



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO EVALUADOS
POR CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL EN
INSTITUCIONES EDUCATIVAS PARA
APIZACO, TLAXCALA**

TESIS

Que para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA
CON OPCIÓN TERMINAL EN ESTRUCTURAS

Presenta:

ING. MIGUEL ANGEL TLATZIMATZI FLORES

Asesor de tesis:

Dr. En Ing. Joaquín Lozano Mercado

Coasesor de tesis:

Dr. En Ing. Eduardo Ismael Hernández

Puebla, Pue.

Marzo 2015



Oficio No. 2048/2014

C. MIGUEL ÁNGEL TLATZIMATZI FLORES
Pasante de la Maestría en Ingeniería
Con opción terminal en Estructuras
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito Mtro. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de tema de tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Criterios de diseño sísmico evaluados por confiabilidad estructural en instituciones educativas para Apizaco, Tlaxcala.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Asesor al Dr. Joaquín Lozano Mercado y Co-asesor Dr. Eduardo Ismael Hernández.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"
H. Puebla de Zaragoza, a 17 de junio de 2014.

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR



C.c.p. Dr. Joaquín Lozano Mercado, Asesor del Tema de Tesis.
C.c.p. Dr. Eduardo Ismael Hernández, Co-Asesor del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

46
GJS/JLM/sco*

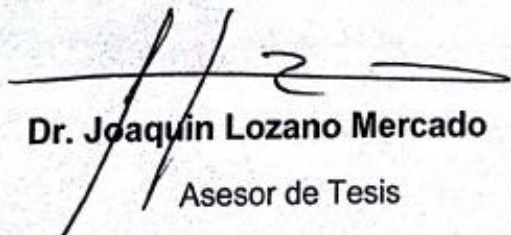
Mtro. Edgar Iram Villagrán Arroyo
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP.
P r e s e n t e.

Los que suscriben Dr. Joaquín Lozano Mercado y Dr. Eduardo Ismael Hernández, por este conducto le enviamos un cordial saludo y a la vez le informamos que no existe inconveniente alguno para la **impresión de la Tesis** cuyo tema es: ***“Criterios de diseño sísmico evaluados por confiabilidad estructural en instituciones educativas para Apizaco, Tlaxcala.”*** La tesis fue elaborada por el Ing. Miguel Angel Tlatzimatzi Flores, bajo nuestra asesoría, donde el oficio No. 2048/2014 da constancia de ello. Cabe mencionar que el trabajo fue revisado tanto en su contenido como en su redacción, por lo que estamos de acuerdo en que se proceda al trámite para la obtención del grado de Maestro de Ingeniería, con opción terminal en Estructuras, del Ing. Tlatzimatzi.

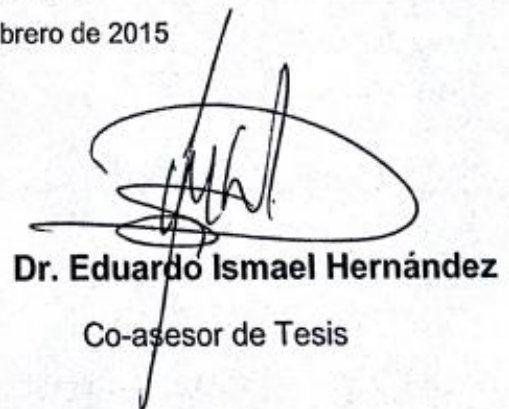
Sin otro particular por el momento que damos de usted a sus apreciables ordenes, para cualquier aclaración.

A t e n t a m e n t e.

Puebla, Pue; a 17 de Febrero de 2015



Dr. Joaquín Lozano Mercado
Asesor de Tesis



Dr. Eduardo Ismael Hernández
Co-asesor de Tesis

c.c.p. Coordinación Posgrado.
c.c.p. Interesado

DEDICATORIA.

Este trabajo va dedicado a personas muy especiales que son parte de mi formación y sé que siempre contare con su valioso e incondicional apoyo.

A mis queridos padres Urbano Tlatzimatzi Morales y Juana Micaela Flores Espinoza, motivos de ejemplo, admiración y orgullo, que siempre han estado a mi lado apoyándome, dando lo mejor de sí para que siga progresando personal y profesionalmente.

A mi hija Itzel que es fuente y razón de que me levante cada día esforzándome por el presente y futuro.

A mis apreciados hermanos Edgar, Erika, Karina, Gustavo y sobrinos Ximena, Luis Enrique, Ana Karen que me dan fortaleza de unión, superación y alegría.

AGRADECIMIENTOS.

Primeramente A Dios por haberme otorgado una familia maravillosa, quienes han creído en mí siempre, dándome ejemplo de superación, humildad y sacrificio; enseñándome a valorar todo lo que tengo y fomentado en mí, el deseo de superación y de triunfo en la vida.

Al Dr. Eduardo Ismael Hernández, por sus conocimientos, orientaciones, su paciencia y motivación que han sido fundamental para la elaboración del presente trabajo y sobre todo por su amistad.

Al Dr. Joaquin Lozano Mercado por sus enseñanzas y aportes que han enriquecido el presente trabajo.

A las instituciones y profesores del Instituto Tecnológico de Apizaco y Benemérita Universidad Autónoma de Puebla por ser parte importante de mi formación profesional.

Al Colegio de Ingenieros Arquitectos del Estado y Municipios de Tlaxcala, A.C., la Universidad Autónoma de Tlaxcala y el Instituto Tecnológico de Apizaco como parte fundamental en mi desarrollo Profesional.

A compañeros, alumnos, amigos de este viaje y que son muchas las personas que han formado parte de mi vida profesional a las que me encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos y en mi corazón, sin importar en donde estén quiero darles las gracias por formar parte de mí, por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

“La gratitud no es la única virtud, pero es la madre de todas las demás”

Marcus Tullius Cicero.

CONTENIDO

INDICE	I
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos.	3
1.1.1 General.	3
1.1.2 Particulares.	3
1.2 Alcances y Limitaciones.	3
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1 Descripción de peligro sísmico en el Estado de Tlaxcala.	5
2.1.1 Diagnóstico Sísmico en el Estado de Tlaxcala.	6
2.1.2 Estudios sismológicos y de peligro sísmico en el Estado de Tlaxcala.	9
2.1.3 Zonificación Sísmica del Estado de Tlaxcala.	10
2.1.4 Reglamentación Sísmica del Estado de Tlaxcala.	11
2.2 Teorías sobre la confiabilidad estructural.	13
2.2.1 Principios básicos de la teoría de la confiabilidad.	14
2.2.2 Modelación de Incertidumbres.	15
2.2.3 Caracterización de la rigidez en elementos de Concreto reforzado.	17
2.2.4 Criterios para determinar las relaciones momento rotación en los elementos de concreto reforzado.	18
2.2.5 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura.	19
2.2.6 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado.	19
2.2.7 Funciones de estados límite y variables básicas.	21
2.2.8 Confiabilidad estructural y probabilidad de falla.	22
2.2.9 Métodos aproximados de cálculo de la confiabilidad.	24
CAPITULO III. CASO DE ESTUDIO Y APLICACIÓN	31
3.1 Caso de estudio.	31

3.1.1 Descripción de la ubicación de la zona del estudio.	31
3.1.2 Descripción de las construcciones escolares en estudio.	33
3.2 Análisis de la repuesta no lineal.	38
3.2.1 Análisis paso a paso.	41
3.2.1.1 Consideraciones generales para el comportamiento de los modelos estructurales.	44
3.2.1.2 Diseño preliminar.	44
3.2.1.3 Caracterización de los parámetros y de las incertidumbres del modelo	45
3.2.2 Excitación sísmica.	48
3.2.3 Análisis de empuje lateral Seudo-estático (ELSE).	54
CAPITULO IV. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	55
4.1 Índice de Reducción de Rigidez secante (IRRS).	55
4.2 Análisis de confiabilidad usando el IRRS y el índice de confiabilidad (β) de Cornell.	57
CAPITULO V. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	59
5.1 Estimación de valores IRRS.	60
5.2 Estimación de funciones de Confiabilidad.	67
CONCLUSIONES	70
RECOMENDACIONES	72
SIGLAS	74
GLOSARIO DE TERMINOS	75
BIBLIOGRAFIA	77

RESUMEN

En este trabajo se presentan criterios prácticos de diseño sísmico basados en un procedimiento simplificado para la estimación de la confiabilidad sísmica de edificios escolares del tipo INIFED (Instituto Nacional de Infraestructura Educativa). Los casos estudiados corresponden a edificios de concreto reforzado de dos y tres niveles, los edificios se encuentran desplantados en el Municipio de Apizaco, Tlaxcala. La medida de confiabilidad es útil para estimar el nivel de riesgo sísmico de tales construcciones y para establecer estrategias de rehabilitación, en su caso. Para el análisis de confiabilidad se toman en cuenta las incertidumbres aleatorias, llevando a cabo el análisis no lineal de las respuestas por medio de modelos analíticos (análisis paso a paso) y usando el programa de computo DRAIN-2D, la excitación sísmica se toma en cuenta usando un acelerograma simulado que corresponde a los estudios experimentales llevados a cabo para la estimación de intensidades sísmicas en el Municipio de Apizaco (trabajo de Ismael et al; 2011). De esta forma se obtuvieron funciones de confiabilidad usando el índice β de Cornell (1969), en términos de una medida de intensidad sísmica normalizada y a partir de un Índice de Reducción de la Rigidez Secante (I_{RRS}). Se comparan los niveles de resistencia requeridos para lograr las metas deseables de confiabilidad. Finalmente, se comentan las principales observaciones de los resultados obtenidos.

ABSTRACT

In this work we present practical approaches for seismic design based on a simplified procedure for the estimation of the seismic reliability of school buildings of the type INIFED (National Institute of Educational Infrastructure). The studied cases correspond to reinforced concrete buildings of two and three levels, the buildings are built in the Municipality of Apizaco, Tlaxcala. The measure of reliability is useful to estimate the seismic risk level of such buildings and to set up strategies for rehabilitation, in case of necessity. For the reliability analysis we take into account the random uncertainties. In order to estimate the structural responses non-linear analysis (pushover and step-by-step analysis) are carried out, for this we employ analytical models and the computer software DRAIN-2D. The seismic excitation is taken into account using a synthetic accelerogram, which is simulated according to the experimental studies carried out to estimate the seismic intensities in the Municipality of Apizaco (Ismael et al; 2011). In this way, reliability functions were obtained using the Cornell's reliability index β (Cornell,1969), in terms of a measure of normalized seismic intensity and from a Secant Stiffness Reduction Index (SSRI). On the other hand, a comparison among the levels of resistance required to achieve the desirable goals of reliability is made. Finally, we discuss the main observations of the obtained results.

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al colapso de construcciones hechas por el hombre. El fenómeno sísmico se ha ido transformando así en una amenaza de importancia creciente, en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas. Las soluciones constructivas más duraderas han sido aquellas capaces de resistir las acciones externas y del uso; entre las acciones externas, en vastas extensiones de nuestro planeta, deben incluirse las acciones sísmicas.

Hasta hace poco, las soluciones adoptadas para resistir las acciones sísmicas se desarrollaron, esencialmente, analizando los efectos de los terremotos en las construcciones sin el apoyo teórico de causas y características de los sismos, ni de información cuantitativa sobre la naturaleza de los movimientos del terreno.

La incorporación y desarrollo de la resistencia de materiales en el proyecto de las edificaciones facilitó la predicción cuantitativa del estado de esfuerzos en las construcciones. De igual modo, la aplicación de procedimientos de análisis y la incorporación del acero en la construcción, incrementaron sensiblemente la seguridad en las edificaciones. A mediados del siglo pasado, los problemas específicos de la Ingeniería Sísmica progresivamente dejaron de ser resueltos en base a observaciones y comenzó a desarrollarse una disciplina fundamentada sobre bases científicas, con un cuerpo organizado de conocimientos, programas de investigación para entender ciertos problemas no resueltos y una fértil interacción entre ciencias básicas, de un lado (geofísica, sismología), y la experiencia de ingenieros proyectistas y constructores, por el otro.

La experiencia demuestra que los inmuebles escolares pueden ser afectados por las acciones sísmicas. Entre 1985 y 2014, el Servicio Sismológico Nacional ha

registrado más de 30 mil movimientos telúricos de baja y mediana intensidad, y la probabilidad de que ocurra uno de magnitud similar al de hace 29 años es "permanentemente posible". (Departamento de Sismología, UNAM)

La Comisión Económica para América Latina (CEPAL) expone que la Ciudad de México es uno de los mayores asentamientos humanos en el mundo y su población se encuentra expuesta a diferentes riesgos tal como ocurrió en los sismos de 1985, en el que hubo aproximadamente cinco mil personas fallecidas, 40 mil lesionadas, 150 mil damnificadas y pérdidas materiales por 41 mil millones de pesos. Por lo que se debe avanzar en la reducción de riesgo sísmico y en la protección civil, ya que está se "aplica a medias" porque sólo se limita a simulacros en edificios públicos y escuelas, donde por lo general sólo se cuenta con una salida y los inmuebles no han sido sometidos a una verdadera revisión estructural.

Para asegurar que los inmuebles escolares mantengan su operatividad, durante y con posterioridad a terremotos, es preciso reducir su vulnerabilidad a estas acciones de la naturaleza. Para ello es necesario identificar los problemas que requieren atención y establecer los correctivos pertinentes.

Tomando en consideración lo anterior, se requiere atender los aspectos fundamentales del problema general del desempeño de inmuebles escolares en zonas sísmicas, para el establecimiento de acciones preventivas. Aun cuando tales contribuciones se han presentado en forma esquematizada e ilustrado con un caso real, los temas tratados presentan algunas complejidades inevitables que se reflejan en el texto.

El presente trabajo intenta cumplir una función importante en la región del Municipio de Apizaco, Tlaxcala, al hacer accesible, en forma ordenada, un conjunto de conocimientos relevantes en una estrategia destinada a mitigar los posibles efectos catastróficos de los terremotos. Así las personas involucradas en la toma de decisiones preventivas, pueden incorporar en sus programas las recomendaciones aquí contenidas. La implementación progresiva de los criterios aquí expuestos

permitirá, en un futuro, calibrar los modelos e incluir algunos aspectos no incorporados en el presente estudio.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 General

Aplicar criterios y métodos útiles para evaluar la confiabilidad estructural de edificios educativos en el municipio de Apizaco, Tlaxcala. Tales criterios deberán basarse en análisis de confiabilidad y desempeño en un marco de referencia de ciclo de vida de las construcciones de interés.

1.1.2 Particulares

- Obtener funciones de confiabilidad en términos de la intensidad sísmica.
- Obtener estimaciones de los índices de confiabilidad y desempeño implícitos en las normas de diseño sísmico vigentes que apliquen.
- Evaluar la contribución de la forma estructural en la confiabilidad de sistemas típicos.
- Obtener información útil para establecer criterios de diseño sísmico, teniendo en cuenta diversos tipos y niveles de daño.

1.2 ALCANCES Y LIMITACIONES

Se estudia el comportamiento que tiene una estructura modelada a base de marcos rígidos de concreto reforzado, que corresponde a dos edificios escolares de dos y tres niveles desplantados en terreno firme del municipio de Apizaco, perteneciente al Estado de Tlaxcala.

Los casos de partida consisten en edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado, diseñados de acuerdo con el Manual de Edificaciones Educativas INIFED (Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa) y Manual

de Obras Civiles de la CFE [MOC, 1993]. Para su configuración se consideran dos direcciones de análisis, la transversal y longitudinal; además se toman en cuenta las cuantías de acero de refuerzo, obtenidas de los planos estructurales.

Los edificios son simétricos tanto en planta como en elevación y se modelan mediante marcos planos de múltiples grados de libertad. En el análisis de la respuesta se caracterizan las incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como en las cargas, para su posterior simulación. Finalmente, se realiza el análisis paso a paso con registros sísmicos en terreno firme, donde las componentes horizontales se consideran como independientes y se deja para trabajos futuros el estudiar la influencia de la componente vertical.

Para evaluar el comportamiento de la estructura, se aplica un *modelo de comportamiento histerético y daño para marcos de concreto que considera la reducción de la rigidez y degradación de la resistencia* (Campos y Esteva, 1997). Dicho modelo fue calibrado con pruebas experimentales realizadas en el país y permite estimar el valor máximo de la fuerza cortante resistente y la capacidad de deformación de marcos ante carga monotónica, a partir de la información experimental sobre su comportamiento ante cargas alternantes (Pérez, 2010).

En este trabajo, se considera a la distorsión máxima de azotea y/o de entrepiso como el parámetro indicativo del daño que sufre la estructura, por lo que no se considera el daño asociado con la aceleración. Por otra parte, la capacidad última de la estructura se estima mediante un análisis seudo - estático de empuje lateral (*pushover*) con configuración constante de desplazamientos.

El análisis de confiabilidad se desarrollará considerando un índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}) como el utilizado en Ismael (2010), y el índice β de Cornell (Cornell, 1969). En esta parte fundamental del trabajo se estiman las funciones de confiabilidad, $\beta(y)$, en términos de la intensidad sísmica.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 DESCRIPCIÓN DE PELIGRO SÍSMICO EN EL ESTADO DE TLAXCALA.

Los mapas de regionalización sísmica reflejan los niveles de intensidad sísmica en terreno firme, para ello se ha dividido el país en cuatro regiones de peligro sísmico, en orden creciente de la A a la D. Por lo que el Estado de Tlaxcala se ubica en la zona B, según la clasificación mencionada (Figura 2.1)



Figura 2.1 Mapa de zonificación sísmica en México.
Fuente: Servicio Sismológico Nacional (MOC-93 1993, Tena-Colunga 1999).

Para la descripción del peligro sísmico en el Estado de Tlaxcala se toman en cuenta los estudios realizados por Bernal (2005) y Lermo et al. (2012).

Para la localización hipocentral de los sismos presentados en el estado, se tiene el modelo de velocidad propuesto por Lermo para la parte central de la Faja Volcánica Mexicana (FVM) propuesta por Chavacán, *et al.* (2004), como puede apreciarse en la figura 2.2.

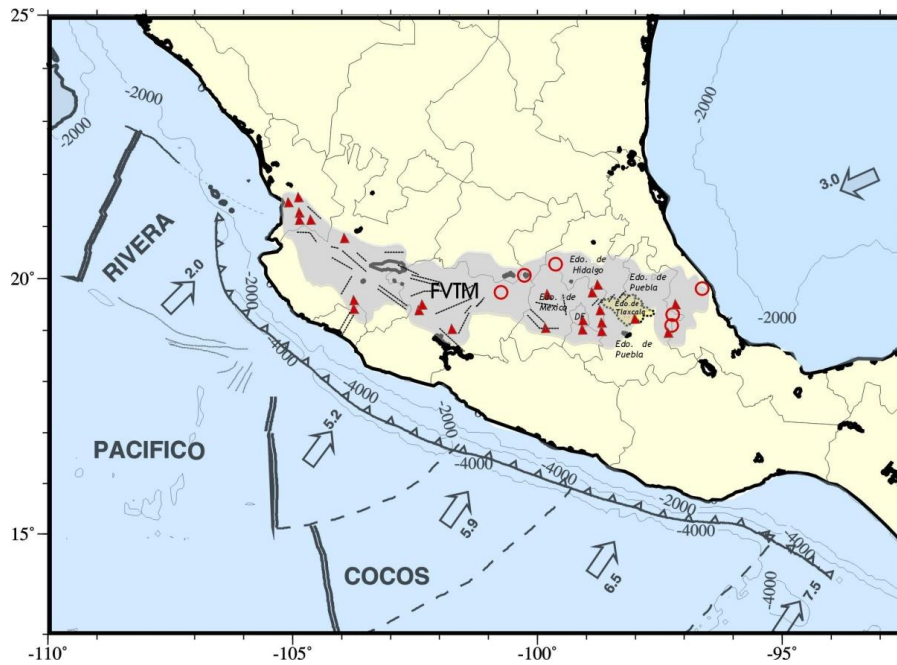


Figura 2.2 Faja Volcánica Mexicana.-Fuente: González-Pomposo y Valdés-González (1995).

2.1.1 Diagnóstico Sísmico del Estado de Tlaxcala

En este capítulo se presenta un estudio Geológico, mediante un diagnóstico de sismicidad que comprende la ubicación geográfica, zonificación sísmica, microzonificación de la capital del estado, contexto social y breve historia sísmica que respalda la conformación de la amenaza sísmica en Tlaxcala.

El Estado de Tlaxcala cuenta con 1,169,936 habitantes (INEGI, 2011) y se ubica en la parte central de la República Mexicana (19°44'N a 19°06'N y 97°38'O a 8°43'O) dentro de la Faja Volcánica Mexicana (Lermo, 2004).

Este territorio accidentado se caracteriza por la presencia de mesetas, lomeríos, llanuras, un cañón y el volcán La Malinche o Matlacueyatl, de 4,461 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.), como se puede observar en la figura 2.3.

En el Estado de Tlaxcala se han analizado los sismos registrados entre 1984 y 2004 con magnitudes ($M_d < 4.0$). ***“De esta sismicidad, casi el 70% está asociada con la actividad del Graben de Puebla”*** (Lermo, 2004).

Por las características sismotectónicas se presenta una zonificación sísmica, que consta de zonas de alta (I), media (II) y baja (III) sismicidad. La Zona I, la de mayor peligrosidad contiene las localidades con mayor densidad poblacional del Estado: Tlaxcala, Santa Ana Chiautempan, Contla y Apizaco, mostrando los principales sistemas de fallas que existen en esta región, como son las fallas Tlaxcala, Zacatelco, Huejotzingo y Tepeaca que se localizan, las dos primeras, al centro y sur del Estado de Tlaxcala, respectivamente; mientras que las otras dos en el Estado de Puebla. Otras fallas menores en longitud son: el Rosario, Acopinalco, Atotonilco, Alzayanca y Españita, todas con diversas orientaciones y localizadas en mayor número en el extremo norte de este Estado (Lermo, 2004).

Las características de la sismicidad se presentan en detalle mediante una propuesta de mapa de zonificación sísmica para el Estado de Tlaxcala y que sirve como herramienta para la evaluación del riesgo y prevención de daños que pudieran ocurrir debido a la generación de sismos futuros (Lermo, 2004).

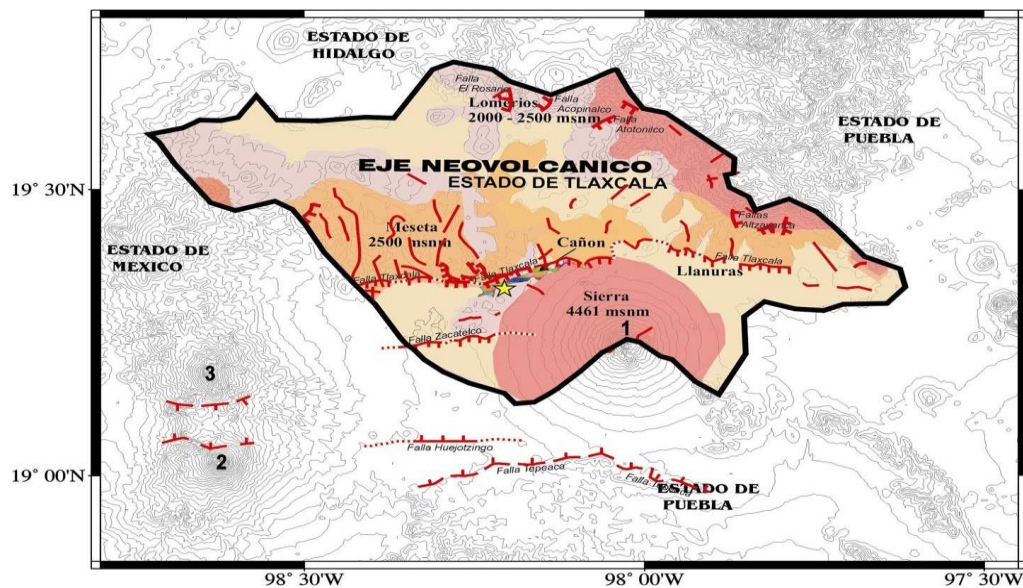


Figura 2.3 Mapa de la tectónica del Estado de Tlaxcala. Fuente: (Lermo: 2004).

En la figura 2.3 podemos observar los números 1, 2 y 3 que marcan la ubicación de los volcanes: La Malinche, Popocatepetl e Iztaccihuatl, respectivamente, las líneas rojas representan fallas y lineamientos.

En general, los sismos que afectan al Estado de Tlaxcala tienen su origen en tres fuentes sismogénicas:

La primera fuente es “el proceso de subducción, que es el proceso de hundimiento de una placa, en este caso, la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana” misma que da origen a los sismos de gran magnitud mayores de siete grados (Lermo, 2004).

La segunda fuente sismogénica la constituye “la deformación interna de la placa de Cocos subducida ó hundida”, esta fuente produce sismos de menor magnitud menores de siete grados, y frecuencia en comparación con la primera. El mecanismo focal de estos sismos obedece a una deformación de tipo extensional (Lermo, 2004).

La tercera fuente la constituye la “deformación cortical ó deformación de la corteza terrestre, debida a sistemas de fallas presentes en el Estado”. Esta fuente daría origen a sismos de magnitudes moderadas a pequeñas que producirían daños locales.

La información disponible sobre la ocurrencia de sismos en el Estado de Tlaxcala es escasa, debido a los pocos instrumentos instalados en dicho Estado. Es por ello que hasta la fecha no se conoce el potencial sísmico real del Estado de Tlaxcala.

Actualmente, el gobierno estatal a través de la Secretaría de Educación Pública del Estado (SEPE), atiende a nueve planteles que presentan daños menores en su infraestructura, ocasionados por los sismos registrados de enero a mayo de 2014, con la finalidad de garantizar las condiciones de seguridad de alumnos, docentes y personal administrativo. La Coordinación Estatal de Protección Civil (CEPC) y el Instituto Tlaxcalteca de Infraestructura Física Educativa (ITIFE), determinaron las instituciones que requieren de reparaciones ante estos eventos (ver tabla No.1).

Tabla No.1, Fuente: SEPE Tlaxcala (2014).

Centro Educativo	Nivel Educativo	Localidad	Municipio	Daño presentado
Cendi No. 2	Centro de desarrollo Infantil	Apizaco	Apizaco	Grietas en el piso de dos salones, en la pared del baño de niños y el patio central
Cendi No. 3	Centro de desarrollo Infantil	Apetatitlán	Apetatitlán	Fisuras leves en los edificios
Cendi No. 5	Centro de desarrollo Infantil	Huamantla	Huamantla	Se incrementó la fisura que presentaba el pasillo del edificio A, hundimiento en el adoquín de la entrada principal y del pasillo del edificio B.
Tecnica No. 36	Secundaria	Col. La Joya	Tlaxcala	Cuartheaduras en cuatro aulas
“Guillermo Gonzales Camarena”	Telesecundaria	Guadalupe Tlachco	Santa Cruz Tlaxcala	Cuartheaduras en aulas
“Benito Juárez”	Primaria	San Antonio Mazapa	Calpulalpan	Desperfectos en la barda perimetral que divide la escuela con otra propiedad
“20 de Noviembre”	Primaria	Francisco Villa	Sanctorum	Cuartheaduras de paredes y en sala de cómputo
“Luis G. Salamanca”	Primaria	Tlaxcala	Tlaxcala	Levantamiento de piso en seis salones
“Cuamanco”	Primaria	Ranchería de Lima	Huamantla	Cuartheaduras de muros y techos de aulas,

2.1.2 Estudios sismológicos y de peligro sísmico en el Estado de Tlaxcala

Los sismos se distribuyen de manera irregular en todo el Estado de Tlaxcala; sin embargo, es posible identificar la presencia de 5 grupos de sismos con diferentes características (grupos de la A la E), (Lermo, 2004).

Los sismos del Grupo A ocurrieron únicamente entre septiembre y diciembre de 1984; por lo que pueden ser considerados como un enjambre sísmico asociado posiblemente al sistema de la falla Tlaxcala, (Lermo, 2004).

El grupo B se localiza al oeste del estado de Tlaxcala, esta actividad sísmica también podría asociarse al sistema de falla Tlaxcala, el mecanismo focal

compuesto corresponde a una falla normal con planos nodales u órbitas orientados en dirección Noroeste –Suroeste, (Lermo, 2004).

El grupo C considera todos los sismos distribuidos de manera irregular en los alrededores del volcán La Malinche, estando el mayor número de sismos localizados sobre la Falla Tlaxcala y la Falla Zacatelco, (Lermo, 2004).

El Grupo D se ubica en el extremo Norte del estado de Tlaxcala con una aparente alineación de los sismos en dirección Norte-Suroeste; sin embargo, no se observa relación con algún elemento tectónico local, (Lermo, 2004).

Por último, los sismos del Grupo E se distribuyen de manera dispersa en el extremo Sureste del estado de Tlaxcala. El mecanismo focal o registros simples para este grupo corresponde a una falla normal con planos orientados en dirección Noreste-Suroeste y buzamiento con orientaciones del orden de 40°, probablemente asociado con el extremo sur del Graben de Puebla.

Estas observaciones sugieren que en el Estado de Tlaxcala, los procesos de deformación cortical son debidos a la presencia de esfuerzos extensionales con ejes principales orientados en dirección Noreste-Sureste y Este-Oeste, asimismo, estos resultados pondrían en evidencia que la región centro y sur del Estado de Tlaxcala está dominada por el Graben de Puebla cuyo rumbo es Este-Oeste, (Lermo, 2004).

2.1.3 Zonificación Sísmica del Estado de Tlaxcala.

De acuerdo con las características de la sismicidad local y geotectónicas presentes en el Estado de Tlaxcala, Lermo (2004) propone un mapa de Zonificación Sísmica para dicho Estado.

En general, el Estado de Tlaxcala puede ser dividido en zonas de alta, media y baja sismicidad, tal como se observa en la figura 2.4. La zona I, de alta sismicidad, se ubicaría en la región centro y sur del estado, en esta zona se encuentran las ciudades más importantes por su densidad poblacional como lo es la ciudad de

Tlaxcala (capital del Estado), Santa Ana Chiautempan, Contla y Apizaco; la zona II, de sismicidad media, se localiza al Norte del estado y; la zona III, de baja sismicidad, considera las áreas en las cuales no se habrían producido sismos, (Lermo, 2004).

El mapa de Zonificación Sísmica propuesta es preliminar debido a que la información sísmica utilizada en este estudio no es representativa del potencial sísmico del Estado de Tlaxcala.

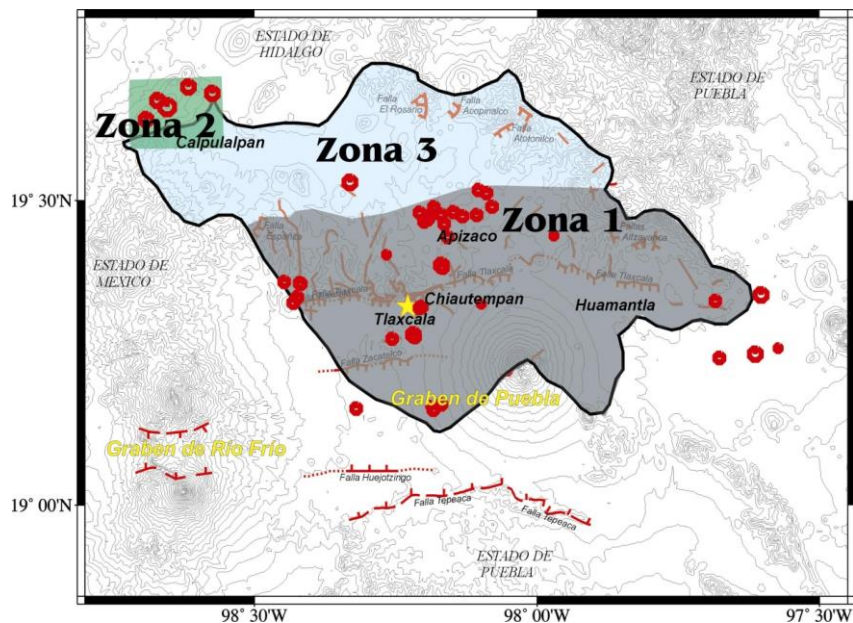


Figura 2.4 Zonas sísmicas en el estado de Tlaxcala. Fuente; (Lermo 2004)

2.1.4 Reglamentación Sísmica del Estado de Tlaxcala.

En el Estado de Tlaxcala se han dedicado esfuerzos para tratar de caracterizar la sismicidad local y regional de algunas zonas, entre estos se encuentran los trabajos realizados por Lermo y Bernal (2006). Estos estudios permitieron, en términos preliminares, la caracterización de la sismicidad local del Estado y evaluación de los efectos de sitio en la Ciudad de Tlaxcala. Por otra parte, a principios del mes de febrero de 2010 se inician los estudios sismológicos y de peligro sísmico que permitirán, en una etapa posterior, el desarrollo de las Normas Técnicas

Complementarias para Diseño por Sismo de Construcciones convencionales en el Estado de Tlaxcala, gracias al financiamiento del Instituto Estatal de Protección Civil.

De acuerdo con Ley de la Construcción del Estado de Tlaxcala vigente (Ley de Construcciones del Estado de Tlaxcala.-Decreto 209 diciembre 2013):

Artículo 9. *Corresponde a la Secretaría de Obras Públicas, Desarrollo Urbano y Vivienda del Estado:*

I. Elaborar y revisar los proyectos de las normas técnicas y reglamentos derivadas de esta Ley y verificar la debida congruencia de éstas con los planes y programas de Obras y Desarrollo Urbano Estatal y Municipal, así como enviarlos al Titular del Ejecutivo para su aprobación y publicación correspondiente;

Artículo 13. *Las normas técnicas se dividirán en:*

I. Construcción de obras: civiles, industriales, agroindustriales, hidráulicas, sanitarias, de riego, aeroportuarias, viales, ferroviarias, de transmisión de energía, de radio comunicación;

II. Seguridad estructural, y

III. Las demás que resulten necesarias para la debida regulación de los aspectos técnicos de las construcciones.

Artículo 14. *Las normas técnicas se revisarán y deberán ser objeto de actualización cuando las condiciones tecnológicas de los materiales y procedimientos de construcción lo ameriten. En la elaboración y actualización de las normas técnicas podrán participar los colegios de profesionales y las cámaras y/o asociaciones de industriales relacionadas con la construcción, debidamente acreditadas ante la Comisión de Asistencia Técnica Institucional.*

Por lo que a la fecha no se cuenta con normas técnicas, de acuerdo al Art. 13 de la Ley de Construcciones del Estado de Tlaxcala, y la Comisión de Asistencia Técnica Institucional aún no se ha constituido debido a que en el Art. 15 de la misma Ley menciona “tener registro vigente de Director Responsable de Obra” y la mayoría no

cumple con el perfil para obtenerlo en el caso principal del inciso II del mismo Artículo. Además de que los colegios de Profesionistas actualmente no se encuentran incorporados en esta comisión, debido a lo contradictorio del artículo séptimo transitorio ya que no se cuenta en el Estado con un área que otorgue la acreditación de estar debidamente constituidos conforme a la Ley de Profesiones del Estado de Tlaxcala.

Es prioridad establecer las normas de diseño sísmico para fijar las políticas que disminuyan el impacto social, económico y humano del desastre que genera un fenómeno sísmico y poder contar con un reglamento de construcciones propio de la entidad, pues el que rige es una adaptación del que utiliza el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Tlaxcala es una zona de temblores debido a que está asentada en el eje volcánico que procede desde Tepic hasta Veracruz, y está construida alrededor de los derrames del volcán Malinche, cuenta con suelos "suelos", producto de zonas inestables alrededor del río Zahuapan o los restos de la laguna de Acuitlapilco. "No contar con un reglamento adecuado sólo genera construcciones peligrosas y vulnerables".

2.2 TEORÍAS SOBRE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así, un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla.

El desarrollo de las teorías y técnicas para el análisis de confiabilidad de componentes, equipos y sistemas ha estado asociado con el desarrollo de tecnologías complejas y de alto riesgo, tales como la aeronáutica, militar y nuclear.

Hasta principios de los años 60's los estudios teóricos y prácticos sobre confiabilidad eran realizados fundamentalmente en los Estados Unidos y la Unión Soviética. En esta década los estudios se extendieron hacia otros países y también hacia otras tecnologías. Además, tuvo lugar un gran desarrollo de los fundamentos y de los conceptos teóricos relacionados con la confiabilidad, y se produce la consolidación de la Teoría de la Confiabilidad. En esta época se expuso por primera vez una teoría matemática de la confiabilidad (Barlow y Proschan (1964, 1975) y Gnedenko et al. (1965)).

2.2.1 Principios Básicos de la Teoría de la Confiabilidad

El campo de aplicación de la Teoría de la Confiabilidad se amplía constantemente. Todos los sistemas de ingeniería, simples y complejos, pueden beneficiarse de la aplicación integrada de los conceptos de esta teoría en sus fases de planeación, diseño y operación.

Un aumento de la confiabilidad conlleva, en general, el aumento a corto plazo de los costos. Pero este aumento de la confiabilidad puede revertirse en ganancia en un plazo mayor, y puede significar, por otra parte, una disminución de riesgos para la salud y la vida de las personas, y para el medio ambiente. Ahora, el aumento de los costos debe compensarse con la disminución del riesgo, es decir, se debe establecer una adecuada relación entre el costo y el beneficio que se obtendrá, con el fin de no exagerar ni escatimar las provisiones de seguridad.

El objetivo del análisis de confiabilidad estructural es determinar la probabilidad de falla de estructuras tomando en consideración las incertidumbres asociadas con las resistencias y cargas. La respuesta de una estructura se evalúa por medio de modelos basados en datos estadísticos recopilados previamente. La teoría de confiabilidad estructural toma como base el modelo probabilístico de estas incertidumbres y provee los métodos para la cuantificación de la probabilidad de que las estructuras no cumplan con la función para la que fueron diseñadas.

2.2.2 Modelación de Incertidumbres.

Existen tres tipos de incertidumbres asociadas con el cálculo de la confiabilidad estructural, las físicas, las estadísticas y las de modelo.

1) Las incertidumbres físicas están asociadas con la variabilidad de la carga impuesta, la geometría de la estructura y las propiedades del material.

2) Las incertidumbres estadísticas son dependientes de la cantidad de datos disponibles para el análisis y se incrementan cuanto mayor es la ausencia de información. En la mayoría de los casos la modelación probabilística de las incertidumbres involucradas en el problema se hace asignándoles una función de probabilidad con parámetros de distribución estimados del análisis de la información recopilada y/o en base a la información subjetiva o a la experiencia pasada. Estos parámetros son dependientes de la cantidad de datos recopilados. Además, influye también el modelo matemático elegido para ajustar los datos observados, ya que la aceptación del modelo proviene de una prueba de bondad de ajuste con un adecuado nivel de significancia. Por otro lado, al usar dicho modelo matemático en el cálculo de la confiabilidad estructural, podría suceder que el punto de falla más probable tenga sus coordenadas en las colas de la distribución, donde hay muy poca información y donde la probabilidad de falla es muy sensitiva (ver Figura 2.5).

3) Las incertidumbres del modelo se deben a la idealización usada en el modelo matemático para calcular el comportamiento real de la estructura y son el resultado de las simplificaciones realizadas, de las condiciones de borde desconocidas y de los efectos desconocidos de otras variables y sus interacciones, las cuales no están incluidas en el modelo.

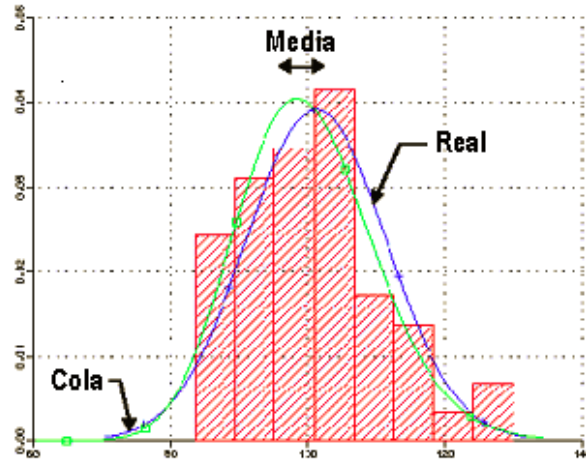


Figura 2.5 Fuentes de incertidumbre estadística

Los modelos probabilísticos que aquí se presentan se emplean para generar estructuras simuladas mediante el método de Monte Carlo.

De acuerdo con esto, para tomar en cuenta la incertidumbre en las propiedades estructurales se emplea la metodología que se puede ver con detalle en el trabajo de Alamilla (2001); considerando:

- a) *Cargas Vivas.*
- b) *Cargas muertas.*
- c) *Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado.*
- d) *Incertidumbre en la resistencia a compresión de concreto en la estructura.*
- e) *Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto en la estructura.*
- f) *Incertidumbre en el módulo tangente del concreto, E_c .*
- g) *Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo.*
- h) *Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal.*

2.2.3 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado

En la práctica de ingeniería es importante caracterizar en forma adecuada a la rigidez de los elementos de concreto reforzado, pues de esta depende la estimación del periodo de la estructura. El periodo de la estructura es un variable que afecta significativamente el comportamiento estructural y el nivel de fuerzas laterales de diseño. En general, se utiliza a la sección bruta para determinar la rigidez y periodo estructural.

Lo anterior no siempre es válido, ya que los niveles de intensidad sísmica afectan el nivel de agrietamiento de los elementos y con ello se disminuye la sección transversal efectiva, (Ismael, 2003).

En este trabajo, los coeficientes de rigidez de cada elemento se calculan de acuerdo con el planteamiento propuesto por Alamilla (2001), este planteamiento utiliza el método del trabajo virtual para obtener los coeficientes de rigidez a partir de las rigideces a flexión, $EI \rightarrow M_y$ y Φ_y son respectivamente, el momento y curvatura de fluencia en una sección transversal. Además, se considera que la longitud del elemento se discretiza en siete segundos contiguos, dos de ellos de rigidez infinita cuyas longitudes dependen de las características geométricas de los elementos de los elementos en los extremos. Estos dos segmentos representan la zona rígida en las uniones viga-columna. La rigidez de cada segmento restante se considera invariable a lo largo del mismo y se obtiene del diagrama momento-curvatura de una sección transversal típica en el segmento, cuyas propiedades geométrica y mecánicas se consideran como variables inciertas, (Ismael, 2003).

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto utilizado en el cálculo de los diagramas momento-curvatura, es el propuesto por Mander, *et al.* (1988), y para caracterizar el comportamiento del acero se toma el modelo de Rodríguez y Botero (1996). Se considera que cada lecho de acero posee una curvatura esfuerzo-deformación, la cual se obtiene por simulación de Monte Carlo.

En trabes se considera la influencia de la losa por medio del ancho equivalente, que es el del orden de un cuarto de las longitudes de los claros adyacentes a la sección transversal de interés (Paulay y Priestley, 1992). La participación de la losa se toma en cuenta tanto a tensión como a compresión.

2.2.4 Criterios para determinar las relaciones momento rotación en los elementos de concreto reforzado.

Con el propósito de estimar la respuesta no lineal y la capacidad de deformación de una estructura es necesario determinar las curvas que relacionan el momento y la rotación de los elementos de concreto reforzado, estas curvas son obtenidas a partir de los diagramas momento curvatura para cada una de las secciones que se seleccionan a lo largo de la longitud del elemento. Para conocer los diagramas momento curvatura anteriores, se supone que por el efecto del sismo cada elemento estructural presenta un diagrama de momentos que varía en forma lineal en su longitud, y que este diagrama es antisimétrico con respecto al punto de inflexión localizado al centro del claro del elemento. De esta forma, se calcula la curvatura en cada sección y se determina por equilibrio el momento asociado. Posteriormente se determina la rotación en el extremo del elemento, integrando las curvaturas correspondientes, (Ismael, 2003).

Para caracterizar el modelo de comportamiento histerético, que se describe más adelante, se requieren conocer los valores del momento y la rotación asociados con la fluencia, M_y y θ_y , así como los asociados con la falla M_F y θ_F , respectivamente. Estos valores se calculan utilizando el criterio descrito en el párrafo anterior y haciendo un ajuste bilineal de la curva momento-rotación obtenida, (Ismael 2003).

2.2.5 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura.

Para determinar la capacidad última del sistema estructural, en este trabajo se toma a la distorsión del sistema Ψ_c , como indicador de la respuesta que describe la capacidad del sistema. Esta variable se define como la relación entre el desplazamiento máximo en la azotea y la altura del sistema. Este desplazamiento es el asociado con el cortante basal máximo, ambos obtenidos de la curva de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias, (Ismael, 2003).

Los niveles de rotación de un elemento de concreto reforzado son dependientes, de igual forma, de los niveles de deformación del acero y el concreto. La capacidad de rotación a la fluencia se asocia por lo general a la deformación de fluencia del acero de refuerzo, mientras que la capacidad de rotación última es asociada a la deformación última del concreto. En este trabajo se caracteriza el comportamiento del acero de acuerdo con el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), y para el concreto se utiliza el modelo de Mander et al. (1988). En el modelo de comportamiento del concreto se hace énfasis en la forma en que debe determinarse el valor de la deformación última del concreto a compresión, la cual corresponde a la primera fractura que ocurre en alguno de los estribos que confinan el núcleo de concreto, Scott et al. (1982); con esta idea, Mander et al (1988), proponen un método teórico basado en una aproximación de equilibrio de energía para calcular la deformación longitudinal última del concreto, (Ismael, 2003).

2.2.6 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado.

Se han realizado varios esfuerzos para tratar de caracterizar en forma adecuada el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado atendiendo su rigidez, resistencia y capacidad de deformación, entre ellos se encuentra el modelo

de Wang y Shah (1987), que considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos, los cuales dependen de la amplitud máxima y del número de ciclos experimentados por el miembro, (Ismael, 2003).

En este trabajo se utiliza el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997), que considera el deterioro de la rigidez y la resistencia con base en un índice de daño, ε , que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión, las amplitudes se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado, D. Las expresiones que describen a D y ε son las siguientes:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (2.2)$$

Aquí α es una constante de ajuste que toma un valor igual a 0.0671 y ε varía de 0 a 1. θ y θ_F , se definen más adelante.

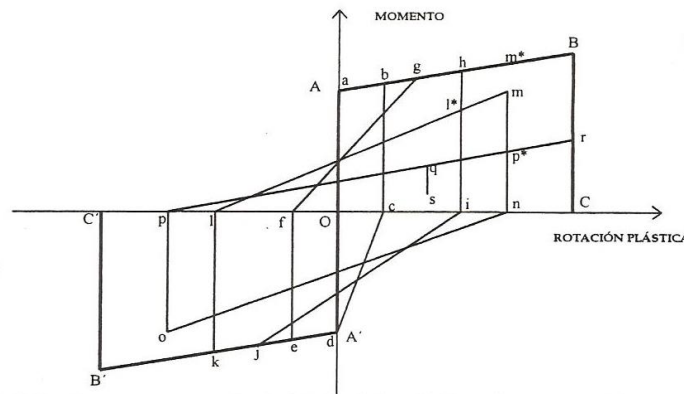


Figura 2.6 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado. (Tomada de Ismael, 2003).

En el modelo descrito con anterioridad, se considera que el deterioro y el daño se concentran en los extremos del elemento, siendo el daño máximo el que corresponde a la formación de una articulación plástica.

En el desarrollo del modelo (Fig. 2.6) se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto A y de falla, punto B, es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformaciones es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = Ip(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.3)$$

$$\theta_F = Ip(\theta_F - \theta_y) \quad (2.4)$$

Aquí, θ es la rotación plástica; θ_F , es la rotación asociada a la falla; Ip , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y ϕ_y , ϕ y ϕ_F , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

2.2.7 Funciones de estados límite y variables básicas.

Una variable básica es toda aquella cantidad involucrada y reconocida como fundamental en el cálculo de un estado límite. En el análisis de la confiabilidad, significa cuáles cantidades deben ser modeladas como variables aleatorias y cuáles deben ser modeladas como parámetros determinísticos.

Un estado límite es un evento predefinido, cuya ocurrencia debe evitarse para asegurar el adecuado comportamiento de la estructura. Se presume que es posible representar dicho evento a través de un modelo matemático y calcular de este modo su probabilidad de ocurrencia. Para un elemento estructural para el cual la capacidad C es modelada como una variable aleatoria, y sujeta a una demanda D , también aleatoria, la función que representa dicho estado límite será simplemente:

$$G(X) = C - D \quad (2.5)$$

donde C y D son funciones de las variables aleatorias denotadas como $X = (X_1, \dots, X_n)$. Estas n variables aleatorias en X son conocidas como variables básicas, y pueden representar las incertidumbres físicas, las estadísticas y las de modelo. La capacidad y la demanda, por ende, son cada una función de las variables básicas aleatorias.

La función del estado límite o función falla está definida de tal modo que los valores positivos de $G(X)$ corresponden a situaciones seguras, y los negativos a situaciones de falla. Es importante notar que la superficie de falla no define una función de falla única, ya que dicha superficie puede ser descrita por varias funciones de falla equivalentes. Por lo tanto, cuando es posible, es conveniente utilizar funciones de falla diferenciables para facilitar el trabajo de los procedimientos implementados con el fin de calcular la confiabilidad. En confiabilidad estructural la función de falla usualmente resulta del análisis mecánico de la estructura.

2.2.8 Confiabilidad estructural y probabilidad de falla.

El criterio de confiabilidad estructural se expresa normalmente en términos de ecuaciones de estados límite, $G(X)$, también llamados eventos de falla, F :

$$F = \{G(X) < 0\} \quad (2.6)$$

La probabilidad de que sucedan eventos F está dada por la probabilidad de que la demanda D supere a la capacidad C de la estructura:

$$P = P(C - D < 0) = P(C < D).F \quad (2.7)$$

La demanda impuesta o los efectos de las cargas, D , en una estructura, y la capacidad o resistencia, C , de la misma para un evento determinado, se podrían representar por dos curvas de distribución de probabilidad como se muestra esquemáticamente en la Figura 2.7.

Asumiendo que la capacidad, C y la demanda, D son independientes, (lo cual es aproximadamente cierto para el caso en el que las cargas son estáticas), existirá siempre la posibilidad, aunque sea muy pequeña, de que $C < D$ y la estructura falle. Por el contrario, si $C > D$, la estructura es segura.

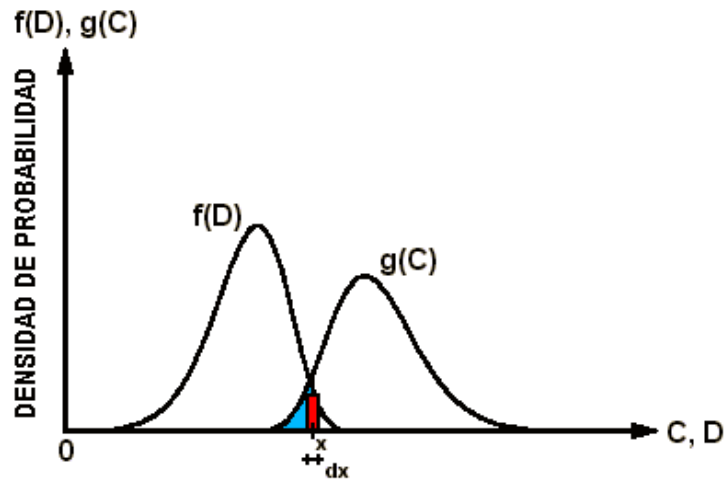


Figura 2.7 Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en dos dimensiones.

El cálculo de la probabilidad de falla se puede efectuar resolviendo la siguiente integral:

$$P = P(\text{falla}) = P(C < D) =$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} P(C < x) \cdot P(x < D < x + dx) dx = \int_{-\infty}^{\infty} f(D) \cdot g(C) dx \cdot F \quad (2.8)$$

La integral anterior calcula la probabilidad de que sucedan aquellos valores x en los que la capacidad C es menor a la demanda D , de tal modo que la falla sucede. En la figura 2.7, el valor de dicha probabilidad corresponde al área sombreada en celeste. Se requiere mencionar sobre la forma que adoptan las funciones de distribución de C y D .

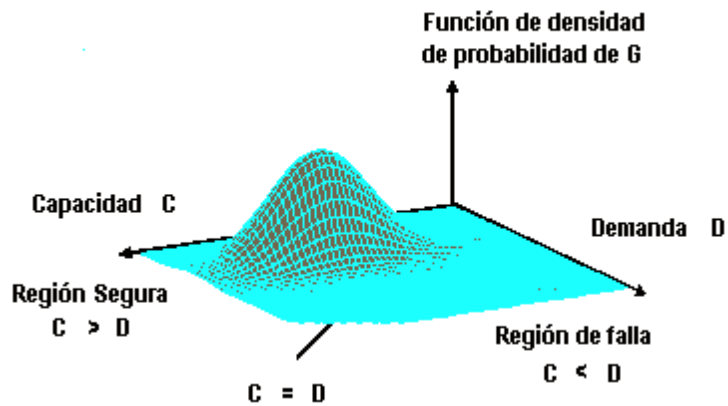


Figura 2.8. Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en tres dimensiones.

La función de densidad de probabilidad G ilustrada en la Figura 2.8, se representa como una integral de volumen en la región de falla, es sin embargo, muy difícil de resolver y por lo tanto las aproximaciones numéricas resultan adecuadas y eficientes. Varios métodos para la solución de dicha integral han sido propuestos, incluyendo técnicas de integración numérica, simulación MonteCarlo y procedimientos de cálculo de confiabilidad de primer y segundo orden. Las técnicas de integración numérica se vuelven ineficientes al incrementarse las dimensiones del vector X y son por lo general ineficientes.

2.2.9 Métodos aproximados de cálculo de la confiabilidad.

Como se ha visto en la sección anterior, la probabilidad de falla puede ser obtenida al calcular la probabilidad de que $G < 0$. Sin embargo, el hecho de que muchas variables aleatorias estén involucradas, hace que este cálculo requiera de la implementación de la función de densidad de probabilidad de la función G y una integración múltiple sobre la región de falla en la que $G < 0$. Este procedimiento exacto rara vez puede ser aplicado dado que la función de densidad de probabilidad de G es desconocida y además es difícil de obtener.

Alternativamente, la probabilidad de falla puede ser estimada por una simulación computarizada que modele la aleatoriedad de las variables básicas, que calcule el valor de G y que calcule el número de veces en los que G resultó menor que 0. Normalmente dichos procedimientos son fáciles de implementar, pero costosos de ejecutar, dado el gran número de iteraciones que se deben correr con el fin de estimar bajas y correctas probabilidades de falla. Este procedimiento se conoce con el nombre de Simulación MonteCarlo. Este método supone que se dispone de una forma de asignar valores a las variables aleatorias haciendo una selección al azar. Para cada selección el valor de G se calcula solo su signo. Si se repite el proceso N veces, y de estas, G fue negativo Nf veces, la probabilidad de falla podría ser estimada como la frecuencia:

$$Pf = \frac{Nf}{N} \quad (2.9)$$

Como una segunda alternativa, otros métodos aproximados han sido desarrollados con la finalidad de estimar la probabilidad de falla. Estos métodos conocidos como procedimientos FORM/SORM (*First Order* o *Second Order Reliability Methods*), son basados en el cálculo de un índice de confiabilidad, β , del cual la probabilidad de falla Pf , puede ser estimada usando la función de densidad de probabilidad normal $\Phi(\cdot)$:

$$Pf = \Phi(-\beta) \quad (2.10)$$

A continuación se muestra la teoría básica que conduce a la simplificación del cálculo de la probabilidad de falla a través del cálculo del índice de confiabilidad.

Se conoce que la función del estado límite $G(X)$ es una función de las variables básicas aleatorias definida como sigue:

$$G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.11)$$

Es conveniente definir nuevas variables X_i , normalizadas, al transformar la variable X_i original de acuerdo a:

$$X_i = \frac{X_i - \bar{X}_i}{\sigma_{X_i}}; i = 1, 2, \dots, n \quad (2.12)$$

Donde \bar{X}_i es la media de X_i y σ_{X_i} es la desviación estándar. El índice de confiabilidad β es la distancia mínima entre el origen y la superficie del estado límite $G(X) = 0$ como se ilustra en la Figura 2.7 para el caso de dos variables X_1 y X_2 . Esta interpretación geométrica de β permite el desarrollo de algoritmos iterativos para calcular su valor.

Para ilustrar el cálculo de β consideraremos el caso fundamental en que la función de falla es lineal de las variables básicas aleatorias X_1 y X_2 , es decir, la capacidad y la demanda son cada una funciones de una sola variable:

$$G(X) = X_1 - X_2 \quad (2.13)$$

X_1 y X_2 son llamadas variables aleatorias básicas del problema. Supongamos que ambas tienen sus correspondientes estadísticas como sigue:

\bar{X}_1 Valor medio de X_1

σ_1 Desviación estándar de X_1

\bar{X}_2 Valor medio de X_2

σ_2 Desviación estándar de X_2

y que ambas tienen distribuciones normales y no-correlacionadas. Por lo que es conveniente usar variables normalizadas como sigue,

$$X_1 = \frac{X_1 - \bar{X}_1}{\sigma_{X_1}} \quad (2.14)$$

$$X_2 = \frac{X_2 - \bar{X}_2}{\sigma_{X_2}} \quad (2.15)$$

Con lo cual se logra que X_1 y X_2 tengan un valor medio igual a 0 y una desviación estándar igual a 1.

Debe notarse que X_1 y X_2 aún son *normales no-correlacionadas* debido a que estas propiedades no se pierden con la transformación lineal. Las variables X_1 y X_2 , debido a que tienen cero valor medio y desviación estándar igual a 1, se llaman *variables normales estándar*.

La función de falla $G(X)$ resulta en términos de X_1 y X_2 ,

$$G(X) = \bar{X}_1 + \sigma_1 \cdot X_1 - \bar{X}_2 - \sigma_2 \cdot X_2 \quad (2.16)$$

De donde vemos que la región de falla está identificada por aquellos valores X_1 y X_2 que satisfacen:

$$X_2 > \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma_2} + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} X_1 \quad (2.17)$$

Entonces, la zona de falla es el área achurada en la Figura 2.9., cuando X_2 está por encima de la línea $A-B$. Es decir, la probabilidad de falla es igual a la probabilidad de que valores de X_1 y X_2 caigan dentro de la región por sobre la recta $A-B$. Los puntos de esta recta corresponden a $G = 0$. El punto O en el origen de las coordenadas $X_1 - X_2$, corresponde al caso en el que las variables básicas X_1 y X_2 toman un valor igual a su promedio y por eso el punto O es conocido como *punto promedio*. En la Figura 2.9 el punto O pertenece a la zona segura, pero esto no es cierto para todos los casos. La figura 2.9 también muestra los ejes de coordenadas y_1 y y_2 , obtenidos de la rotación de los ejes $X_1 - X_2$ hasta que y_2 es perpendicular a la superficie de falla $A-A$.

Si se transforma las coordenadas $X_1 - X_2$ en la Figura 2.9 a las coordenadas $y_1 - y_2$ obtenidas por rotación, se obtiene:

$$y_1 = X_1 \cdot \cos\alpha + X_2 \cdot \sen\alpha \quad (2.18)$$

$$y_2 = -X_1 \cdot \text{sen}\alpha + X_2 \cdot \text{cos}\alpha \quad (2.19)$$

Esta transformación es muy útil porque permite identificar la región de falla de una forma muy simple:

Falla si $y_2 > \beta$

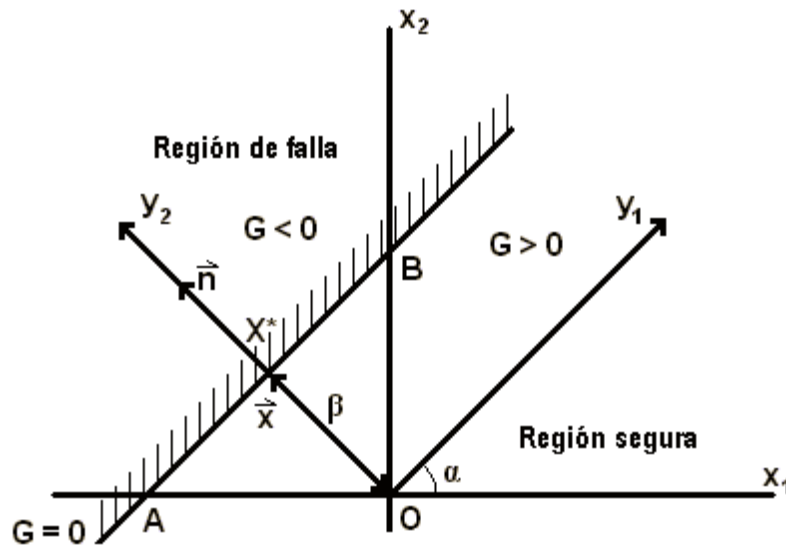


Figura 2.9 Zona de falla, $G = X_1 - X_2$

Donde β en la Figura 2.9, es la distancia entre el origen O y el punto X^* en la recta $G = 0$. Por ser perpendicular a la recta, es la “*mínima distancia entre el origen y la recta $G = 0$* ”. La distancia β es llamada también *índice de confiabilidad*. Se debe notar que la determinación de este índice es completamente geométrica. Debido a esto, puede ser obtenido por algoritmos que calculan tal distancia mínima y generalmente estos son muy rápidos. El punto X^* en la superficie del estado límite, más cercano al origen, es conocido también como *punto de diseño* o *punto que resulta en la combinación más probable de falla*.

Debido a que la combinación lineal de dos variables normales estándar y a que estas no están correlacionadas y_2 es también normal estándar. Debido a esto, la probabilidad de falla está dada por:

$P = \text{Probabilidad } (y_2 > \beta)$

La distribución probabilística de variables normales estándar está bien establecida.

La Figura 2.10 muestra esta distribución. Las probabilidades se calculan definiendo áreas bajo la curva, la cual se extiende desde $-\infty$ a $+\infty$. El área total bajo la curva es igual a 1.0. La probabilidad de falla es entonces el área sombreada en la extremidad derecha de la curva, por simetría esta área es también igual a la obtenida en la extremidad izquierda:

$P = \text{Probabilidad } (y_2 > -\beta)$; o, $P = \Phi(-\beta)$

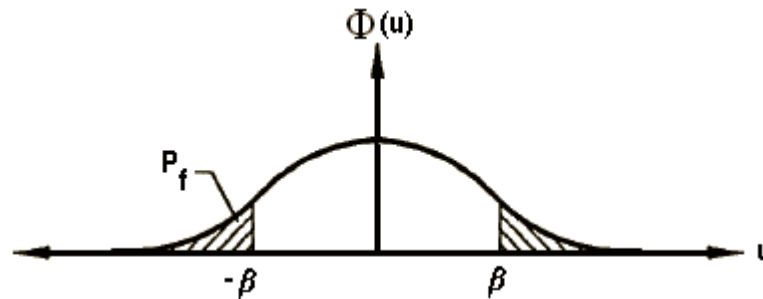


Figura 2.10. Ilustración del índice de confiabilidad y la probabilidad de falla. Φ es la función de densidad normal estándar.

En la Figura 2.9 también se muestra el vector x , con sentido de O a X^* y longitud β , entonces:

$$\beta^2 = X_1^2 + X_2^2 \quad (2.20)$$

Si se calculan las derivadas de β con respecto a X_1 y X_2 :

$$\frac{d\beta}{dX_1} = \frac{X_1}{\beta} = n_1 \quad (2.21)$$

$$\frac{d\beta}{dX_2} = \frac{X_2}{\beta} = n_2 \quad (2.22)$$

donde n_1 y n_2 son las componentes del vector unitario n en la Figura 2.9. Se nota que las componentes de este vector dan las derivadas del índice de confiabilidad con respecto a las variables X_1 y X_2 , ó que sensible es β con respecto a cada variable. Los coeficientes n_1 y n_2 (en general, las componentes del vector unitario n) se llaman coeficientes de sensibilidad, y son muy útiles en el análisis. Estos coeficientes son en valor absoluto, todos menores que 1.0. Los coeficientes de sensibilidad dan una idea de que variables son menos importantes en la función de falla, y correspondientemente, requieren menos información.

El cálculo de la probabilidad de falla P_f es exacto si todas la variables involucradas son normalmente distribuidas y si la función G es lineal. Por lo general, las variables no son normalmente distribuidas y la función G tampoco es lineal. Una ventaja de los procedimientos FORM/SORM es que introducen transformaciones apropiadas para convertir todas las variables en normalmente distribuidas. Por esto, la estimación de la probabilidad de falla P_f está influenciada solamente por la no linealidad de la función G .

Debido a las limitantes que se presentan para utilizar los conceptos de la teoría de confiabilidad, en condiciones de la práctica se debe optar por otros procedimientos. Por lo que en este trabajo se usarán criterios como los que se describen en el capítulo IV para establecer los niveles de confiabilidad de los edificios analizados.

CAPITULO III. CASO DE ESTUDIO Y APLICACIÓN

3.1 CASO DE ESTUDIO

La Ciudad de Apizaco se localiza entre los 19° 25' - 19° 20' de latitud norte y 98° 10'– 98° 5' de longitud oeste con una altura promedio de 2 380 metros sobre el nivel del mar. La ciudad limita al norte con el Municipio de Tetla de la Solidaridad, al oriente con Xaloztoc y Tzompantepec, al poniente con Muñoz de Domingo Arenas y Yauquemecan y al Sur con los municipios de Amaxac de Guerrero y Santa Cruz Tlaxcala. Datos del Instituto Nacional de Estadística, Geográfica e Informática (INEGI 2011) indican que el Municipio comprende una extensión territorial de 45.5 kilómetros cuadrados, lo que representa el 1.20% del territorio del estado.

3.1.1 Descripción de la ubicación de la zona del estudio

El marco geológico de Apizaco se caracteriza por dos hechos principales, por un lado la secuencia litológica está formada por rocas basálticas (lavas y pocas cenizas) superficiales más bien competentes que descansan sobre las secuencias lacustres del Plioceno (arcillas, tobas arcillosas, travertinos y pocas lavas) en general poco competentes; por otro lado los rasgos tectónicos detectados evidencian fallas orientadas NW-SE (fosa Pachuca-Apizaco) y fracturas orientadas SW-NE que alinean conos cineríticos recientes; lo cual debe regir la sismicidad y el comportamiento del suelo de Apizaco al encontrarse en una zona tectónicamente activa en el Eje Neovolcánico Transmexicano. En la figura 3.1 se muestra la geología del Municipio de Apizaco según Mooser et al., (1996).

El Municipio de Apizaco, Tlaxcala, cuenta con 168 escuelas de todos los niveles educativos desde los CENDIS hasta el nivel Superior y Posgrados. Es importante resaltar que la población de las escuelas educativas, las edades de los estudiantes fluctúan entre los 4 y 15 años (INEGI 2011). Por lo que representaría un riesgo

mayor en un evento sísmico que se reflejaría en la vulnerabilidad de las construcciones escolares de nivel básico.

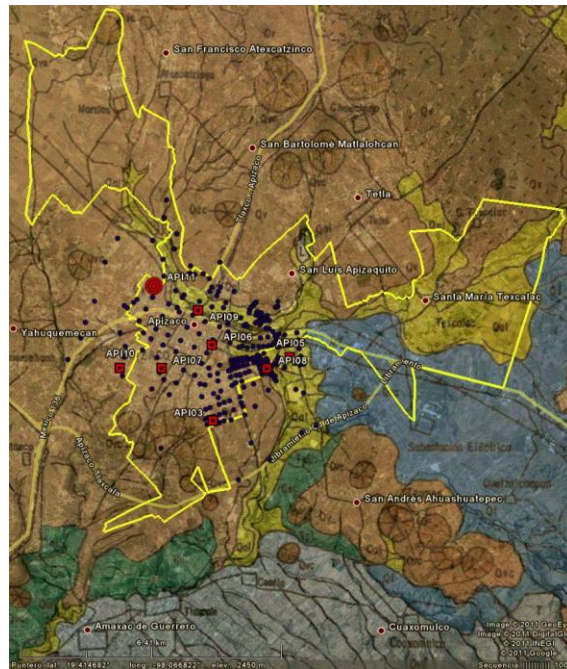


Figura 3.1 Geología del municipio de Apizaco (Mooser et al., 1996).

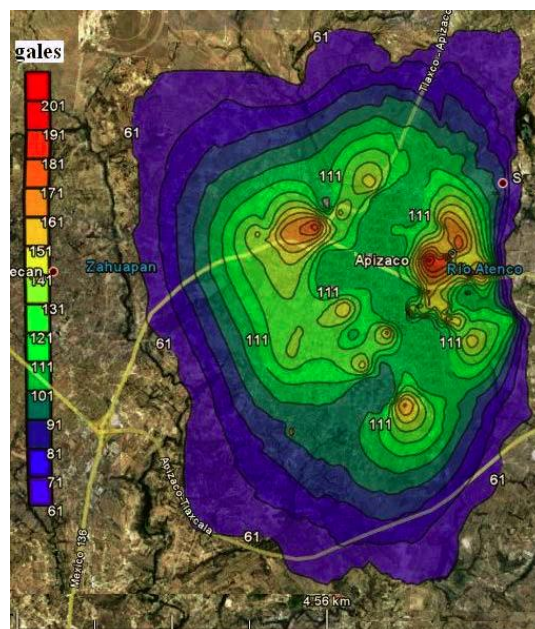


Figura 3.2 Propuesta del mapa de aceleraciones máximas del terreno, estimadas para el sismo del 15 de junio de 1999 (Mw7.0), considerando que el epicentro se localiza en la zona urbana del Municipio de Apizaco, Tlaxcala. (Ismael et al; 2011)

En la figura 3.2 se presenta el mapa que muestra la distribución de las aceleraciones máximas del terreno, estimadas para el sismo del 15 de junio de 1999 (Mw 7.0). De la misma figura se observa que la máxima aceleración del terreno es del orden de 200 gales y esta se encuentra distribuida principalmente en la Zona 3 (zona baja).

3.1.2 Descripción de las construcciones escolares en estudio

Los casos estudiados en este trabajo son dos construcciones escolares del sector público, basadas en la estructuración y normativa del INIFED (Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa), en el Estado ITIFE (Instituto Tlaxcalteca de Infraestructura Física y Educativa), y que son parte de la infraestructura de la misma, corresponden a escuelas del nivel preescolar, secundaria y preparatoria ubicadas en el Municipio de Apizaco Estado de Tlaxcala (ver figura 3.3 y 3.4).



Figura 3.3 Modelo educativo tipo INIFED, Escuela Secundaria General No. 1 “Héroe de Nacozari”, Col. La Soledad Apizaco, Tlax.



Figura 3.4 Modelo educativo tipo INIFED, Colegio José María Lafragua, Av. 20 de Noviembre 505, Apizaco, Tlax.

La información sobre los detalles estructurales está disponible a través de planos estructurales identificados como U-2C, U-3C (Figura 3.5 a,b,c,d,tabla 2) y que contienen todos los dibujos que caracterizan las estructuras en general, las propiedades de los materiales, las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales y el montaje de los mismos.

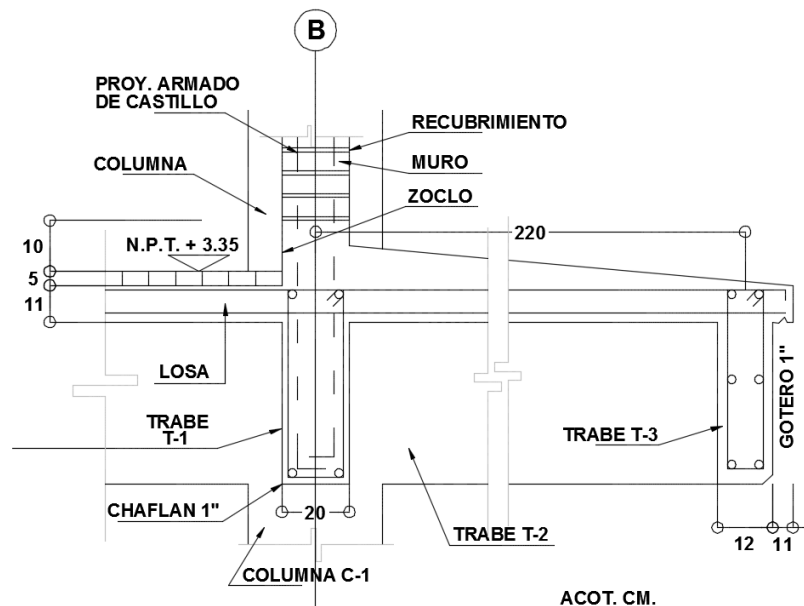
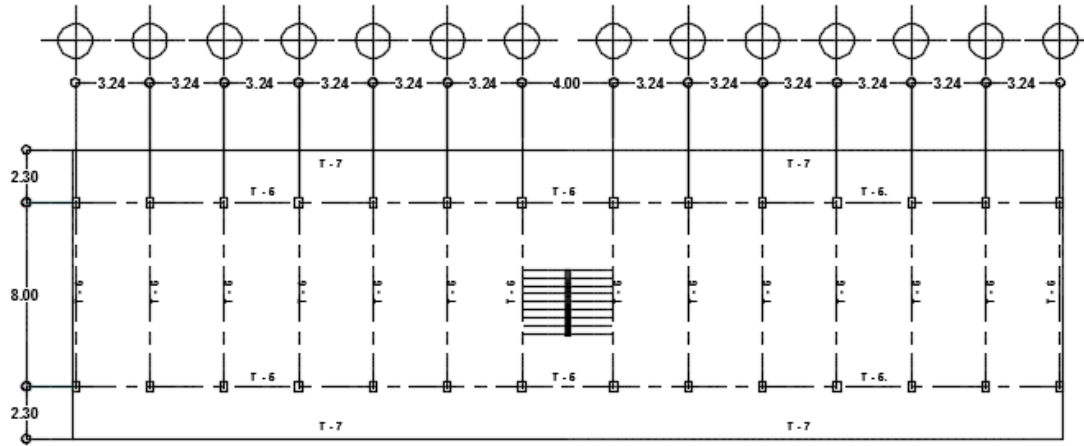
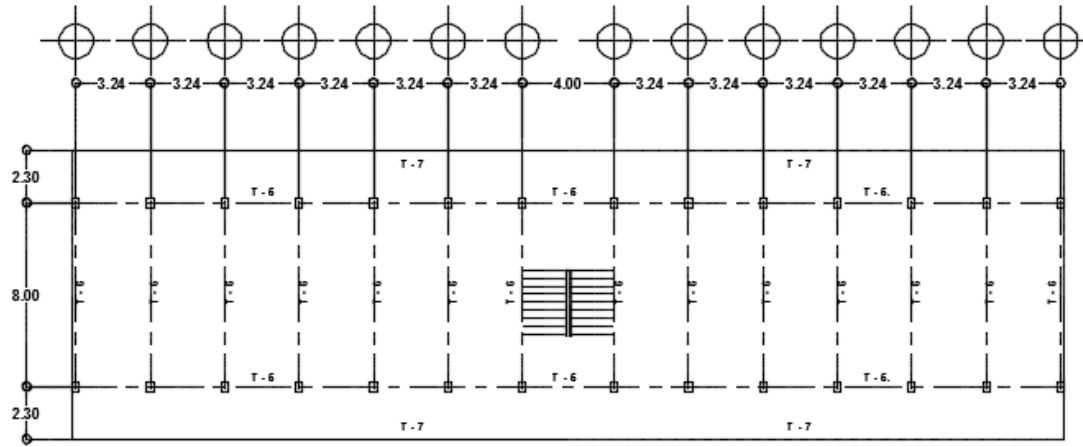
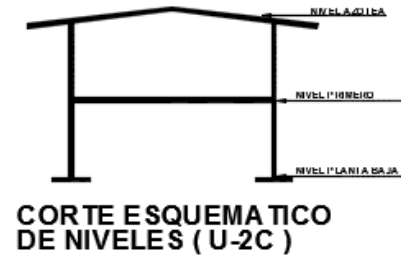


Figura 3.5 a



PLANTA ESTRUCTURA U - 2 C



PLANTA ESTRUCTURA U - 3 C

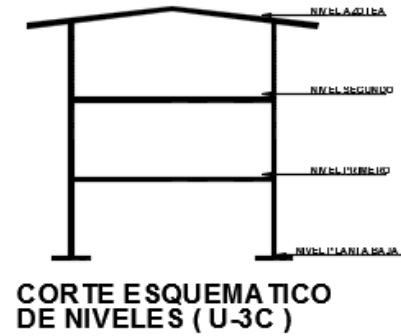


Figura 3.5 b

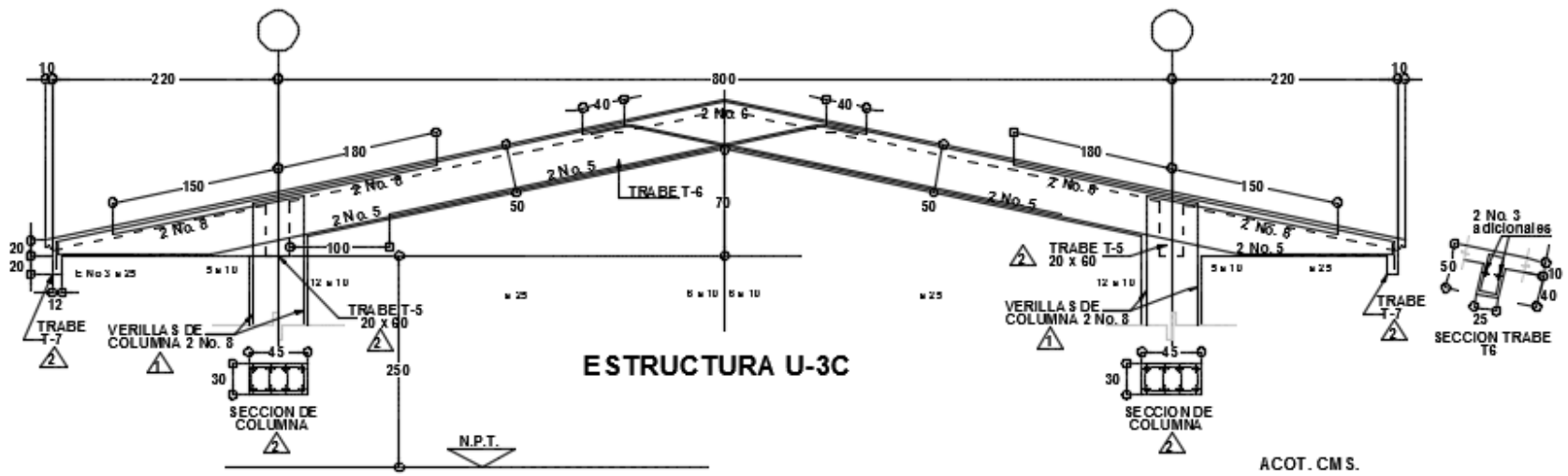
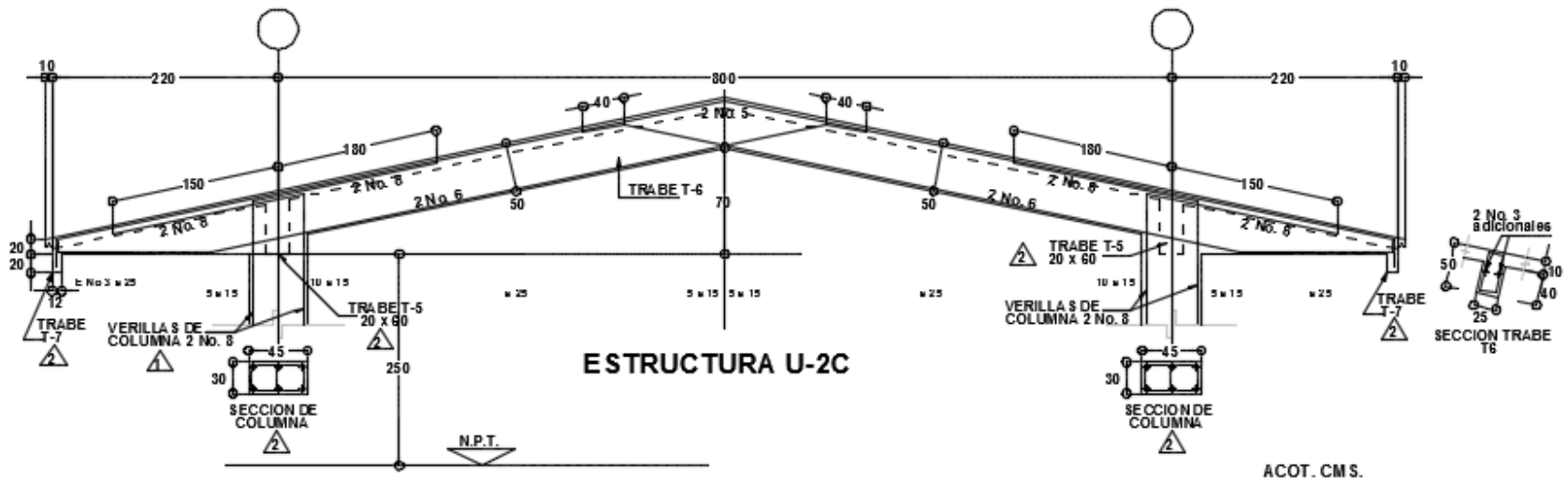


Figura 3.5 c

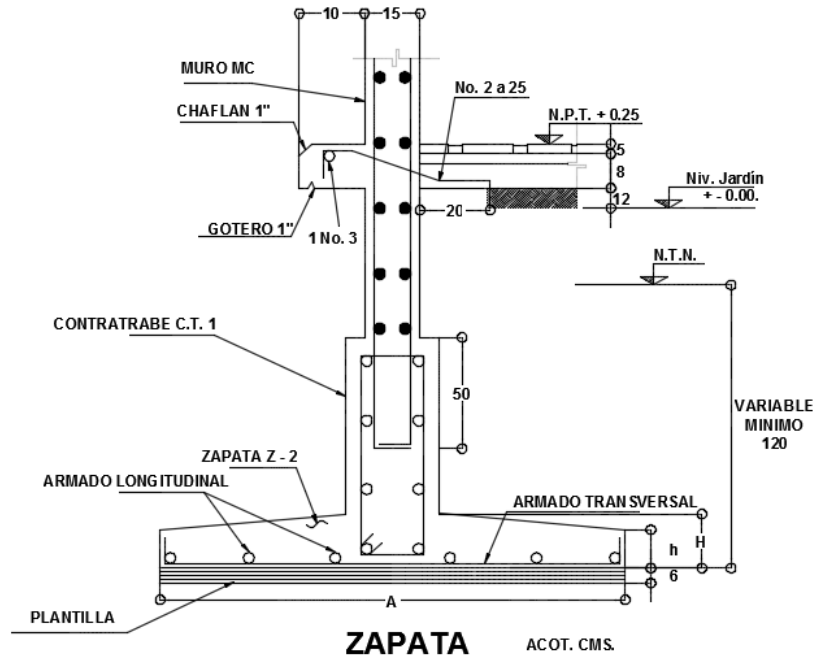


Figura 3.5 d

Tabla No. 2 Geometría de zapatas para Edificios INIFED U-2C y U-3C, Zona sísmica B

T A B L A S D E Z A P A T A S							ft.
TIPO	A	B	H	h	A R M A D O		Ton. m ²
					transversal	longitudinal	
Z-1	150	150	15	20	No. 3 @ 15	No. 3 @ 15	7.50
Z-2	100	-	15	20	No. 3 @ 20	No. 3 @ 20	
Z-3	110	1067	15	20	No. 3 @ 17	No. 3 @ 20	
Z-1	130	130	15	20	No. 3 @ 18	No. 3 @ 18	10.00
Z-2	80	-	15	20	No. 3 @ 20	No. 3 @ 20	
Z-3	140	620	15	20	No. 4 @ 14	No. 3 @ 20	
Z-1	110	110	15	20	No. 3 @ 20	No. 3 @ 20	15.00
Z-2	60	-	15	15	No. 3 @ 25	No. 3 @ 25	
Z-3	80	450	15	15	No. 4 @ 20	No. 3 @ 25	

3.2 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL

Los métodos modernos de diseño basados en el desempeño requieren procedimientos para determinar el comportamiento real de las estructuras bajo deformaciones inelásticas. Estos procedimientos, apoyados por los avances de las tecnologías de computación y datos de ensayos experimentales disponibles, permiten realizar el análisis no lineal y con ello proporcionan los medios para el cálculo de la respuesta estructural más allá del intervalo elástico, incluyendo la degradación en la resistencia y la rigidez, obteniendo así el deterioro asociado con el comportamiento del material y con grandes desplazamientos. Como tal, el análisis no lineal puede desempeñar un papel importante en el diseño de edificios nuevos y existentes.

Los casos típicos en los que se aplica el análisis no lineal en la práctica la ingeniería sísmica estructural son:

- (1) Evaluar y diseño sísmico soluciones de ampliación de edificios existentes.
- (2) El diseño de nuevos edificios que emplean materiales estructurales, sistemas, u otras características que no se ajustan a los requisitos del código de construcciones actuales.
- (3) Evaluar el desempeño de los edificios para los requisitos específicos propietario/grupos de interés. Si la intención de utilizar un análisis no lineal es justificar un diseño que no satisfaga los requisitos del código de construcción prescriptivos, es esencial para desarrollar la base para la aceptación de la autoridad del código de construcción en el comienzo de un proyecto. La base de diseño debe estar claramente definido y acordado, indicando, en términos específicos de todos los niveles de rendimiento significativas y cómo van a ser evaluados.

Una vez que se definen los objetivos del análisis no lineal y base de diseño, el siguiente paso es identificar los parámetros específicos de demanda y criterios de aceptación apropiados para evaluar cuantitativamente los niveles de rendimiento. Los parámetros de la demanda suelen incluir fuerzas máximas y deformaciones en los componentes estructurales y no estructurales, derivas de la historia, y las aceleraciones del suelo. Otros parámetros de la demanda, tales como deformaciones acumuladas o energía disipada, pueden ser evaluados para ayudar a confirmar la exactitud de los análisis y/o para evaluar los efectos de daño acumulativo.

En contraste con los métodos elásticos lineales de análisis y diseño, que están bien establecidos, las técnicas de análisis inelástico no lineales y su aplicación al diseño aún están en evolución y pueden requerir otros recursos ingenieriles para desarrollar nuevas habilidades. En el análisis no lineal se requiere pensar en el comportamiento y los estados límite inelásticos que dependen de las deformaciones así como de las fuerzas. También se requiere la definición de modelos constitutivos que capturan la respuesta fuerza-deformación de los componentes y sistemas, basados en las propiedades de resistencia y rigidez esperados a grandes deformaciones. Dependiendo de la configuración estructural, los resultados de los análisis no lineales pueden ser sensibles a parámetros de entrada asumidos y de los tipos de modelos utilizados. Mientras que los análisis no lineales pueden, en teoría, ser utilizados para rastrear el comportamiento estructural hasta el inicio del colapso, esto requiere de sofisticados modelos que se validan contra las pruebas físicas para capturar el colapso, donde la respuesta es altamente no lineal. Dado que las incertidumbres en el cálculo de los parámetros de la demanda aumentan a medida que la estructura se vuelve más no lineal, para fines de diseño, los criterios de aceptación deben limitar las deformaciones a las regiones de comportamiento predecible, en las que no existe fuerza súbita y la degradación de la rigidez.

Los procedimientos simplificados de análisis no lineal han sido incorporados en los documentos ATC-40 y FEMA 274 (ATC, 1996; FEMA, 1997), estos se han usado

para determinar la demanda de desplazamiento inducida en un edificio suponiendo una deformación inelástica (Chopra y Goel, 1999). El procedimiento estático no lineal en estos documentos está basado en el “método del espectro de capacidad”.

El método original del espectro de capacidad ha tenido modificaciones. Inicialmente, el propósito del MEC era calcular el periodo de estructuras inelásticas y mediante la comparación del espectro de capacidad con el espectro de diseño, evaluar la resistencia de la estructura y obtener una medida del daño esperado bajo la acción de un sismo particular (Chrysostomou, et al., 1988).

La idea básica del método es desarrollar el espectro de capacidad y demanda de una estructura como se muestra en la figura 3.6 y 3.7.

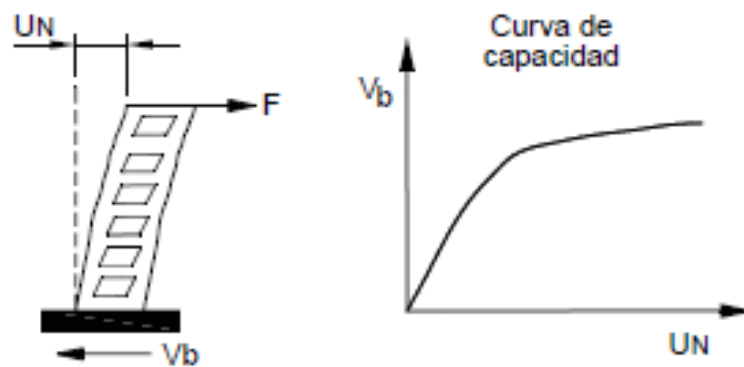
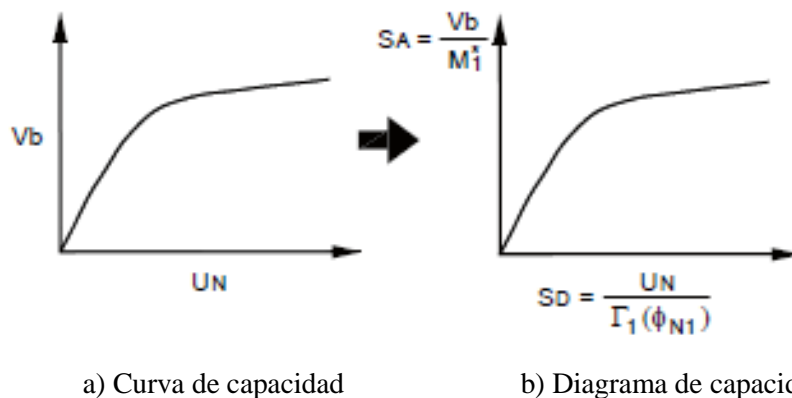


Figura 3.6 Curva determinada por medio de un AENL (Chopra y Goel, 1999).



a) Curva de capacidad

b) Diagrama de capacidad

Figura 3.7 Conversión de la curva del análisis estático no lineal a diagrama de capacidad (Chopra y Goel, 1999).

3.2.1 Análisis paso a paso

Las tecnologías del conocimiento y de cómputo se centran principalmente en el método estático (paso a paso) y el análisis no lineal. Por lo que se han propuesto procedimientos por ejemplo los del documento FEMA 440 sobre análisis sísmico no lineal estático y en ellos se consideran los efectos de degradación de la respuesta sísmica. El diseño por capacidad es un enfoque en el que el diseñador establece en que elementos se producirán sobre las demandas impuestas y que nivel de resistencia deberán tener dichos elementos.

El criterio bien conocido "columna fuerte/viga débil" es un ejemplo de una estrategia de diseño de la capacidad, donde la intención es evitar la presencia de articulaciones inelásticas en las columnas, que podría conducir a mecanismos de colapso prematuros y degradación rápida de la resistencia en columnas con cargas axiales altas.

Las propiedades de histéresis de elementos reales para el análisis (la rigidez inicial, la fuerza post-fluencia y la respuesta fuerza-desplazamiento de las secciones transversales), se deben determinar con base en los principios de la mecánica y/o datos experimentales y teniendo en cuenta la influencia de las cargas cíclicas y la interacción entre la carga axial, cortante y efectos de flexión.

Los modelos de histéresis utilizados para el análisis dinámico no lineal deben distinguir y explicar la diferencia entre "el comportamiento cíclico" y "en el ciclo" de la degradación de resistencia y rigidez. La degradación cíclica es una pérdida aparente en la fuerza de deformación a un nivel dado y bajo una carga cíclica reversible que se produce debido a la fractura en el concreto.

Por otro lado, el ciclo de degradación es la pérdida de resistencia que se produce bajo una deformación creciente dentro de una incursión de carga de un ciclo o bajo carga monótonica. En la degradación de ciclo se muestra una rigidez post-fluencia negativa. El ciclo de degradación, en componentes de concreto, se debe generalmente a la trituración de concreto, falla de corte, deformación ó fractura del acero de refuerzo y las fallas en los empalmes de este.

El análisis estático no lineal o análisis pushover es otro tipo de metodología que se emplea para determinar la respuesta no lineal de la estructura. A diferencia del análisis dinámico no lineal paso a paso, en el análisis no lineal de empuje lateral se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación, y no su historia en el tiempo. El análisis tiene como base dos conceptos: la capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras. La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación. Para evaluar la capacidad de la edificación se debe construir la curva de capacidad, la cual se obtiene graficando los valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso. El procedimiento para construir la curva de capacidad consiste en aplicar cargas laterales monotónicas, las cuales se van incrementando hasta llevar la estructura al colapso.

La demanda varía dependiendo del sismo al que se somete la edificación y se evalúa mediante espectros de respuesta (o diseño). El concepto de espectro de respuesta aparece como un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de sistemas lineales y no lineales de un grado de libertad (SDF) a un movimiento sísmico en particular. Igualmente, permite aplicar el conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al desarrollo de los requerimientos de resistencia a fuerzas sísmicas consignados en los códigos.

En general, hay varios pasos implicados en la obtención de la demanda de desplazamiento inelástico para el modelo SDF equivalente. Por un lado, la conversión de la curva de cortante basal y la respuesta de desplazamiento de la estructura a la curva equivalente. También si la entrada sísmica se representa por

un registro de aceleraciones, la demanda de desplazamiento inelástico puede ser calculada directamente a través de un análisis en la historia del tiempo utilizando el sistema de SDF equivalente, con características de histéresis adecuadamente modeladas.

El propósito de un análisis paso a paso rara vez es la estimación de las demandas ante una intensidad sísmica especificada. Se emplea sobre todo como una herramienta de evaluación del diseño.

Los efectos del comportamiento histerético pueden ser representados a través del uso de factores que modifican la respuesta en función de la demanda de desplazamiento elástico.

Los factores que se toman en cuenta para modificar la respuesta son:

- Factor de límite elástico
- Factor de la degradación de la rigidez
- Factor para disipación de energía acumulada
- Factor para el efecto P-delta
- Factor de amortiguación viscosa efectiva

En la aplicación del análisis paso a paso se debe representar a la estructura, en una, dos o tres dimensiones mediante un modelo analítico que tome en cuenta todas las características de la respuesta no lineal importantes, aplicar cargas de gravedad, seguido de las cargas laterales adaptadas y que representan aproximadamente las fuerzas de inercia relativas a la localización de las masas y, finalmente, empujar la estructura para dirigir los desplazamientos que se asocian con niveles específicos de desempeño. Las fuerzas internas y deformaciones calculadas para estos desplazamientos objetivo se utilizan como estimaciones de las exigencias de resistencia y deformación, que deben ser comparados con la capacidad disponible.

En este trabajo para la generación de los modelos basados en marcos planos, se utilizó una modificación del software SIMESTRU.EXE (Alamilla 2001), empleando valores de carga muerta (420 kg/m^2) y carga viva media (100 kg/m^2), la resistencia

a compresión del concreto para los elementos estructurales de losa, trabes y columnas fue de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Las dimensiones de secciones y cuantías de acero así como las alturas de entrepiso fueron obtenidas de los planos diseñados por el INIFED.

Para el análisis no lineal en cada modelo se consideró la dirección longitudinal y transversal en 2-D.

Para este análisis se utilizó el programa de cómputo DEIH, versión modificada del DRAIN-2D (Powell, 1973). Se consideró la incertidumbre en las propiedades estructurales (Alamilla, 2001) y para diversas intensidades sísmicas.

3.2.1.1 Consideraciones generales para el comportamiento de los modelos estructurales de concreto

3.2.1.2 Diseño Preliminar

Se debe tener presente que la determinación de las características globales de los sistemas se debe relacionar con los parámetros de la estructura que tienen más correlación con aquellos que se utilizan en los formatos de diseño actuales. Por lo anterior, algunas de las propiedades generales que pueden servir de partida para definir una familia de estructuras se encuentran las siguientes, (Ismael, 2010).

- *Altura del sistema (H)*: esta variable se relaciona con el periodo estructural y puede estar dada por el número de niveles.
- *Esbeltez global del sistema (H/B)*: este parámetro define la geometría en planta de los sistemas y se relaciona con las formas modales de los mismos. En esta trabajo la esbeltez global estará determinada por el cociente de la altura del sistema entre la dimensión menor en planta, B , del mismo sistema.

- *Longitud del muro (L_m):* esta variable además de estar relacionada con la rigidez, proporciona una medida de la contribución del muro a la capacidad lateral sistema.

3.2.1.3 Caracterización de los parámetros y las incertidumbres del modelo

La variabilidad en los parámetros calculados de la demanda surge debido a las incertidumbres en los movimientos del terreno y la respuesta estructural no lineal de las estructuras. A medida que el enfoque habitual en el análisis es el de obtener la respuesta estructural más probable (esperada), las propiedades estructurales utilizadas en el modelo de análisis deben ser valores medios.

La variabilidad estadística en los parámetros de los materiales y componentes del modelo generalmente siguen una distribución logarítmica normal, lo que implica que la mediana y la media de los valores (esperados) no son los mismos.

Sin embargo, como esta diferencia es pequeña para la mayoría de los otros parámetros del modelo de material y, combinado con el hecho de que en la práctica rara vez hay datos suficientes para caracterizar con precisión la diferencia, entonces es razonable utilizar valores ya sea mediana o la media para establecer los parámetros del modelo de análisis. Esto incluiría el uso de valores medios de las propiedades del material y los datos de prueba de componentes (como los datos de la respuesta no lineal de histéresis de una articulación) para calibrar los modelos de análisis.

El documento ASCE 41 y otras normas proporcionan orientación para relacionar valores mínimos especificados para las propiedades de los materiales asociados con los valores esperados. Debido al uso de la mediana o valores medios de intensidad sísmica dada, los valores calculados de los parámetros de demanda son estimaciones de la mediana.

En las tablas No. 3 y 4 se presentan los parámetros de diseño empleados para generar los modelos planos usados para el análisis de la repuesta no lineal.

Tabla No. 3 Datos Estructurales Estructura U-2C, en zona sísmica Tipo B.

Columnas:

Nivel	Sección (cm.)		As (cm ²) Transv. superior	As (cm ²) Transv. centro	As (cm ²) Transv. Inferior	Est. # 3 Superior @ (cm.)	Est. # 3 Centro @ (cm.)	Est. # 3 Inferior @ (cm.)
	b	d						
Primer	30	45	22.82	22.82	22.82	10	10	10
Segundo	30	45	22.82	22.82	22.82	10	10	10

Trabes Transversales:

Nivel	Sección (cm.)		Acero de refuerzo	Inicial	¼ L	centro	¾ L	L
	b	d						
Entrepiso	25	55	As (cm ²) Superior	14.35	14.35	5.74	11.48	11.48
			As (cm ²) Inferior	5.74	9.72	9.72	9.72	5.74
			Estribos @ (cm.)	10	15	25	15	10
Azotea	25	55	As (cm ²) Superior	8.28	5.74	5.74	5.74	8.28
			As (cm ²) Inferior	5.74	5.74	5.74	5.74	5.74
			Estribos @ (cm.)	10	15	25	15	10

Trabes Longitudinales:

Nivel	Sección (cm.)		Acero de refuerzo	Inicial	¼ L	centro	¾ L	L
	b	d						
Entrepiso	20	55	As (cm ²) Superior	6.52	3.98	3.98	3.98	6.52
			As (cm ²) Inferior	6.52	3.98	3.98	3.98	6.52
			Estribos @ (cm.)	15	25	25	25	15
Azotea	20	55	As (cm ²) Superior	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98
			As (cm ²) Inferior	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98
			Estribos @ (cm.)	15	25	25	25	15

Tabla No. 4 Datos Estructura U-3C, en zona sísmica Tipo B.

Columnas:

Nivel	Sección (cm.)		As (cm ²) Transv. superior	As (cm ²) Transv. centro	As (cm ²) Transv. Inferior	Est. # 3 Superior @ (cm.)	Est. # 3 Centro @ (cm.)	Est. # 3 Inferior @ (cm.)
	b	d						
Primer	30	45	31.76	31.76	31.76	10	10	10
Segundo	30	45	31.76	31.76	31.76	10	10	10
Tercer	30	45	31.76	31.76	31.76	10	10	10

Trabes Transversales:

Nivel	Sección (cm.)		Acero de refuerzo	Inicial	¼ L	centro	¾ L	L
	b	d						
Entrepiso (primer y segundo)	25	55	As (cm ²) Superior	20.28	20.28	10.14	20.28	20.28
			As (cm ²) Inferior	5.74	11.48	11.48	11.48	5.74
			Estribos @ (cm.)	10	15	25	15	10
Azotea	25	55	As (cm ²) Superior	8.28	5.74	5.74	5.74	8.28
			As (cm ²) Inferior	5.74	5.74	5.74	5.74	5.74
			Estribos @ (cm.)	10	15	25	15	10

Trabes Longitudinales:

Nivel	Sección (cm.)		Acero de refuerzo	Inicial	¼ L	centro	¾ L	L
	b	d						
Entrepiso (primer y segundo)	25	55	As (cm ²) Superior	10.14	10.14	10.14	10.14	10.14
			As (cm ²) Inferior	8.61	8.61	8.61	8.61	8.61
			Estribos @ (cm.)	15	25	25	25	15
Azotea	20	55	As (cm ²) Superior	8.61	8.61	8.61	8.61	8.61
			As (cm ²) Inferior	5.74	5.74	5.74	5.74	5.74
			Estribos @ (cm.)	15	25	25	25	15

Los edificios fueron diseñados por el INIFED y se consideran ubicados en un sitio con condiciones similares al de la zonificación de CFE (Zona B).

El Edificio 1 (U-2C) es de concreto reforzado de 2 niveles, tiene una crujía en el sentido transversal y trece crujías en el sentido longitudinal; el Edificio 2 (U-3C), tiene una crujía en el sentido trasversal y trece crujías en el sentido longitudinal. Son estructuras regulares a base de marcos de concreto reforzado, con una planta rectangular de 8.00 m x 44.88 m y con una altura de entrepiso de 3.00 m (ver figura 3.5b).

3.2.2 Excitación sísmica.

La incertidumbre en la intensidad sísmica total inducida por el movimiento del terreno es grande y difícil de cuantificar. Teniendo en cuenta todas las principales fuentes de incertidumbre, los coeficientes de variación en los parámetros de demanda son del orden de 0.5 a 0.8 y generalmente aumentan con la intensidad de movimiento de tierra. La variabilidad se atribuye generalmente a tres fuentes principales:

(1) La incertidumbre en la estimación del peligro, es decir en la intensidad de movimiento de tierra, tales como la aceleración espectral calculada para un escenario sísmico especificado para un periodo de retorno dado.

(2) La incertidumbre resultante en el contenido de frecuencia y la duración de los movimientos de tierra con una intensidad dada.

(3) El comportamiento estructural y las incertidumbres de modelado derivados de la variabilidad en (i) las propiedades físicas de la estructura, tales como las propiedades del material, la geometría, los detalles estructurales, etc, (ii) el comportamiento no lineal de la componentes estructurales y el sistema, y (iii) la representación del modelo matemático del comportamiento real.

La excitación sísmica utilizada en este trabajo corresponde a aquella que emana de los estudios experimentales llevados a cabo para la estimación de intensidades sísmicas en la zona urbana de la ciudad de Apizaco, Tlaxcala, (trabajo de Ismael et al; 2011). Donde se presentan las estimaciones que se obtuvieron en el temblor ocurrido el 15 de junio de 1999 (MW 7.0), con epicentro cercano a Tehuacán, Puebla. Se considera el uso del cociente HVNR (formas espectrales de la técnica de Nakamura: método del cociente espectral) y que este es un estimador adecuado de los factores de amplificación del sitio. Dada la validación de las relaciones HVNR, en cada sitio se generan acelerogramas sintéticos y se estiman los correspondientes espectros de respuesta de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento del 5% del valor crítico, como se muestra en la figura 3.9.

En la figura 3.8 se muestra un acelerograma sintético obtenido usando los criterios propuestos en Ismael et al., (2011).

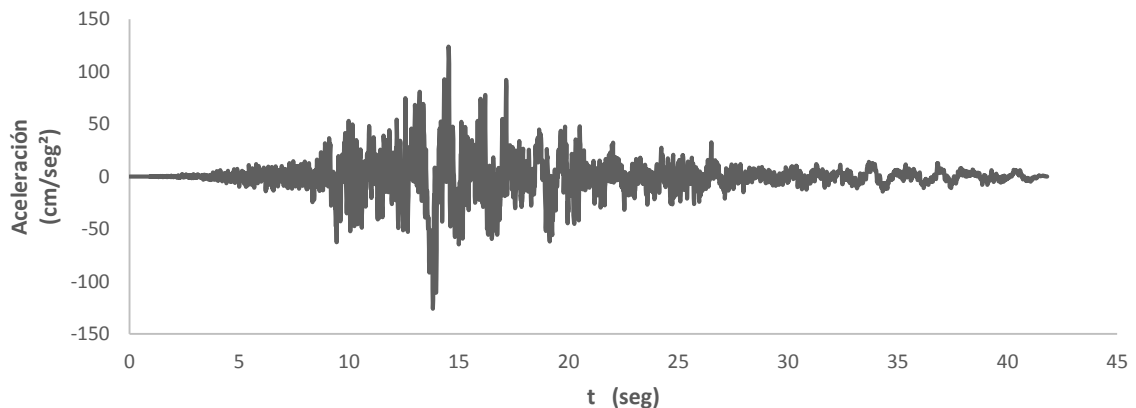


Figura 3.8. Acelerograma sintético para el temblor del 15 de Junio de 1999 (Mw7.0).

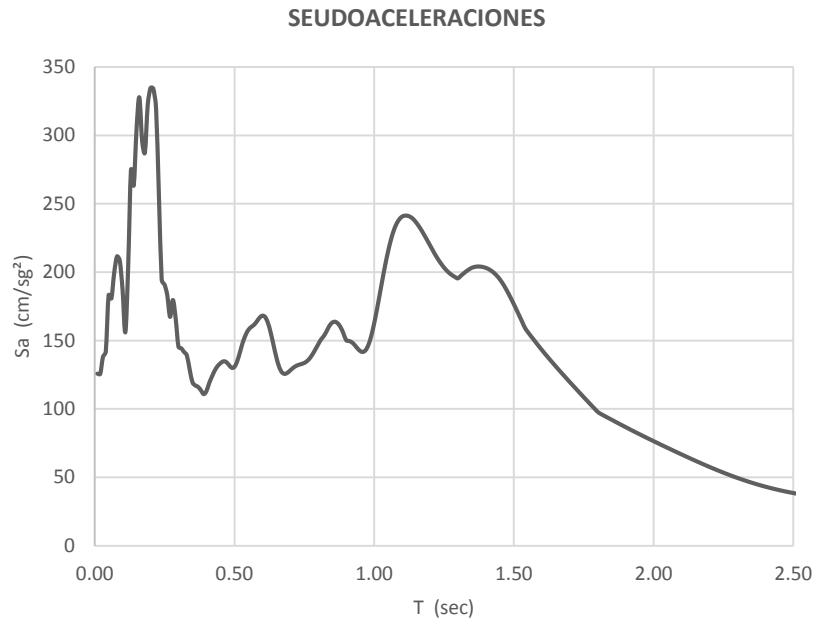


Figura 3.9 Espectro de respuesta de pseudoaceleraciones para amortiguamiento del 5%

La estimación de las respuestas sísmicas se lleva a cabo realizando análisis paso a paso de la respuesta no lineal de sistemas planos detallados, considerando las incertidumbres en la propiedades estructurales y para una excitación sísmica (acelerograma simulado). Para este análisis se utiliza el programa de computo DEIH que es una versión modificada del DRAIN-2D (Powell, 1973).

En las figuras 3.10 y 3.11 se representan las curvas que resultaron del análisis de empuje lateral para los modelos matemáticos 2-D de las estructuras mostradas en la figura 3.5b. Dichas curvas se obtuvieron de acuerdo con los criterios del análisis paso a paso de la sección 3.2, donde a partir de éstas se estiman el valor de rigidez inicial K_0 y la capacidad de deformación U_F mostrados en la Tabla No. 5.

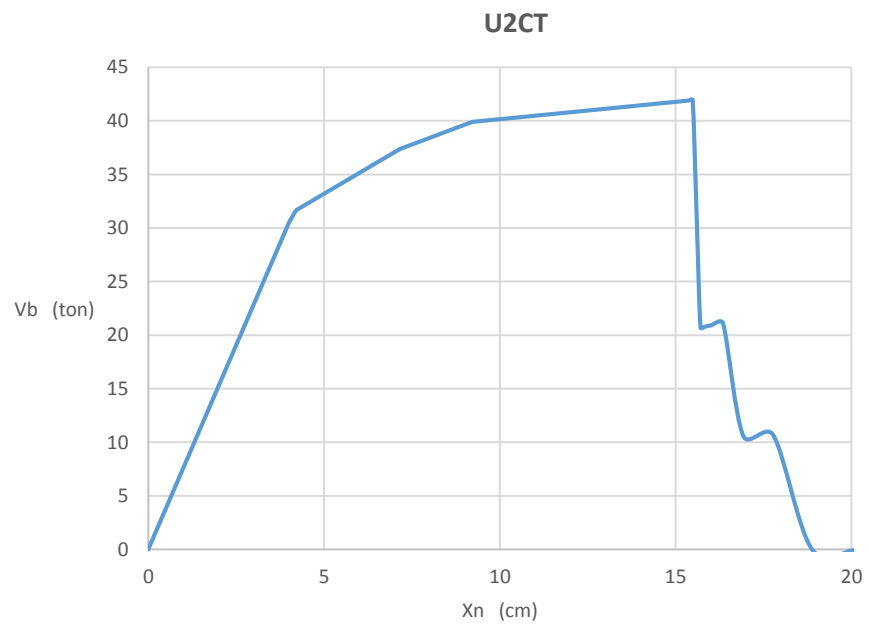
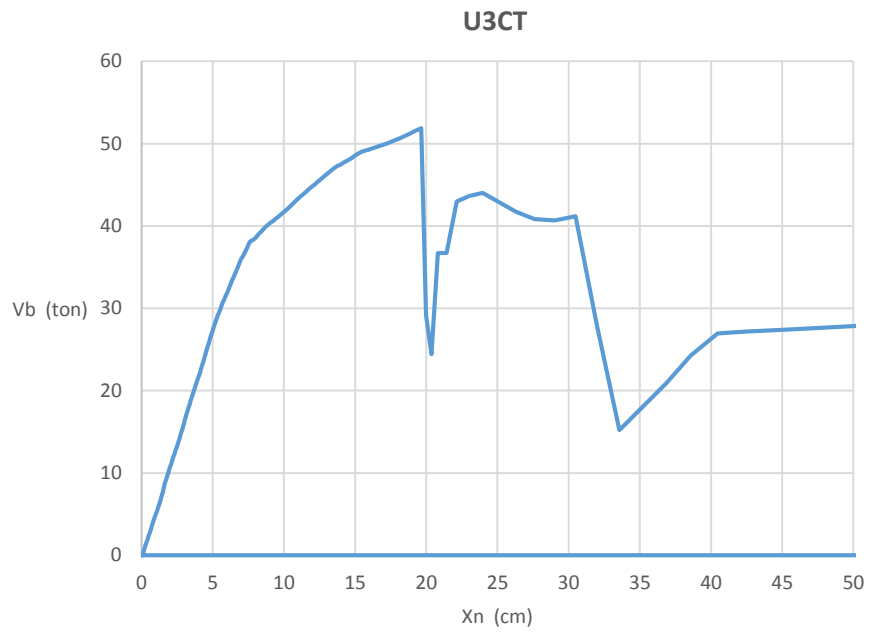


Figura 3.10 Curvas obtenidas por método Pushover para modelos estudiados U3CT y U2CT, en la dirección transversal.

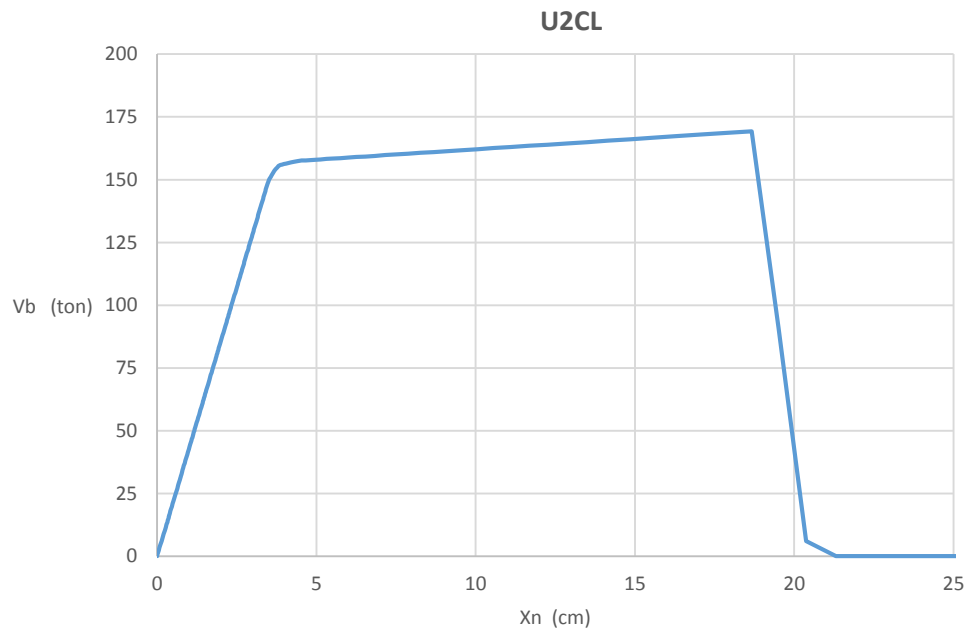
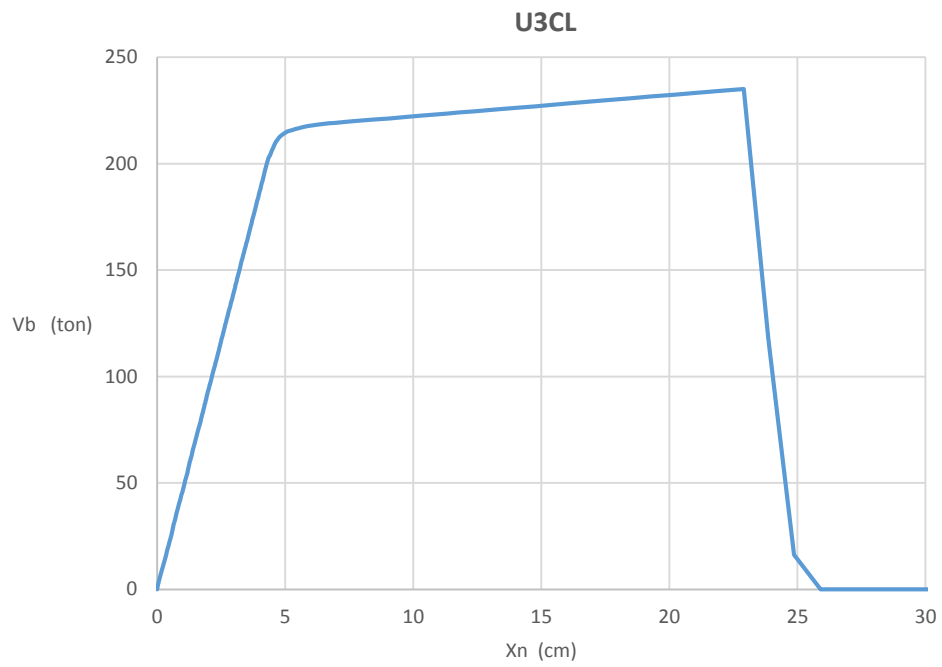


Figura 3.11 Curvas obtenidas por método Pushover para modelos estudiados U3CL y U2CL, en la dirección longitudinal.

En la figura 3.12 se muestran algunos ejemplos representativos de los análisis paso a paso de los sistemas estudiados. En las ordenadas se muestran la fuerza cortante y en las abscisas el desplazamiento en la azotea.

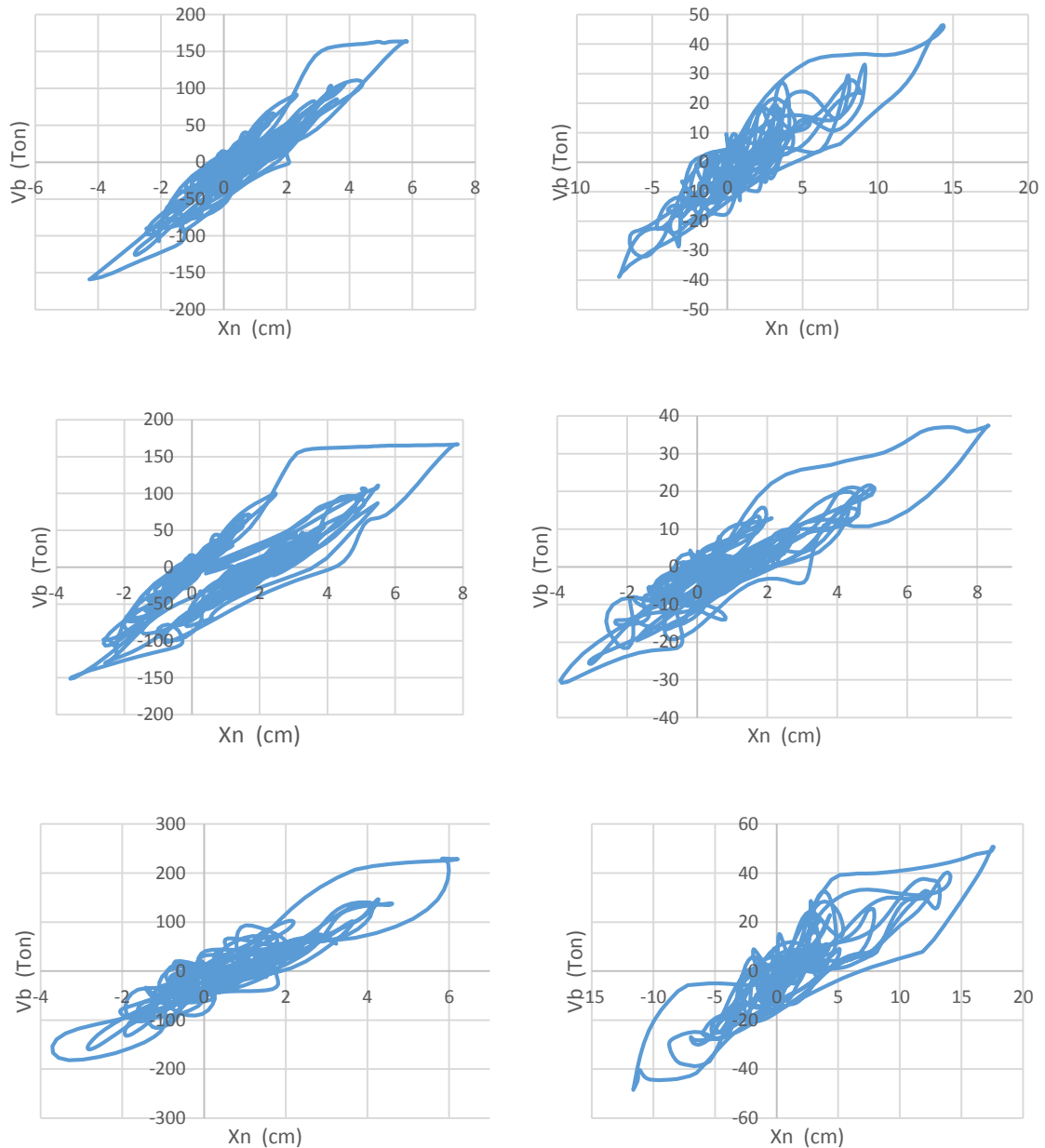


Figura 3.12 Ejemplos de la respuesta sísmica de los modelos estudiados, calculada mediante el análisis no lineal paso a paso.

En las figuras anteriores se puede observar que la degradación de las propiedades estructurales no es gradual ya que se presentan dos fases, donde los ciclos iniciales (fase 1) presentan comportamiento es más o menos lineal después de que se presenta la articulación plástica donde se inicia la degradación repentina de sus propiedades (fase 2).

3.2.3 Análisis de empuje lateral pseudo-estático (ELSE)

Para poder determinar el cálculo del I_{RRS} (Índice de Reducción de Rigidez Secante), se requiere realizar un análisis pseudo-estático de respuesta no lineal al sistema de múltiples grados de libertad. En este estudio el análisis de empuje lateral (pushover) considera al sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) sometido en su base a una aceleración monotónica que crece linealmente con el tiempo. La tasa de crecimiento de la aceleración se toma suficientemente baja de manera que se evite la ocurrencia de vibraciones. Con ello se logra que la estructura se deforme solamente para efectos inerciales. Los valores de las cargas gravitacionales y propiedades geométricas del SMGL corresponden a sus valores esperados. La configuración de fuerzas laterales se logra aplicando una distribución de las masas del modelo que corresponde a la de la superposición modal.

De este análisis se obtienen curvas que relacionan al cortante basal, V_b , con el desplazamiento en el extremo superior del sistema u_N , medido a partir del nivel de desplante. Además de dichas curvas, el análisis de empuje lateral proporciona una serie de configuraciones de la deformación lateral en los diversos entrepisos, así como los valores de las respuestas de interés en cada instante. Estas configuraciones son útiles para determinar las propiedades del SSR.

CAPITULO IV ANALISIS DE CONFIABILIDAD.

Dentro del análisis de confiabilidad que se desarrolla en este trabajo, el número de variables que afecta los valores máximos de las respuestas locales de interés es muy grande, lo que genera la necesidad de realizar estudios de la respuesta dinámica y las funciones de daño de un gran número de sistemas complejos. Lo anterior puede evitarse si se recurre al uso de sistemas simplificados de referencia, SSR, los cuales son sistemas de un grado de libertad con funciones de cortante-desplazamiento similares a aquellos que relacionan el cortante en la base del sistema original con el desplazamiento en la azotea (V_b, U_N) .

Para un sistema dado, esta función se obtiene por medio de un análisis de empuje lateral, el que también provee un conjunto de configuraciones de respuestas laterales que sirven para estimar valores máximos de respuestas locales en el valor máximo del desplazamiento en la azotea.

Si se tiene una muestra representativa de las respuestas resultantes, se puede determinar la distribución de probabilidades de dicha respuesta; tal distribución se caracterizará por el valor esperado de la respuesta, así como la correspondiente dispersión en términos de la intensidad.

4.1 INDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE (I_{RRS})

Este criterio se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño, (I_{RRS}), mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo. El valor de I_{RRS} se puede determinar si se aplica la siguiente ecuación.

$$I_{RRS} = \frac{(K_0 - K)}{K_0} \quad (4.1)$$

Aquí, $K=V_b / \Psi h$ y se define como el valor de la rigidez secante reducida de un sistema no lineal en el instante en que su distorsión global, ψ , adquiere su máximo valor absoluto durante su respuesta a una excitación sísmica; V_b es el cortante en la base en el mismo instante que ocurre la máxima respuesta y h es la altura total del sistema con respecto a la base. K_0 es el valor que adquiere K cuando la respuesta es lineal y se obtiene de la curva constante en la base contra desplazamiento en el extremo superior del SMGDL que representa al sistema de interés, sujeto a una sistema de fuerzas laterales obtenido por superposición modal ante un espectro esperado de respuesta proporcional al espectro medio considerado para diseño (pendiente de la tangente inicial de dicha curva).

El criterio anterior se puede aplicar para estimar las funciones de confiabilidad de sistemas estructurales, cuando se cuenta con las respuestas no lineales de esos sistemas obtenidos a partir de sistemas de múltiples grados de libertad, Esteva y Díaz (2006), Sánchez (2005) así, como para respuestas obtenidas a partir de sistemas simplificados de referencia (Esteva e Ismael, 2003; Ismael, 2003). En este último planteamiento se determinan relaciones probabilísticas entre los índices de daño de los sistemas de múltiples grados de libertad (sistemas detallados) y las respuestas de los correspondientes sistemas simplificados de preferencia.

El objetivo principal es proporcionar información que permita estimar funciones de confiabilidad para diversos miembros de una familia de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad, sin tener que realizar análisis de respuesta dinámica con modelos detallados de cada uno de ellos.

Una vez que se hayan determinado los parámetros $\{\alpha\}$ los cuales representan propiedades de diseño, mediante los criterios antes referidos, la confiabilidad de un sistema que pertenece a la misma familia ante un temblor de intensidad y puede calcularse como:

$$P_F(y)=\Phi(\beta(y)) \quad (4.2)$$

4.2 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD USANDO EL I_{RRS} Y EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β) DE CORNELL.

La estimación de la confiabilidad también se puede realizar expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla, Ismael (2010).

El criterio que se describe a continuación es bastante similar a los descritos en el capítulo II, pero el que ahora se propone es más eficiente para evaluar las funciones de confiabilidad, ya que se toma a la intensidad de falla como variable aleatoria para describir las respectivas funciones de probabilidades. El criterio utiliza I_{RRS} y para valores de este índice menores que 1.0 se considera una condición de supervivencia del sistema estructural; para valores de $I_{RRS} = 1.0$, se considera la condición de colapso. Ahora bien, se puede definir a la variable $Z_F = \ln Y_F$, donde Y_F , es el valor mínimo de la intensidad sísmica que produce la condición de colapso. Si Y_F , es una variable aleatoria, se puede establecer la función de densidad de probabilidades, la función de distribución acumulada y sus momentos estadísticos.

Por otro lado, si para una intensidad dada y se define un margen de seguridad $M_Z = \ln(\Psi_c/\Psi(y))$, donde Ψ_c es capacidad de deformación lateral del sistema y $\Psi(y)$ es la demanda de deformación lateral del sistema y $\Psi(y)$ es la demanda de deformación para la intensidad y , en forma similar se puede definir al margen de seguridad como $M_Z = \ln(Y_F/y)$. De esta manera se puede hacer una definición del índice de seguridad de acuerdo con lo propuesto en Esteva y Díaz (2006); dicha definición es la siguiente:

$$\beta(y) = \frac{(E[Z_F] - \ln y)}{\sigma[Z_F]} \quad (4.3)$$

De esta forma, si se cuenta con una muestra de pares de valores aleatorios de Z y del I_{RRS} , se puede estimar los momentos estadísticos, media $E[Z]$ y desviación estándar $\sigma[Z]$, de $Z(u) = \ln(y)$, en donde Y corresponde al valor de $I_{RRS} = u$.

Si todos los valores que puede adquirir u son menores que 1.0, las funciones y parámetros que describen a los dos primeros momentos estadísticos de Z como función de I_{RRS} , se determinan con un análisis de regresión convencional; por ejemplo, mínimos cuadrados. En este trabajo se proponen las siguientes funciones para la medida $E[Z]$ y la varianza $\text{var}[Z]$ de Z , respectivamente.

$$y \quad E[Z] = a + b(1-u) + c(1-u)^2 \quad (4.4)$$

$$\text{var}[Z] = a_1 + b_1(u) \quad (4.5)$$

Donde $b \leq 0$, $c \leq 0$, $a_1 \geq 0$, $b_1 \geq 0$.

a, b, c, a_1 y b_1 son parámetros de ajuste obtenidos por medio de mínimos cuadrados.

CAPITULO V. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Al aplicar los criterios dados en las secciones anteriores se pudieron determinar la estimación de respuesta no lineal y el análisis de confiabilidad. Para la caracterización de los sistemas y obtener sus propiedades se obtuvieron datos de las curvas pushover (Figura 3.10 y 3.11) de los modelos de estudio, donde se observan que no presentan un punto definido para caracterizar la fluencia, por ello se hace necesario un ajuste de la mencionada curva con la finalidad de obtener el punto mencionado. Para tal efecto se emplea un criterio que considera el área bajo las curvas “real” y ajustada deben ser las mismas hasta donde el cortante empieza a decrecer. El ajuste permite determinar la pendiente inicial de dichas curvas, la cual corresponde al valor K_0 (Rigidez inicial), empleada más adelante para el cálculo del IRRS. En la figura 5.1 se presenta un ejemplo de ajuste que se efectúa a las curvas obtenidas del análisis (ELSE), este ajuste permite definir un punto de fluencia, la pendiente inicial y de post-fluencia.

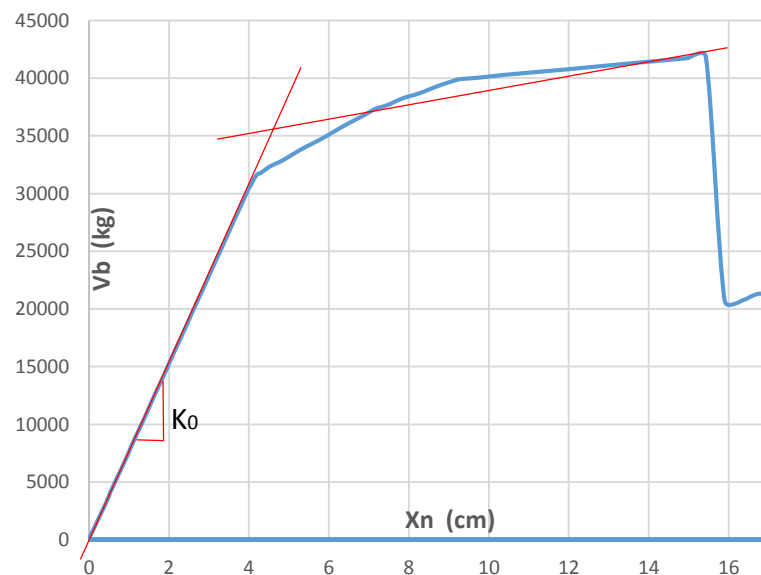


Figura 5.1 Ejemplo de ajuste efectuado a la curva obtenida del análisis ELSE.

Tabla No. 5 Valores obtenidos de las curvas Pushover de sistema de propiedades medias.

Modelo estructural	Rigidez inicial Ko (Ton/cm)	Vy (Ton)	Uy (cm)	Vmáx (Ton)	UF (cm)
U-2CT	7.07	35.46	5.02	41.86	15.43
U-2CL	42.13	156.87	3.72	169.24	18.67
U-3CT	5.40	39.04	5.40	51.87	19.33
U-3CL	46.15	216.65	4.69	235.17	22.90

Para fines de caracterizar los sistemas en estudio y obtener sus propiedades se emplearon valores dados en la tabla 5, que corresponden a la fuerza cortante y desplazamiento en la azotea asociado con los puntos de fluencia y máximo cortante. El desplazamiento máximo se utiliza para definir la pendiente post-fluencia, la cual es necesaria para definir el comportamiento bilineal del SSR (Sistema Simplificado de Referencia).

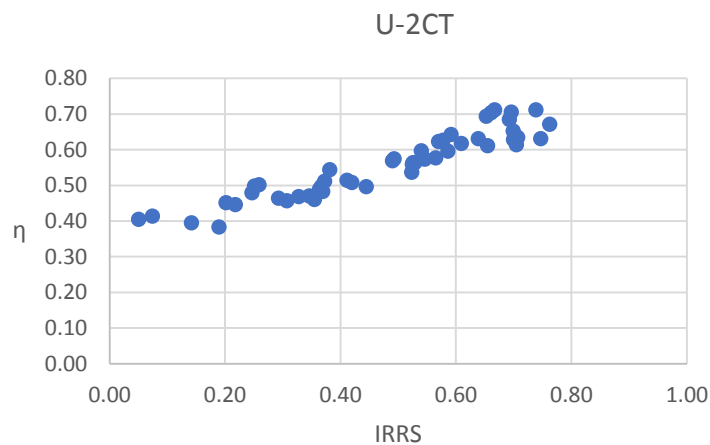
El valor de la capacidad de deformación U_F también es presentado en la tabla 5; este valor es útil para calcular la intensidad sísmica normalizada.

5.1 ESTIMACIÓN DE VALORES DEL IRRS.

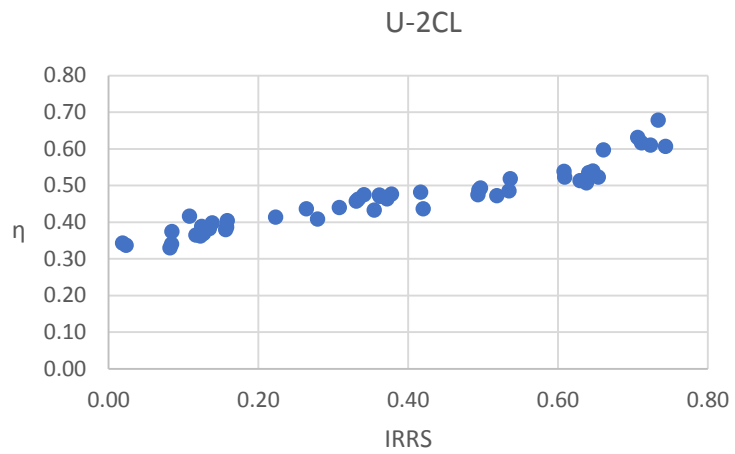
Los valores del IRRS se obtuvieron usando la ecuación 4.1 para cada edificio simulado, el procedimiento para la obtención de rigidez secante K se llevó a cabo utilizando, en algunos casos, factores de escala que multiplicaron al acelerograma (gráficas del análisis no lineal paso a paso), con el fin de contar con valores cercanos del IRRS cercanos a la unidad, tal criterio forma parte del trabajo publicado por Esteva et al. (2010).

Con esta información se obtuvieron gráficas que relacionan al IRRS con la intensidad sísmica descrita como $\eta = S_d/U_F$ (Intensidad sísmica normalizada), S_d corresponde a la ordenada del espectro lineal de desplazamiento para el periodo del sistema y U_F al desplazamiento en el punto de falla del sistema obtenida de la curva pushover del sistema con propiedades medias.

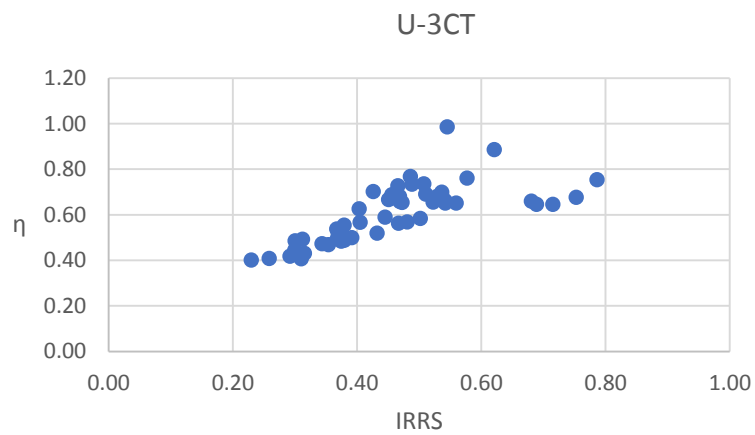
En las figuras 5.2 a,b,c y d se muestran los valores del IRRS en términos de la intensidad normalizada η para los sistemas estructurales analizados, de estas figuras se puede observar que para los pequeños niveles de intensidad normalizada η (alrededor de 0.4) se tiene la condición de supervivencia con pequeños niveles de daño (en torno a 0.10), también se puede observar que el daño estructural aumenta conforme la intensidad. Para definir la estimación de condición de colapso necesitamos una intensidad normalizada alrededor de 0.8, de aquí se obtiene la ordenada del espectro lineal de desplazamiento (S_d) del periodo fundamental para cada modelo estructural analizado.



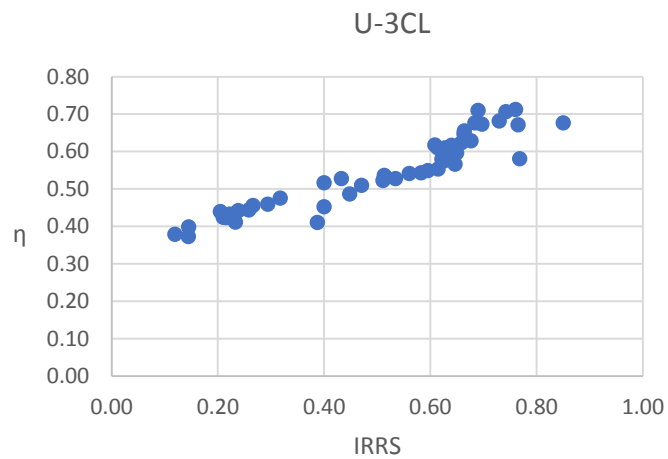
a)



b)



c)



d)

Figura 5.2 Valores obtenidos por la ecuación 4.1 en sentido longitudinal y transversal.

En las siguientes figuras se muestran los valores esperados de la variable $Z = \ln(\eta)$, así como sus respectivas varianzas de acuerdo con las ecuaciones 4.4 y 4.5.

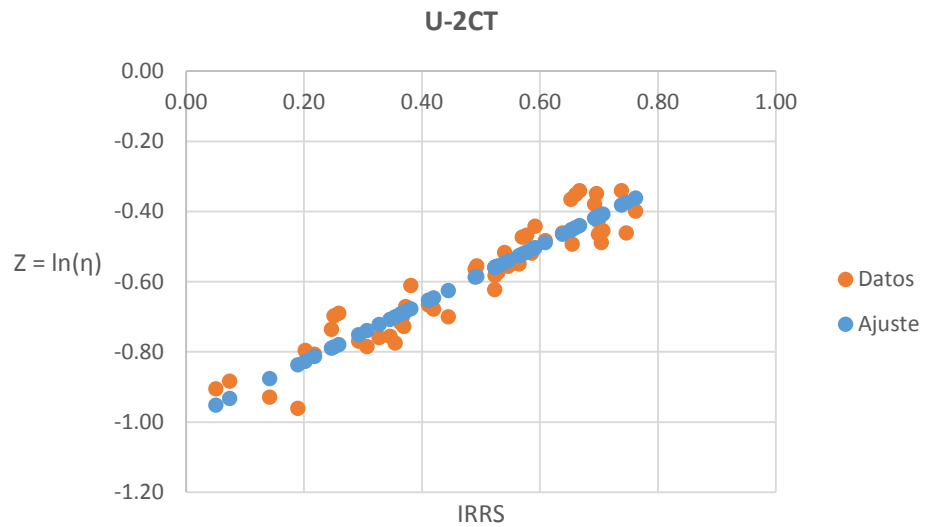


Figura 5.3 Gráfica para determinar la esperanza de Z del sistema U-2CT.

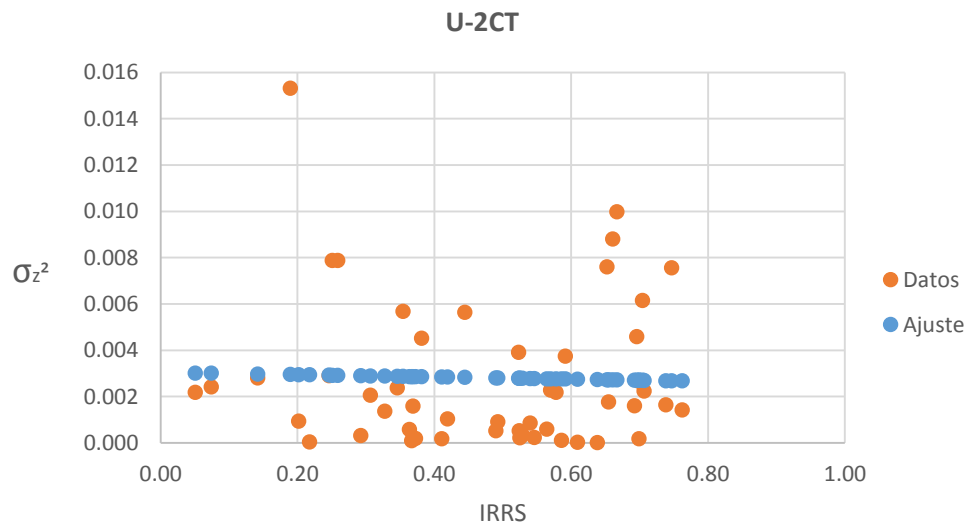


Figura 5.4 Gráfica para determinar la varianza de Z del sistema U-2CT.

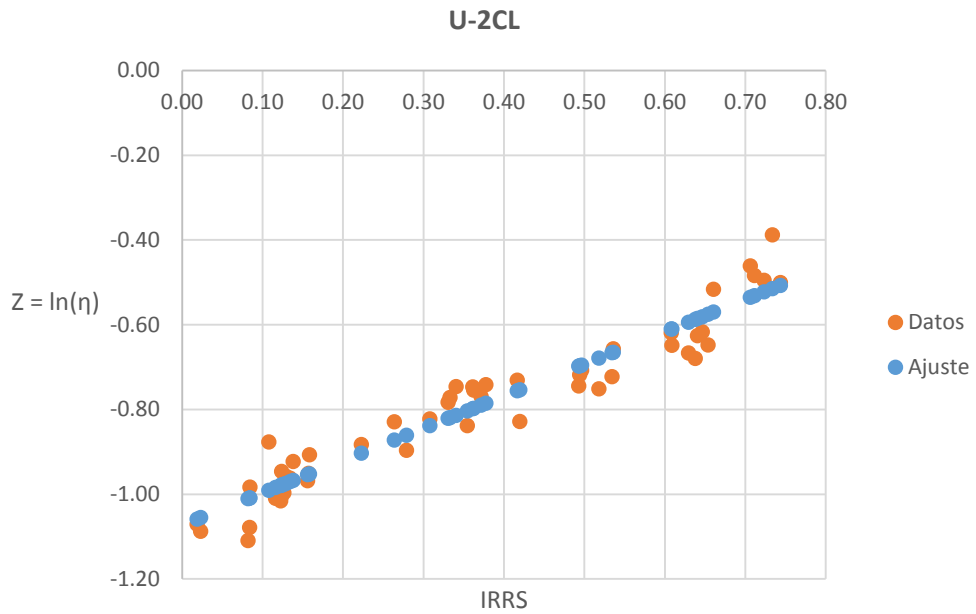


Figura 5.5 Gráfica para determinar la esperanza de Z del sistema U-2CL.

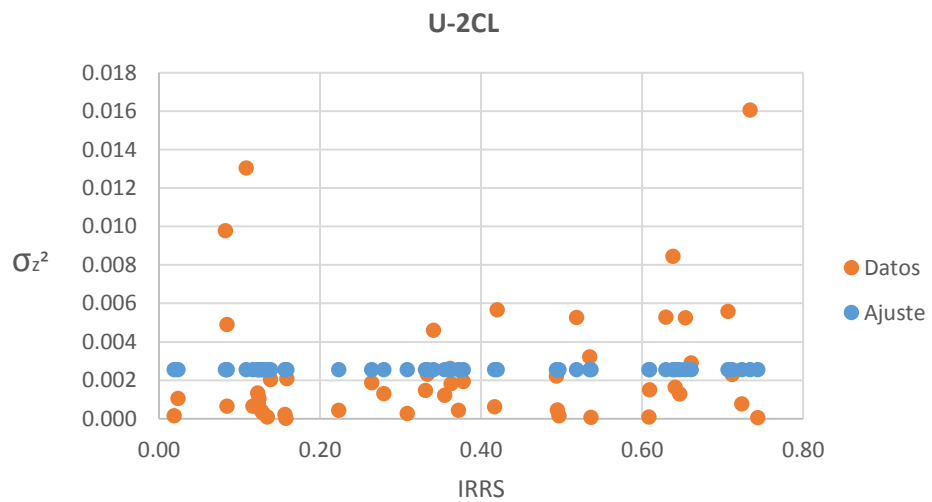


Figura 5.6 Gráfica para determinar la varianza de Z del sistema U-2CL.

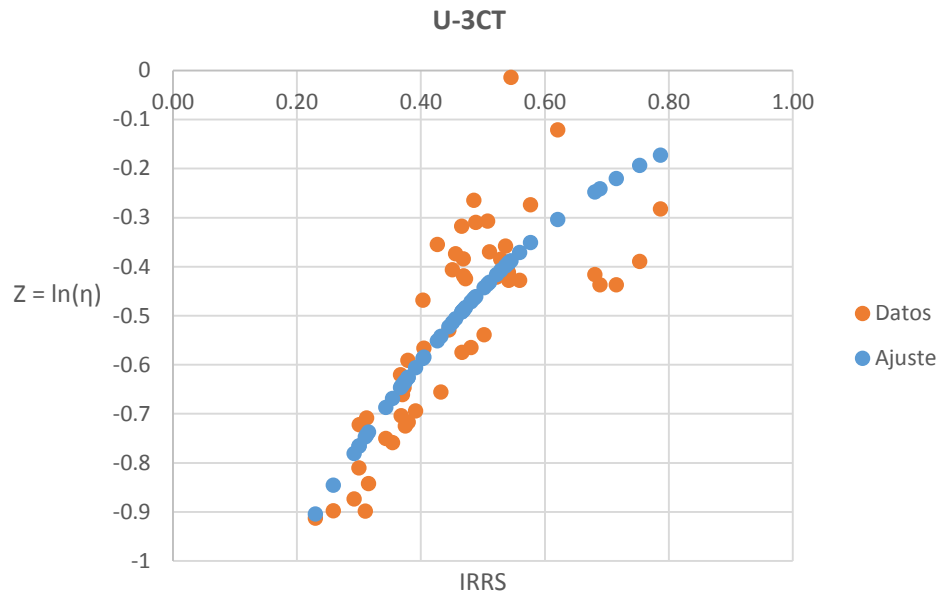


Figura 5.7 Gráfica para determinar la esperanza de Z del sistema U-3CT.

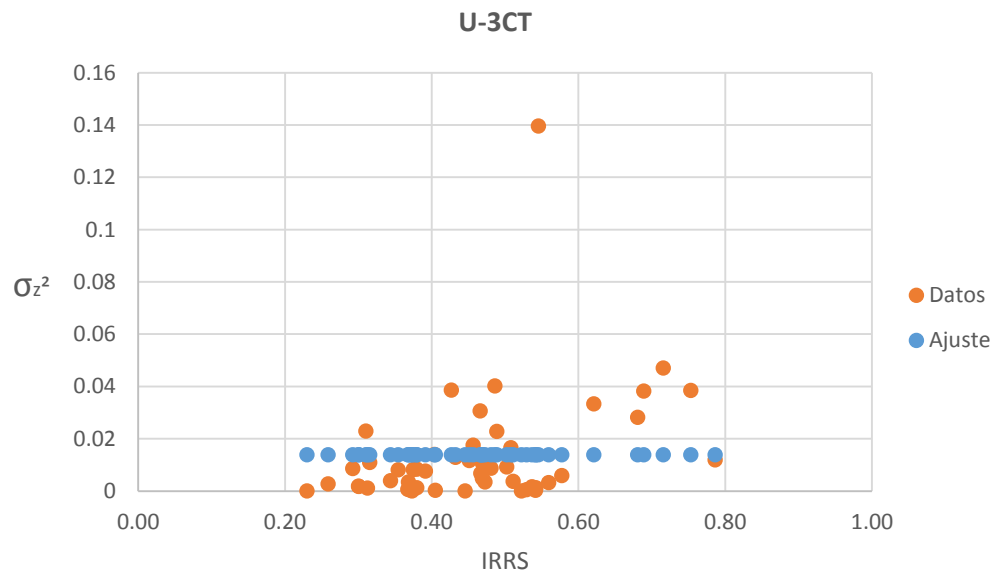


Figura 5.8 Gráfica para determinar la varianza de Z del sistema U-3CT.

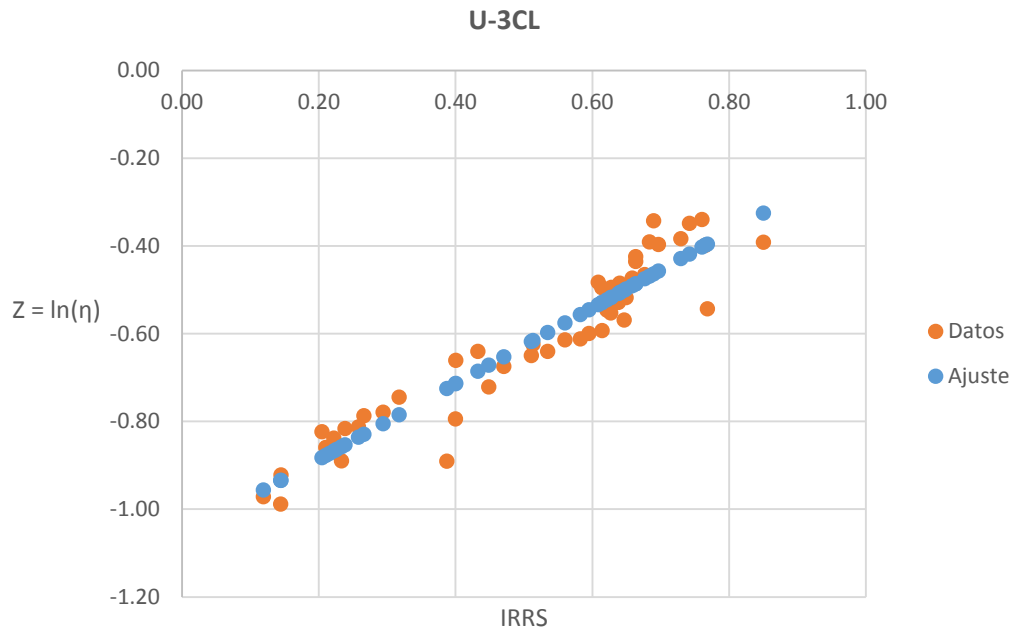


Figura 5.9 Gráfica para determinar la esperanza de Z del sistema U-3CL.

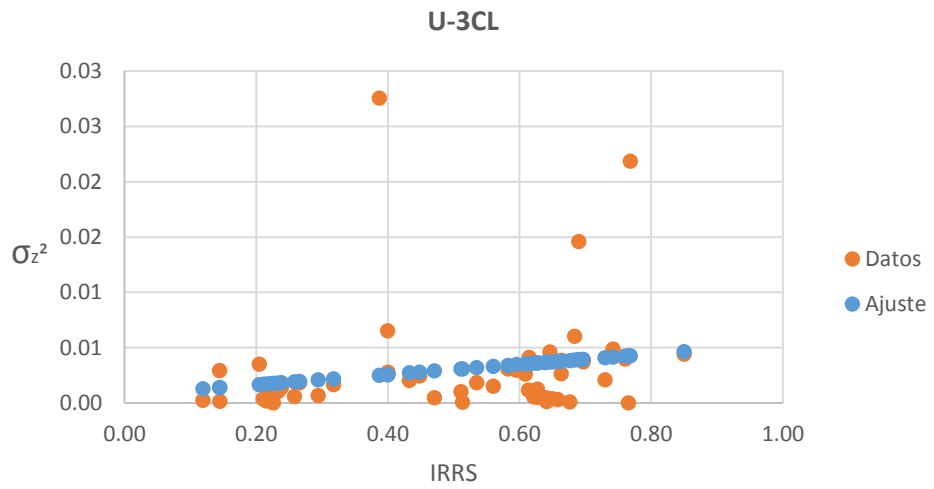


Figura 5.10 Gráfica para determinar la varianza de Z del sistema U-3CL.

Debido a que los valores de $U = I_{RRS}$, de la muestra utilizada, resultaron menores que la unidad fue posible utilizar el criterio de mínimos cuadrados para estimar los valores de los parámetros de las ecuaciones 4.4 y 4.5 que se integran en la siguiente tabla.

Tabla 6 Parámetros obtenidos para las ecuaciones 4.4 y 4.5.

Modelo estructural	a	b	c	a₁	b₁
U-2CT	-0.1644	-0.8297	0.0000	0.0030	-0.0005
U-2CL	-0.3120	-0.7604	0.0000	0.0025	0.0000
U-3CT	-0.1117	0.0000	1.3347	0.0139	0.0000
U-3CL	-0.1952	-0.8634	0.0000	0.0007	0.0046

5.2 ESTIMACIÓN DE LAS FUNCIONES DE CONFIABILIDAD.

Expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla, se utiliza la fórmula 4.3 y se tienen las siguientes funciones mostradas en la figura 5.11, en ella se muestran las funciones de confiabilidad en términos de la intensidad normalizada η definida por el índice de seguridad $\beta(\eta)$ (Cornell,1969).

La estimación de las funciones de confiabilidad que se lleva a cabo usando las ecuaciones 4.3, 4.4, 4.5, que se expresan en términos de la intensidad sísmica normalizada η .

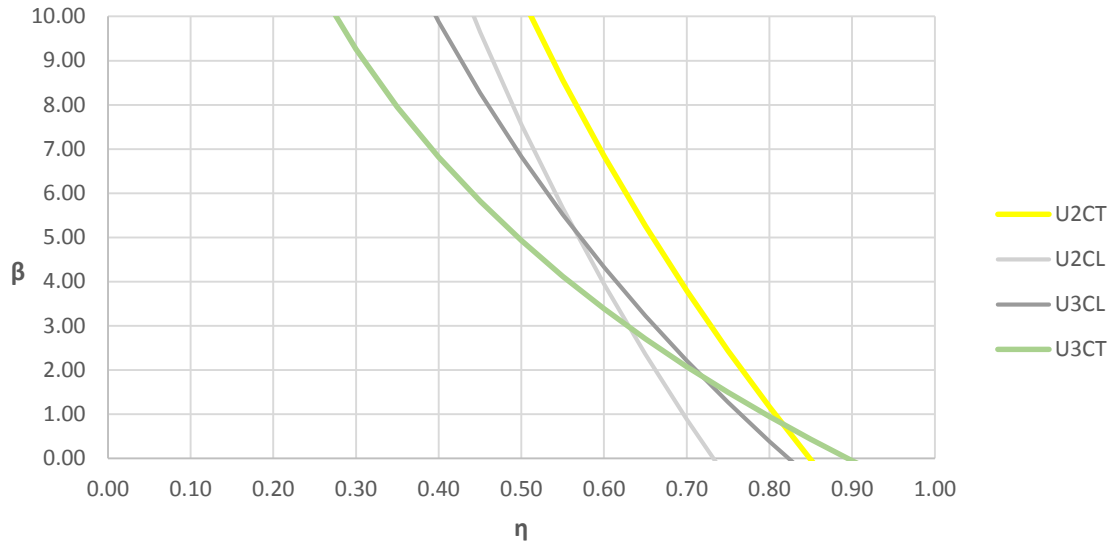


Figura 5.11 Funciones de confiabilidad, en términos de η , estimadas usando el IRRS para análisis de respuesta y de intensidad de falla.

En la figura 5.11 se tienen las funciones de confiabilidad en términos de intensidad sísmica normalizada haciendo uso de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) para los marcos en la dirección longitudinal y transversal.

De la figura 5.11 se aprecia que existen variaciones significativas entre las funciones de confiabilidad, por lo que se puede observar que para niveles de intensidad sísmica 0.45-0.55 de la estructura U-2C, 0.55–0.65 de la estructura U-3C, el índice de confiabilidad β es del orden de 5 y 6 tanto para la dirección transversal como longitudinal. Estos valores se pueden considerar como aceptables ya que representarían desplazamientos entre 8 cm para el modelo U-2C y de 10 cm. U-3C, aproximadamente; considerando que la normativa es de 0.006H hasta 0.012H se tiene que se tendría aproximadamente los índices de confiabilidad mencionados.

Para valores de η cercanos a la unidad, los índices de β decrecen de forma mínima por lo que se considera que se tiene un buen nivel de confiabilidad, es decir, que si se presentará un evento sísmico que demandara un nivel de desplazamiento lateral

de 22 cm, por ejemplo, para el modelo U-3CL se tendría un nivel de confiabilidad aceptable.

Se considera que los modelos estructurales con las características generales de la normativa del (INIFED) de concreto reforzado son apropiados bajo la intensidad sísmica impuesta por el sismo sintético simulado y la cual podría ser muy cercana a la que puede ocurrir en un futuro.

CONCLUSIONES

La elaboración de este trabajo permitió desarrollar un esquema general para tener estudios sistemáticos que permitieron establecer criterios de diseño sísmico basados en metas de confiabilidad y desempeño de las estructuras de los modelos educativos U-2C y U-3C de hormigón armado diseñados por el INIFED (Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa), desplantados en la zona del Municipio de Apizaco, Estado de Tlaxcala, mencionando las siguientes aportaciones:

- Se establecen criterios para describir las características de modelos a base de marcos de concreto, tanto en la dirección longitudinal y transversal para el análisis de respuesta no lineal, basado en el análisis paso a paso de los sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL), obtenidos a partir de análisis de empuje lateral pseudo-estático (pushover), donde se estudió y evaluó métodos y modelos simplificados para la estimación probabilística de respuestas sísmica de sistemas no lineales.
- De los resultados obtenidos se puede considerar al I_{RRS} como una herramienta para estimar las funciones de confiabilidad. Para ello se definió la condición de falla por colapso en términos de dicho índice, $I_{RRS} = (K_0 - K)/K_0$, al valor corresponde a $I_{RRS} = 1.0$.
- Como resultado de lo anterior se estimaron funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice β de Cornell en términos de la intensidad sísmica normalizada η . Esta se estima a partir del movimiento del terreno dado por el acelerograma simulado.

- El criterio que considera el I_{RRS} y el concepto de intensidad de falla resulta ser un método eficiente en las estimaciones de funciones de confiabilidad, se hace necesario que los valores del I_{RRS} contenidos en la muestra sean lo más cercano a la unidad, pues de esta forma se tiene una mejor estimación de los parámetros estadísticos de $Z = \ln(\eta)$ y por tanto de la función de confiabilidad correspondiente.

El criterio desarrollado en este trabajo tiene una aplicación general, por lo que puede emplearse para otros tipos de sistemas estructurales que cumplan con las hipótesis aquí consideradas.

RECOMENDACIONES

Se recomienda usar los sistemas simplificados de referencia en la estimación las respuestas de sistemas de múltiples grados de libertad, pero considerando que las estimaciones no pueden incluir el efecto de la degradación de rigidez y resistencia que es muy importante para la estimación de las respuestas asociadas con intensidades correspondiente al estado limite último.

En este trabajo se consideró estructuras regulares en elevación y en planta por lo que se despreciaron efectos de torsión, suponiendo que la sección crítica está bien confinada y el despreciar en el modelo de comportamiento la posibilidad de ocurrencia de la falla por pandeo de las barras de acero, puede influir significativamente en los resultados obtenidos en este trabajo, los cuales pueden estar de lado no conservador. Por lo anterior, se recomienda que en trabajos futuros se considere tal efecto, para ello se puede adoptar un criterio simplificado como el propuesto en Priestley *et al*, (1996).

Se incluyeron casos convencionales para un acelerograma sintético simulado planteado en el Municipio de Apizaco, por lo que las funciones de confiabilidad presentadas no serían válidas para otros casos donde la intensidad sísmica cambie, aunque el planteamiento general sí lo sea.

Se consideran indicadores globales del comportamiento estructural, por lo que no se contemplaron comportamientos locales de los sistemas analizados considerando las normas de diseño vigente, se considera que la falla por flexión rige sobre la falla por cortante y/o axial. En estudios futuros se recomienda tomar en cuenta el comportamiento local y la posibilidad de que dicho comportamiento también considere la falla por cortante.

Para llevar a cabo un análisis eficiente de confiabilidad, la capacidad de deformación determinada a partir de un análisis de empuje lateral presenta algunas limitaciones, entre las que se encuentran la imposibilidad de tomar en cuenta, para cada caso particular, las capacidades de absorción de energía que poseen los sistemas no lineales degradantes para deformaciones laterales mayores que el valor nominal de la capacidad de deformación determinada. Sin embargo, el concepto puede usarse como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad.

Por último, se recomienda realizar estudios y aplicar los criterios descritos en este trabajo para otros niveles de intensidad sísmica y en otras ciudades del país.

GLOSARIO DE SIGLAS

BUAP: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla

CENAPRED: Centro Nacional de Prevención de Desastres.

CENDIS: Centros de Desarrollo Infantil

CEPAL : Comisión Económica para América Latina.

CEPC: Coordinación Estatal de Protección Civil.

CFE: Comisión Federal de Electricidad.

EIRD: Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres

FONDEM: Fondo Nacional de Atención a Desastres Naturales

FVTM: Faja Volcánica Transversal Mexicana.

INEGI: Instituto Nacional de Estadística y Geografía

INIFED: Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa

ITIFE: Instituto Tlaxcalteca de Infraestructura Física y Educativa

MOC: Manual de Obras Civiles.

M.S.N.M: metros sobre el nivel del mar

OMM: Organización Meteorológica Mundial

OPD: Órgano Público Descentralizado

RSVM: Red Sísmica del Valle de México

SEP: Secretaría de Educación Pública

SEPE: Secretaria de Educación Pública del Estado.

SISMEX: Sistema de Información Sismotelemétrica de México

SNPC: Sistema Nacional de Protección Civil

SSN: Servicio Sismológico Nacional

UNAM: Universidad Nacional Autónoma de México

UNESCO: Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la cultura

GLOSARIO DE TERMINOS

Buzamiento: sentido u orientación de la inclinación de los relieves en plegamientos, formados en rocas sedimentarias que forman las capas de la tierra

Desastre: cuando la amenaza natural o peligrosidad detona en una zona vulnerable.

Estudio de microzonificación sísmica: mapa cartográfico de zonas de amenaza natural sísmica en el estado de Tlaxcala.

Exposición: localización geográfica y su relación con la cercanía a la amenaza natural, de tipo territorial número de habitantes, casas, museos, etc., diagnósticos geofísicos, historia sísmica de la zona.

Incertidumbre: limitaciones en el estado de conocimiento especializado imprecisión en cuanto a facultades institucionales, desconocimiento social afectando en la toma de decisiones institucionales.

Likert: Desarrollada por el sociólogo Likert (1932) también conocido como método de mediciones sumarias.

Peligrosidad: potencial peligroso que tienen la amenaza natural sísmica y en algunas ocasiones llamados fenómenos naturales, espontáneos.

Percepción social del riesgo sísmico: imaginarios subjetivos, generalmente religiosos, heredados culturalmente, dando origen a ideas y creencias de aceptación del riesgo.

Richter: escala que mide los sismos; asignando un número del menor a mayor para cuantificar los efectos del terremoto la escala es del 1 al 9.

Riesgo: es la suma de la amenaza natural más la vulnerabilidad.

Curva Backbone: Relación entre la fuerza y la deformación generalizada (o estrés generalizado y la tensión) de un componente estructural o montaje que se utiliza para caracterizar la respuesta en un modelo de análisis no lineal.

Cíclica Degradación Fuerza: Reducción en la fuerza, medida a una determinada ciclos de desplazamiento de carga, debido a la reducción de la resistencia a la deformación y la rigidez que se produce durante la carga cíclica.

Sobre cíclica: Curva de fuerza generalizada frente a la deformación que los sobres de respuesta de los datos obtenidos a partir de la carga cíclica de un elemento de construcción o montaje.

En ciclos de degradación: Reducción en la fuerza que se asocia con slop negativo de carga frente a la deflexión parcela dentro del mismo ciclo en el que se produce rendimiento.

Curva monótona: Curva de fuerza generalizada frente a los datos de deformación obtenidas de carga monótona de un componente estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Alamilla, J. (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporricadas" Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Doctor en Ingeniería.

- [2] Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel (1999) Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum. Earthquake Spectra: November 1999, Vol. 15, No. 4, pp. 637-656.

- [3] ATC-40: Applied Technology Council (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission, volume 1, Redwood City, California.

- [4] Barlow, Richard E.; Proschan, Frank. (1964) "Comparison of Replacement Policies, and Renewal Theory Implications". Ann. Math. Statist. 35 (1964), no. 2, 577--589.

- [5] Bernal I. (2006), "Microzonificación sísmica de la ciudad de Tlaxcala, México", Tesis de Maestría, Posgrado en Ciencias de la Tierra, UNAM.

- [6] Campos-Arias, D y L Esteva (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado" XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., Mexico, pp 567-573.

- [7] Chavacán, M., Lermo, J., Quintanar, L., (2004), "Determinación de una escala de magnitud para temblores corticales en la parte central del Cinturón Volcánico Mexicano", en I Conf. Int. Peligrosidad e Ingeniería Sísmica, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, Cuba, CD.ROM.

- [8] Comisión Federal de Electricidad (1993) "Manual de Diseño de Obras Civiles" Instituto de Investigaciones Electricas, Mexico.
- [9] Cornell, C. A. (1969) "A probability-based structural code", *Journal of American Concrete Institute*, 66 (12).
- [10] Díaz-González, M A (2006), "Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004", Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM.
- [11] Esteva L, Díaz-Lopez J, (2006), "Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index," Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland.
- [12] FEMA, 1997, "Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings" (Report No.FEMA 273), Washington, D.C.
- [13] Gnedenko, B. V., Beliaev Yu. K. and Soloviev, A.D. (1965) "Metodos matemáticos de la teoría de confiabilidad." Nauka, Moscú.
- [14] Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2011). INEGI 2012
- [15] Ismael Hernández, Eduardo (2003) "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.
- [16] Ismael Hernández, Eduardo (2010) "Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro", Tesis presentada en

la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Doctor en Ingeniería.

- [17] Ismael-Hernández, E., J. Lermo, F. Sánchez-Sesma, J. Angulo, D. Vega, J. Martínez y A. Zuñiga. (2011), "Estimación de intensidades sísmicas en la ciudad de Apizaco, Tlaxcala, para temblores profundos de fallamiento normal", Memorias, XVIII.

- [18] Ismael-Hernández, Eduardo – Lermo, Javier et al. (2012) "Estimación de intensidades sísmicas en La Ciudad de Apizaco, Tlaxcala, para temblores profundos de fallamiento normal" Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

- [19] Javier Lermo-Samaniego, Isabel Bernal-Esquia. (2005) "Zonificación Sísmica del Estado de Tlaxcala, Mexico" Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

- [20] Kanaan A. E. y G.H. Powell, "DRAIN-2D, a General Computer Program for Inelastic

- [21] Lermo J. y Bernal I. (2006), "Zonificación sísmica del Estado de Tlaxcala, México" Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Número Especial de Geología Urbana, Tomo LVIII, No. 2, pp 215-221.

- [22] Mander, J., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." Journal of structural engineering, 114, 1804.

- [23] Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa Zihuatanejo, Gro.

- [24] Mooser, F., Montiel, A., Zúñiga, Á., 1996, Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla: México, D.F., Subdirección de Construcción, Comisión Federal de Electricidad México, D.F., 63p.
- [25] Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., octubre 29, (2004).
- [26] Paulay, T. and Priestley, MJN (1992) "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", JohnWiley and Sons, New York. 744 p
- [27] Pérez Martínez, Roberto (2010) "Confiabilidad y optimización para diseño sísmico de edificios considerando la contribución de muros de mampostería", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Doctor en Ingeniería.
- [28] "Powel, G H (1973), "DRAIN-2D user's guide", Reporte No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley."
- [29] Priestley, M J N, F Seible y G M Calvi (1996). "Seismic design and retrofit of bridges", Ed. John Wiley and Sons, Inc. pp 243-277.
- [30] R. Barlow and F. Proschan, (1975). "Importance of system components and fault tree events Stochastic Process". Appl., 3 , pp. 153–173.
- [31] Rodríguez, M. y Botero, J.C. (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Series del Instituto de Ingeniería No. 575, UNAM, México, Enero 1996.

- [32] Scott, B. D.; Park, R.; and Priestley., M. J. N., (1982), "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Title no. 79-2, January-February,13-27 pp.
- [33] Singh S.K., Ordáz M., Pacheco J.F., Quaas R., Alcántara L., Alcocer S., Gutiérrez C., Meli R., and Ovando E. (1999), "A preliminary report on the Tehuacán, México earthquake of June 15, 1999 (Mw=7.0)", Seismological Research Letters. Vol. 70 N°5.
- [34] Wang, M L y S P Shah (1987), " Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", *Earthquake Engeneering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp 993-1003.