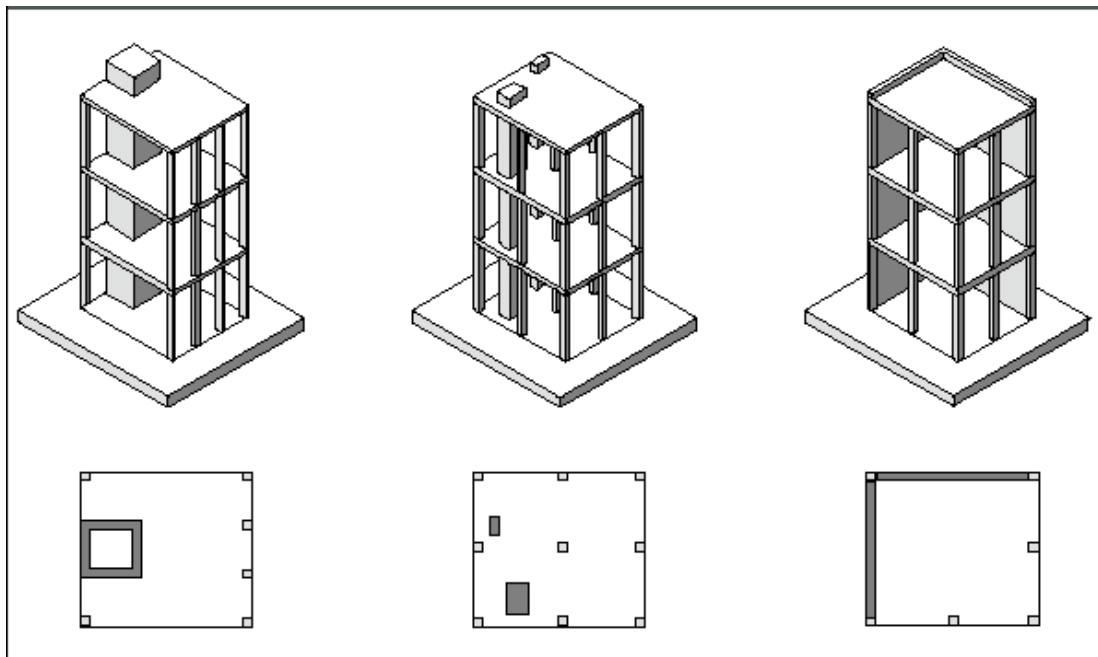


Figura 7.14: Excentricidad entre centros de masa y efectos de incremento de rigidez de torsión.

Como con todo problema de configuración, eso de torsión se debe dirigir comenzando con el diseño del espacio y la forma del edificio. Las correcciones necesarias al problema de torsión se pueden resumir como sigue:

- Torsión se debe considerar inevitable debido a la naturaleza del acontecimiento sísmico y las características de la estructura. Por esta razón, la sugerencia deberá proporcionar edificios con rigideces llamadas perimetrales, que procura para reforzar la estructura contra cualquier posibilidad de la rotación y distribuir la resistencia torsional entre varios elementos.
 - Controlar la torsión, la disposición de la estructura en planta y elevación se debe estudiar detenidamente, así como también la presencia y necesidad para el aislamiento de las paredes de la división no estructural que podrían intervenir estructuralmente durante un terremoto.
- Finalmente, el objetivo de estas medidas debe ser de proporcionar a la estructura la simetría más grande posible de rigidez con respecto a la masa.

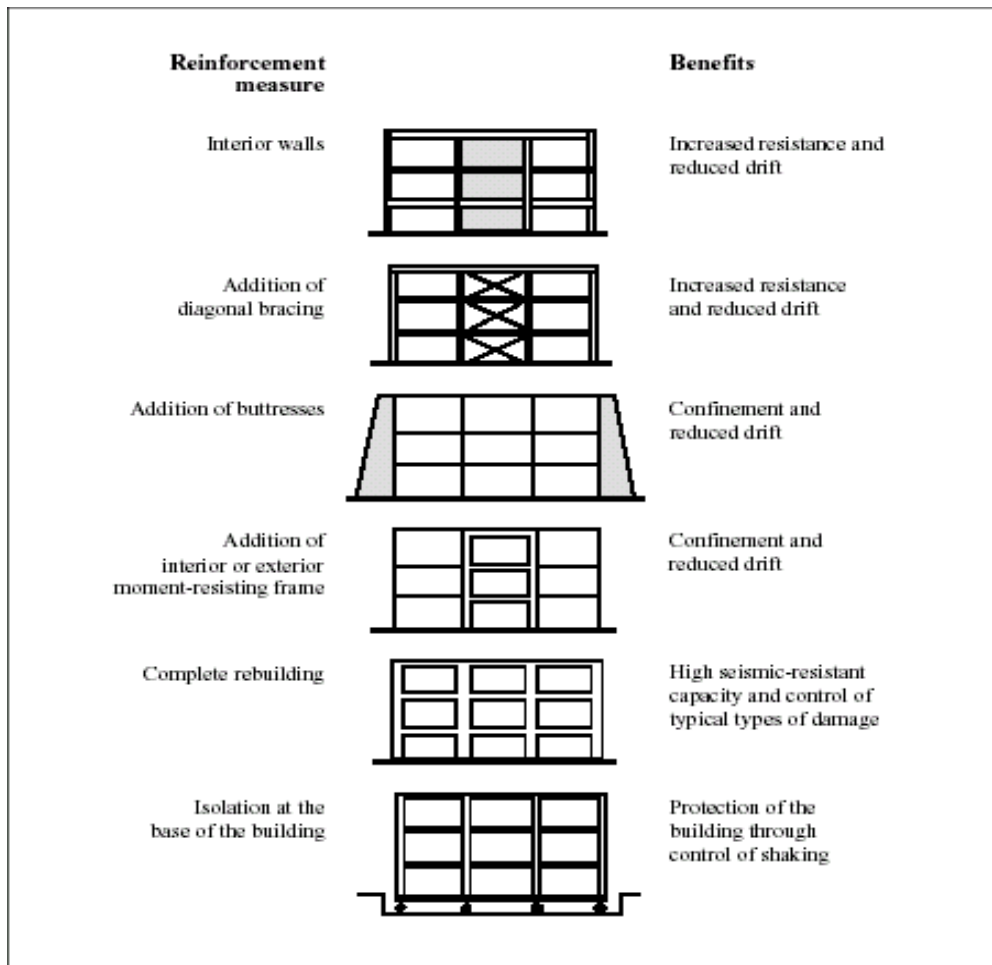


Figura 7.15: En la intervención de la estructura debe procurarse para reducir la vulnerabilidad existente respondiendo a problemas existentes de desempeño. El mejoramiento estructural debe:

- El aumento de la resistencia;
- aumento de rigidez y por lo tanto la disminución de la deformación;
- aumento de ductilidad;
- alcanzar una distribución adecuada de los esfuerzos entre los diferentes elementos resistentes, tanto en planta del suelo como en la configuración vertical. Los sistemas usuales del refuerzo estructural tienden a incorporar los elementos adicionales.

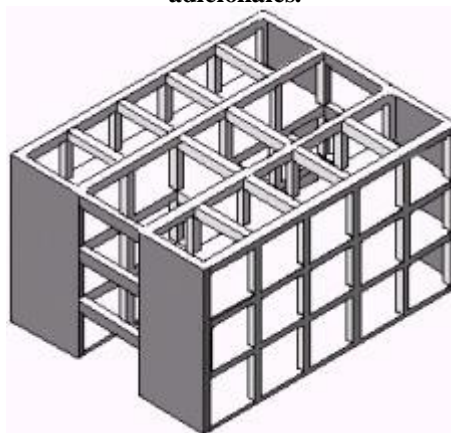


Figura 7.16: Las paredes estructurales exteriores que esta solución se emplea generalmente cuando las limitaciones de espacio y continuidad de la construcción en el trabajo y del uso en la periferia en lo preferible. Para asegurar la transmisión de esfuerzos por el diafragma a las paredes. Esto no se recomienda para edificios muy largos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

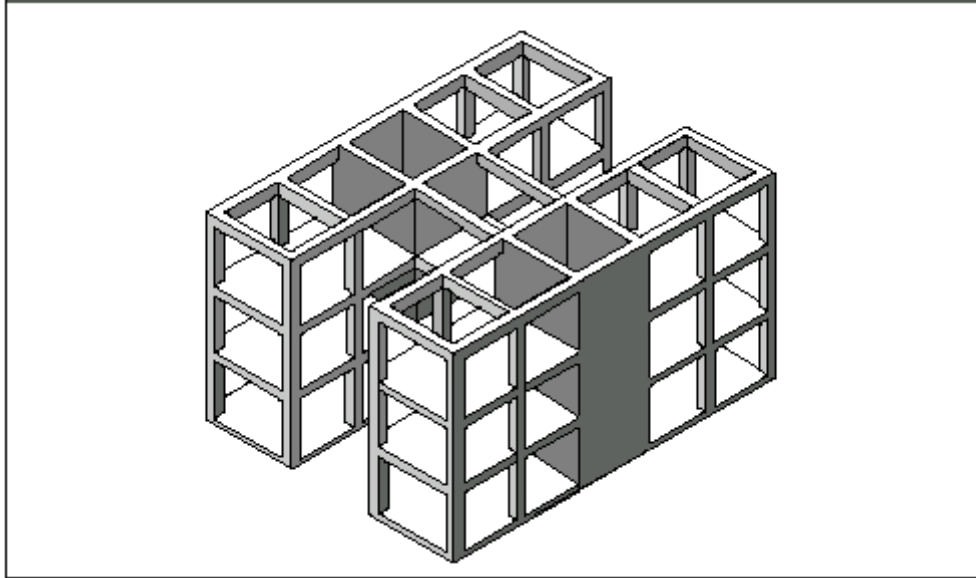


Figura 7.17: Paredes estructurales interiores. Cuando es posible trabajar dentro de un edificio, estas paredes son una alternativa que se debe considerar, particularmente en edificios largos donde la flexibilidad del diafragma se debe reducir. Ellas son metidos generalmente por perforaciones en el diafragma, por lo cual el refuerzo impiden el paso.



Foto 7.3: Refuerzo con diagonales. Otra solución frecuente se compone de inclusive varios marcos de acero con diagonales firmemente anclados a los diafragmas, cuando es un sustituto para paredes rígidas de corte.

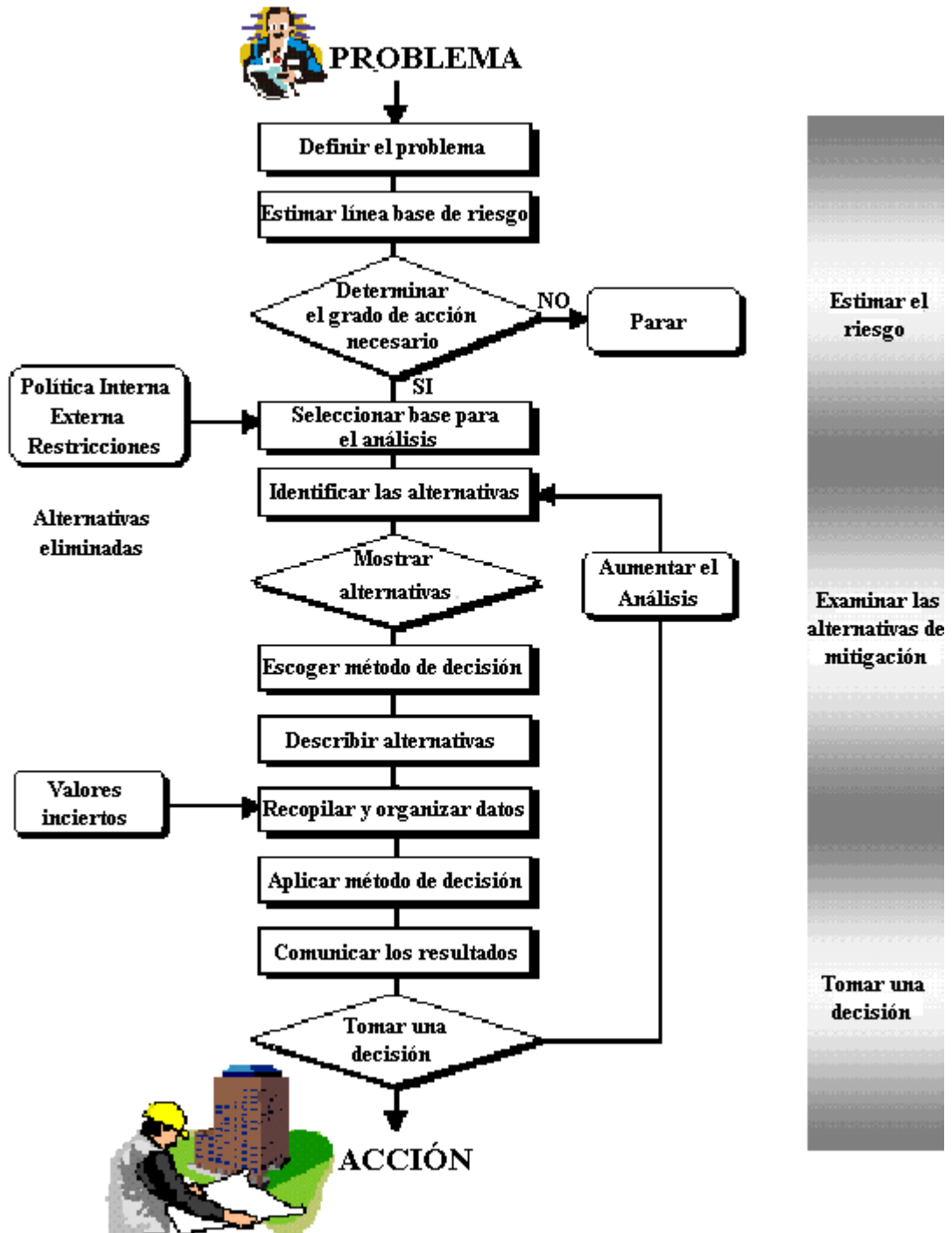


Figura 7.18: Proceso de decisión para el manejo del riesgo sísmico.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.4: La construcción de un sistema de pórtico nuevo. Uso de marcos perimétricos externos para reforzar el Hospital de México en un proyecto llevado a cabo por la Fundación de Seguridad Social de Costa Rica. Generalmente esto se combina con la incorporación de paredes estructurales internas perpendiculares a la dirección longitudinal de los marcos.

Múltiples líneas de defensa

Las estructuras deberían tener el mayor número posible de líneas de defensa estructural.

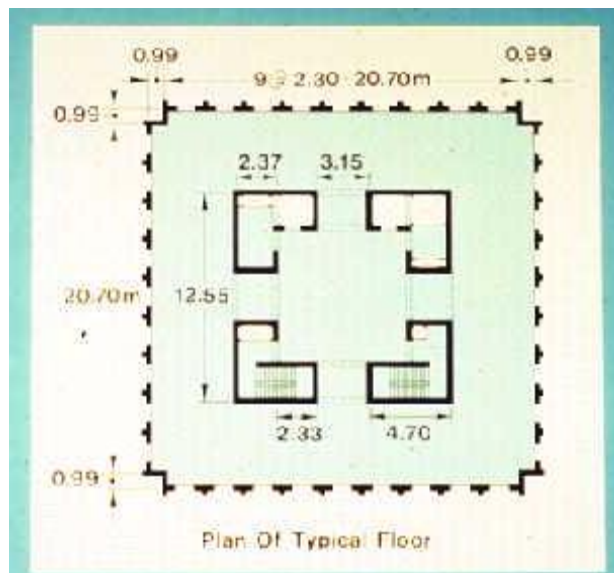


Figura 7.19: Plano con indicación de ubicación correcta de muros de corte del Banco de América en Nicaragua.

El edificio de la figura 7.19 funcionó muy bien durante el terremoto de Managua de 1972. Su desempeño excelente puede atribuirse a la simetría y

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

uniformidad de distribución de las masas y esfuerzos estructurales a lo largo del edificio.

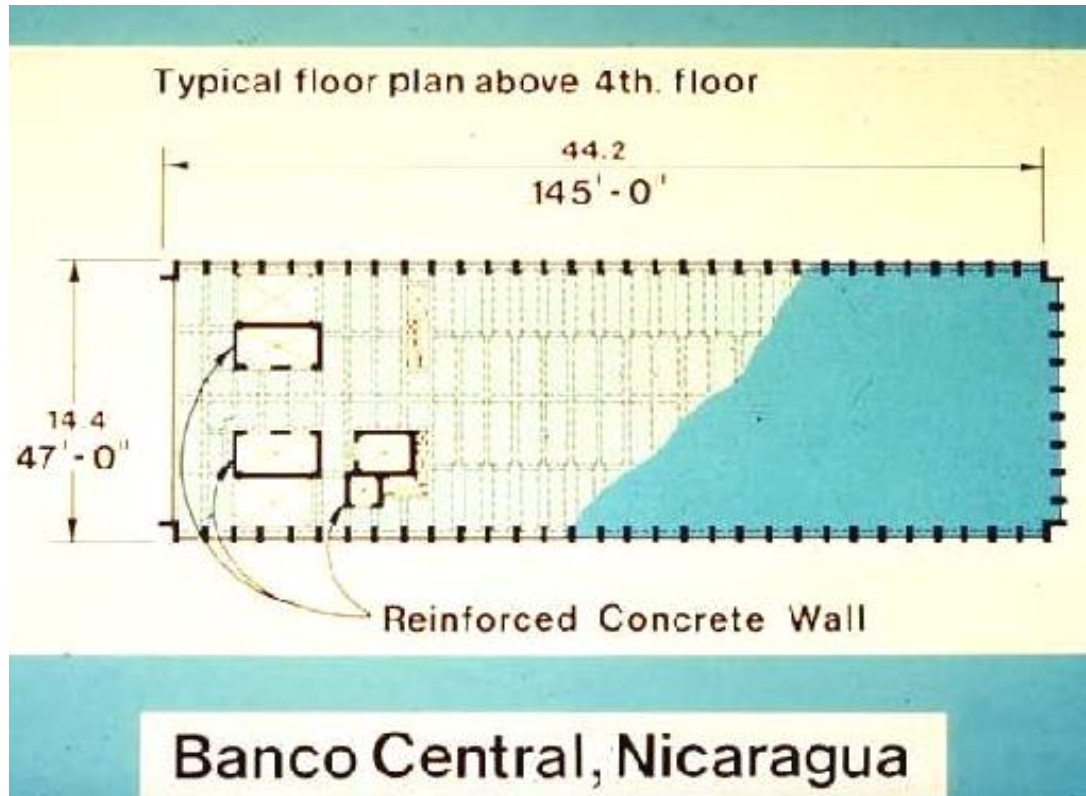


Figura 7.20: Plano con indicación de ubicación incorrecta de muros de corte del Banco Central en Nicaragua.

El edificio de la figura 7.20 tubo un marco de concreto reforzado como sistema estructural básico.

Notar que la configuración general del sistema de concreto reforzado de la torre, cuya planta está mostrada en la figura, no fue simétrica, esto se debió a la presencia de un sistema diferente estructural en los dos extremos cortos y debido a la presencia de paredes de concreto reforzado excéntricamente colocadas alrededor del centro de servicio que causaron significantes excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de masas. Notar que en la dirección transversal los marcos de vigas tuvieron una luz libre de aproximadamente 13 metros y fueran solamente 2 x 7 metros en la sección transversal, debido a la gran flexibilidad de las vigas de piso los contenidos del edificio no estuvieron protegidos durante el terremoto de Managua en 1972.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.5: Edificio de marco de concreto reforzado, con paredes de corte, enladrillado en lleno múltiple. Terremoto Izmit (Kocaeli), Turquía, 17, 1999, magnitud 7.4.



Foto 7.6: Edificio con daño en la columna esquinera.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Edificio de servicios del Condado Imperial. Vista global de este moderno edificio de 6 pisos de concreto reforzado. No existe pared de corte continua en el extremo oriental del edificio (desplazado) en el segundo nivel de piso, resultando en una severa discontinuidad y en un prácticamente abierto primer piso (piso blando en la dirección E-O).



Foto 7.7: Edificio con daño en la columna esquinera (representación de fuerzas sísmicas).

Edificio de la foto anterior. Durante el terremoto del Valle Imperial de 1979, se desarrollaron fuerzas de inercia significantes simultáneamente en las dos direcciones principales (ilustrado en rojo). Como resultado, las columnas de la esquina del edificio estuvieron sujetas a significantes torsiones, corte y fuerzas axiales que llevaron a la falla de la columna esquinera mostrada en la siguiente anterior, así como las columnas del primer piso en el extremo del edificio mostrado en la foto.

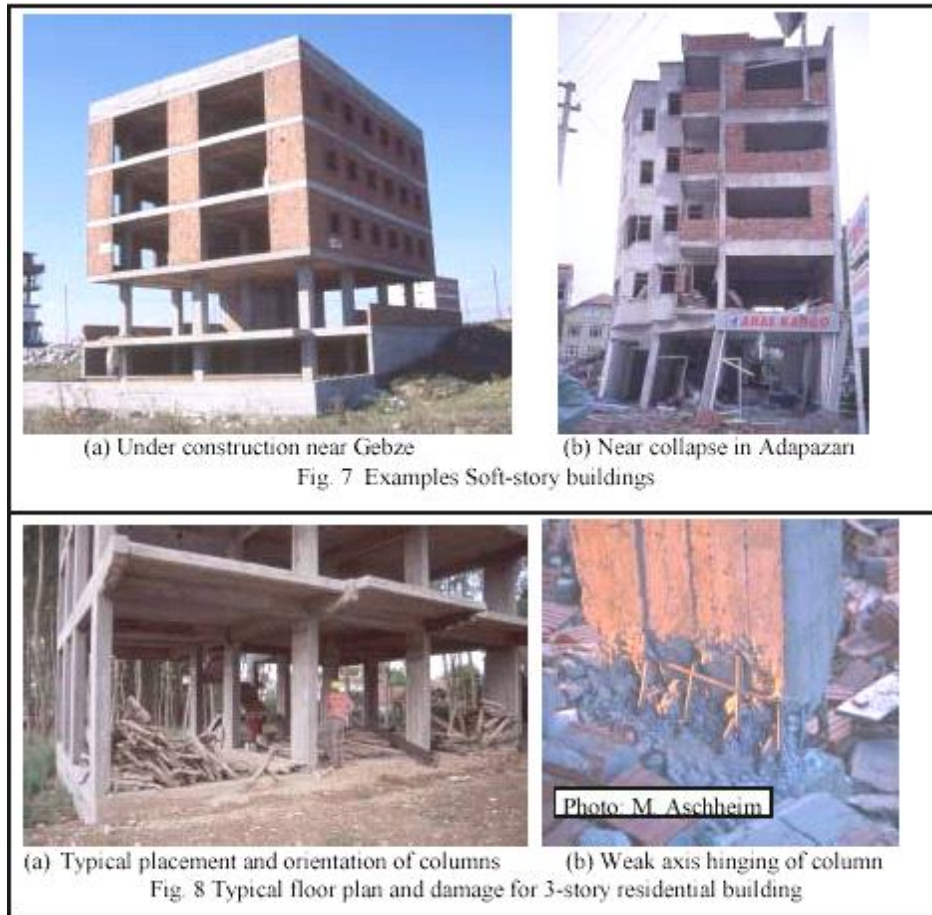


Foto 7.8: Ejemplos de piso blando.

Una mayoría de los edificios colapsados era tres a cinco pisos las unidades residenciales. El primer piso colapsa debido a configuración estructural pobre (piso suave) eran común. El del nivel suave del primer piso se creó típicamente debido a una altura más alta de los otros pisos y/o una falta de paredes de relleno para proporcionar para un área comercial abierta o para estacionar. En muchos de los edificios, las mayorías (a menudo 75%) de columnas fueron orientados en forma paralela a lo largo del edificio (Fig. 8a). Esto creó un edificio relativamente suave y débil, tener como resultado depender de columna acerca del eje débil por encima y el fondo de la columna (Fig. 8b). El uso de estribos de columna apenas encima del nivel del suelo mejora este problema, particularmente en la base del primer piso. Era aparente que ese depender de la columna era una causa mayor de primero piso y múltiples colapsos del piso.

INVESTIGACIÓN DIRIGIDA EN LAS DOS ÚLTIMAS DÉCADAS

A pesar de problemas sin resolver en predecir el comportamiento de edificios y estructuras de Ingeniería Civil en general, bajo los efectos combinados del medio ambiente y extremos movimientos sísmicos del suelo, nuestro entendimiento ha avanzado significativamente en las dos últimas décadas. Hay un significativo cuerpo de considerados conocimientos a los problemas causados por los extremos sacudimientos sísmicos que han estado ganando a lo largo de íntegros estudios experimentales y analíticos conducidos en diferentes instituciones de investigación en el mundo. Unos pocos ejemplos de la investigación experimental dirigida en los laboratorios estructurales de la Universidad de California en Berkeley son ilustrados en las siguientes fotos.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.9: Adelantos constructivos en edificios (espaciamientos de los estribos).

Edificio Pacific Park Plaza, Emeryville, California. Vista del refuerzo usado en las columnas de concreto reforzado dúctil momento-resistente marco espacial usado en este moderno edificio de 30 pisos terminado en 1984. Un número de modernos acercamientos y técnicas fueron usados en el diseño y construcción de este alto edificio, con 3 alas delgadas, para lograr la seguridad sísmica requerida y proveer la planificación arquitectónica con una economía compatible.

Notar en la foto, el pequeño espaciamiento del refuerzo lateral que ha sido utilizado en las columnas para obtener un confinamiento adecuado. Notar también el espaciamiento dejado para insertar la jaula de acero prefabricado para las vigas. El refuerzo de la columna fue mecánicamente empalmado y una resistencia del concreto alta (460 kg/cm^2) fue usada en la parte baja del edificio.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.10: Edificio de estructura metálica reforzada, en donde se producirían las rótulas plásticas.

Uso de acero estructural en los ensambles prefabricados de la columna (soldados) en la fabrica para evitar la suelda en las regiones críticas del marco estructural. Esta foto ilustra el uso de la técnica de construcción que ha llegado a ser muy común en el Japón y la cual ofrece las ventajas de un mejor control de las conexiones soldadas. Las pruebas de laboratorio han mostrado que estas conexiones constituyen un problema cuando la suelda no está bien realizada.

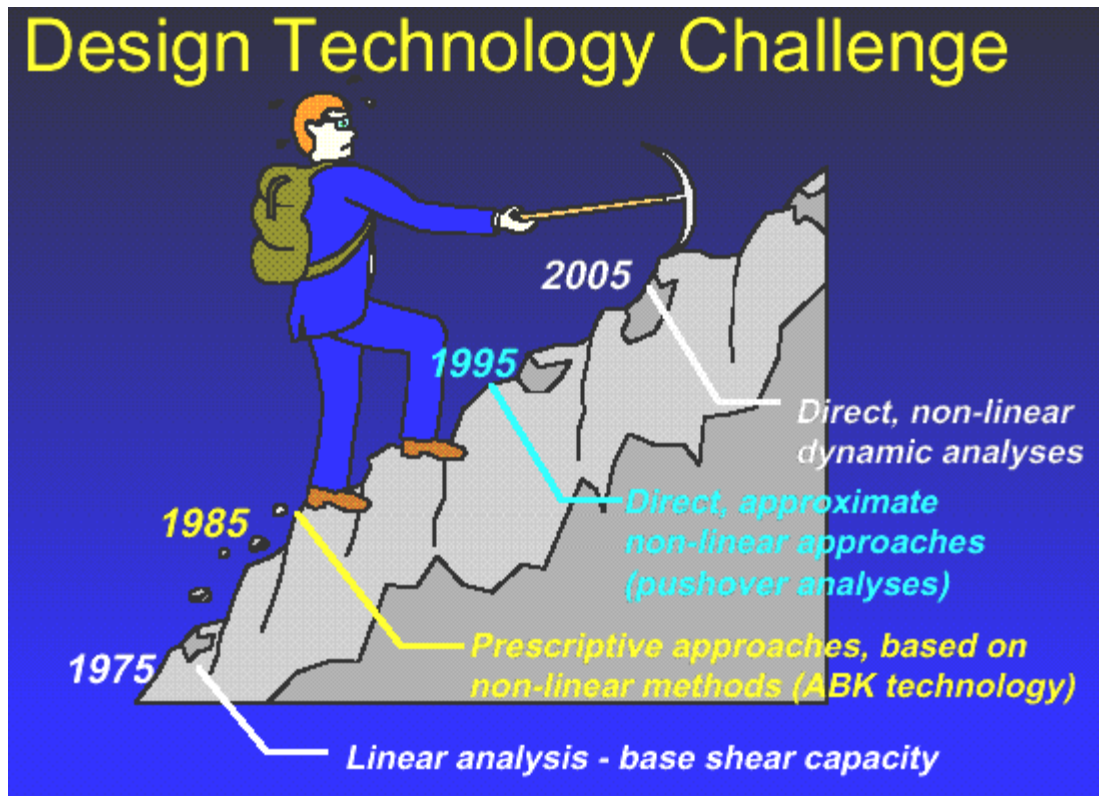


Figura 7.21: Desafío de la tecnología de diseño.

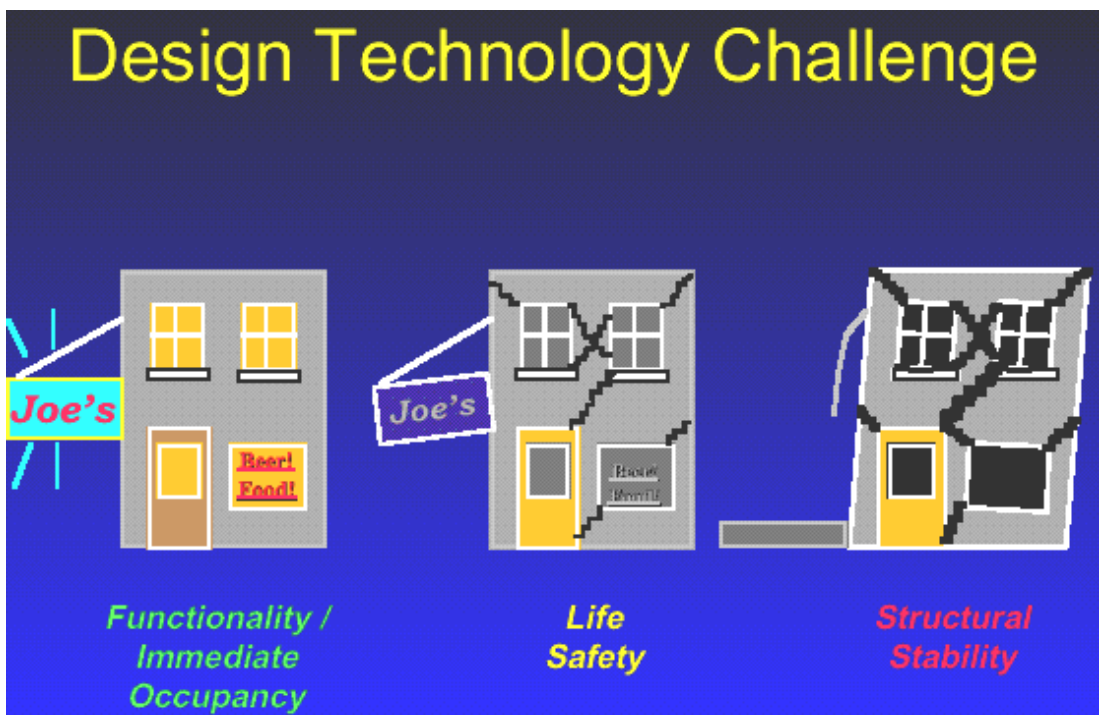


Figura 7.22: Desafío de la tecnología de diseño.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Desempeño satisfactorio de edificios de concreto prefabricado preesforzado



Foto 7.11: Desempeño satisfactorio de un edificio de apartamentos de concreto prefabricado, preesforzado en el terremoto de Kobe en 1995.



Foto 7.12: Desempeño satisfactorio de otro edificio de apartamentos de concreto prefabricado, preesforzado en el terremoto de Kobe en 1995.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Fotos 7.13: Desempeño satisfactorio de los edificios de apartamentos de concreto prefabricado, preesforzado en el terremoto de Kocaeli, Turquía 1999.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Otras estructuras



Foto 7.14: Edificio con falla en la columna por corte.



Foto 7.15: Casa construida con caña guadúa que resistió el sismo en Colombia.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Puentes de hormigón armado colapsados



Foto 7.16: Pilas de puente colapsado.



Foto 7.17: Puente curvo que colapsó.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.18: Pilas de puente colapsado.

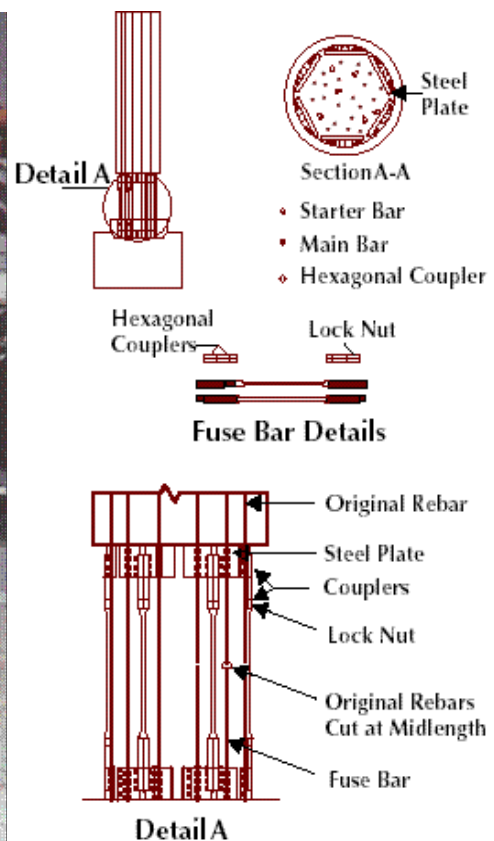
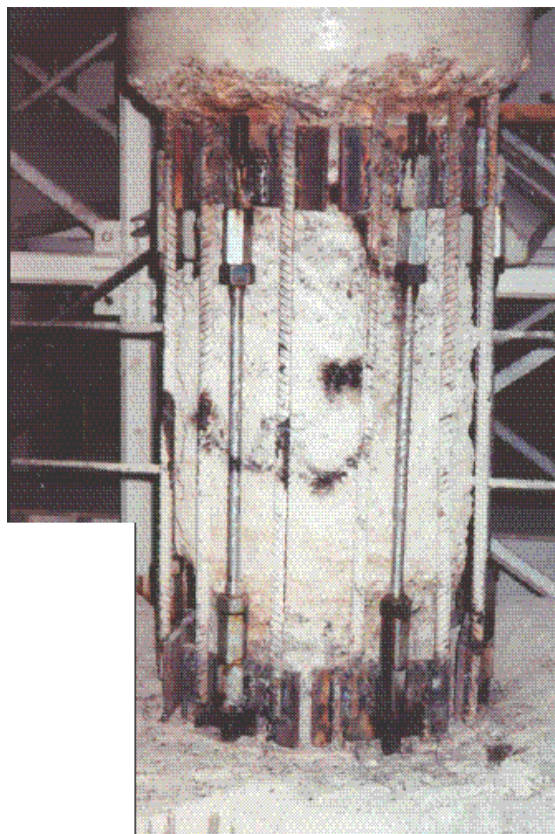


Foto 7.19: Técnicas innovadoras para las estrategias de mejoramiento sísmico son una parte integral de la investigación del proyecto de carreteras por parte del MCEER. Un control y reparabilidad de daños en el diseño de la filosofía de columnas para nuevas estructuras que usan barras reemplazables en la zona de rótulas plásticas están siendo usadas para la aplicación en situaciones de mejoramiento. Esto está anticipado a que este tipo de mejoramiento permitirá una rápida reparación y un costo efectivo de reparación luego de un daño por terremoto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.20: Puente colapsado en la ciudad.



Foto 7.21: Rotura de la superficie de la calle causada por un terremoto al dañar los túneles cerca de la estación de Daikai, en Kobe.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.22: Torre de energía colapsada.



Foto 7.23: Vivienda de madera destruida por un terremoto.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.24: Construcción de adobe en el campo, colapsada después de un terremoto.



Foto 7.25: Colapso de un edificio de mampostería de bloque sin confinar.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.26: Colapso de un edificio de mampostería de bloque sin confinar.



Foto 7.27: Terremoto de Ambato.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Consecuencias de los terremotos



Foto 7.28: Refugio después de un sismo.



Foto 7.29: Incendio provocado por un sismo.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.



Foto 7.30: Daños en el interior de un edificio.



Foto 7.31: Edificaciones colapsadas de mampostería no confinada.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Referencias

Capítulo I

XII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

CEC 2000.

<http://www.eeri.org/>

<http://nisee.berkeley.edu/>

<http://www.epn.edu.ec/~igeo/sismologia/Monitoreo/RedNacional/rednacional.htm>

<http://www.angelfire.com/nt/terremotos/>

<http://www.neic.cr.usgs.gov/neis/current/world.html>

<http://peer.berkeley.edu>

<http://geohazards.cr.usgs.gov/>

<http://www.nasa.gov/>

<http://www.usgs.gov/>

Capítulo II

XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

<http://www.fema.gov>

<http://www.espe.edu.ec/>

Capítulo III

<http://www.csiberkeley.com/>

<http://www.seaint.org>

<http://www.csiberkeley.com/products/sap2000.htm>

Capítulo IV

FEMA 273-356.

Applied Technology Council. 1989. ATC 20 Procedures for Post earthquake Safety. Evaluation of Buildings. Redwood City, Calif.: Applied Technology Council.

FEMA. 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Prepared by the Applied Technology Council. [Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency]. FEMA 273.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Structural Engineers Assn. of California (SEAOC), Vision 2000 Committee. April 3, 1995. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. J.Soulages, ed. 2 vols. [Sacramento, Calif.].

Códigos Sísmicos: Teoría y práctica.

<http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/9799/default.asp>

<http://www.eeri.org/titlepage.html>

<http://www.senamed.edu.co/cursos%20virtuales/construccion/PPALconstruccion.htm>

http://civil.eng.buffalo.edu/users_ntwk/index.htm

Capítulo V

XII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

<http://civil.eng.buffalo.edu/idarc/>

<http://www.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/tecnica/tecnica38/puntos-notables/puntos-notables.htm>

<http://www.espe.edu.ec/publicaciones/investigativas/monografia/monografia30.htm>

Capítulo VI

XII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

Referencias riesgo sísmico de Quito:

Celebi, M., J. Prince, C. Dietel, M. Onate, and G. Chavez (1987): The culprit in Mexico City - Amplification of motions, Earthquake Spectra, 3, pp. 315-328.

GeoHazards International (1994): The Quito, Ecuador, Earthquake Risk Management Project - An Overview, A publication of GeoHazards International, Stanford, California, USA.

Intergraph (1995): ERMA Site Geologist, A publication of Intergraph Corporation, Alabama, USA.

Kaneko, F., S. Segawa, and Y. Komaru (1996): A Simple Estimation of Strong Ground Motion Distribution for Disaster Evaluation, Proceedings of the 11 WCEE, Acapulco, Mexico.

Autores: Paúl Gortaire y Jorge Ortega L.

Villacís, C., B. Tucker, H. Yepes, F. Kaneko and J.L. Chatlelain (1997): Use of Seismic Microzoning for Risk Management in Quito, Ecuador, Engineering Geology, Amsterdam, The Netherlands, 46, pp. 63-70.

<http://www.geohaz.org/project/info.htm>

<http://www.epn.edu.ec/~igeo/>

<http://www.eerc.berkeley.edu/>

<http://sipan.inictel.gob.pe/ceresis/>

<http://www.ameritech.co.uk/system/index.html>

Capítulo VII

XII y XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.

http://peer.berkeley.edu/course_modules/eqrd/227info/intro.pdf