

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY
CAMPUS MONTERREY

DIVISIÓN DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERÍA



**TECNOLOGICO
DE MONTERREY®**

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL
DE CONCRETO REFORZADO**

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE

**MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA Y ADMINISTRACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN**
ESPECIALIDAD EN MATERIALES Y ESTRUCTURAS DE ALTO COMPORTAMIENTO.

POR:

MARCO ANTONIO ROBERTO SÁNCHEZ AGUILAR

ARQUITECTO

MONTERREY, N. L.

DICIEMBRE 2010.

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS

Agradezco y dedico este trabajo al Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas.

También agradezco grandemente por sus enseñanzas a mis profesores:

Dr. Salvador García Rodríguez, Dr. Sergio Gallegos Cázares, Dr. Carlos Nungaray Pérez,
Dr. Raymundo Cordero Cuevas y Dr. Humberto Cantú Delgado.

A quienes cuentan con mi amistad y quienes sin ellos me hubiese perdido irremediabilmente:

A Violeta Hernández Córdova, Lorena Villaseñor Contreras, Rena Porsen Overgaard,
Cesar Domínguez Meneses y Carlos García Sotoluján.

A mi familia entera.

Por su apoyo e infinita paciencia:

Al Departamento de Planeación y Desarrollo Organizacional.

Al Centro de Diseño y Construcción.

Al Consejo Nacional para la Ciencia y Tecnología (CONACYT) .

INDICE DE CONTENIDO

Capítulo I

GENERALIDADES

1.1	INTRODUCCIÓN	14
1.2	ANTECEDENTES	14
1.3	DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	15
1.4	JUSTIFICACIÓN	16
1.5	LÍNEAS DE INVESTIGACION.....	17
1.6	ALCANCE.....	17
1.7	OBJETIVOS.....	18
1.7.1	GENERALES	18
1.7.2	ESPECÍFICOS	18

Capítulo II

MARCO CONCEPTUAL

2.1	CONCEPTO.....	19
2.2	TIPOS DE ANÁLISIS.....	21
2.3	NIVELES DE DESEMPEÑO	23
2.3.1	PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000 SEAOC	23
2.3.2	PROPUESTA DEL ATC -40, FEMA-356.....	25
2.4	NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA.....	31
2.4.1	SISMOS DE DISEÑO	32
2.4.1.1	NORMATIVA SÍSMICA PARA LA CIUDAD DE MÉXICO (NTCDS, 2004).....	32
2.4.1.2	PROPUESTA DEL ATC-40 (1996).....	33
2.4.2	REPRESENTACION GRÁFICA DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	34
2.5	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	36
2.5.1	PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000	36
2.5.2	PROPUESTA DE ATC- 40.....	37
2.5.3	CONSIDERACIONES PARA EDIFICACIONES ESENCIALES.....	37
2.6	CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	37
2.6.1	DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	37
2.6.1.1	MODELOS CONSTITUTIVOS	39
2.7.1.2	RELACIONES MOMENTO CURVATURA.....	43

2.7.2	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (TÉCNICA DE “PUSHOVER”).....	45
2.7.3	REPRESENTACIÓN BILINEAL DE CURVA DE CAPACIDAD (ESFUERZO DESPLAZAMIENTO IDEALIZADA).....	47
2.8	ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	50
2.8.1	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)	50
2.8.1.1	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	55
2.8.1.2	LIMITACIONES DEL MÉTODO	57
2.8.2	MÉTODO DEL COEFICIENTE POR DESPLAZAMIENTO (MCD)	57
2.8.2.1	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DEL COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO.....	58
2.9	CRITERIOS DE DESEMPEÑO	61
2.9.1	LINEAMIENTOS DEL FEMA-356.....	62

Capítulo III

CASOS DE ESTUDIO

3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	65
3.2.	ESTABLECIMIENTO DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO	70
3.3	PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PRELIMINAR.....	76
3.3.1	COMENTARIOS GENERALES DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO	76
3.3.2	ANÁLISIS PRELIMINAR.....	76
3.3.2.1	SELECCIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO	76
3.3.2.2	CARGAS GRAVITACIONALES	77
3.3.3	DISEÑO PRELIMINAR	85
3.3.3.1	COMENTARIOS GENERALES AL DISEÑO PRELIMINAR.....	85
3.3.3.2	COMBINACIONES DE CARGA.....	85
3.3.3.3	CÁLCULO DE ARMADOS DEL DISEÑO PRELIMINAR.....	86
3.3.3.3.1	COMENTARIOS GENERALES SOBRE LA CONFIGURACION ESTRUCTURAL Y ESTIMACIÓN DE RIGIDEZ MÍNIMA DE DEL MODELO.....	86
3.3.3.3.2	REVISIÓN DE RIGIDEZ MINIMA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL ORIGINAL DEL EDIFICIO.....	87.
3.3.3.3.3	CONFIGURACION ESTRUCTURAL PROPUESTA.....	87
3.3.3.3.4	REVISIÓN DE RIGIDEZ MÍNIMA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL PROPUESTA PARA EL EDIFICIO	90
3.3.3.3.5	CÁLCULO Y SELECCIÓN DE ARMADOS.....	91

Capítulo IV

RESULTADOS

4.1	INTRODUCCIÓN	96
4.2	ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.....	96
4.2.1	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	96
4.2.2	PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS VIGA Y COLUMNA	100
4.3	ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL ELÁSTICO	102
4.3.1	ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL 3D.....	102
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH OVER.....	110

Capítulo V

5.1	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	128
-----	----------------------------------	-----

<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	129
---------------------------	-----

INDICE DE ILUSTRACIONES

Capítulo I

Capítulo II

FIGURA II – 1. DIAGRAMA DE FLUJO DE LA INGENIERÍA BASADA EN EL DESEMPEÑO “VISION 2000, 1995)	20
FIGURA II -2. TIPOS DE ANÁLISIS	21
FIGURA II -3. NIVELES Y RANGOS DE NIVELES DE DESEMPEÑO. (FEMA-356, 2000)	29
FIGURA II -4. ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO, CIUDAD DE MÉXICO (5% DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO).....	33
FIGURA II -5. ESPECTRO SÍSMICOS ELÁSTICOS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO.	35
FIGURA II -6. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE RESPUESTA EN FORMATO AD.....	35
FIGURA II -7. MODELO TRILINIAL PARA EL COMPORTAMIENTO DE ACERO.....	41
FIGURA II -8. CURVA DE ESFUERZO DEFORMACIÓN DE HORMIGÓN CONFINADO. (MANDER ET AL, 1988).....	42
FIGURA II -9. PUNTOS NOTABLES EN EL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.....	45
FIGURA II -10. REPRESENTACIÓN BILINEAL IDEALIZADA DE LA CURVA DE CAPACIDAD. (FEMA-356, 2000)	49
FIGURA II -11. REPRESENTACIÓN BILINEAL IDEALIZADA DE LA CURVA DE CAPACIDAD. (ATC- 40, 1996)	50
FIGURA II -12. DESCRIPCIÓN GRÁFICA DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)	51
FIGURA II -13. ENERGÍA DISIPADA INELÁSTICAMENTE <u>ED</u> EN EL PRIMER CICLO HISTERÉTICO.	52
FIGURA II -14. ENERGÍA ABSORBIDA <u>Es</u> , SISTEMA LINEAL DE RIGIDEZ <u>Ksec</u>	52
FIGURA II -15. ESQUEMA PARA CALCULAR ENERGÍA DISIPADA	53
FIGURA II -16. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (MEC).....	56
FIGURA II -17. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD (MCD)	58
FIGURA II -18. RELACIONES FUERZA-DEFORMACIÓN GENERALIZADAS PARA ELEMENTOS DE CONCRETO Y COMPONENTES	62

Capítulo III

FIGURA III - 1. PLANTA ESTRUCTURAL. MODELO DE HOSPITAL.	66
FIGURA III - 2. ELEVACION FRONTAL TÍPICA. MODELO DE HOSPITAL.....	67
FIGURA III - 3. ELEVACION LATERAL TÍPICA. MODELO DE HOSPITAL.	68
FIGURA III - 4. MODELO DE HOSPITAL EN EL SAP2000ADV.V14.....	69

FIGURA III - 5. ZONIFICACIÓN DEL EDIFICIO PARA FINES DE DISEÑO SÍSMICO	70
FIGURA III - 6. ESPECTRO DE RESPUESTA DE ELÁSTICO (ERE) PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA A	71.
FIGURA III - 7. ESPECTRO DE RESPUESTA DE ELÁSTICO REDUCIDO (ERERD) PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA A	72.
FIGURA III - 8. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO ELÁSTICO REDUCIDO O DE COLAPSO (ERDER) PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA A	73.
FIGURA III - 9. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO PARA SERVICIO (ERDS) PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA A	74.
FIGURA III - 10. COMPARATIVA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA A	75.
FIGURA III - 11. SECCIÓN TÍPICA DE LA LOSA NERVADA DE ENTREPISO Y AZOTEA	77.
FIGURA III - 12. PLANTA ESTRUCTURAL LOSA NIVEL 01.	79.
FIGURA III - 13. PLANTA ESTRUCTURAL LOSA NIVEL 02 Y 03.	80.
FIGURA III - 14. PLANTA ESTRUCTURAL LOSA NIVEL 04 A 09.	81.
FIGURA III – 15a. CLASIFICACIÓN DE MARCOS EN EL EJE “Y”.	82.
FIGURA III – 15b. TAMAÑO DE COLUMNAS. MARCOS EXTERIORES.	83.
FIGURA III – 15c. TAMAÑO DE COLUMNAS. MARCOS INTERIORES	84.
FIGURA III - 16. CONFIGURACIÓN DE MUROS DE CORTE EN PLANTA ESTRUCTURAL. MODELO DE HOSPITAL	88.
FIGURA III - 17. TIPOLOGÍA # 1 DE MURO DE CORTE. MODELO DE HOSPITAL	89.
FIGURA III - 18. TIPOLOGÍA # 2 DE MURO DE CORTE. MODELO DE HOSPITAL	89.
FIGURA III - 19. TIPOLOGÍA # 3 DE MURO DE CORTE. MODELO DE HOSPITAL.	89.
FIGURA III - 20. ASIGNACIÓN DE CARGA PUNTUAL EN MUROS DE CORTE	89.
FIGURA III - 21. MODELO DE HOSPITAL GENERADO EN EL SAP2000ADV. V14”	89.
FIGURA III - 22. RESULTADO TÍPICO DEL MURO DE ELEMENTO POR EL SAP2000ADV.V14.	91.
FIGURA III - 23a ARMADO DE VIGAS Y COLUMNAS. MARCOS EXTERIORES.	93.
FIGURA III - 23b ARMADO DE VIGAS Y COLUMNAS. MARCOS INTERIORES.	94.

Capítulo IV

FIGURA IV - 1. DEFINICIÓN NO LINEAL DEL CONCRETO, MODELO NO CONFINADO DE MANDER ET AL, 1998.	97
FIGURA IV - 2. DEFINICIÓN NO LINEAL DEL CONCRETO, MODELO CONFINADO DE MANDER ET AL, 1988.	97
FIGURA IV - 3. CURVA MOMENTO CURVATURA GENERADA EN EL MODULO, "SECTION DESIGNER".	98
FIGURA IV - 4. DEFINICIÓN NO LINEAL DEL CONCRETO, MODELO CONFINADO PARA MUROS DE CORTE	98
FIGURA IV - 5. DEFINICIÓN NO LINEAL POR CAPAS DE MUROS DE CORTE.	99
FIGURA IV - 6. DEFINICIÓN NO LINEAL POR CAPAS DE MUROS DE CORTE	99
FIGURA IV - 7. DEFINICIÓN NO LINEAL DEL ACERO DE REFUERZO, MODELADO DE PARK ET AL, 1982.	100

FIGURA IV - 8. LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS CONCRETADAS .	101.
FIGURA IV - 9. DEFINICIÓN DE PARAMETROS PARA ARTICULACIONES PLÁSTICAS.	101.
FIGURA IV - 10. EL PRIMER MODO DE VIBRAR ES TRASLACIÓN A LO LARGO DEL EJE FUERTE “Y”.	104.
FIGURA IV - 11. EL SEGUNDO MODO DE VIBRAR ES TRASLACIÓN A LO LARGO DEL EJE FUERTE “X”.	105.
FIGURA IV - 12. EL TERCER MODO ES ROTACIÓN ALREDEDOR DEL CENTRO DE MASA.	106.
FIGURA IV - 13. ENVOLVENTE DE DESPLAZAMIENTOS. ESTADO LIMITE DE SERVICIO Y SEGURIDAD	107.
FIGURAIV - 14. GRÁFICO DE DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO POR SEGURIDAD.	108.
FIGURA IV - 15. GRÁFICO DE DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO POR COLAPSO.	109.
FIGURA IV - 16. DEFINICION DE PATRÓN DE CARGAS POR GRAVEDAD “NLSTAT-GRV”.	110.
FIGURA IV - 17. ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO POR GRAVEDAD..	110.
FIGURA IV - 18. DEFINICIÓN DE PATRÓN DE CARGAS LATERAL TRIANGULAR.	111.
FIGURA IV - 19. DEFINICIÓN DE PATRÓN DE CARGAS LATERAL “ NLSTAT-PUSH”.	111.
FIGURA IV - 20. CRITERIO PARA ACEPTACIÓN DE ROTACIONES PLASTICAS EN ARTICULACIONES.	112.
FIGURA IV - 21. CÓDIGO DE COLORES UTILIZADO PARA DEFINIR NIVELES DE DESEMPEÑO	113.
FIGURA IV - 22. CORTANTE BASAL- DESPLAZAMIENTOS DE TECHO PARA LA CURVA DE EMPUJE DEL EDIFICIO “NLSTAT- MODE”	114.
FUGURA IV - 23a & b. ANÁLISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRÍANGULAR, FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN Δ DEL TECHO = 5.9 CM Y 12.1. CM MARCO EXTERIOR.	116.
FIGURA IV - 23c & d. ANÁLISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRÍANGULAR, FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLASTICAS EN Δ DEL TECHO = 16.5 CM Y 22.3. CM MARCO EXTERIOR.	117.
FIGURA IV - 23e & f. ANÁLISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRIANGULAR, FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN Δ DEL TECHO = 32.5 CM Y 62.7. CM MARCO EXTERIOR.	118.
FIGURA IV - 24a & b ANÁLISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRIANGULAR, FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN Δ DEL TECHO = 5.9 CM Y 12.1 CM MARCO INTERIOR.	119.
FIGURA IV - 24c & d .ANÁLISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRIANGULAR, FORMACION DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN Δ DEL TECHO = 16.5 CM Y 22.3 CM MARCO INTERIOR.	120.
FIGURA IV - 24e & f .ANALISIS PUSH OVER PATRÓN LATERAL TRIANGULAR, FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN Δ DEL TECHO = 32.5 CM Y 62.7 CM MARCO INTERIOR.	121.
FIGURA IV - 25. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN EL EDIFICIO. DEL ANALISIS “NLSTAT-PUSH”.	122.
FIGURA IV - 26. IDE DE EL EDIFICIO E IDE. DEL ANALISIS “NLSTAT-PUSH”.	123.
FIGURA IV - 27. CURVA DE CAPACIDAD. COMPARATIVA DE ROTACIONES PERMISIBLES CONTRA DEMANDADAS.	124.

FIGURA IV - 28. COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DEL MURO DE CORTE. PRIMER MODO DE VIBRACION, MODELO HOSPITAL	125.
FIGURA IV - 29. DISTORSIONES EN MURO DE CORTE. CASO "NLSTAT-PUSH"	126.
FIGURA IV - 30. ROTACION GENERADA EN MURO DE CORTE. CASO "NLSTAT-PUSH",.....	126.
FIGURA IV - 31. CICLO HISTORICO EN MURO DE CORTE. CASO "NLSTAT-PUSH",	127.
FIGURA IV - 32. ESFUERZOS GENERADOS EN EL CONCRETO Y EN EL ACERO DENTRO DEL MURO DE CORTE. MODELO HOSPITAL.....	127.

INDICE DE TABLAS

Capítulo I

Capítulo II

TABLA II - 1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO. VISION 2000 (SEAOC, 1995).....	24
TABLA II - 2. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN (ATC- 40, 1996), (FEMA-356, 2000).....	28
TABLA II - 3. NIVELES DE DESEMPEÑO Y DAÑO ESTRUCTURAL PARA ELEMENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES. (FEMA-356, 2000)	30
TABLA II - 4. MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. COMITÉ VISION 2000 (SEAOC, 1995)	34
TABLA II - 5. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO RECOMENDADOS. VISION 2000 (SEAOC, 1995).....	37
TABLA II - 6. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA EL CRITERIO DE SEGURIDAD BÁSICA (ATC- 40, 1996)	37
TABLA II - 7. NIVELES DE DESEMPEÑO ESPERADO PARA EDIFICACIONES ESENCIALES. (AGUIAR FALCONÍ, 2003)...	38
TABLA II - 8. VALORES PARA EL FACTOR MODIFICADOR DE AMORTIGUAMIENTO, κ . (ATC- 40, 1996).....	53
TABLA II - 9. VALORES MÍNIMOS REQUERIDOS PARA SRA Y SRV. (ATC- 40, 1996)	54
TABLA II - 10. VALORES DEL FACTOR MODIFICADOR C_o	59
TABLA II - 11. VALORES DEL FACTOR MODIFICADOR C_2	60
TABLA II - 12. VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO (ATC-40, 1996)	61
TABLA II - 13. VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO. (VISION 2000)	62

Capítulo III

TABLA III - 1. DISTORSIONES PERMISIBLES DE ENTREPISO. RESUMEN. FUENTE NTCDS (2004) TABLA A.1.....	77.
TABLA III - 2. MESA Y PESOS DE LOS MODELOS DEL HOSPITAL. FUENTE SAP2000.	78.
TABLA III - 3. CRITERIO DE DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO UTILIZADOS. FUENTE SAP2000.	85.
TABLA III - 4. CORTANTE BASAL ERDER. CONFIGURACION ESTRUCTURAL ORIGINAL, FUENTE SAP2000.....	87.
TABLA III - 5. CORTANTE BASAL ERDER CONFIGURACION ESTRUCTURAL ORIGINAL. FUENTE SAP200.....	90.
TABLA III - 6. CUANTIA DE ACERO PARA LAS VIGAS DEL DISEÑO PRELIMINAR. CONFIGURACION ESTRUCTURAL PROPUESTA	95.

Capítulo IV

TABLA IV - 1. PERIODOS DE VIBRACION Y PARTICIPACION DE MASA.	103
TABLA IV - 2. CORTANTE BASAL MAXIMO.	106.
TABLA IV - 3. SELECCIÓN DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	113.

ESTA PAGINA ESTA INTENCIONALMENTE EN BLANCO.

Capítulo I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La normativa actual del diseño en México tiene como principal objetivo proteger las edificaciones ante diferentes demandas sin que estas colapsen, esto es determinado por procedimientos prescriptivos, que se soportan en la satisfacción de los requisitos de resistencia solicitados, estos toman en cuenta diferentes estados de funcionalidad estructural, pero solo se pronostican mediante un escenario de diseño.

En consecuencia, el desempeño de la estructura en términos de valorar del daño, la distribución irregular de la resistencia producto de un comportamiento no lineal y la ductilidad, no son considerados efectivamente. Abordaremos en esta tesis el uso de la filosofía del *diseño sísmico basado en desempeño* (PBSD) orientada a la capacidad estructural a través del uso de análisis estáticos no lineales o *Push over*. El edificio esta categorizado categoría A o esencial según la categorización de Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico.

1.2 ANTECEDENTES.

Para situarnos en el marco actual y global del diseño por desempeño debemos remitirnos al trabajo realizado por la comunidad científica de los Estados Unidos, en respuesta a los fuertes sismos que han enfrentado en su historia. Obviaremos aquí lo referente a sus notables aportaciones en el diseño estático basado en resistencia, sin embargo es preciso mencionar para efectos de situarnos en el tiempo de los avances logrados por investigadores de toda la nación, en particular de la University of California at Berkeley como los doctores Bertero, y de las agencia federales y asociaciones relacionadas con la seguridad y salvaguarda de la población norteamericana, entre ellas de las que como referencia importantísima esta la Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA) que fue creada en 1979 y que ha sido responsable de editar y emitir los progresos del diseño sísmico en los Estados Unidos. Estos documentos han servido como referencia y han alentado a los códigos de diversas naciones a adoptar sus criterios u evolucionar de manera casi paralela.

Los principios del diseño por capacidad fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975), quienes consideraron que un incremento en la resistencia global de una estructura podría garantizar la seguridad y, por consiguiente reduce el daño necesariamente. A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la

estructura era más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura en portal podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño. (Priestley, 2000)

El enfoque principal de la mayoría de los códigos de diseño, incluyendo el actual Código Internacional de Construcción 2003, es asegurar la seguridad de la vida, sin embargo se trabaja de manera cada vez mas intensa en el desarrollo de métodos de análisis, evaluación y diseño lo suficientemente probados como para que en el futuro cercano puedan ser aceptados de implementarse en las normativas existentes. Mayormente estas metodologías hoy se utiliza para la evaluación y reparación de estructuras existentes. Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas con los datos de entrada. (Bonnett Díaz, 2003)

1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La operación continua de las instalaciones y la reducción de la pérdida económica asociada con los daños por sismo son consideraciones secundarias actualmente, si es que son consideradas durante el proceso de diseño. Las pérdidas económicas y humanas registradas en sismos anteriores han alertado de la necesidad de una metodología de diseño interdisciplinaria, que incluya al propietario del edificio, el arquitecto e ingeniero estructural, para comprender y seleccionar un nivel de desempeño sísmico adecuado y deseado para edificios y sus componentes no estructurales cuando sean sometidos a niveles específicos de aceleración del suelo. El diseño sísmico basado en desempeño permite la integración de equipos de diseño para los niveles apropiados de aceleración y los objetivos de desempeño (performance objectives), para la edificación, que no sólo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño. (Gallego, 2003)

La confiabilidad del diseño sísmico por resistencia ha sido manifiesto en el mal desempeño sísmico que las estructuras existentes modernas han reflejado. El caso del sismo de 1985 en la ciudad de México es un ejemplo claro de la falla de reglamentos de construcción modernos para evitar el colapso de estructuras en sismos excepcionales. (Fintel, 1994).

Además, se han presentado grandes inconsistencias entre estructuras con un mismo sistema estructural. Una falla de los reglamentos actuales la constituye el hecho de considerar los espectros de diseño de forma probabilística y que aborda la estimación de la respuesta estructural el control de daño y las posibles pérdidas determinísticamente; las condiciones de servicio se verifican por el índice de distorsión de entresijos; la incompatibilidad de esto da a lugar en muchas ocasiones a resultados distintos de los esperados.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Las nuevas tendencias de diseño pretenden lograr estructuras con comportamiento sísmico predeterminado (nivel de comportamiento) con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (desempeño objetivo), cuando se sometan a las solicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de peligro o riesgo uniforme asociado a cada nivel de funcionalidad. Lo anterior establece necesariamente varios escenarios de diseño y verificación, para los cuales debe existir la demanda asociada a una probabilidad de falla preestablecida. Lo que se pretende es establecer un procedimiento básico para la deducción del daño estructural espectralmente en términos de la demanda sísmica y la capacidad estructural conocida. (Gallego, 2003), (Dominguez, 2009).

En el pasado, por más de siete años, las reglas federales norteamericanas fueron publicadas, las cuales ayudaron a facilitar la implementación de las bases de diseño con respecto a las estructuras existentes. El FEMA 273, Guía para Sismo, Rehabilitación de Edificios, guía que ha sido actualizada subsecuentemente como FEMA 356, proporciona objetivos de desempeño específicos para que sean utilizados en los edificios en consideración y sus componentes no estructurales asociados. Mientras son escritas para su uso de las estructuras existentes, las guías podrían también ser usadas como bases para el diseño de los sistemas de resistencia-fuerza sísmica (sismo-resistentes) para nuevas estructuras.

El diseño sísmico basado en desempeño (PBSD) tiene las siguientes características distintivas:

- El PBSD, permite que el dueño, el arquitecto y el ingeniero estructural escojan ambos el nivel apropiado de movimiento del suelo y escoger el nivel adecuado de protección para este.
- Niveles múltiples del movimiento del suelo pueden ser evaluados, con un diferente nivel de desempeño para cada nivel de movimiento.
- Los niveles de desempeño objetivo tienen un rango desde la operación continua (ocupación inmediata luego del evento) , en la cual el edificio y los componentes no estructurales se espera que no presente casi daño en respuesta al sismo de diseño, hasta la prevención del colapso, en la cual la estructura debería permanecer en pie, pero extensamente dañada.

- Los factores de ductilidad específicos (valores "miu") son especificados para cada componente del sistema sismo-resistente. El factor de ductilidad depende del nivel de desempeño objetivo del edificio, tipo de material y la ductilidad relativa de componentes.

Al aplicar el diseño por desempeño es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño objetivo diseñados. Las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente, permiten determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica. (Carillo, 2007)

El diseño sísmico actual plantea para las edificaciones un escenario de diseño único y típico en el que se requiere que la estructura proteja la vida de sus ocupantes como se menciono anteriormente en el estado limite de seguridad de vid, así es que si se plantea un comportamiento no lineal de las edificaciones y admite un daño que se busca controlar, pero sobre simplificando el problema y desconociendo el comportamiento de las estructuras para cualquier otro movimiento que se presente; la filosofía de diseño entonces extrapola ese escenario y reconoce de antemano que para una demanda menor los daños serán menores; sin embargo, como se mencionó anteriormente, durante varios sismos pasados las estructuras han cumplido con su objetivo de preservar vidas, pero los daños y costos de reparación han sido dramáticos, aún en sismos menores al de diseño.(Domínguez, 2009)

1.5 LINEAS DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación, desarrollo del modelo y software de esta tesis fue posible gracias a los esferazos económicos y docentes del Centro de Diseño y Construcción (CDC) dirigidos por el Dr. Carlos Reyes Salinas. El CDC ha nacido de la búsqueda por incrementar la competitividad internacional de la Industria de la Construcción en México, apoyando la transferencia de tecnología en el análisis, diseño y construcción de proyectos de ingeniería civil y arquitectura. Para lograr este objetivo se ha adquirido la licencia del software SAP2000 V14 desarrollado para el análisis y diseño estructural principalmente no lineal por la Universidad de California at Berkeley.

1.6 ALCANCE

La investigación siguiente desarrollará la metodología del diseño por desempeño utilizando análisis estáticos no lineales en un edificio de concreto armado ubicado en una zona de alta sismicidad y catalogada como edificación esencial en caso de emergencia urbana, es decir esenciales para la seguridad pública, y para ser usadas en caso de emergencia, las cuales representan una amenaza significativa para la vida humana en caso de falla. En nuestro caso un edificio de hospital.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 GENERALES

Evaluar el comportamiento sísmico de una edificación categoría A “esencial” aplicando los criterios del diseño sísmico basado en desempeño.

1.7.2 ESPECÍFICOS

1. Introducir la investigación con un marco teórico y las bases técnicas propias del diseño sísmico basado en el desempeño utilizado.
2. Permitir el manejo de los principales factores que influyen en la deducción del riesgo sísmico de estructuras de vulnerabilidad conocida.
3. Evaluar el daño estructural de una edificación esencial.
4. Confrontar la metodología de diseño actual y la basada en el desempeño mediante la creación de modelos comparativos a través de la simulación de una edificación en el programa de análisis y diseño estructural “SAP 2000 V.14”.
5. Demostrar la necesidad de cambiar las técnicas de análisis y diseño actual en función de los resultados obtenidos del desempeño estructural asegurando que éstas sean más precisas y realistas.

Capítulo II

MARCO CONCEPTUAL

2.1 CONCEPTO

El concepto y el criterio del desempeño sísmico se encuentran expresados en los documentos FEMA 178 -emitido originalmente para la evaluación sísmica de edificios y con la intención de predecir el tipo de daño que podrían experimentar en eventos futuros-, y en el FEMA 273 que fue reemplazado subsecuentemente por el FEMA -356 -estos dos fueron emitidos para el diseño de la rehabilitación de edificios-. Estos documentos han sido estandarizados por la ASCE / SEI como ASCE 31 y ASCE 41 respectivamente.

A diferencia de los códigos prescriptivos como el NZS (New Zeland Standards) de Nueva Zelanda y el UBC (Uniform Building Code) de los Estados Unidos que dictan fuerzas de diseño y requerimientos de detallado de los cuales se asume que al ser cumplidos, predicen un comportamiento sísmico adecuado sin garantizar el desempeño del mismo ante eventos de diferente magnitud. En los lineamientos del FEMA mencionados se busca que en la condición de falla la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante. Una aplicación de este concepto es la condición de diseño donde se busca ubicar el mecanismo de falla en las vigas y no de columnas (columna fuerte, viga débil) de los marcos. El diseño por desempeño es uno de los tipos de diseño por capacidad, donde se busca que la estructura tenga un desempeño adecuado, medido a partir de variables específicas, como lo es la distorsión de entrepiso. (Carillo, 2007)

El diseño basado en desempeño predice y evalúa confiablemente las demandas y capacidades estructurales, y asegura el alcance de los niveles de desempeño requeridos para la edificación, sus competentes y ocupantes. Los niveles de desempeño se expresan en estados de daño correspondientes a condiciones límites. Su fundamentación general, es mucho más amplia que la anotada en normas o códigos, donde una provisión es resulta directamente por los propios dueños, en lugar de aplicar una prescripción tradicional preestablecida. Como elementos alternativos, es posible establecer objetivos apropiados, niveles de desempeño y criterios de aceptación. Hoy se cuenta con herramientas de cálculo que permiten evaluar y predecir el comportamiento estructural, los diferentes niveles de desempeño y tener una visión más completa de todas las etapas que puede cumplir una edificación. Además, se puede: refinar los códigos de diseño, proporcionar una opción válida para tener niveles de desempeño, mejorar la evaluación y restauración de los edificios existentes ("retrofit"), racionalizar la estimación de las pérdidas,

mejorar la evaluación post-sísmica y aumentar la eficiencia de la investigación en ingeniería sismo resistente. (Holmes, 2000)

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no sólo es aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos. (Bonnett Díaz, 2003)

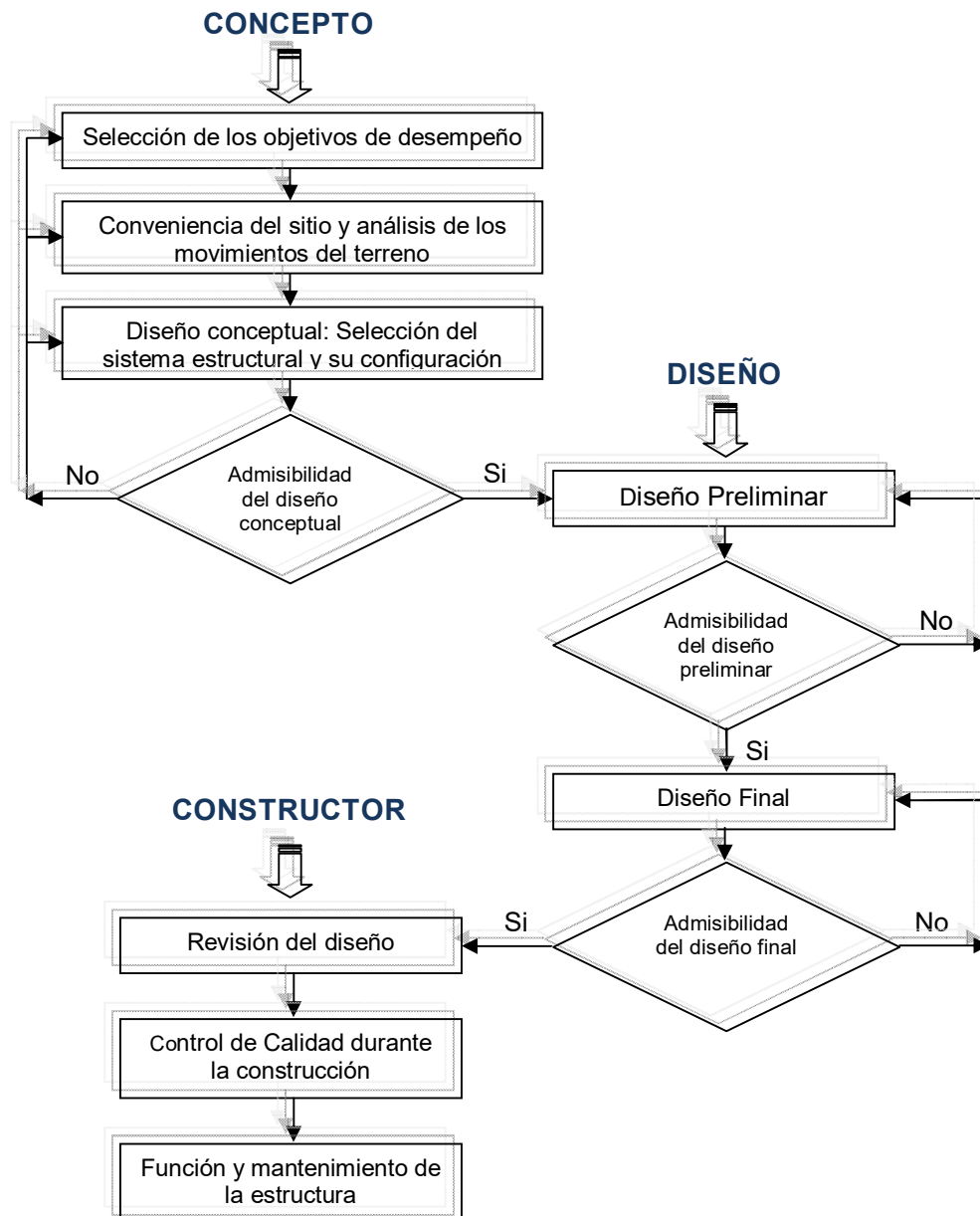


Figura II - 1. Diagrama de flujo de la Ingeniería basada en el desempeño (Vision 2000, 1995)(Dominguez 2009)

2.2 TIPOS DE ANÁLISIS

La Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA) establece cuatro niveles de jerarquización. Mientras mayor sea esta, el desempeño real de la edificación estará predicho más precisamente, los recursos numéricos e informáticos requeridos también aumentan.

- a) Análisis Lineal Estático (“*Linear Static Procedure*”). Es adecuado sólo para edificios de regulares, los cuales responden primordialmente dentro del rango elástico.
- b) Análisis Lineal Dinámico (“*Linear Dynamic Procedure*”). Es de gran utilidad para modelar edificaciones irregulares, las cuales responden primordialmente dentro del rango elástico.
- c) Análisis No Lineal Estático (“*Non-Linear Static Procedure*”). Sirve para modelar edificaciones que presentan demandas más allá del rango elástico, pero no valora de forma completa la respuesta dinámica, especialmente los efectos de los modos superiores.
- d) Análisis No Lineal Dinámico (“*Non-Linear Dynamic Procedure*”). Es el método más completo de análisis, ya que modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica.

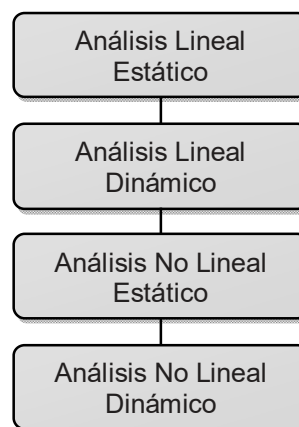


Figura II -2. Tipos de Análisis

De los dos análisis no lineales existentes, el dinámico no lineal es el más avanzado y completo; éste utiliza la combinación de los registros de movimiento del suelo con un modelo estructural detallado. El modelo sujeto a ese registro reproduce estimados de la deformación para cada grado de libertad en los elementos modelados. Las propiedades no lineales de la estructura son consideradas como parte de un análisis tiempo historia “time domain”. Algunos códigos internacionales exigen este análisis para edificios de configuración inusual o de especial importancia. Los recursos informáticos y de tiempo requeridos son grandes por lo que no es muy utilizado en la práctica común en México.

En la práctica común son más utilizados los análisis estáticos no lineales conocidos que permiten comprender mejor el comportamiento de las estructuras ante las demandas de tipo sísmico y sobrepasan su capacidad elástica, aunque no existen actualmente disposiciones en la normatividad internacional (IBC2003) o nacional (RCDF 2004) para su utilización ya que como mencionamos antes, la aplicación de estos análisis está dirigida principalmente a edificaciones existentes. Es de esperarse que en un futuro cercano sean aceptados para el diseño de edificaciones nuevas.

Se ha expuesto de la incertidumbre y el conservadurismo que devuelven los resultados de los análisis lineales; éstos son aplicables cuando se espera que la estructura se mantenga cercana al rango elástico para el nivel de aceleración del suelo o cuando los resultados del diseño están cercanos a una distribución uniforme de la respuesta no lineal a lo largo de la estructura. Como el objetivo de desempeño de la estructura que implica grandes demandas inelásticas, la incertidumbre con los procedimientos lineales se incrementa a un punto que requiere de un nivel conservador alto en la demanda de suposiciones y criterios de aceptación para evitar niveles de desempeño no atendidos. Así es que incorporar procedimientos no lineales puede reducir la incertidumbre y el conservadurismo del diseño.

El análisis estático no lineal también es conocido como "pushover". En este se aplica un patrón de fuerzas a un modelo estructural que incluye propiedades no lineales (como la fluencia del acero). Este patrón se incrementa monótonicamente en una dirección o combinación de estas hasta alcanzar la capacidad máxima y / o la falla. El patrón de cargas generalmente corresponde a la forma del primer modo de la estructura, aunque existen otros más. Las fuerzas se incrementan proporcionalmente a un factor de cargas. La fuerza total se grafica contra un desplazamiento de referencia que define la curva de capacidad (el comportamiento de la estructura ante las cargas). Esta puede combinarse con una curva de demanda (que tiene típicamente la forma de un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS)). Este espectro esencialmente reduce el problema a un sistema de un grado de libertad (SDOF).

De la curva de capacidad puede ser calculado el amortiguamiento viscoso equivalente y el período efectivo de la edificación. La capacidad puede ser comparada con el espectro de demanda, ajustado a la razón de amortiguamiento, para determinar si la edificación es apta o necesita ser reforzada. (Holmes Consulting Group, 2001). Cada punto de la curva señala un estado físico y funcional del edificio (estado de daños). Graficando tanto las curvas de demanda y de capacidad, el punto de cruce de ambas señala el punto de desempeño o desplazamiento objetivo. Al localizar este punto, se relaciona con la zona o nivel de desempeño de la estructura, lo cual nos indica si hemos encontrado el nivel de desempeño buscado de la estructura (Gómez, 2007). Existen múltiples software que trabajan en 2D y 3D el análisis estático no lineal, uno de los más reconocidos es el SAP2000 v14 el cual será utilizado en esta investigación.

2.3 NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico (ATC- 40, 1996). Expresa la máxima extensión del daño, considerando tanto condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido y ocupantes. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995). Dependiendo de los deseos del propietario de la edificación, existe un amplio rango de requerimientos de desempeño estructural los cuales pueden ser adaptados según los objetivos de rehabilitación requeridos (FEMA-356, 2000). El nivel de desempeño esta relacionado con la función de la edificación.

Como referencias de niveles de desempeño existen: El Comité VISION 2000 –SEAOC y ATC -40 / FEMA 273 – 356, entre otros. A continuación se definen los niveles de desempeño de cada uno de ellos:

2.3.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000 SEAOC.

La propuesta de Structural Engineers Association of California (SEAOC) fue emitida por el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). La SEAOC mantiene comunicación y sociedad con la ATC y la CUREe a través de la sociedad SAC por lo que existe relación y comunicación entre las propuestas existentes en los Estados Unidos. La propuesta VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes parámetros.

Totalmente Operacional. Asociado a un nivel de desempeño en el cual no ocurre ningún tipo de daño. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Operacional. Nivel de desempeño en el cual ocurren algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso ciertos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del evento sísmico, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del evento sísmico, con lo cual, es posible que sea preciso proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea factible y se justifique desde un punto de vista económico.

Próximo al Colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. La edificación es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible desde un punto de vista técnico o económico.

En la mencionada referencia (VISION 2000. SEAOC), se incluye una extensa y exhaustiva descripción de los niveles permisibles de daño asociados a los cuatros niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y subsistemas de la edificación, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla II-1, resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daños.

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

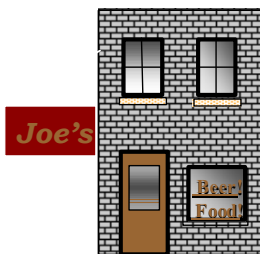
Tabla II - 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. VISION 2000 (SEAOC, 1995)

2.3.2 PROPUESTA DEL ATC -40, FEMA-356

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), fundada en 1973, surge de la iniciativa de la SEAOC con la misión de promover y desarrollar el estado del arte, recursos ingenieriles amigables con el usuario y aplicaciones técnicas para utilizarse en mitigar los efectos de fenómenos naturales y otros riesgos en el entorno edificado. El ATC y el Consorcio de Universidades para la investigación en ingeniería sísmica CUREe formaron una sociedad denominada NEHRP Consultants Joint Venture. El FEMA ha adoptado las recomendaciones del ATC por lo que la similitud en las propuestas de nivel de desempeño existentes es acusado. Así, las guías ATC-40 y el FEMA-356, pueden ser enunciadas de forma conjunta; no así los márgenes estipulados en sus límites de daño. Esta (s) propuestas definen el nivel de desempeño con un valor alfanumérico de forma separada para la estructura y para los elementos no estructurales de manera que forman una matriz que conduce al diseñador a la definición del nivel de desempeño global de la edificación.

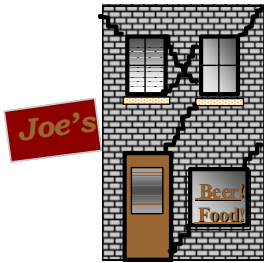
▪ NIVEL DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Estos describen el posible daño sobre los elementos estructurales del edificio. Son cinco los estado de daños, tres los principales y dos intermedios. Los tres principales son: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Los dos rangos intermedios son: daño controlado y seguridad limitada. Los tres estados de daño principales pueden ser utilizados de forma directa para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de las estructuras, mientras que los rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. (Bonnett Díaz, 2003). A continuación se enuncian los 6 niveles de desempeño. Las iniciales SP significa “*Structural Performance*”.



SP-1. Ocupación Inmediata [Immediate Occupancy, IO]; los daños son muy limitados. El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado. No existen pérdidas de vidas humanas y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

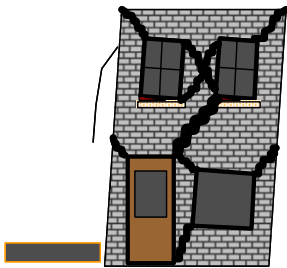
SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de ocupación y seguridad inmediata. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que se vean afectados ligeramente.



SP-3. Seguridad de vida [Life Safety, LS]; puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Los daños después del evento sísmico no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Cabe la posibilidad de requerir reparaciones estructurales, siempre y cuando sean viables desde el punto de vista económico.

SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad de vida y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural o prevención del colapso



[Collapse prevention, CP]; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han ocurrido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema estructural resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. A pesar de que el sistema de cargas verticales se mantenga funcionando, existe un alto riesgo de que se produzca el colapso debido a posibles réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

▪ NIVEL DE DESEMPEÑO PARA LOS COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

Estos describen el posible daño sobre los componentes no estructurales. Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza. La abreviación NP significa: “*Nonstructural Performance*”.

NP-A. Operacional; una vez ocurrido el evento sísmico, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio sin daño y funcionando de forma regular. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles, sin que esto comprometa la ocupación de la edificación.

NP-B. Ocupación Inmediata; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados. Puede haber algunos afectados; el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza reducida; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas, como por ejemplo: parapetos y muros exteriores de mampostería. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

- NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN

Para definir finalmente el nivel de desempeño de la edificación, se revisa la matriz que combina los niveles estructurales y no estructurales descritos de tal forma que juntos definan las posibles variantes para los estados de daño de la edificación, en otras palabras, representen el comportamiento global del edificio. En general el daño esperado debe ser menor al descrito. En la Tabla II-2 y la Figura II-3 se muestran las posibles combinaciones donde se han resaltado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciadas; Operacionales (1-A), Ocupación inmediata (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles. Esta tabla más que predicciones precisas muestra estimaciones, y es probable que se encuentren variaciones entre edificaciones con el mismo objetivo de desempeño. La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación. Una descripción detallada puede ser consultada en la referencia.

Niveles de Desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado (Rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-c	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: Combinación No Recomendada

Tabla II - 2. Niveles de desempeño de la edificación (ATC- 40, 1996), (FEMA-356, 2000)

La descripción del desempeño esperado de los niveles seleccionados en la Tabla II -2 es:

1-A. Operacional; se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Las reparaciones que son necesarias no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del evento sísmico. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles. Nivel asociado a un estado de funcionalidad.

1-B. Ocupación Inmediata; corresponde al *criterio más usado para edificaciones esenciales*, como es el caso de los hospitales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se conservan en funcionamiento los servicios primarios. Aunque puedan ocurrir ciertos daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad de vida; se relaciona a un estado de daños correspondiente a una probabilidad de pérdidas humanas prácticamente nula. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un

desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los componentes no estructurales con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural; para este estado de daño el margen del sistema resistente a cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y existen altas posibilidades de fallo debido a réplicas, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes. Debido a la alta probabilidad de colapso o falla de componentes no estructurales se exige el desalojo de la edificación.

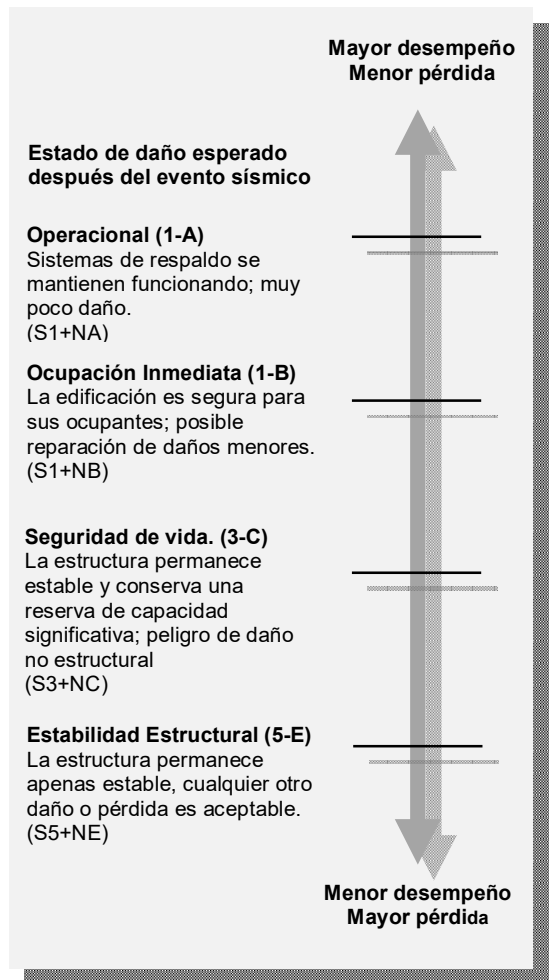


Figura II -3. Niveles y rangos de niveles de desempeño. (FEMA-356, 2000)

La Tabla II-3 relaciona estos niveles de desempeño estructural a estados límites de daño para elementos verticales y horizontales de sistemas resistentes a carga lateral. Los valores asignados de distorsión sólo deben servir para ilustrar el comportamiento global de la estructura de acuerdo a los diferentes niveles de desempeño, y no deberán ser tomados como límites, ya que los mismos serán descritos con más detalle posteriormente. En esta tabla sólo se mostrarán los valores relacionados a sistemas estructurales de hormigón armado, para más detalle consultar la referencia.

Elementos	Tipo	Estabilidad Estructural (SP-5)	Seguridad (SP-3)	Ocupación Inmediata (SP-1)
Marcos de Hormigón Armado	Primario	Extenso agrietamiento y formación de articulaciones en los elementos dúctiles.	Daño extenso en las vigas. Desconche del recubrimiento y agrietamiento por cortante (< 1/8" de espesor) en columnas dúctiles. Desconche menor en columnas no dúctiles. Agrietamiento en juntas > 1/8" de espesor.	Agrietamiento apenas visible. Posible cedencia limitada en ciertos lugares. No hay aplastamiento (deformaciones menores a 0.003).
	Secundario	Extenso Agrietamiento en columnas (acortamiento limitado) y vigas. Daños severo en juntas. Se presenta algo de pandeo en el refuerzo.	Extenso Agrietamiento y formación de articulaciones en elementos dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Desconche menor en algunos lugares de vigas y columnas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por corte en juntas < 1/16" de espesor
	Distorsión	4 % transitorio o permanente.	2% transitorio 1% permanente.	1% transitorio despreciable permanente.
Muros de Hormigón Armado	Primario	Gran agrietamiento a flexión y cortante. Aplastamiento y pandeo extenso en el refuerzo. Falla alrededor de aberturas. Daño severo en elementos de borde. Vigas de acople destrozadas y virtualmente desintegradas.	Esfuerzo en algunos elementos de borde, incluyendo pandeo limitado del refuerzo. Daño alrededor de aberturas. Cierta agrietamiento por flexión y aplastamiento. Vigas de acople: extenso agrietamiento por cortante y flexión, concreto permanece en su sitio generalmente.	Agrietamiento apenas visible < 1/16" de espesor. Agrietamiento en vigas de acople < 1/8" de espesor.
	Distorsión	2 % transitorio o permanente.	1% transitorio 0.5% permanente.	0.5% transitorio despreciable permanente.
Diafragmas de Hormigón Armado		Agrietamiento altamente visible	Extenso agrietamiento (< 1/4" de espesor). Aplastamiento y desconche local.	Agrietamiento distribuido apenas visible. Algunas grietas < 1/8" de espesor.

Tabla II - 3. Niveles de desempeño y daño estructural para elementos verticales y horizontales. (FEMA-356, 2000)

2.4 NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA

El peligro sísmico es una magnitud geofísica que da la probabilidad de ocurrencia de uno o más sismos en un área geográfica específica durante intervalos de tiempo y magnitud determinados y depende principalmente de tres factores: la sismicidad de las fuentes sísmicas que pudieran afectarlo, la distancia entre las fuentes y el sitio, y por último los efectos de la geología local. La sismicidad se refiere a la descripción probabilística de la frecuencia con la que ocurren sismos de diferentes magnitudes en cada fuente. Para una fuente y magnitud dada es posible estimar la intensidad del movimiento a cualquier distancia por medio de leyes de atenuación, las cuales toman en cuenta la disminución de dicha intensidad con el incremento en la distancia al epicentro o a la zona de ruptura. Finalmente el movimiento sísmico puede verse afectado por las condiciones locales del sitio. Este efecto es particularmente importante en el caso de depósitos de suelo blando, los cuales producen modificaciones muy importantes en la amplitud, contenidos de frecuencia y duración del movimiento sísmico. (Gallego, 2003)

En lo que respecta a demanda sísmica, tal vez un aspecto "nuevo" de las nuevas tendencias de diseño sísmico resistente es la incorporación de la intensidad en términos de cantidades diferentes a la aceleración; por ejemplo: el diseño basado en desplazamientos y controlado por deformaciones desarrollado por Priestley (1993) y Moehle (1992); el diseño basado en energía y controlado por daño acumulado planteado desde los 50 por Housner y completado por Krawinkler (1997) y el diseño por capacidad ideado desde los 70's por Freeman. (Dominguez, 2009)

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo: la intensidad macro sísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia (Aguiar Falconí, 2003). El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad (Aguiar Falconí, 2003). La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años. (SEAOC, 1995)

2.4.1 SISMOS DE DISEÑO

El diseño basado en el desempeño requiere para llevarse a cabo de la selección de eventos sísmicos discretos que pudieran ocurrir y que representan el rango de la severidad sísmica para un desempeño particular deseado en la estructura. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “*Movimientos sísmicos de diseño*” (Bonnett Díaz, 2003). La definición de los movimientos sismos de diseño varía de una fuente o sitio a otro pues depende tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras. (Bertero, 1997)

En esta tesis haremos uso de la metodología dispuesta las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo de la ciudad de México (NTCDS, 2004) y a manera de referencia teórica revisaremos lo dispuesto por el ATC-40 (1996)

2.4.1.1 NORMATIVA SÍSMICA PARA LA CIUDAD DE MÉXICO (NTCDS, 2004)

El Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico de la Ciudad de México (NTCDS) establece las ecuaciones que sirven para la construcción de un espectro de respuesta sísmico de estructuras ubicadas en las llamadas Zonas II y III (mapa sísmico, Ciudad de México). A su vez estipula que cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal es admisible considerar explícitamente los efectos del período dominante más largo del terreno, T_s (de acuerdo a la estratigrafía y propiedades del suelo). Para ello, se adopta como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad.

La norma define coeficientes de reducción por ductilidad Q' , y de sobre resistencia R . Con el fin de considerar el factor de importancia de las estructuras, la normativa dicta que las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por un factor de amplificación, que para el caso de *edificaciones esenciales* (Categoría A) será de 1.5. A su vez se especifican los parámetros de revisión por desplazamientos laterales, las distorsiones permisibles de entrepiso de acuerdo del sistema estructural a utilizar y los efectos de interacción suelo-estructura. Para mayor detalle consultar la referencia.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, la norma permite acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigne la norma, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros. (NTCDS, 2004)

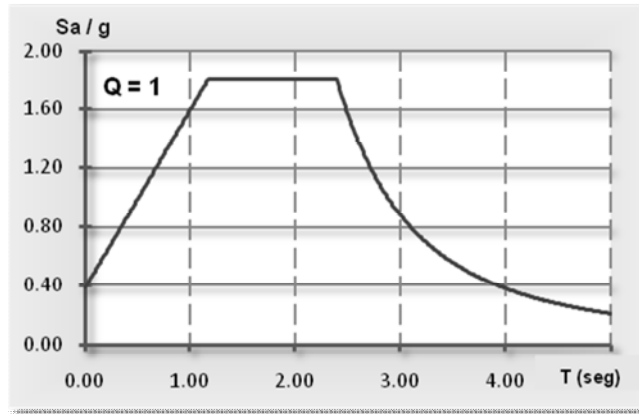


Figura II -4. Espectro de diseño elástico, Ciudad de México (5% de amortiguamiento crítico)

2.4.1.2 PROPUESTA DEL ATC-40 (1996)

Describe los movimientos sísmicos a través de 3 niveles, los cuales se presentan a continuación.

Sismo de Servicio (SS); referente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años aproximadamente, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. Este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad. Puede asociarse al *sismo ocasional* de la Tabla II-4.

Sismo de Diseño (SD); representa movimientos de moderada a severa intensidad, de rara ocurrencia, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación. Puede asociarse al *sismo raro* de la Tabla II-4.

Sismo Máximo (SM); correspondiente a movimientos de severa intensidad, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las *edificaciones esenciales*, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad. Puede asociarse al *sismo muy raro* de la Tabla II-4.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daño tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación. Existe una amplia variedad de combinaciones, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación. (Aguar Falconí, 2003).

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy Raro	950 años	10 % en 100 años

Tabla II - 4. Movimientos Sísmicos de diseño. Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

2.4.2 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA DEMANDA SÍSMICA

La representación gráfica de la demanda sísmica es generalmente representada por medio de un espectro de respuesta, este presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas donde son representados el periodo vs la aceleración (Fig II-5). Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones (Bonnett Díaz, 2003). Por ello alternativamente se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato aceleración- desplazamiento (S_a vs. S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico ATC-40 (1996), SEAOC (1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (Figura II-6). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1998). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

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

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} * g \quad (II.2)$$

En la Figura II-5 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración - Desplazamiento (S_{ae} - S_{de}).
- (Ver Figura II-6).

De la Figura II-6 y de la ecuación (II.2) ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a T^2

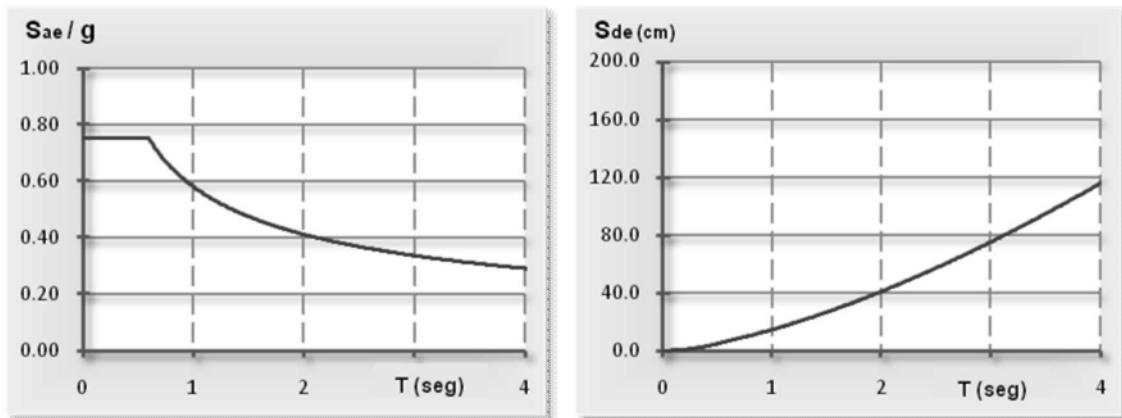


Figura II -5. Espectro sísmicos elásticos de aceleración y desplazamiento.

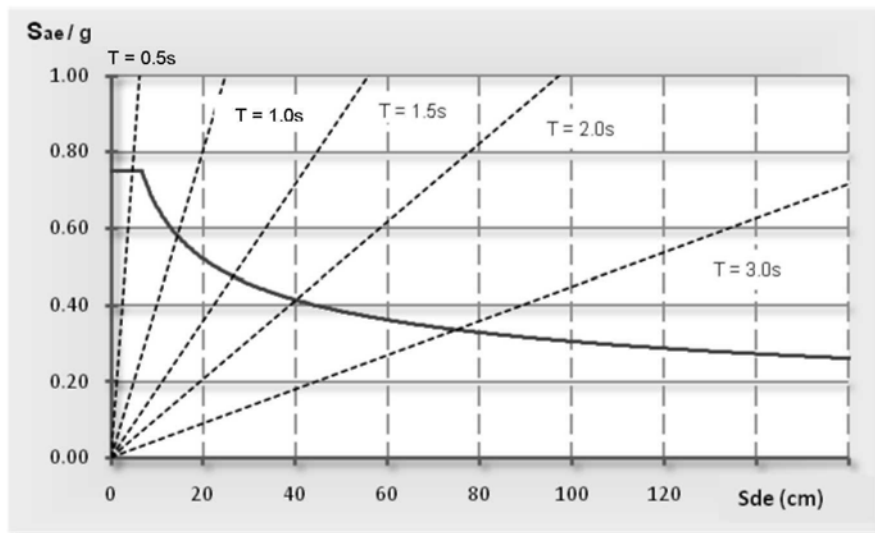


Figura II -6. Espectro sísmico elástico de respuesta en formato Aceleración-Desplazamiento (AD).

2.5 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

La selección de los objetivos de desempeño sísmico es el primero de los pasos del proyecto de diseño por desempeño (Figura II -1). Estos objetivos de desempeño corresponden a expresiones de relación entre los niveles de desempeño deseados para la estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Dependen entre otras variables del tipo de ocupación, el factor de importancia, el costo de la reparación, el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997). Esta es la principal característica que distingue a la metodología de diseño por desempeño de la estipulada por los códigos de diseño actuales.

Después del terremoto de Kobe 1995, quedaron algunas observaciones en cuanto la aplicación de objetivos del diseño basado en desempeño, que deben ser resueltas: a) diferencias entre las expectativas del propietario y el ingeniero estructural; b) la naturaleza de los códigos sísmicos al seleccionar los objetivos de desempeño; c) la restauración de edificaciones existentes; d) el desempeño ruinoso del concepto de viga débil columna fuerte, en suelos blandos; e) los daños en elementos no estructurales, que retardan mucho la reparación post sísmica; f) la predilección de los niveles de alta resistencia y baja ductilidad; g) la dependencia de la reparación en las posibilidades de los dueños. (Otani, 1996) (Lobo Quintero, 2000).

Nuevamente se acude a nuestras referencias el Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC- 40 (1996) quienes proponen los siguientes objetivos.

2.5.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000

La SEAOC relaciona el movimiento de diseño sísmico con el nivel de desempeño de la estructura, en tres grupos principales: a) edificaciones críticas; b) *edificaciones esenciales*; y c) edificaciones básicas. El primer grupo concierne a cualquier tipo de instalación que pueda resultar en una amenaza inaceptable para la comunidad, por ejemplo, un depósito de materiales peligrosos; el segundo grupo se refiere a las instalaciones que ante una eventualidad sísmica deben seguir en funcionamiento, tales como hospitales, estaciones de bomberos, etc.; y el tercer grupo atañe a cualquier instalación que no esté contenida dentro de los dos grupos anteriores. En la Tabla II-4 se resaltan los niveles propuestos de desempeño para estructuras esenciales.

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de desempeño de la Edificación			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	---	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Edificaciones básicas				
2. Edificaciones esenciales				
3. Edificaciones de seguridad crítica				

Tabla II - 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados. VISION 2000 (SEAOC, 1995)

2.5.2 PROPUESTA DE ATC- 40

El ATC-40 (1996) relaciona los movimientos sísmicos de diseño con los niveles de desempeño estructural de las edificaciones. A continuación, la Tabla II-5 muestra el objetivo de desempeño para una estructura del tipo básica bajo el criterio de seguridad básica.

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de desempeño de la Edificación			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SS				
Sismo de Diseño, SD			✘	
Sismo Máximo, SM				✘

Tabla II - 6. Objetivos de desempeño para el criterio de seguridad básica (ATC- 40, 1996)

2.5.3 CONSIDERACIONES PARA EDIFICACIONES ESENCIALES

Es evidente que en las edificaciones esenciales es fundamental el mantenimiento de sus funciones antes, durante y después de un evento sísmico. Esta condición exige ampliar los conceptos de desempeño estructural tradicionalmente considerados en edificaciones convencionales con los conceptos de desempeño no estructural y funcional. Sobre el diseño basado en el desempeño estructural se ha avanzado mucho y, por lo tanto, si se dispone de toda la información de sus características constructiva se puede evaluar el desempeño estructural de las edificaciones existente. Sin embargo, los estudios sobre el desempeño no estructural y funcional son más limitados y en algunos casos rebasan el campo de la ingeniería estructural y sísmica, involucrando seguramente otras disciplinas y especialidades. En este

sentido, es importante examinar las diferentes propuestas que se han desarrollado y que abordan la evaluación de las edificaciones esenciales sobre la base de conceptos del desempeño sísmico desde un punto de vista estructural, no estructural y funcional. (Aguiar Falconí, 2003)

Utilizando como base el formato contenido en la propuesta del ATC-40 (1996), la Tabla II-6 presenta una equivalencia de los niveles de desempeño esperados para edificaciones esenciales, establecidos por las principales guías de diseño de este tipo de instalaciones. En particular se hace referencia a las recomendaciones contenidas en:

- Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) para instalaciones esenciales.
- Propuesta de los códigos de diseño sísmico del llamado “Triservices”. (DOD, 1986)
- Título 24 - Hospitales de la Comisión de Edificaciones del Estado de California. (CBSC, 1995)
- Disposiciones particulares para el diseño sísmico de los “Veterans Administration Hospital” (VAH, 1986)

Movimiento Sísmico de Diseño	Recomendaciones de diseño			
	Vision 2000	Triservices Essential	California Hospital	VA Hospital
Servicio (SS)	1 A	1 B	---	---
Diseño (SD)	1 B	---	1 B	---
Máximo (SM)	3 C	3 C	5 E	1 A

Tabla II - 7. Niveles de desempeño esperado para edificaciones esenciales. (Aguiar Falconí, 2003)

2.6 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

"Toda estructura posee una capacidad estructural, la cual depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus componentes. Se puede describir la capacidad de una estructura de acuerdo al rango en que se quiera que esta trabaje, ya sea elástico o inelástico. La capacidad estructural puede ser representada a través de una *curva de capacidad*, la cual relaciona las fuerzas en la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos en el nivel superior de la misma.

2.6.1 DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para determinar la resistencia y deformación máxima de la estructura (curva de capacidad) es necesario describir el comportamiento de cada uno de sus elementos mediante relaciones de momento curvatura o modelación finita; esto permite conocer la cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a flexión del elemento y comparar estas cantidades con las demandas requeridas en el diseño.

2.7 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

"Toda estructura posee una capacidad estructural, la cual depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus componentes. Se puede describir la capacidad de una estructura de acuerdo al rango en que se quiera que esta trabaje, ya sea elástico o inelástico. La capacidad estructural puede ser representada a través de una *curva de capacidad*, la cual relaciona las fuerzas en la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos en el nivel superior de la misma.

2.7.1 DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para determinar la resistencia y deformación máxima de la estructura (curva de capacidad) es necesario describir el comportamiento de cada uno de sus elementos mediante relaciones de momento curvatura o modelación finita; esto permite conocer la cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a flexión del elemento y comparar estas cantidades con las demandas requeridas en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de ductilidad por curvatura para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada. En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación momento curvatura para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. El diagrama momento curvatura es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. Por ejemplo, si se emplea el bloque rectangular de Whitney (1942) y el modelo elasto-plástico para el hormigón y acero, respectivamente, los valores de ductilidad por curvatura que se obtengan serán bajos; en cambio, si se utiliza un modelo de hormigón confinado como el propuesto por Park et al (1982) y un modelo de acero que contemple el endurecimiento post-fluencia se encontrarán valores de ductilidad por curvatura más altos y cercanos a la realidad. (Aguilar Falconí, 2003)

2.7.1.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

Para describir el comportamiento de los elementos se debe primero describir el de los materiales que lo componen. En el caso del hormigón armado se debe referir a los modelos constitutivos del acero y hormigón. Existen varios modelos constitutivos para cada uno de estos materiales dependiendo de la precisión y formulación matemática utilizada para su desarrollo.

- **MODELO CONSTITUTIVO DEL ACERO**

Existen varios modelos para definir el comportamiento del acero, entre los que se destacan el Elasto Plasto, el Modelo Trilineal y la Curva Completa. (Aguiar & Barbat, 1997) El primero de estos métodos es el más utilizado para el diseño por ser conservador y práctico, sin embargo, no es el adecuado para el análisis ya que ignora la resistencia del acero para deformaciones mayores al nivel de fluencia. Existen otros modelos desarrollados para análisis más avanzados, los cuales toman en consideración el endurecimiento isotrópico (Menegotto & Pinto, 1973) y el pandeo del elemento. (Monti et al, 1996) Estos últimos deben ser utilizados exclusivamente para la modelación de elementos de hormigón armado, en particular aquellos sujetos a complejos ciclos de carga donde pueda existir reversión significativa de las mismas.

A continuación se presentan los parámetros que describen el Modelo Trilineal y luego los del Modelo desarrollado por Menegotto & Pinto.

Puntos notables del Modelo Trilineal de Acero. Figura II-7

- E_s , módulo de elasticidad en el rango elástico
- ϵ_y , deformación del material a nivel de fluencia
- ϵ_{sh} , deformación al inicio de la zona de endurecimiento o al final de la plataforma de fluencia
- f_y , esfuerzo del acero en el límite de fluencia
- f_{su} , esfuerzo del acero a nivel de rotura
- ϵ_{su} , deformación en la rotura del acero
- E_{sh} , módulo del material al inicio de la zona de endurecimiento definido por la siguiente ecuación;

$$E_{sh} = \frac{f_{su} - f_y}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \quad (II.3)$$

Parámetros necesarios para describir el Modelo desarrollado por Menegotto & Pinto

- E_s , módulo de elasticidad en el rango elástico
- f_y , esfuerzo del acero en el límite de fluencia
- E_{sh} , módulo del material al inicio de la zona de endurecimiento definido por la siguiente ecuación;

$$E_{sh} = \frac{f_{su} - f_y}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}$$

- R_0 , parámetro inicial de forma de la curva de transición. Este es el valor inicial (primer ciclo de carga) del parámetro R , el cual controla la forma de la curva de transición de la rigidez post fluencia inicial. Este parámetro es necesario para representar de forma precisa los efectos de Baushinger y de punzonamiento de los ciclos histeréticos.
 - a_1 & a_2 , coeficientes de calibración de forma de la curva de transición. Deben ser aplicados al parámetro R_0 para obtener la forma de la curva de transición actualizada R_n . Mientras que a_1 es generalmente tomado como un valor constante de 18.5, a_2 varía entre 0.05 y 0.15.
 - a_3 & a_4 , coeficientes de calibración por endurecimiento isotrópico. Son utilizados para definir el grado de participación de endurecimiento isotrópico en los ciclos de respuesta de esfuerzo deformación característica del material.
- γ , peso específico del material.

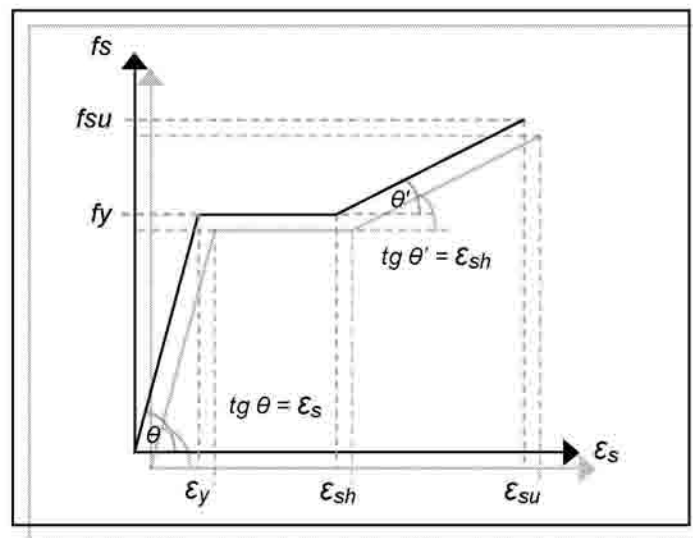


Figura II -7. Modelo Trilineal para el comportamiento de Acero

▪ MODELO CONSTITUTIVO DEL CONCRETO

Las características de la curva esfuerzo-deformación para el hormigón son más complicadas que las del acero, debido a que no tienen una forma definida, dependen de la duración de la carga y la calidad de los materiales. Existe una gran cantidad de modelos constitutivos para el hormigón no confinado, entre los cuales se destacan el de Whitney (1942) o bloque rectangular del ACI, el de Jensen, el de Hognestad, etc. Estos modelos son muy utilizados para el diseño, especialmente el primero de los mencionados. (Aguar Falconí, 2003) Para el análisis conviene trabajar con un modelo que tome en cuenta el confinamiento del hormigón. En este contexto, la lista también es extensa en cuanto a modelos se refiere, entre ellos se tienen el de Kent y Park (1971), Sheikh and Uzumeri (1982), Mander et al (1988). Este último método es el más utilizado en el diseño estructural actualmente debido a que se basa en el de Kent y Park (1971) y

define bastante bien el comportamiento del hormigón confinado; sin embargo para análisis más precisos existen métodos que toman en cuenta la no linealidad del material, ya sea de forma variable o constante. Entre éstos se encuentra el desarrollado por Madas (1993) y el de Kappos and Konstantinidis (1999) que describe el comportamiento confinado del hormigón de alta resistencia.

A continuación se presentan los parámetros del modelo para secciones rectangulares desarrollado por Mander et al (1988) y luego el de confinamiento constante de Madas (1993).

Puntos notables del modelo desarrollado por Mander et al (1988). Figura II-8

- ϵ_c deformación del hormigón
- f_c esfuerzo del hormigón
- E_c módulo de elasticidad
- E_{sec} módulo secante de elasticidad
- f'_{cc} resistencia a compresión del hormigón
- f'_{cc} resistencia a compresión del hormigón confinado
- ϵ'_{cc} deformación del hormigón en f'_{cc}
- ϵ_{cu} capacidad última del hormigón a compresión
- ϵ'_{cc} deformación del hormigón en f'_{cc}

El modelo uniaxial no lineal para hormigón confinado desarrollado por Madas (1993) sigue las relaciones del modelo constitutivo, planteado por Mander et al. (1988) y los reglas cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai (1997). A su vez toma en cuenta los efectos de confinamiento debido al refuerzo transversal basado en las reglas propuestas por Mander et al. (1988), por lo que el esfuerzo de confinamiento es asumido como constante a través de todo el rango de esfuerzo-deformación del elemento. (SeismoStruct V.4.0.3, 2009).

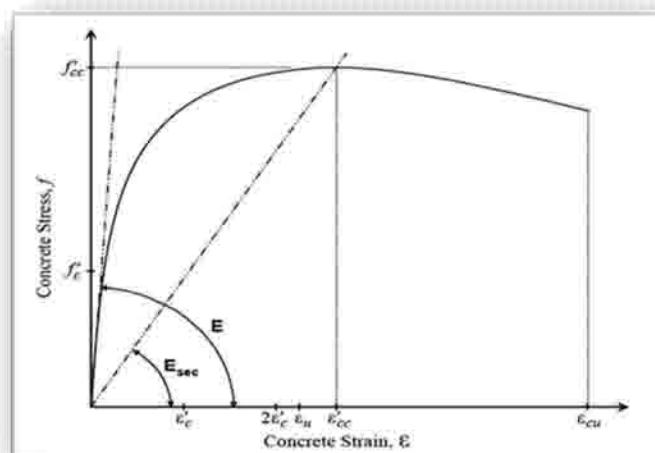


Figura II -8. Curva de esfuerzo deformación de hormigón confinado. (Mander et al, 1988)

A continuación se presentan los parámetros necesarios para describir este modelo.

- f_c , resistencia a compresión del hormigón
- f_t , capacidad a tensión del hormigón, puede ser estimada mediante la siguiente ecuación;

$$f_t = k_t \sqrt{f'_c}$$
 , donde k_t varía de 0.5 (concreto en tensión directa) a 0.75 (concreto en tensión por flexión), como es sugerido por Priestley et al. (1996)
- ϵ_c , deformación en esfuerzo máximo, se refiere a la deformación correspondiente al punto máximo de esfuerzo de la sección no confinada
- ν , razón de poisson
- f_{yh} , esfuerzo de cedencia del acero transversal
- E_{sh} , módulo de elasticidad del acero transversal
- μ_{sh} , parámetro de deformación por endurecimiento del acero transversal, se refiere a la razón entre la rigidez post cedencia (E_{shp}) y la rigidez elástica inicial (E_{sh}) del acero transversal. La misma está definida por: $E_{shp} = (f_{ult} - f_y) / (\epsilon_{ult} - f_y/E_{sh})$, donde ϵ_{ult} representa la máxima o última capacidad de esfuerzo y deformación del acero transversal respectivamente
- d_s & s , diámetro y espaciado del acero transversal, sirven para definir las características geométricas del acero transversal
- ϕ_c , diámetro del núcleo de hormigón, delimitado por el acero de refuerzo transversal
- γ , peso específico del material

2.7.1.2 RELACIONES MOMENTO CURVATURA

Existen varios métodos de calcular el diagrama momento curvatura de una sección estructural, pero todas ellas se basan en los mismos principios que son: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. A continuación se describe el procedimiento.

- 1) Seleccionar un valor de deformación máxima del hormigón, ϵ_c , para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
- 2) Imponerse una ubicación del eje neutro C , y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determinan las deformaciones en cada fila de acero, ϵ_s , y en cualquier punto del hormigón.

- 3) Con las deformaciones obtenidas, se obtienen los correspondientes esfuerzos del acero y el hormigón en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales.
- 4) En función de los esfuerzos, se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
- 5) La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se ve que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. Si no hay equilibrio se repite desde el paso 2) aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro, según cual sea el caso. El cálculo es interactivo hasta tener equilibrio.
- 6) Por último, se obtiene el momento flector interno que a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del hormigón ϵ_c , sobre la distancia al eje neutro. De esta forma se obtiene un punto del diagrama envolvente momento curvatura. Para encontrar otro punto se impone un nuevo valor de ϵ_c y se repite del paso 2) al paso 6).

Otro método para desarrollar el diagrama momento curvatura es el de dovelas o fibras, propuesto por Kunnath et al (1992), Park et al (1987). A diferencia del método anterior, un punto del diagrama corresponde a una curvatura dada y lo que se va incrementando es la curvatura para hallar otros puntos. Las ideas generales del método fueron propuestas por Mander (1984) y consiste en dividir la sección de hormigón en un número finito de elementos y las filas de refuerzo de acero estén completamente definidas.

Mediante la utilización de cualquiera de estos métodos se puede construir el diagrama de momento curvatura, el cual se caracteriza por tener 4 puntos de importancia (Figura II-9):

- **Punto A**, se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción. Generalmente este punto en el diagrama es poco representativo y tiende a ser ignorado, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico.
- **Punto Y**, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por el esfuerzo f_y , y una deformación ϵ_y . En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y.
- **Punto S**, se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.
- **Punto U**, se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u . No es la falla de la sección del elemento. Existe un punto adicional que tiene menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo F.

Es importante mencionar que existen ecuaciones propuestas que permiten encontrar de forma aproximada los puntos notables del diagrama de momento curvatura, sobre todo si no se dispone de dispositivos computacionales.

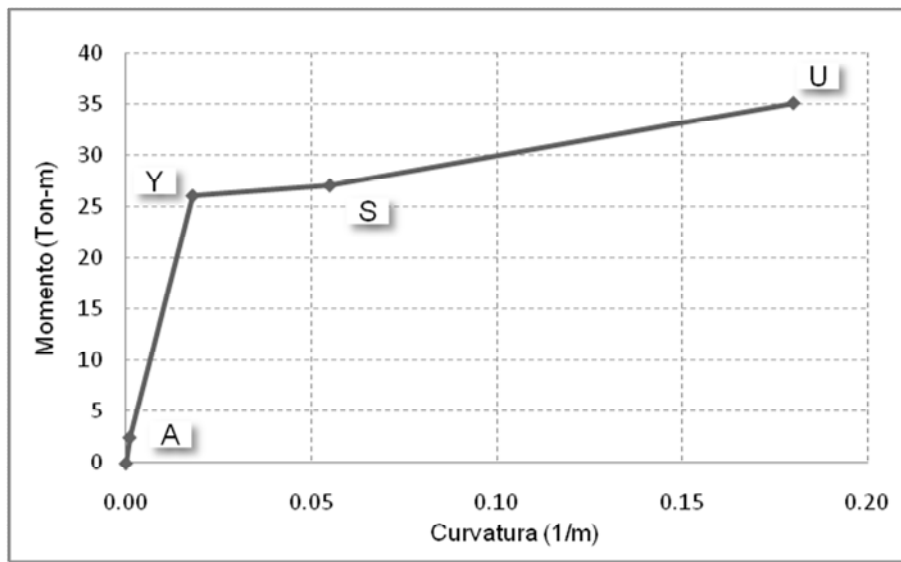


Figura II -9. Puntos Notables en el Diagrama Momento Curvatura

2.7.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (TÉCNICA DE “PUSHOVER”)

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón arbitrario de cargas laterales en una sola dirección que se incrementan de forma monotónica hasta alcanzar la capacidad máxima de la estructura. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la *curva de capacidad*. (Bonnett Díaz, 2003)

La distribución de las fuerzas inerciales laterales determina las magnitudes relativas de los cortantes, momentos y deformaciones dentro de la estructura. La distribución de estas cargas cambia continuamente durante la respuesta sísmica de la estructura, debido a la variación de rigidez que presenta la misma durante el evento. La forma de distribución de las cargas laterales es arbitraria; puede ser uniforme, lineal, parabólica, o modal, de acuerdo al primer modo de vibración de la estructura. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas. (Fajfar, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. , 2000)

La respuesta de la estructura es función del patrón de aplicación de las cargas, por lo tanto, actualmente se está trabajando en lo que se denomina *pushover controlado*. En este enfoque la distribución de carga lateral no permanece constante, sino que es actualizada continuamente durante el análisis de acuerdo a las formas modales y factores de participación obtenidos del análisis de eigen valores recabados en cada paso del mismo. Este método es completamente multi-modal y toma en cuenta la degradación de la estructura, su período de elongación y la modificación de las fuerza de inercia debido a la amplificación espectral mediante la introducción de un espectro específico. En la modalidad basada en el desplazamiento, este enfoque tiende a ser más preciso que los métodos convencionales, especialmente en casos donde exista irregularidad de rigideces y/o donde los efectos de modos superiores puedan jugar un papel importante en la respuesta dinámica. (Pietra et al, 2006)

El FEMA-356 requiere que el patrón de carga aplicado a la estructura se aproxime lo más posible a la distribución de fuerzas inerciales provocadas por el evento sísmico. Para esto divide en dos grupos los patrones de carga, y exige que al menos uno de cada grupo sea considerado.

1. Seleccionar uno de los siguientes patrones de carga con distribución modal:
 - 1.1. Distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} . Sólo se permite utilizar esta distribución cuando el porcentaje de participación total de masa en la dirección bajo consideración es mayor al 75% y la distribución uniforme de cargas sea también utilizada.
 - 1.2. Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración. Sólo se permite utilizar esta distribución cuando el porcentaje de participación de masa en la dirección bajo consideración es mayor al 75%.
2. Seleccionar un segundo patrón de entre los siguientes:
 - 2.1. Distribución uniforme compuesta por fuerzas laterales en cada nivel proporcionales a la masa total de cada uno de dichos niveles.
 - 2.2. Distribución de carga adaptable, la cual varíe con los desplazamientos de la estructura.

Es importante tener en cuenta que a pesar de basarse en los desplazamientos y tomar en consideración la no linealidad, el análisis *pushover* tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. Entre ellas se encuentran:

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis *pushover* implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática. (Bonnett Díaz, 2003)

- El análisis *pushover* se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Debido a que es un análisis en dos dimensiones, los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis *pushover*.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.

2.7.3 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE CURVA DE CAPACIDAD (ESFUERZO DESPLAZAMIENTO IDEALIZADA)

El primer trabajo que utiliza espectros y curvas de capacidad se deba a Freeman et al, (1975). Un documento de dos tomos preparado por FEMA-273, (1996) con la intención de servir de plataforma para la elaboración de códigos, ha sido considerado como la primera guía formal con ejemplos prácticos para la rehabilitación estructural dados en FEMA-274, (1996). El mismo ha servido de base para la redacción de un pre-código para la rehabilitación sísmica de edificaciones FEMA-356, (2000).

Para obtener la representación bilineal idealizada de la curva de capacidad es necesario definir puntos notables en la misma; como lo son el punto de cedencia y el punto de pérdida de capacidad o desempeño de la estructura. Actualmente no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos puntos, por esto han sido formuladas varias propuestas que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% ó 50% de la resistencia pico o normal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El FEMA-356 estipula que la relación no lineal de fuerza-desplazamiento existente entre el cortante basal y el desplazamiento del nudo de control (punto ubicado en el centro de masa del nivel superior de la estructura que sirve para monitorear desplazamientos respecto a una dirección de interés) debe ser sustituida por una representación idealizada que permita estimar la rigidez lateral efectiva, K_e , y la fuerza de cedencia efectiva, V_y , de la edificación (Figura II-9). Esta relación debe ser bilineal, con K_e y α de pendiente inicial y post-cedencia respectivamente. Los segmentos de línea en la curva de capacidad bilineal idealizada deben ser localizados utilizando procedimientos gráficos iterativos que establezcan un balance de forma aproximada entre el área superior e inferior de la misma. La rigidez lateral efectiva, K_e , debe ser calculada como la rigidez secante correspondiente al 60% de la fuerza de cedencia efectiva de la

estructura, y la rigidez post-cedencia, α , como el segmento de línea que pasa a través de la curva en el punto que se tiene por objetivo de desplazamiento. (Bonnett Díaz, 2003)

A continuación se presenta el detalle de las metodologías para construir la curva o espectro de capacidad según el FEMA-237 y el ATC-40.

Procedimiento para representar la curva de capacidad bilineal idealizada según FEMA-273

- 1) Definición del desplazamiento último δ_t y el correspondiente valor de cortante en la base V_t al que puede llegar la estructura justo antes que se inicie el mecanismo de falla. Estos valores son los que definen el punto B de la Figura II-11.
- 2) Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- 3) Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
- 4) Cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva real con un cortante basal igual al 60% de V_y^i . (ver Figura II-11). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos de análisis pushover, se determina el desplazamiento $\delta_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60V_y^i$.
 - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} \quad (II.4)$$

- 5) Cálculo del desplazamiento de cedencia δ_y^i , el cual se define como:

$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (II.5)$$

El punto A de la Figura II.11, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento δ_y^i .

- 6) Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura II-11).
- 7) Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_y}{V_y^i} - 1}{\frac{\delta_y}{\delta_y^i} - 1} \quad (II.6)$$

8) Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$

9) Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (II.7)$$

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

➤ Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia,

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (II.8)$$

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

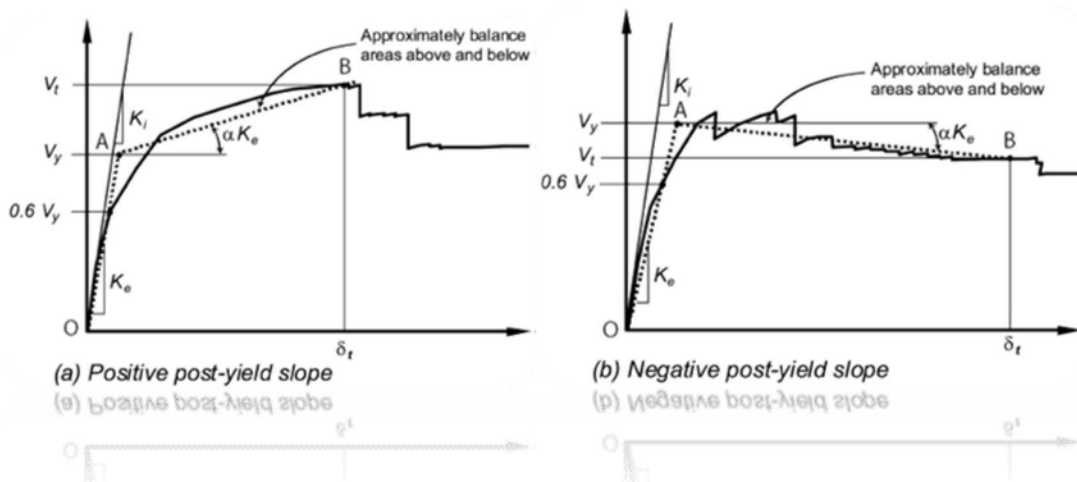


Figura II -10. Representación bilineal idealizada de la curva de capacidad. (FEMA-356, 2000)

Procedimiento para representar la curva de capacidad bilineal idealizada según ATC-40

- 1) Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (Punto O de la Figura II-12)
- 2) Con una pendiente igual a la rigidez inicial K_s^i de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- 3) Se define un punto de desempeño de prueba $(\alpha_{pi}^i, \alpha_{pi}^i)$, denotado con la letra B en la Figura II-12, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- 4) Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intercepte la primera, en el punto A, de coordenadas $(\alpha_{yi}^i, \alpha_{yi}^i)$, las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la Figura II-12, sean iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.

- 5) Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura II-12.

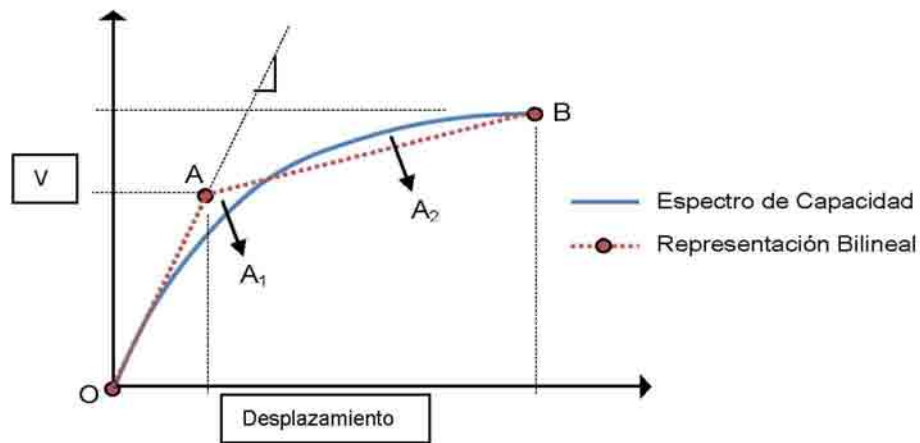


Figura II -11. Representación bilineal idealizada de la curva de capacidad. (ATC- 40, 1996)

2.8 ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño en una edificación resulta de relacionar su capacidad estructural versus la demanda que sufre la misma. La capacidad puede ser definida mediante una curva o espectro de capacidad y la demanda a través de un espectro de diseño sísmico, ambos conceptos ya descritos anteriormente. El punto de desempeño sirve como parámetro de comparación contra el que se mide un objetivo de diseño. Este objetivo generalmente es relacionado al desplazamiento de un nudo de interés.

El análisis estático no lineal (*pushover*) se considera generalmente más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos de diseño actuales. Debido a estos se han desarrollado tres métodos para determinar el punto de desempeño tomando como base esta metodología de análisis; esto son: El Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el Método N2 (MN2). Todos éstos fundamentados en los estudios del ATC-40 y el FEMA 273.

2.8.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)

El método del espectro de capacidad fue propuesto inicialmente por Freeman (1975) para determinar la evaluación del riesgo sísmico, más tarde fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de edificaciones existentes (ATC, 1982). Este método es un procedimiento gráfico donde se compara la capacidad de una estructura con las demandas que le impone un determinado movimiento sísmico. El método se basa en relacionar la respuesta de una estructura de un grado de libertad equivalente, con la de una estructura de varios grados de libertad. (Carillo, 2007) La

representación gráfica permite la evaluación visual de cómo la estructura se desempeñará cuando se somete a un movimiento sísmico. La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza-desplazamiento (espectro de capacidad), obtenidos a partir de un análisis estático no lineal (*pushover*), y la demanda sísmica por medio de un espectro inelástico en formato AD (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura. Una forma de obtener el espectro inelástico es a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento hysterético equivalente (β_{eq}). Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. (Figura II-13).

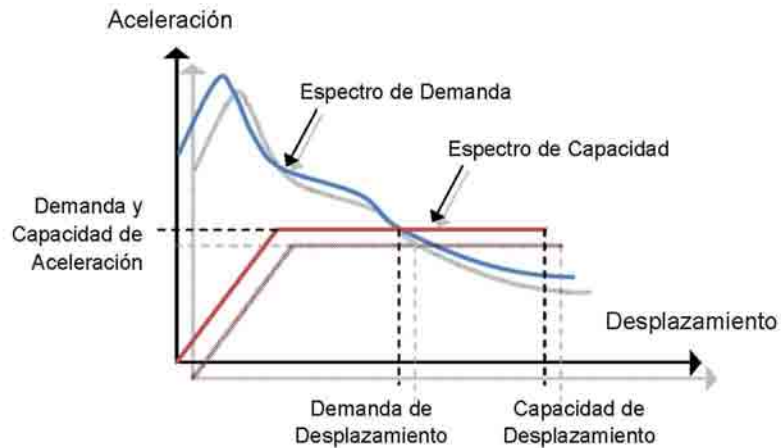


Figura II -12. Descripción gráfica del Método del Espectro de Capacidad (MEC).

Esta metodología es desarrollada por el ATC-40 (1996), por lo tanto la representación bilineal del espectro de capacidad debe ser construida siguiendo el procedimiento estipulado por dicho estudio. A su vez, el ATC-40 (1996) establece el uso de un espectro de demanda reducido por un factor de amortiguamiento viscoso efectivo, ξ_{eq} , el cual toma en consideración el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura, ξ (generalmente igual al 5%) y un amortiguamiento hysterético ξ_{eq} , el cual está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la curva de capacidad de la estructura. El amortiguamiento hysterético ξ_{eq} se obtiene aplicando el Método de la Rigidez Secante (Jennings, 1968) en el que se compara la energía disipada en un ciclo de vibración inelástico y del sistema lineal equivalente de rigidez secante.

El término de amortiguamiento hysterético, ξ_{eq} , puede ser calculado como (Chopra A. , 1996):

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (II.9)$$

Donde E_D , es la energía disipada por el sistema inelástico y es igual al área de un ciclo de histéresis; mientras que E_s , es la energía máxima de deformación. Las magnitudes de ambas energías se pueden estimar a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad. (Figura II-14 a Figura II-16)

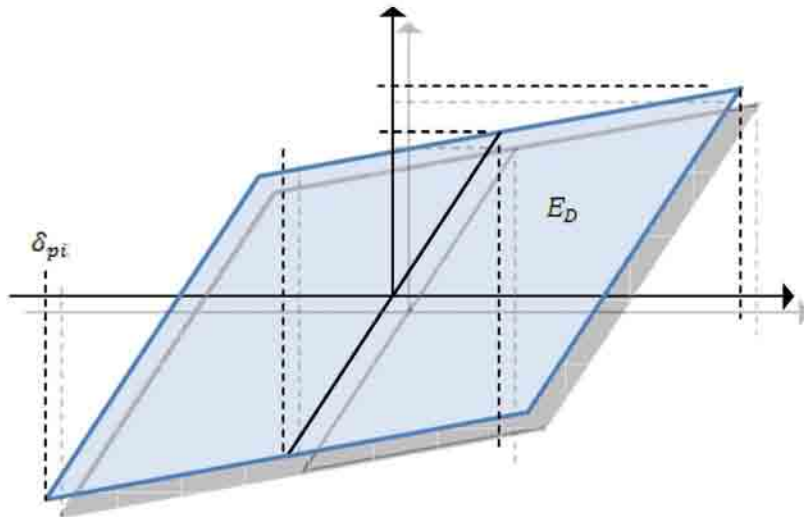


Figura II -13. Energía disipada inelásticamente E_D en el primer ciclo histérico

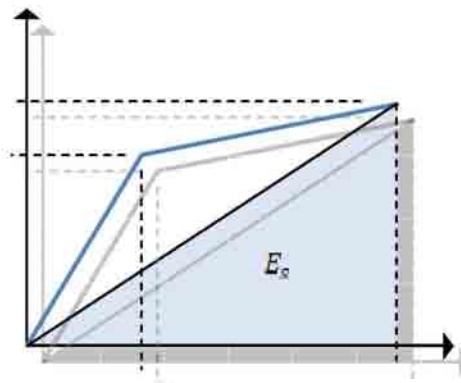


Figura II -14. Energía absorbida E_s , sistema lineal de rigidez K_{sec}

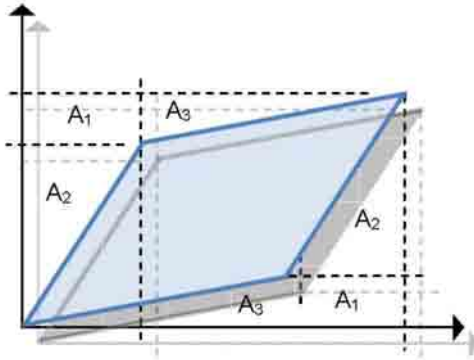


Figura II -15. Esquema para calcular energía disipada

De las anteriores figuras se puede desprender que:

$$E_1(D) = 4(a_{pi} \delta_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \quad (II.10)$$

$$A_1 = (a_{pi} - a_y) \delta_y \quad (II.11)$$

$$A_2 = \frac{a_y \delta_y}{2} \quad (II.12)$$

$$A_3 = \frac{(a_{pi} - a_y)(\delta_{pi} - \delta_y)}{2} \quad (II.13)$$

$$E_1(D) = 4(a_{iy} \delta_{pi} - a_{pi} \delta_{iy}) \quad (II.14)$$

$$Es = \frac{\delta_{pi} \cdot a_{pi}}{2} \quad (II.15)$$

Definiendo la demanda de ductilidad μ , como la relación de δ_{pi} con respecto a δ_y , se tiene,

$$a_{pi} = a_y (1 + \alpha \mu - \mu) \quad (II.16)$$

$$\delta_{pi} = \mu \delta_y \quad (II.17)$$

$$Es = \frac{a_y \delta_y \mu (1 + \alpha \mu - \mu)}{2} \quad (II.18)$$

Reemplazando en las últimas tres ecuaciones;

$$ED = 4(a_y \mu \delta_y - a_y (1 + \alpha \mu - \mu) \delta_y) \quad (II.19)$$

$$E_D = 4 a_y \delta_y (\mu - 1)(1 - \alpha) \quad (II.20)$$

$$\xi_{eq} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha \mu - \alpha)} \quad (II.21)$$

$$\hat{\xi}_{eq} = \xi + \xi_{eq} \quad (II.22)$$

sabiendo que el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura, ξ es generalmente igual al 5%,

$$\hat{\xi}_{eq} = \frac{63.7 (a_y \delta_{pi} - \delta_y a_{pi})}{a_{pi} \delta_{pi}} + 5 \quad (II.23)$$

Esta última ecuación es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente cortos. Sin embargo, un factor modificador κ suele incluirse para considerar el comportamiento de la estructura en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración. (ATC- 40, 1996).

$$\hat{\xi}_{eq} = \frac{63.7 \kappa (a_y \delta_{pi} - \delta_y a_{pi})}{a_{pi} \delta_{pi}} + 5 \quad (II.24)$$

Dependiendo de la capacidad de disipación de energía, el ATC-40 agrupa las estructuras en tres Tipos; A, B y C; variando desde el Tipo A, el cual se refiere a estructuras que presentan una buena disipación de energía al Tipo C, como aquellas que demuestran un comportamiento histerético muy pobre. (Tabla II-8)

Tipo de Comportamiento Estructural	ξ_{eq} (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25 > 16.25	1.0 1.13
Tipo B	≤ 25.0	0.845
Tipo C	cualquier otro valor	0.33

Tabla II - 8. Valores para el factor modificador de amortiguamiento, κ . (ATC- 40, 1996)

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

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln [(\square) \hat{\xi}_{eq}]}{2.12} \quad (II.25)$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln [(\square) \hat{\xi}_{eq}]}{1.65} \quad (II.26)$$

Los valores de estos dos factores deben ser mayores que los indicados en la Tabla II-9,

Tipo de Comportamiento Estructural	S_{RA}	S_{RV}
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Tabla II - 9. Valores mínimos requeridos para S_{RA} y S_{RV} . (ATC- 40, 1996)

Cabe destacar que la reducción del espectro elástico de diseño sísmico antes presentada está basada en los trabajos realizados por ATC-40 (1996), y existen otras formas de realizar esta reducción, las cuales dependen del tipo de normativa que se utilice para ejecutar el estudio.

2.8.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD

En el ATC-40 (1996) se describen tres procedimientos para determinar el punto de desempeño estructural de una edificación. Estos procedimientos son llamados: A, B y C. El primero se basa en determinar un punto desempeño supuesto que a su vez, mediante una serie de pasos nos permita encontrar el punto de desempeño real. El procedimiento B supone un punto de desempeño, pero a diferencia del procedimiento A que utiliza la pendiente inicial de la curva bilineal de capacidad, éste emplea el período T_n y T_{eq} para determinar el punto de desempeño real. El último procedimiento está orientado a encontrar el punto de desempeño de forma manual, para esto el ATC-40 (1996) facilita ciertas tablas que permiten encontrar el amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura. El procedimiento A es el más utilizado de los tres debido a que es fácil de programar, a continuación se presenta la descripción de este procedimiento.

- 1) Cálculo de la curva de capacidad estructural mediante un análisis no lineal (*pushover*). A diferencia de los métodos utilizados por el FEMA-273/356, el ATC-40 (1996) no impone el uso de un determinado patrón de cargas para el análisis y permite adicionalmente considerar los efectos de los modos de vibración más altos para estructuras de gran altura
- 2) Estimación de las características dinámicas de la estructura, tales como: períodos de vibración (T_i), formas modales (θ_{iR}), factores de participación modal (γ) y el coeficiente de masa modal efectiva (α_R).

- 3) Superposición del espectro de demanda elástico (5% de amortiguamiento) con el espectro de capacidad
- 4) Suposición de un punto de desempeño (δ_{pi}, a_{pi}) , asumiendo un desplazamiento lateral máximo que tendrá el sistema de un grado de libertad por efecto del sismo. Este punto puede definirse de varias formas, una es a partir de la "aproximación de desplazamientos iguales", la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto. Una segunda opción es considerar el desplazamiento lateral máximo δ_{pi} , que corresponde al mayor del espectro de capacidad, otra es considerar el desplazamiento inicial asociado al período fundamental elástico, o por último considerar el desplazamiento inicial igual al mayor valor del espectro de demanda
- 5) Representación bilineal del espectro de capacidad
- 6) Cálculo del espectro de demanda reducido para ser superpuesto con el capacidad, en su forma bilineal idealizada
- 7) Determinación del punto de desempeño $(\delta_1(p), a_1(p))$, definido como la intersección del espectro de capacidad con el de demanda reducido.
- 8) Se revisa la convergencia del punto de desempeño supuesto en el paso 3 con respecto al encontrado en el paso 6. La desviación entre ambos valores no debe ser mayor al 5%. En caso de ser mayor se deberá volver a suponer otro punto de desempeño (paso 3) y repetir el procedimiento.

Es importante mencionar que lo que se encuentra como resultado de este procedimiento es el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad, el mismo que deberá multiplicarse por el factor de participación dinámica γ , para encontrar el desplazamiento en el sistema de múltiples grados de libertad

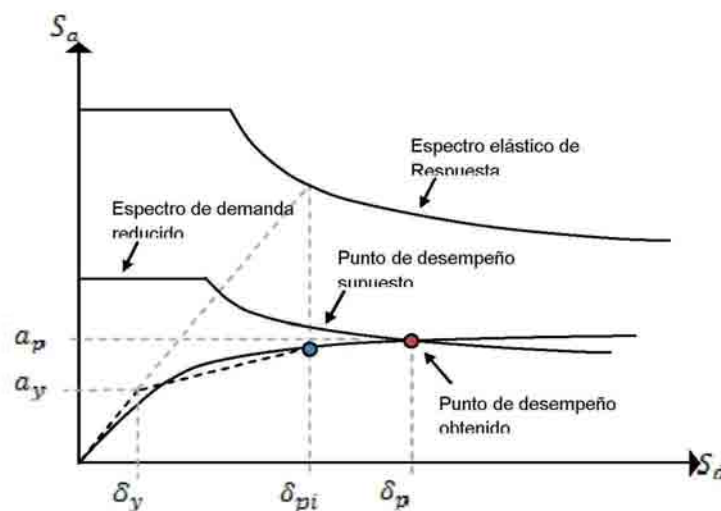


Figura II -16. Obtención del punto de desempeño (MEC)

2.8.1.2 LIMITACIONES DEL MÉTODO

De acuerdo a Krawinkler (1995) existen dos deficiencias fundamentales en este método:

- No hay una justificación física que justifique la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas. En otras palabras, se cuestiona el amortiguamiento viscoso equivalente en sistemas altamente inelásticos.
- El período asociado al punto de desempeño puede distar considerablemente del que se obtendría de un análisis no lineal dinámico.

Según ATC-55 (2002),

- Se aplica un método iterativo, en algunos casos con tasa lenta de convergencia y su resultado da una falsa imagen de seguridad
- En la zona de períodos cortos las deformaciones estimadas resultan hasta dos veces mayores que las reales. Esta es la zona más sensible a la variación de rigideces como de las resistencias
- Se sobreestiman los amortiguamientos y por tanto se subestiman las deformaciones inelásticas
- En la zona de períodos largos pueden sobreestimarse significativamente las deformaciones inelásticas
- Cuando el método aplica factores de reducción espectral en la zona de aceleración constante S_{RA} y de velocidad constante S_{RV} , las mayores reducciones se aplican en la zona de períodos cortos, todo lo contrario a lo realmente observado.

A su vez, Chopra y Goel (2000) han criticado este método, indicando que el mismo no siempre converge. Además indican que el procedimiento A subestima la respuesta dinámica, mientras que el procedimiento B conduce a un valor único en los casos que el procedimiento A es convergente. Debido a estas deficiencias, el comité VISION 2000 ha dejado constancia de que la discusión sobre la fundamentación teórica del método sigue abierta. (Fajfar, 1999)

2.8.2 MÉTODO DEL COEFICIENTE POR DESPLAZAMIENTO (MCD)

El FEMA-273 (1998) recomienda el Método del Coeficiente por Desplazamiento (MCD) para encontrar el desempeño que va a tener una estructura ante una demanda sísmica definida por un espectro. Este método se caracteriza por utilizar una versión modificada de la “aproximación de desplazamientos iguales” para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo.

A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a vs. S_d). La aplicabilidad del mismo se limita a estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos. (Bonnett Díaz, 2003)

2.8.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DEL COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO

El FEMA-273 describe este método mediante los siguientes pasos:

- 1) Representación bilineal de la curva de capacidad, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.6.3

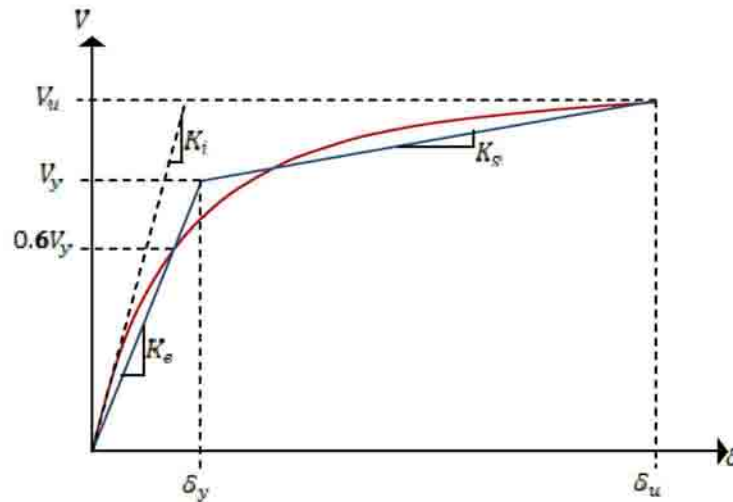


Figura II -17. Representación bilineal de la curva de capacidad (MCD)

- 2) Cálculo del período fundamental efectivo T_e ,

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (II.27)$$

Donde T_i es el período de vibración de la estructura en el rango elástico, K_i es la rigidez lateral elástica y K_e es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada

- 3) Cálculo del punto de desempeño de la estructura δ_r mediante,

$$\delta_r = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (II.28)$$

Siendo S_a la aceleración espectral elástica asociada al período fundamental efectivo T_e y los coeficientes C_o, C_1, C_2 y C_3 factores de ajustes descritos a continuación.

➤ C_{o1} es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo en la parte superior de la edificación. Existen dos criterios para definir este valor:

- Utilizar el factor de participación del primer modo de vibración γ_m en la parte superior mediante la ecuación,

$$\gamma_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n M_i \phi_i \right]}{\left[\sum_{i=1}^n M_i \phi_i^2 \right]} \quad (II.29)$$

Donde M_i es la masa del nivel i ; ϕ_i es la ordenada de la forma modal fundamental en el nivel i ; n es el número de pisos; ϕ_m es la amplitud del modo fundamental en la azotea de la edificación

- hacer uso de un valor asociado al número de pisos de la estructura analizada según Tabla II-10.

Cantidad de Niveles	Valor de C_o
1	1.00
2	1.20
3	1.30
5	1.40
más de 10	1.50

Tabla II - 10. Valores del Factor Modificador C_o

➤ C_{11} es factor modificador que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal. El FEMA recomienda la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} C_{11} &= 1.0 & T_e &\geq T_c \\ C_{11} &= 1.5 & T_e &< 0.1 \end{aligned} \quad (II.30)$$

Donde T_c es el período característico del espectro de respuesta que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante. Para valores de T_e comprendidos entre 0.1 y T_c , Whittaker y Constantinow (1998) recomiendan la interpolación lineal. De esto se desprende que,

$$C_{11} = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1}{T_c - 0.1} \right) \quad (II.31)$$

- C_2 , representa los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta del desplazamiento máximo. El valor máximo de C_2 es de 1.2 para $T_e \geq T_c$. Para $T_e < T_c$ se tiene;

$$C_2 = 1 + \frac{0.2 T_e}{T_c} \quad (II.32)$$

En la Tabla II-11 se muestran algunos valores de C_2 definidos para dos tipos de sistemas estructurales y tres tipos de desempeño estructural. El Tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30% del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el Tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el Tipo 1.

Nivel de Desempeño Estructural	$T = 0.1 s$		$T \geq T_c$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.00	1.00	1.00	1.00
Seguridad	1.30	1.00	1.10	1.00
Prevención del Colapso	1.50	1.00	1.20	1.00

Tabla II - 11. Valores del Factor Modificador C_2

- C_3 , representa el incremento de desplazamientos debido a los efectos de segundo orden ($P - \Delta$). Para estructuras con una rigidez post fluencia mayor del 5% de la rigidez elástica K_i , $C_3 = 1.0$, de lo contrario,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (II.33)$$

donde α es definida como la relación de la rigidez post fluencia con relación a la rigidez elástica,

$$\alpha = \frac{K_e}{K_s} \quad (II.34)$$

V_y es el cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad, W es el peso total de la estructural, y R es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia,

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W} C_o} \quad (11.35)$$

El desplazamiento correspondiente al punto de desempeño $\hat{\delta}_t$ representa un valor medio de los desplazamientos obtenidos del estudio estadístico y Whittaker y Constantinou (1998) recomiendan que se obtenga una cota superior que sería igual al valor medio más una desviación estándar, para el efecto se debe multiplicar el valor medio por 1.5.

2.9 CRITERIOS DE DESEMPEÑO

Para determinar si una estructura está dentro de los límites admisibles de nivel de desempeño, es necesario comparar el punto de desempeño encontrado de la misma (demanda de desplazamiento y aceleración) con los objetivos de desempeño esperados. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico. Esta diferenciación entre los diferentes elementos se hace necesaria debido a la sensibilidad de los mismos en términos de demanda. Se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. (Bonnett Díaz, 2003)

Estudios mencionados a lo largo de este trabajo (HAZUS-99, el ATC-40, FEMA-273/356, y VISION 2000) proponen ciertos límites de desempeño, que al ser comparados con la respuesta estructural obtenida nos sirven para determinar si la estructura está dentro del rango de aceptación o rechazo según el objetivo de diseño inicialmente propuesto.

A continuación se presentan los valores límites de desempeño propuestos por el ATC-40 (1996) y el comité VISIÓN 2000, los cuales se plantean en función de la deriva máxima entre piso. Luego se muestran los valores del FEMA-356, que a diferencia de los estudios anteriores, se expresan en función de las rotaciones plásticas producidas en los elementos estructurales.

Nivel de Desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Ocupación Inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad Estructural	0.33 (V_i/P_i)

Tabla II -12. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño. (ATC- 40, 1996)

Nivel de Desempeño	Deriva entre piso δ , (% altura entre piso)
Totalmente Operacional	0.20
Operacional	0.50
Seguridad	1.50
Próximo al Colapso	2.50
Colapso	mayor a 2.50

Tabla II -13. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño. VISION 2000.

2.9.1 LINEAMIENTOS DEL FEMA-356

El FEMA-356 suministra parámetros de modelación y criterios de aceptación para columnas y vigas de concreto reforzado en función de parámetros tales como: tipo de análisis estructural realizado (lineal, no lineal estático, o dinámico), esfuerzos (elementos controlados por cortante o flexión), y confinamiento de los elementos.

Para el análisis lineal estático, el FEMA-356 proporciona las relaciones de fuerza-deformación que aparecen en la Figura II-21. Comúnmente, las relaciones mostradas en la figura están asociadas a respuestas de flexión o tensión. La resistencia en $Q/Q_y = 1.0$ es el valor de fluencia. Cuando la respuesta está asociada con la compresión, la resistencia en $Q/Q_y = 1.0$ comúnmente corresponde al valor en el cual el concreto comienza a desconcharse; mientras que cuando la respuesta está asociada al cortante, la resistencia en $Q/Q_y = 1.0$ responde al valor en que el concreto ha alcanzado su resistencia a cortante de diseño.

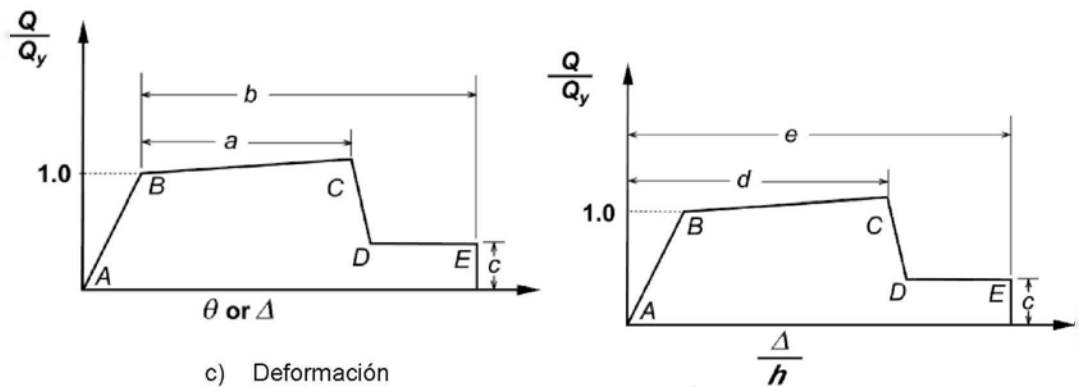


Figura II -18. Relaciones fuerza-deformación generalizadas para elementos de concreto y componentes.

Las deformaciones utilizadas para las relaciones de fuerza-deformación de la Figura II-21 pueden ser definidas de dos formas:

- a) Deformación, Tipo I. En esta curva, las deformaciones están expresadas directamente, utilizando términos como curvatura, rotación, o elongación. Los parámetros a y b se refieren a aquellos valores de deformación post cedencia; esto es, de deformación plástica. El parámetro c representa la reducción de la resistencia después de la experimentada súbitamente de C a D . Los parámetros a , b , y c , están numéricamente definidos en las Tablas 1 y 2 del Anexo I.
- b) Razón de deformación, Tipo II. En esta curva, las deformaciones están expresadas en términos del ángulo de cortante y la razón tangencial de deriva. Los parámetros d y e se refieren a la deformación total medida desde el origen. De la misma manera, estos parámetros se encuentran numéricamente definidos en la Tabla 3 del Anexo I.

A su vez, se establece que las vigas y columnas deben ser modeladas utilizando modelos de articulaciones plásticas concentradas o distribuidas. El modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de todo el componente, excepto si se demuestra que por equilibrio la cedencia está restringida a los extremos de los elementos. La relación global de fuerza-deformación debe ser establecida de modo que la resistencia máxima sea consistente con las especificaciones de diseño.

Para vigas y columnas, la deformación generalizada de la Figura II-21 se refiere a la rotación en la articulación plástica. Para uniones viga-columna, la deformación generalizada se refiere a deformaciones cortantes. Los valores de deformación generalizada correspondientes a los puntos B , C y D deben ser obtenidos de experimentos o análisis racionales, en los cuales se debe considerar las interacciones entre flexión, carga axial y cortante.

Cuando la deformación generalizada es tomada como rotación en la zona de articulación plástica a flexión en vigas y columnas, la capacidad de rotación de la articulación plástica está definida por la Tabla 1 y 2 del Anexo I. Cuando la deformación generalizada está descrita en función de la distorsión por cortante de la unión viga-columna, la capacidad de ángulo de corte está definida por la Tabla 3 del Anexo I.

En el Capítulo 6 del FEMA-356 se detallan, a través de tablas, los criterios para diferentes tipos de edificaciones, según sea su estructuración. En estas tablas, está permitida la interpolación lineal entre valores. El refuerzo transversal está clasificado como C (confinado) y NC (no confinado). Un elemento es confinado si los estribos dentro de la región de la articulación plástica están espaciados a $\leq d/3$ y, en elementos de moderada a alta demanda de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos 75% de la de diseño por cortante. De otra forma, el elemento es no confinado.

En la mayoría de los sistemas formados por marcos de concreto se puede encontrar que las rotaciones plásticas permitidas en vigas están dentro del rango de 0.005 a 0.010 radianes; mientras que en las columnas, las rotaciones plásticas permitidas generalmente se encuentran alrededor de 0.005. (Holmes Consulting Group, 2001)

Las tablas del FEMA-356 concernientes a elementos de concreto, vigas, columnas y muros (controlados por flexión o corte), además de los nudos de viga-columna se presentan en los Anexos de este trabajo.

Capítulo III

CASOS DE ESTUDIO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Para aplicar la metodología expuesta en el capítulo anterior y generar resultados comparativos se propone la construcción de un modelo estructural sujeto a tres diferentes demandas sísmicas y un patrón de carga. La primera fase contempla la consecución del diseño preliminar dentro del rango elástico de acuerdo a la normativa mexicana y la segunda consiste en analizar ese diseño preliminar dentro del rango inelástico de acuerdo a los criterios de la metodología del diseño por desempeño.

El modelo estructural corresponde a un edificio de nueve pisos construido en suelo blando en la Ciudad de México sometido a cargas estáticas, que tiene como base la estructuración actual del Hospital General de México, en la Ciudad de México, D.F. ubicado en Av. Instituto Politécnico Nacional y que fue construido en 1971

Se tienen entonces como datos entrada para el diseño preliminar:

1.- Función del edificio. (Edificio para hospital de 9 pisos de altura). Catalogado dentro del Grupo A por ser una edificación cuyo funcionamiento es esencial en caso de una emergencia urbana. N.T.C.D.S. (2004)

2.- Localización del sitio. (Zona norte de la ciudad de México. Zonas II y III del Apéndice A de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del Reglamento de construcciones del Distrito Federal. N.T.C.D.S. (2004)

3.- Condición del suelo. (Suelo blando: los depósitos profundos se encuentra a 20 m de profundidad o menos. Constituida por estratos arenosos y limoarcillosos entre capas de arcilla lacustre, el espesor de las capas de arcilla varía entre decenas de centímetros a metros;

($T_a: 1.18 \text{ sec} < T_g < T_b: 2.41 \text{ sec}$), y

4.- Configuración general y plantas estructurales del edificio.

El edificio tiene una configuración ortogonal con columnas espaciadas a 3.50 m. en la dirección "x" y 6.0 m. y 9.60 m. para la dirección "y". La edificación divide su elevación en nueve pisos de 8.0 m. de altura cada uno, para un total de 40.5 m. de altura en la cúspide. (Figs. III- 1 a 4)

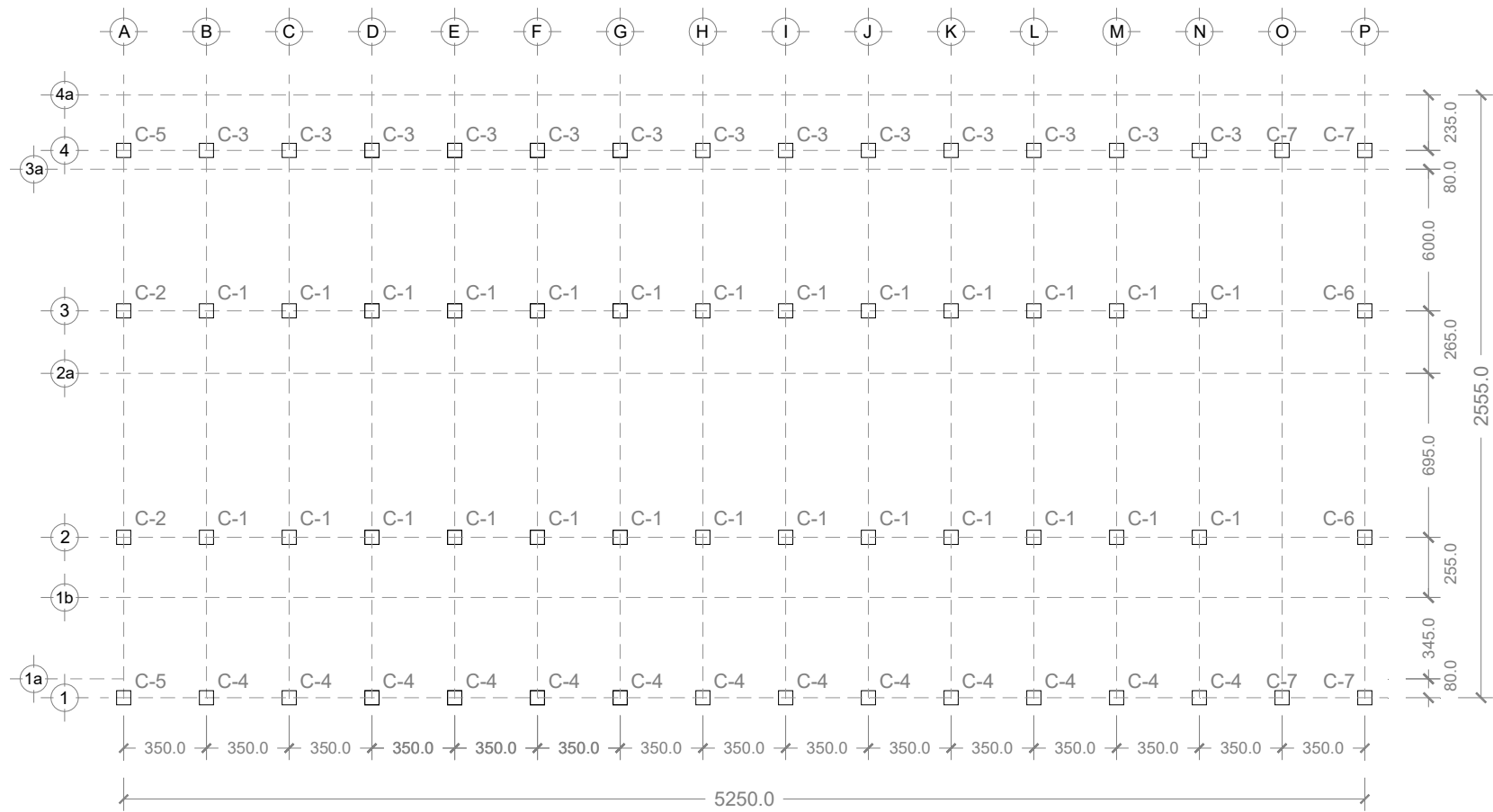


Figura III-1. Planta estructural. Modelo de Hospital.

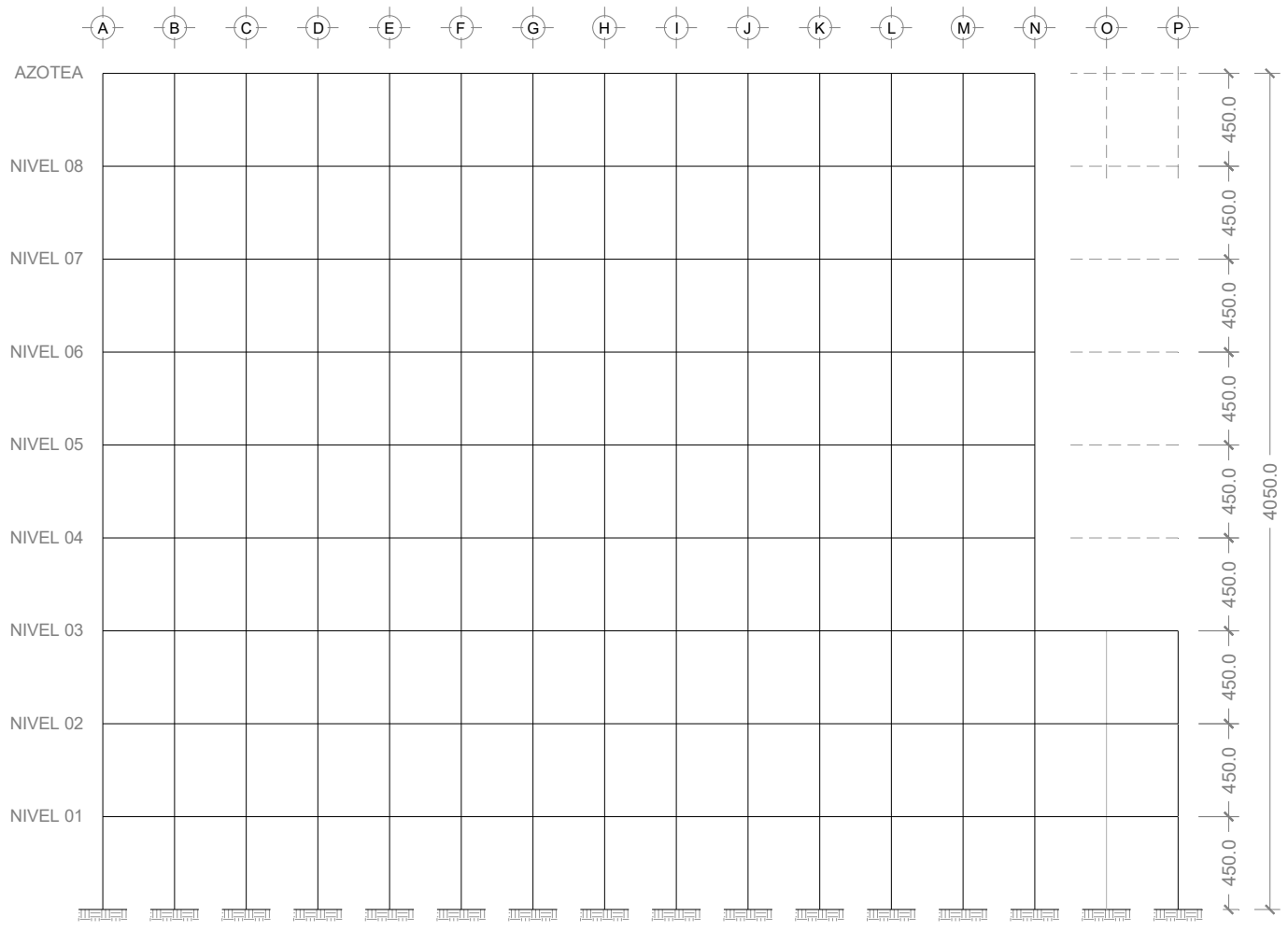


Figura III-2. Elevación frontal típica. Modelo de Hospital.

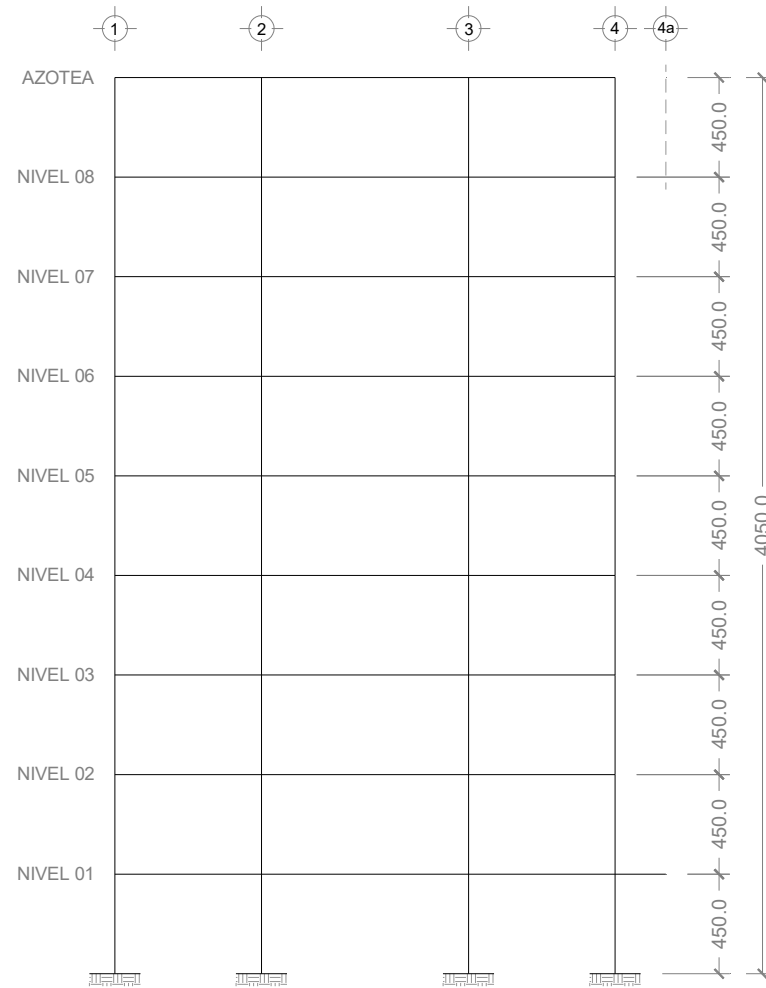


Figura III-3. Elevación lateral típica. Modelo de Hospital.

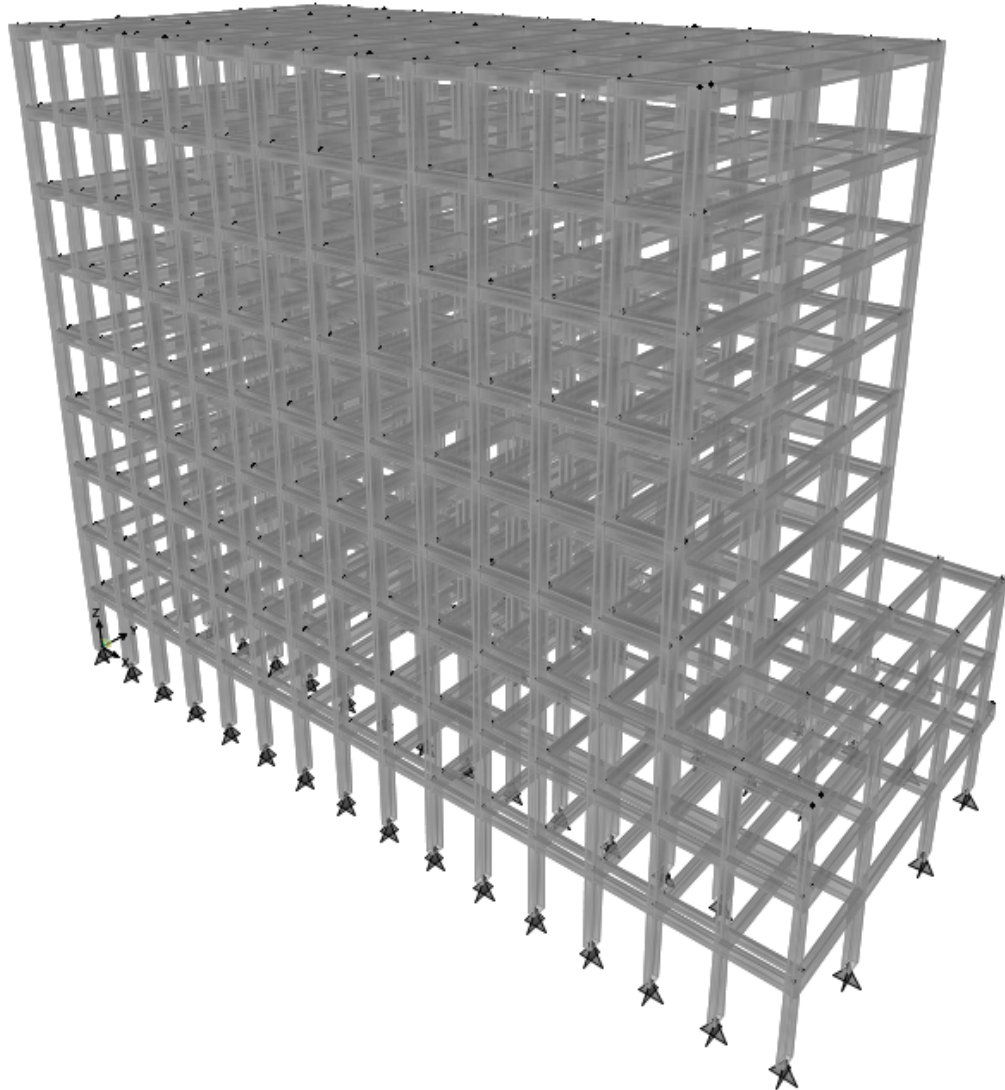


Figura III-4. Modelo de Hospital generado en el SAP2000ADV.V14.

Se requiere para el diseño preliminar:

Un diseño eficiente (óptimo) contra sismos del edificio.

Solución:

Los pasos dados para resolver el problema fueron los siguientes:

3.2. ESTABLECIMIENTO DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO.

Determinar la demanda sísmica por aplicar a estructuras ubicadas en las Zonas II y III debe ser de acuerdo al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, que indica que se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a” expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (N.T.C.D.S.) (2004). Los datos de entrada para la selección de variables en la elaboración de los espectros son

- Zona sísmica =: Zona III del DF, (de la ubicación de la localización del sitio).(Figura III-5).

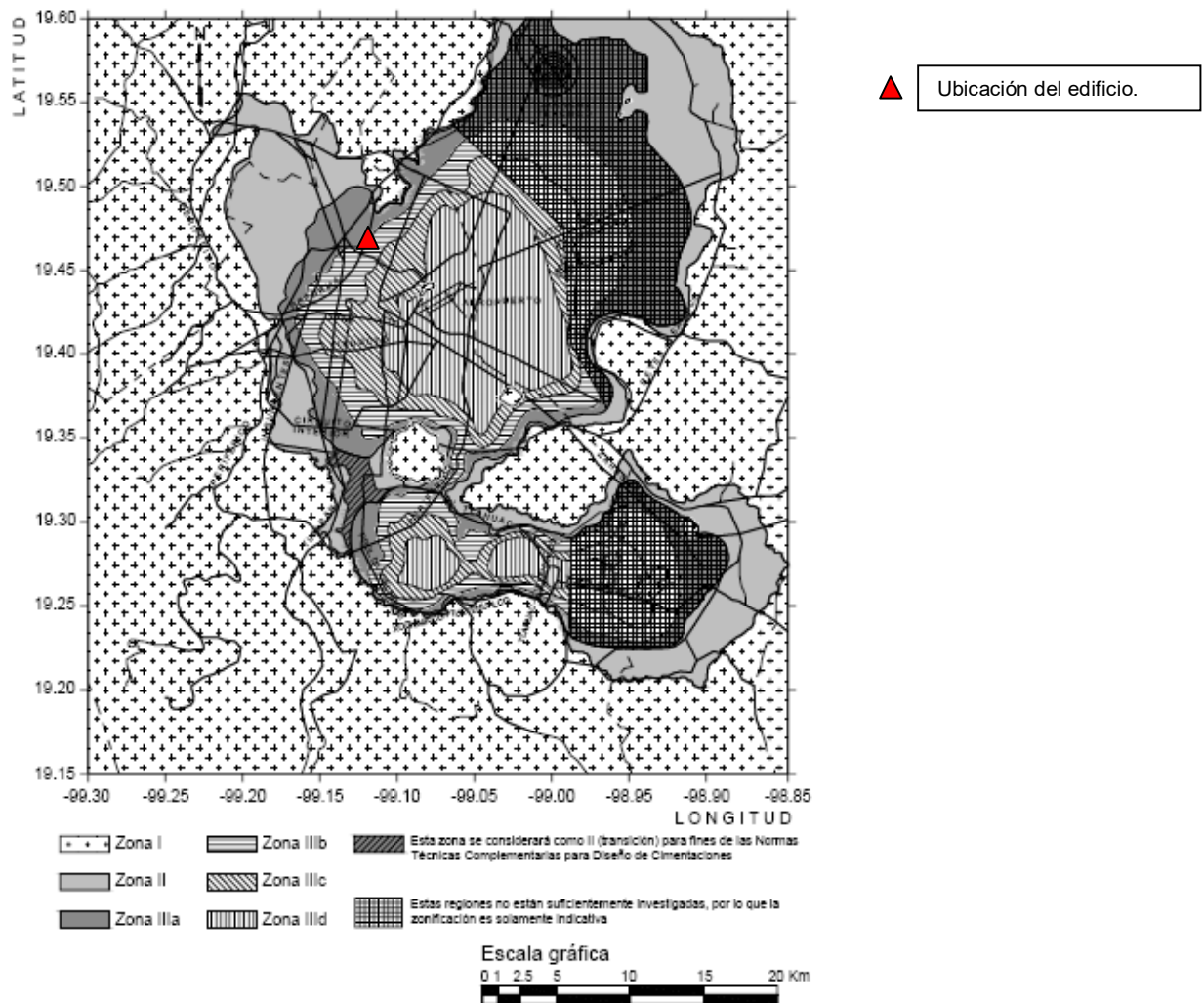


Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

Figura III-5. Zonificación del edificio para fines de diseño sísmico y ubicación del edificio.

- Factor de reducción por comportamiento sísmico –ductilidad-. “Q” = 2 (depende del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia y los detalles de dimensionamiento que se adopten, de acuerdo al Capítulo 5, Inciso 5.3 de NTCS, 2004.)
- Factor de reducción por sobre resistencia “R” = 2 (Para edificaciones del grupo A de acuerdo al capítulo A3 de las NTCS, 2004)
- Periodo dominante mas largo del suelo = 2.00 sec. (según la ubicación del edificio)

Siguiendo el método del Apéndice A se obtuvieron los siguientes espectros que serán ocupados para el diseño preliminar del edificio.

- El espectro de respuesta elástico. (ERE) Fig. III- 6

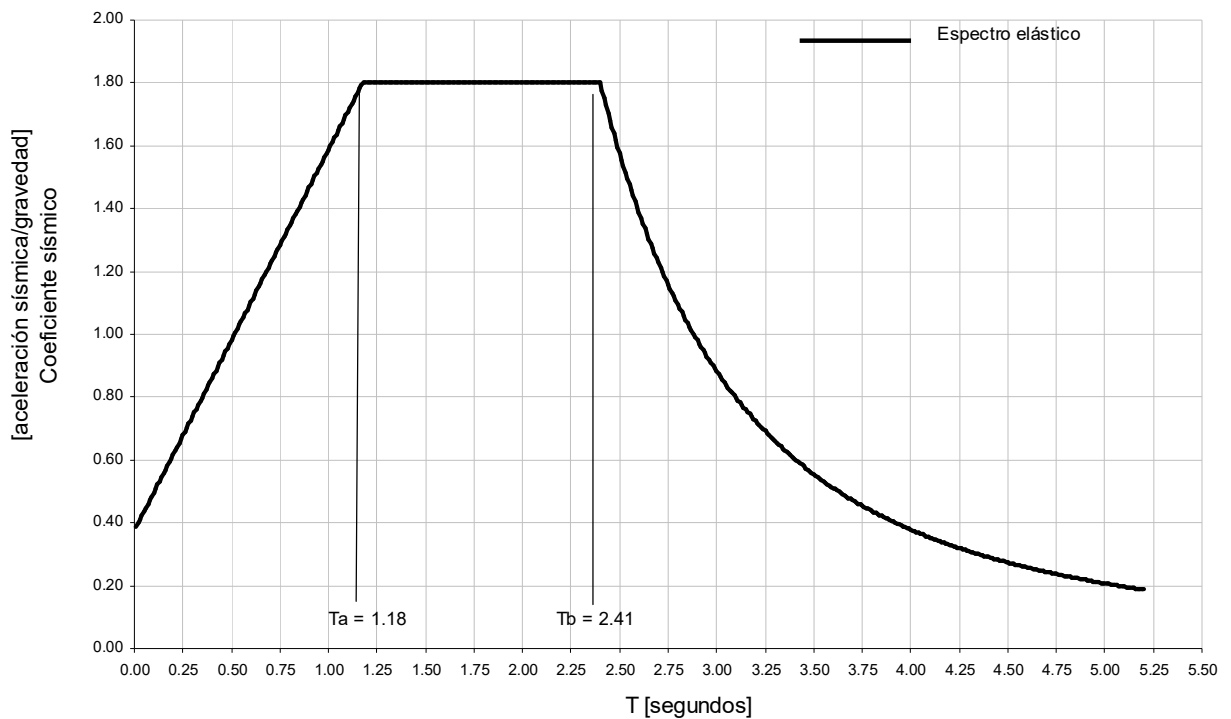


Figura III- 6. Espectro de respuesta elástico (ERE) para estructuras de la categoría A.

- En este caso de estudio además se obtuvo un espectro reducido solo en el factor Q (reducción por ductilidad). Lo llamaremos espectro de respuesta elástico reducido por ductilidad (ERERD). Fig. III-7.

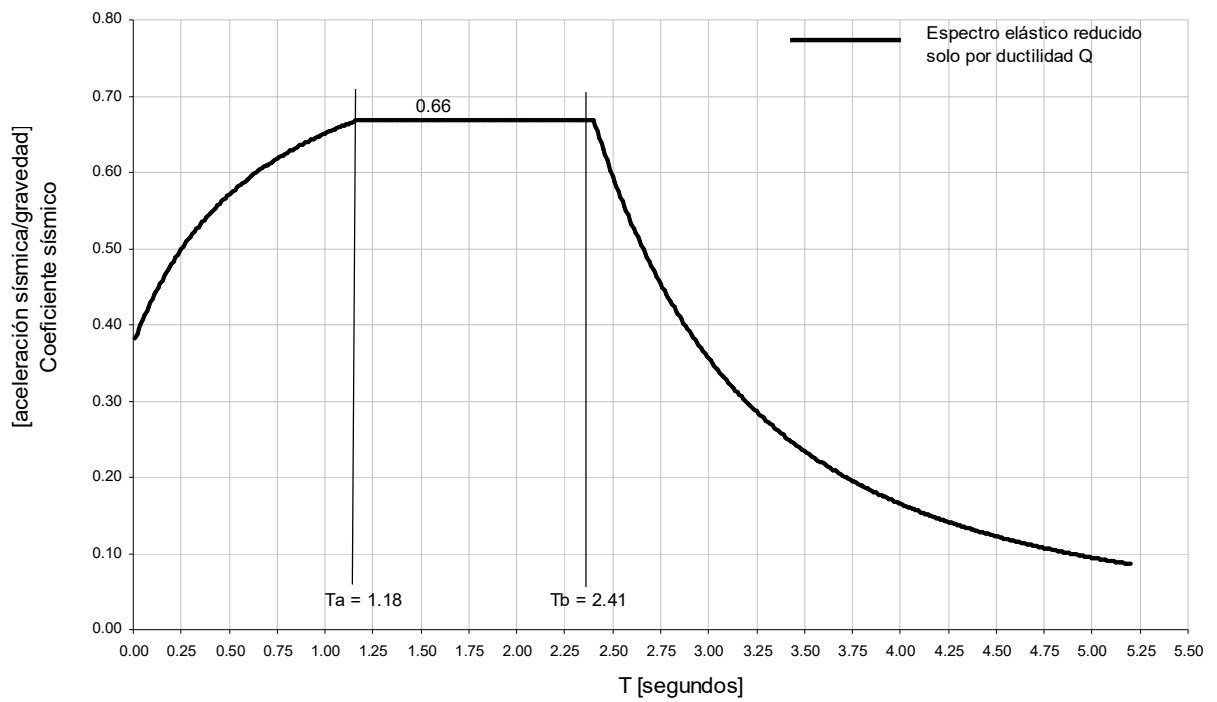


Figura III- 7. Espectro de respuesta elástico reducido por ductilidad (ERERD). Para estructuras de la categoría A.

- Para el estado límite de seguridad se obtuvo el espectro de respuesta de diseño elástico reducido o de colapso (ERDER). Se aplicaron reducciones por los factores Q y R. Fig. III-8.

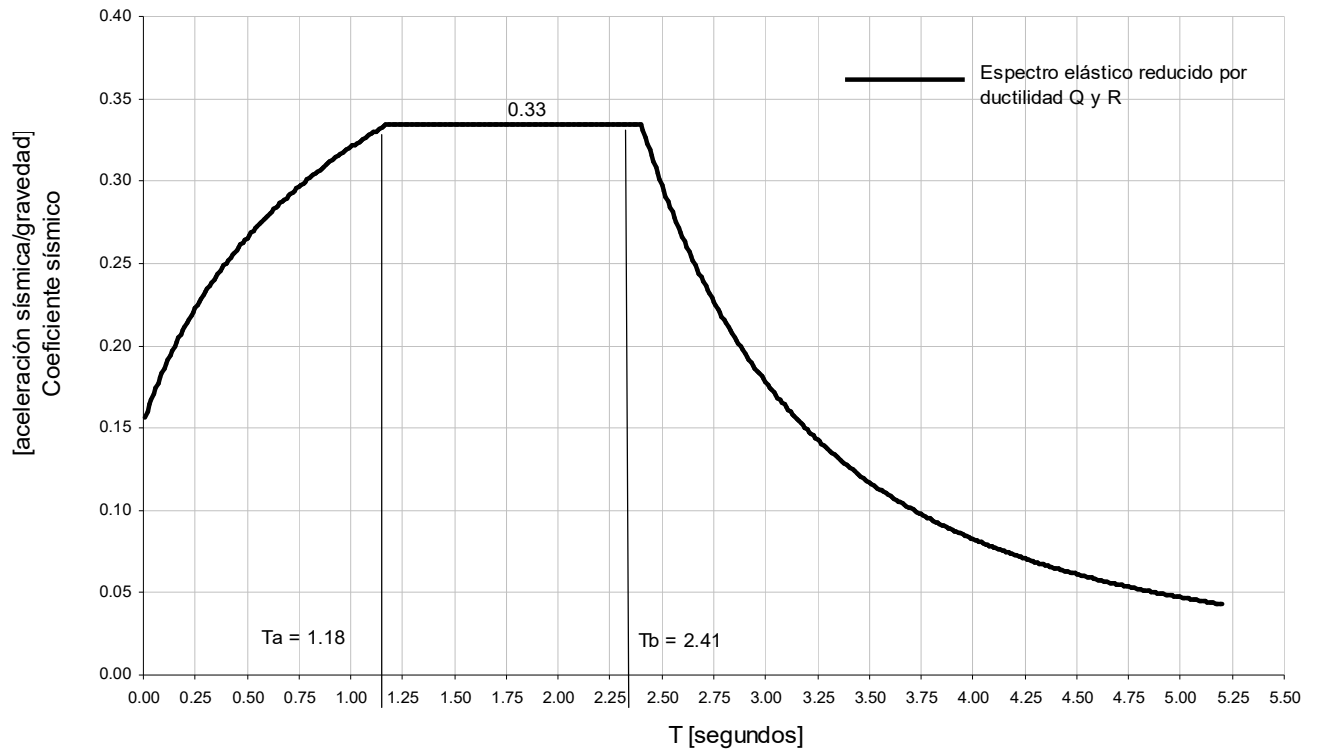


Figura III- 8. Espectro de respuesta de diseño elástico reducido o de colapso (ERDER) para estructuras de la categoría A.

- Para el estado límite de servicio se obtuvo el espectro de respuesta de diseño para servicio (ERDS). Se aplica un reducción por el termino $Q.R/7$. Fig. III-9.

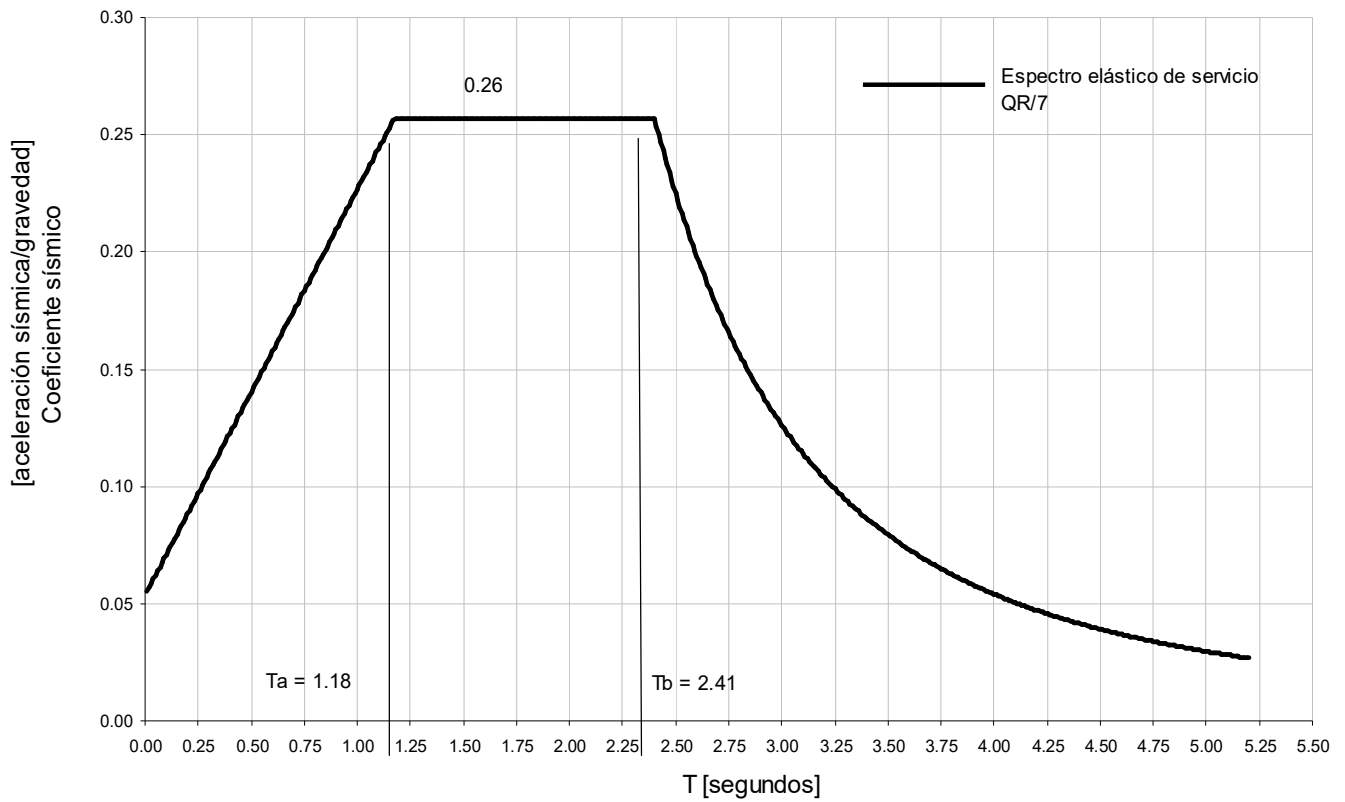


Figura III- 9. Espectro de respuesta de diseño para servicio (ERDS). Para estructuras de la categoría A.

Se observa en los espectros obtenidos el siguiente comportamiento: en el **ERE** la aceleración de la gravedad alcanza 1.80 veces esta, este espectro al ser reducido por ductilidad Q produce el **ERERD** que presenta valores del orden de 0.6690 g, una reducción mas nos lleva al espectro de diseño elástico normativo **ERDER** que tiene un valor de 0.3345 g, mientras que el espectro de servicio **ERDS** alcanza 0.2571 g. Los periodos característicos "*T_a*" es de 1.18 segundos y "*T_b*" es de 2.41 segundos. Figura III- 10.

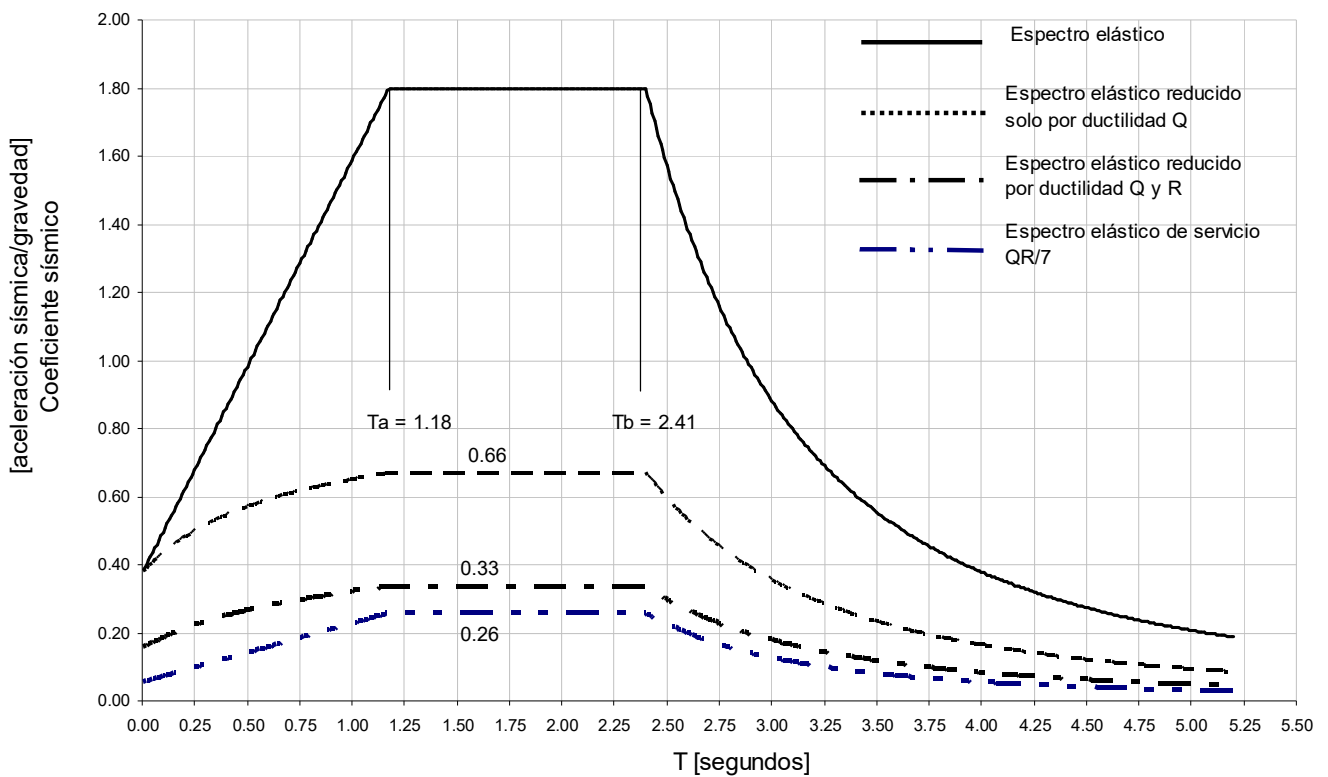


Figura III-10. Gráfica comparativa de los espectros de respuesta para estructuras de la categoría A.

3.3. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PRELIMINAR

3.3.1.COMENTARIOS GENERALES DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO.

- Dado que el edificio es existente se consideran la dimensiones construidas de las vigas que son da base $B = 0.30$ m, y de altura $A = 0.80$ m (30x80 cm) en los marcos en el eje débil “y” tanto en marcos interiores como en los centrales y perimetrales. La altura de entrepiso a centros de vigas es de 4.50 m. En el eje fuerte “x” además existen vigas de otras dimensiones. En el modelo serán respetadas siempre las dimensiones mencionadas por ser las construidas y será rediseñado el armado únicamente.
- La dimensión de las vigas tanto perimetrales como interiores permanece constante a lo largo de la altura del edificio.
- El tamaño de las columnas se mantiene constante en el ancho de la sección de la columna en casi en todo los niveles del edificio con la excepción de los cuatro marcos centrales donde el ancho disminuye en los pisos superiores. El largo de la sección de las columnas disminuye también conforme la altura del edificio se incrementa hasta llegar en ocasiones a tenerse cinco cambios a lo largo de los nueve pisos del edificio.
- La cuantía de acero del armado no superara el 0.02 %.
- Los apoyos en la base de las columnas se asumen empotrados.
- Se aplicaran en el modelo restricciones nodales en las juntas para simular las losas de cada nivel como placas y considerar así la gran rigidez que presentan en el plano. Definiéndose una restricción nodal tipo “diafragma rígido” para cada nivel se obliga a que: todos los nudos inscritos se muevan de forma conjunta como un diafragma el cual es rígido contra las deformaciones en el plano.

3.3.2. ANÁLISIS PRELIMINAR

3.3.2.1. SELECCIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.

Las respuestas estructurales del modelo dentro del rango elástico las obtendremos aplicando la demanda producida por los espectros ERERD, ERDER, ERDS al modelo, los resultados nos permitirán revisar las distorsiones de entrepiso alcanzadas para los estados de seguridad (ERDER) y de servicio (ERDS), y aseguraremos que el modelo propuesto cumpla con los límites de la NTCDS (2004) que se presentan en la Tabla III.1.

Distorsiones permisibles de entrepiso	Distorsión
Marco de concreto reforzado (Q = 3 o 4).	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 o 2).	0.015
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos.	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 o 2)	0.010
Distorsiones permisibles de entrepiso para evitar daños en los elementos no estructurales	0.002

Tabla III- 1. Distorsiones permisibles de entrepiso. Resumen. Fuente: NTCDs (2004) Tabla A.1

3.3.2.2. CARGAS GRAVITACIONALES.

La carga muerta es definida por el peso propio de los elementos estructurales mas valores de sobrecargas por concepto de muros divisorios, plafones, equipos e instalaciones de servicio.

En este punto del análisis preliminar se calcularon las cargas muertas producidas por el sistema de losas de entrepiso y azoteas que no serán incluidas como elementos en el modelo, pero si serán ingresadas como cargas aplicadas a los existentes. Las losas serán del tipo losa de nervaduras en ambos sentidos, a base de concreto armado de 200 kg /cm² y con casetones de poliestireno en los huecos. Fig. III- 11.

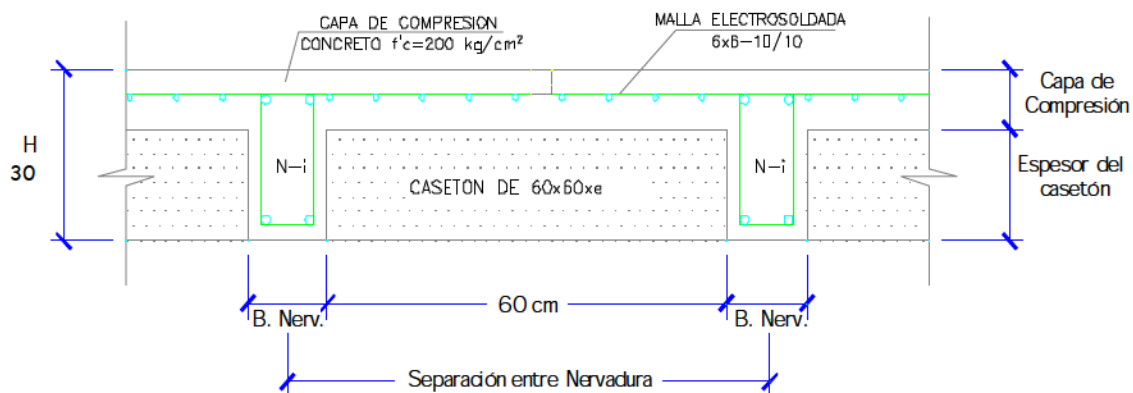


Figura III-11. Sección típica de losa nervada de entrepiso y azotea.

Del cálculo se tiene que la carga muerta de la losa de entrepiso es de 408.0 kg/m² y para la azotea de 360.0 kg/m²; por sobrecarga para cada sistema se tienen 140.0 kg/m² y 90.0 kg/m² respectivamente.

Los valores para las cargas vivas son definidos según la NTCS (2004) y dependen del uso final de la edificación, se indica en esa referencia en el capítulo 2 en la tabla 6.1, que para los entresijos de hospitales se utilizara un un valor de carga viva unitaria media “W” de 170.0 kg/m² y de carga viva instantánea “Wa” de 90.0 kg/m²; mientras que para azoteas con pendiente no mayor de 5.0% se debe utilizar un valor de “W” = 100.0 kg/m² y “Wa” = 70.0 kg/m².

Sumando tenemos que:

$$\text{La carga muerta total del sistema de entresijo} = 408.0 + 140.0 = 550.0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Y del sistema de azotea es de} = 360.0 + 90.0 = 450.0 \text{ kg/m}^2$$

Teniendo como base la geometría de la estructura y la función del edificio, de la gravedad (peso propio) del viento y otras posibles excitaciones junto con las posibles fuentes de masa como cargas vivas y vivas reducidas, se introdujeron cargas al modelo que nos devuelve los resultados de la Tabla III.2 siguiente.

Configuración del edificio	Masa propia	Peso propio	Masa total en X	Masa total en Y	Masa total en Z
	Kgf-s ² /cm	Kgf	Kgf-s ² /cm	Kgf-s ² /cm	Kgf-s ² /cm
Original	4540	4 452 269	4540	4540	4540
Propuesta	5688	5 577 532	5688	5688	5688

Tabla III- 2. Masa y pesos de los modelos del hospital. Fuente SAP2000.

La tabla nos presenta dos series de datos una para el modelo inicial que corresponde a la construcción existente del edificio y los datos de la configuración propuesta, estos últimos corresponden a las modificaciones que fueron requeridas para cumplir con la normativa de diseño como se expondrá mas adelante.

3.3.2.3. TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS.

El tamaño de las vigas y columnas en el modelo son de acuerdo a los planos estructurales del edificio como fue construido. (Figuras. III-12, 13,14, y 15).

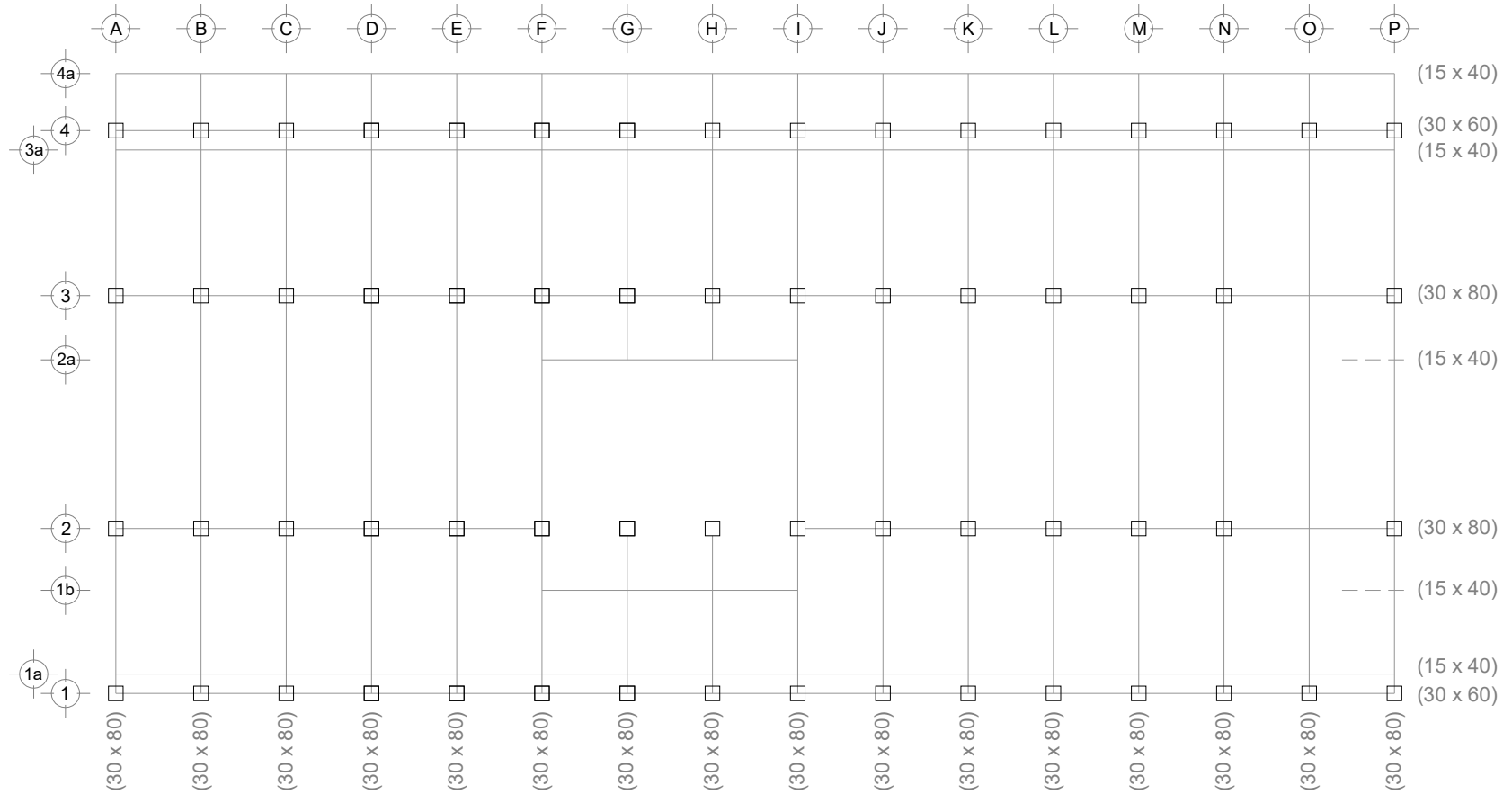


Figura III- 12. Planta estructural. Losa Nivel 01.

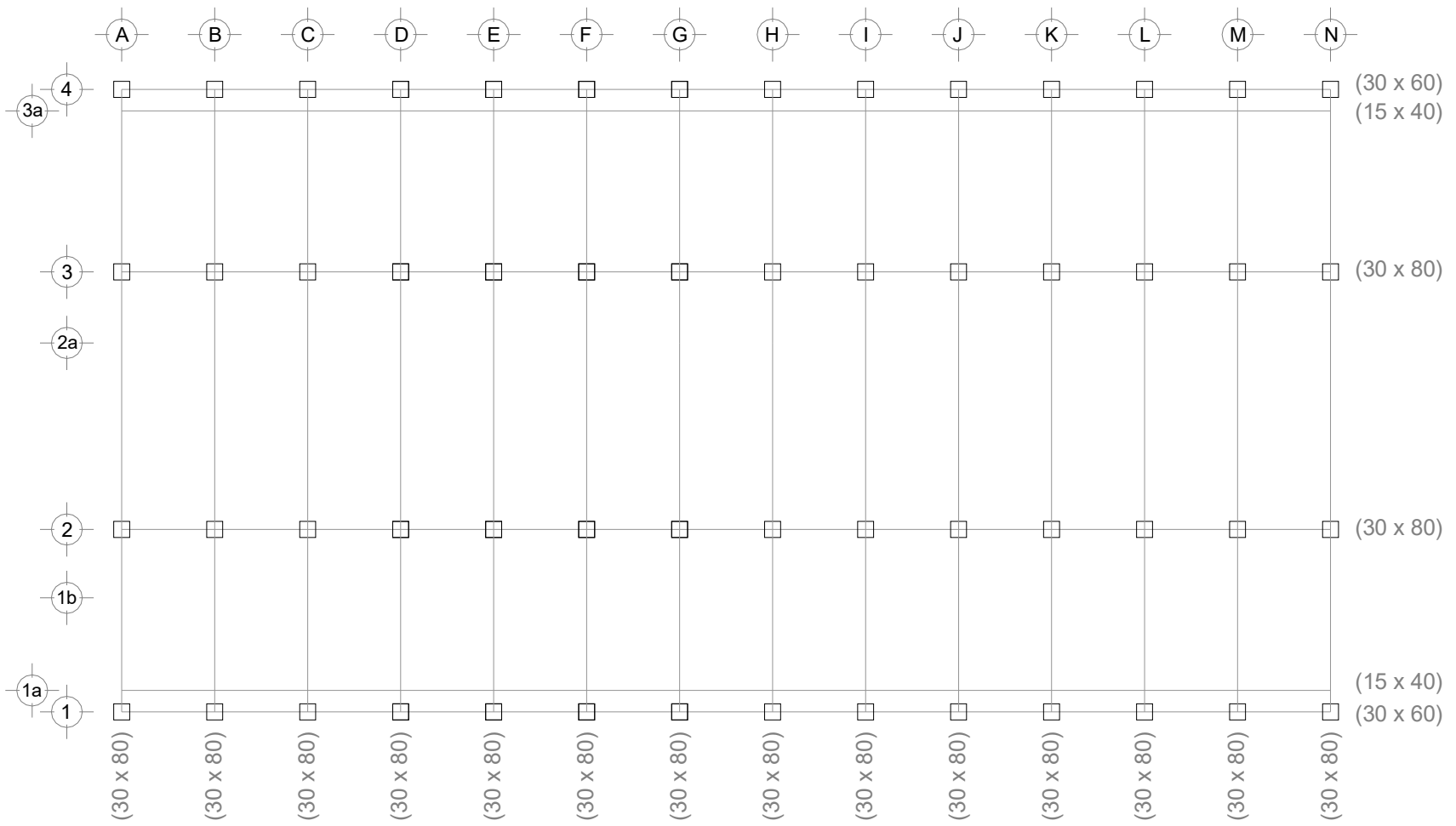


Figura III - 14. Planta estructural. Losa Nivel 04 a 09

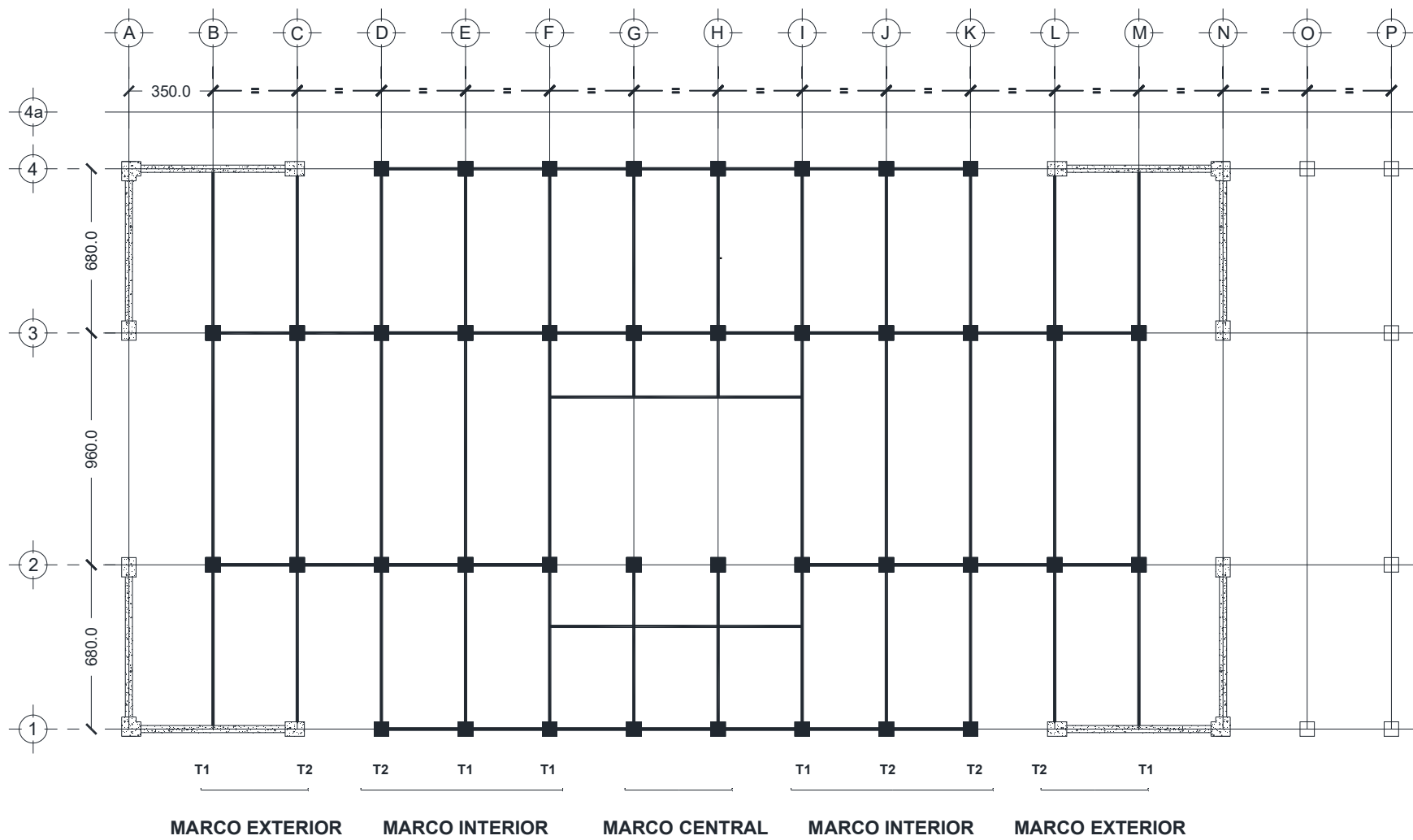
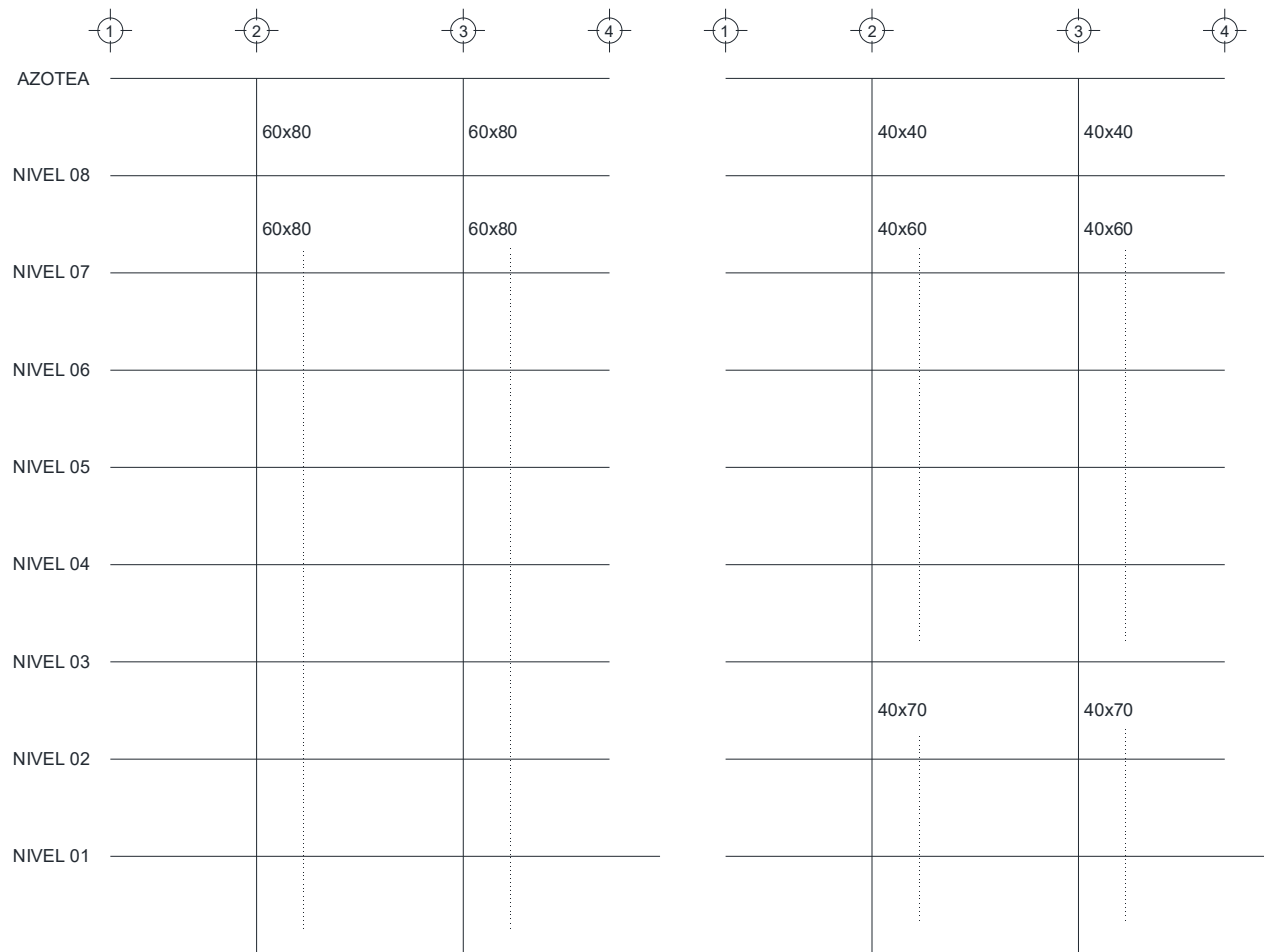


Figura III - 15.a Clasificación de marcos en el eje "y".



MARCO EXTERIOR T1

MARCO EXTERIOR T2

Unidad: cms

Figura III - 15.b Tamaño de columnas. Marcos Exteriores

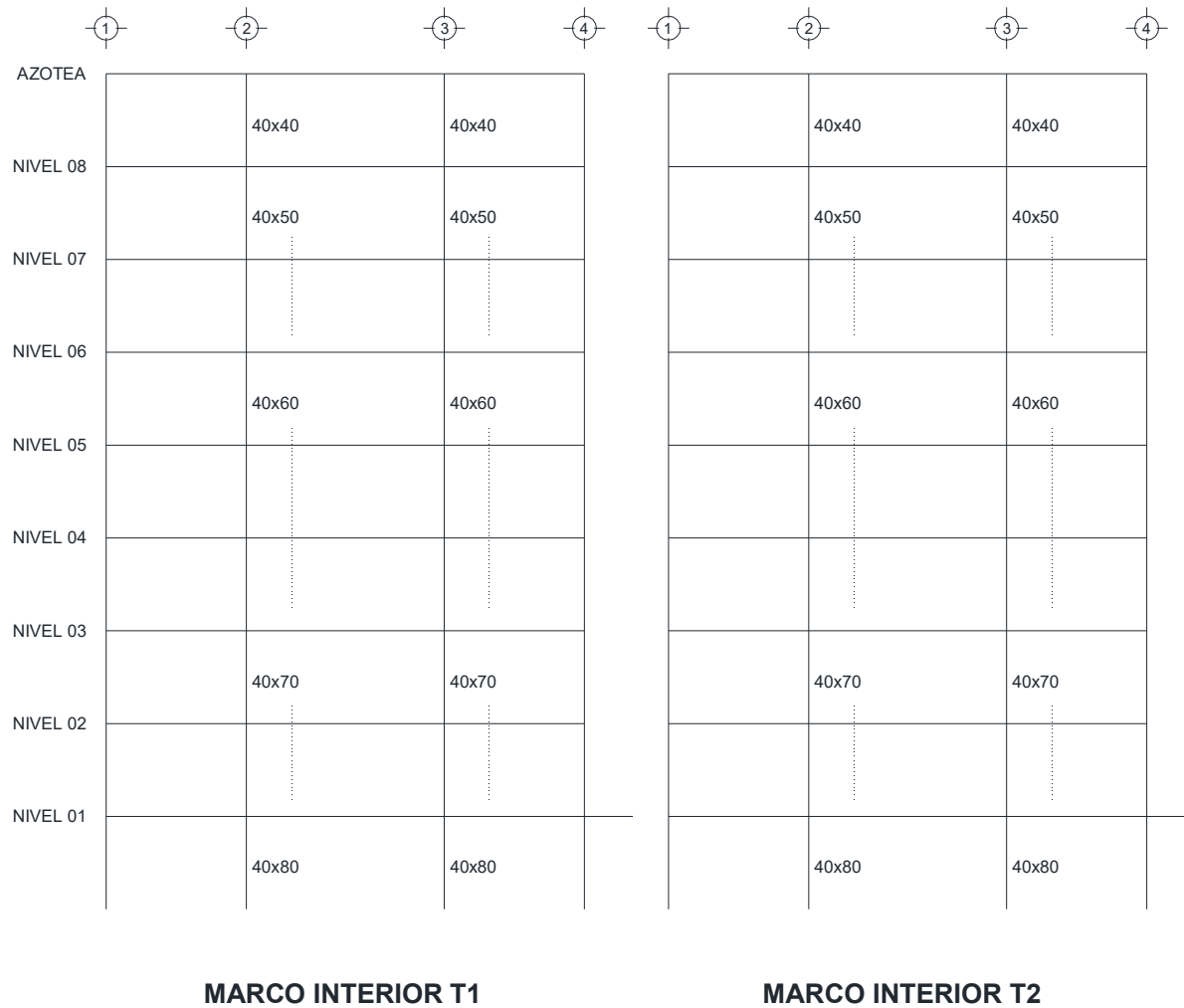


Figura III - 15.c Tamaño de columnas. Marcos Interiores

3.3.3. DISEÑO PRELIMINAR

3.3.3.1. COMENTARIOS GENERALES AL DISEÑO PRELIMINAR

- Para revisar el modelo y verificar su cumplimiento con los límites de distorsión que mencionamos en la sección 3.3.2.1, utilizaremos el programa de computadora SAP2000 v14, que es un producto desarrollado por Computers & Structures de la Universidad de California en Berkeley.
- Se utilizarán los espectros antes desarrollados para servicio ERDS y para seguridad ERDER para verificar distorsiones y para el diseño del armado de los elementos.
- El diseño de los elementos deberá cumplir con lo especificado en la Reglamentación de Construcción del Distrito Federal 2001 (RCDF 2001) en su parte de especificaciones para diseño de estructuras de concreto. El programa permite modificar las preferencias de diseño, la Tabla III.3 nos muestra las elegidas para este caso.

Criterios de diseño de marcos de concreto para el RCDF de Mexico 2001		
	Partida	Valor
1	Código de diseño	RCDF Mexico 2001
2	Diseño tiempo historia	Envoltentes
3	Numero de curvas de interacción	24
4	Numero de puntos de interacción	11
5	Considerar excentricidad minima	Si
6	Phi (Flexion)	0.9
7	Phi (Tension)	0.8
8	Phi (Compresión estribo)	0.7
9	Phi (Compresión espirales)	0.8
10	Phi (Cortante)	0.8
11	Factor del patrón de carga viva	0.75
12	Factor limite de utilización	0.95

Tabla III - 3. Criterio de diseño de marcos de concreto utilizados. Fuente SAP2000

- Los armados diseñados por el programa deberán ser catalogados como aceptables para ambas demandas sísmicas.

3.3.3.2. COMBINACIONES DE CARGA.

De acuerdo a las (RCDF 2001) las siguientes combinaciones de carga son las requeridas.

- COMB-1 = 1.0 CM + 1.0 CV
- COMB-2 = 1.4 CM + 1.4 CV

- COMB-3 = 1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SxC + 0.366 SyC
- COMB-3A = 1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SxC - 0.366 SyC
- COMB-3B = 1.1 CM + 1.1 CVR - 1.1 SxC - 0.366 SyC
- COMB-4 = 1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SyC + 0.366 SxC
- COMB-4A = 1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SyC - 0.366 SxC
- COMB-4B = 1.1 CM + 1.1 CVR - 1.1 SyC - 0.366 SxC

Donde,

CM = Carga muerta, "DEAD"

CV = Carga viva, "LIVE"

CVR = Carga viva reducida, "LIVEREDUCED"

SxC = ERDER ó ERDS en dirección "x", "SPECTROXCOLAPSO" o "SPECTROXSERVICIO"

SyC = ERDER ó ERDS reducido en dirección "y", "SPECTROYCOLAPSO" o "SPECTROYSERVICIO"

SxC = ERDER ó ERDS en dirección "x", "SPECTROXCOLAPSO" o "SPECTROYSERVICIO"

SyC = ERDER ó ERDS en dirección "y", "SPECTROYCOLAPSO" o "SPECTROYSERVICIO"

3.3.3.3. CÁLCULO DE ARMADOS DEL DISEÑO PRELIMINAR

3.3.3.3.1. COMENTARIOS GENERALES SOBRE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y ESTIMACIÓN DE RIGIDEZ MÍNIMA DEL MODELO.

- Se creó el modelo computacional de acuerdo a las prácticas convencionales para este tipo de programas.
- Se reviso primero que la configuración estructural inicial u original es decir la existente del edificio se encontrara dentro de la rigidez minima y para ello ellos consideramos las siguiente relaciones entre el cortante basal producto de las combinación critica de cargas y el peso del edificio. Se considera como periodo del edificio: 0.8079 seg.

El cortante basal esperado para la demanda del espectro de diseño de servicio (estado de servicio) es

$$V_{\text{servicio}} = 0.21 W$$

El cortante basal esperado para el primera el estado limite ultimo (estado de seguridad) es

$V_{\text{mechanism}} = 0.66 W$ pero habrá que incluir el factor R por sobre resistencia de 2 que devuelve $V_{\text{diseño}} = 0.33 W$

- Si el cortante basal devuelto por el programa para esta combinación se encuentra por debajo del esperado consideremos como existente la rigidez minima necesaria para la demanda sísmica aplicada.

3.3.3.3.2. REVISION DE RIGIDEZ MINIMA DE LA CONFIGURACION ESTRUCTURAL ORIGINAL DEL EDIFICIO.

De acuerdo a la Tabla III.4 ubicamos el cortante basal para el espectro ERDER (estado de seguridad)..

	Global FX	Global FY	Global FZ
Combinación	Kgf	Kgf	Kgf
COMB-3	4470834	1364677	9882469
COMB-4	1540200	3943307	9883040

Tabla III - 4. Cortante basal. ERDER. Configuración estructural original.. Fuente SAP2000

El peso del edificio de la Tabla III-2.

$$V_D = 0.33 (4\ 452\ 269)$$

Cortante basal esperado para la rigidez minima = $V_D = 1\ 469\ 248$ kgf

El cortante basal real de la Tabla III-4.

$$4\ 470\ 834\ \text{kgf} , 3.04\ \text{veces } V_D$$

Se concluye para la configuración estructural original que la rigidez es menor que la minima requerida.

3.3.3.3.3. CONFIGURACION ESTRUCTURAL PROPUESTA.

Se rediseño el modelo en el SAP2000 y se propuso la inclusión de muros de corte que aumentarían la rigidez del edificio y disiparían la energía producto de la demanda sísmica, reducirían los desplazamientos laterales. La metodología seguida para llegar a la configuración final de los elementos se dio cumpliendo los siguientes pasos:

- Se consideran las mismas dimensiones para vigas y columnas que en la configuración original del edificio.
- La variación de esfuerzos a lo largo de la altura del edificio hizo necesario cambiar la sección del muro en tres ocasiones, de la planta baja al segundo nivel, de este al sexto y de este hasta completar la altura total. Se modelan los muros en el programa como elementos de área tipo "shell", los cuales presentan gran rigidez en su plano y poca deformación fuera del mismo.

Figuras III-16 a III- 21.

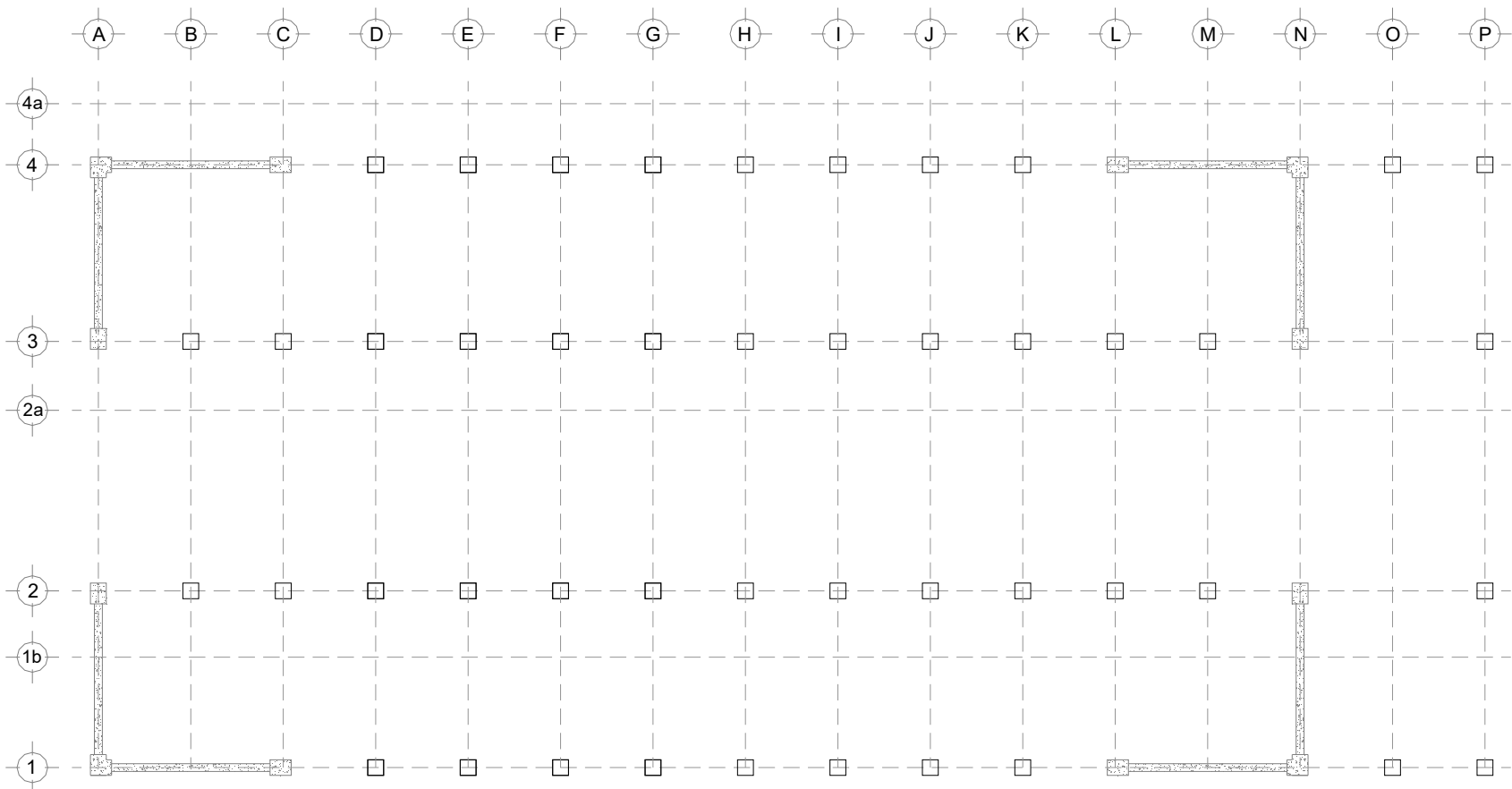


Figura III- 16. Configuración de muros de corte en planta estructural. Modelo de Hospital.

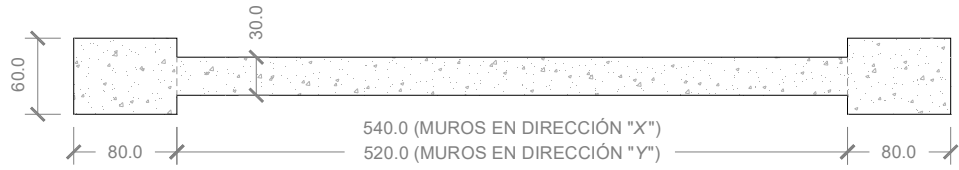


Figura III - 17. Tipología #1 de muro de corte. Modelo de Hospital.

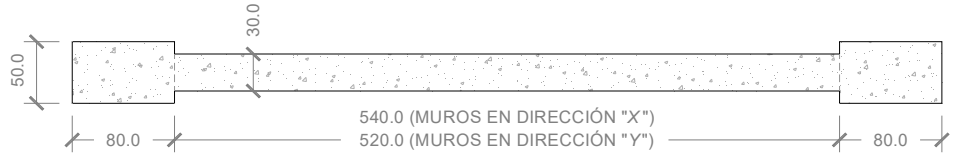


Figura III - 18. Tipología #2 de muro de corte. Modelo de Hospital.

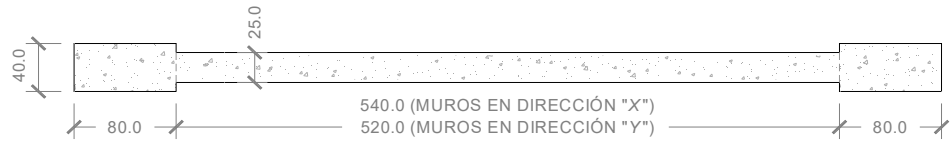


Figura III - 19. Tipología #3 de muro de corte. Modelo de Hospital.

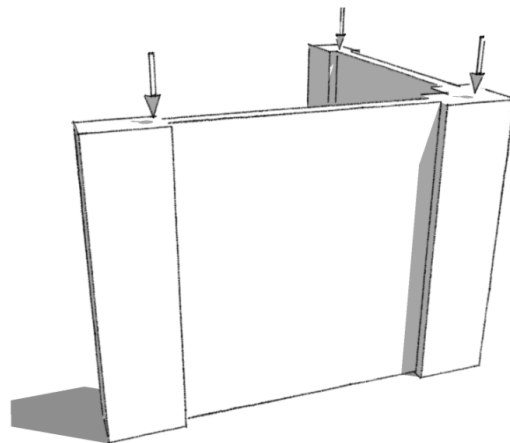
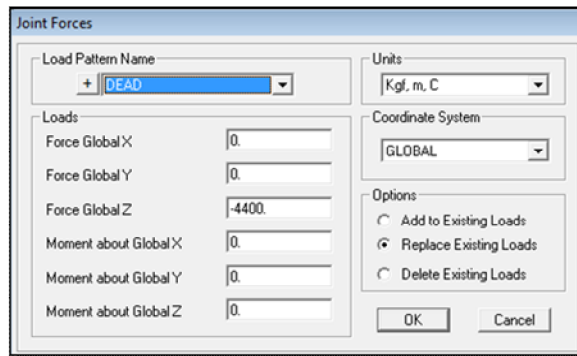


Figura III - 20. Asignación de carga puntual en muros de corte.

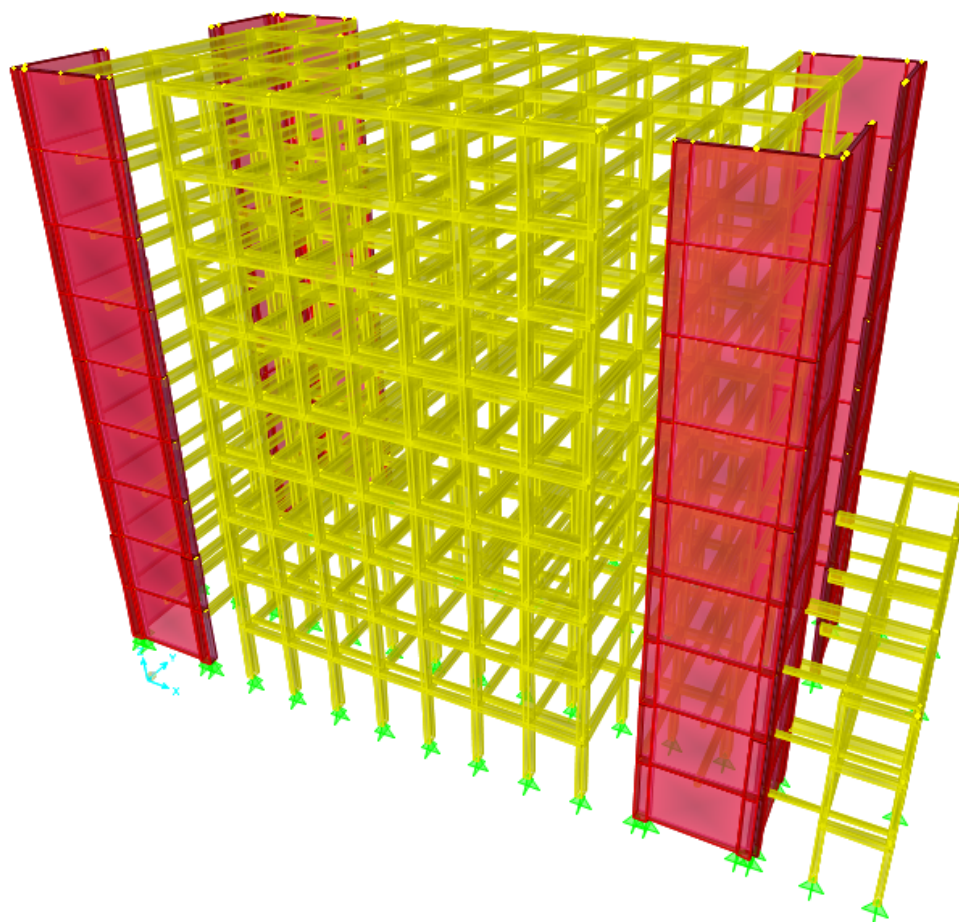


Figura III- 21. Modelo de Hospital generado en el SAP2000ADV.V14.

3.3.3.3.4. REVISIÓN DE RIGIDEZ MÍNIMA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL PROPUESTA PARA EL EDIFICIO.

De acuerdo a la Tabla III- 5 ubicamos el cortante basal para el espectro ERDER (estado de seguridad).

	Global FX	Global FY	Global FZ
Combinación	Kgf	Kgf	Kgf
COMB-3	2347131	868513	8872902
COMB-4	859313	2609564	8872309

Tabla III - 5. Cortante basal. ERDER. Configuración estructural original. Fuente SAP2000

El peso del edificio de la Tabla III-2.

$$V_D = 0.33 (5\ 577\ 532)$$

Cortante basal esperado para la rigidez minima = $V_D = 1\ 469\ 249$ kgf

El cortante basal real de la Tabla III-5.

$$2\ 609\ 564\ \text{kgf},\ 1.77\ \text{veces } V_D$$

Se asume que la configuración estructural propuesta no poseería la rigidez minima requerida pero se verifica que pueda tolerar el cortante basal a la formación del mecanismo, en el caso de haber sobrestimado la sobre resistencia. Podremos considerar como aplicable un rango de entre 1.50 y 2.00. veces V_D . Se prosiguió el análisis con esta configuración.

3.3.3.3.5. CÁLCULO Y SELECCIÓN DE ARMADOS..

El modelo es corrido y el programa calcula el área óptima en cm^2 requerida para cada elemento del modelo.

Fig. III- 22

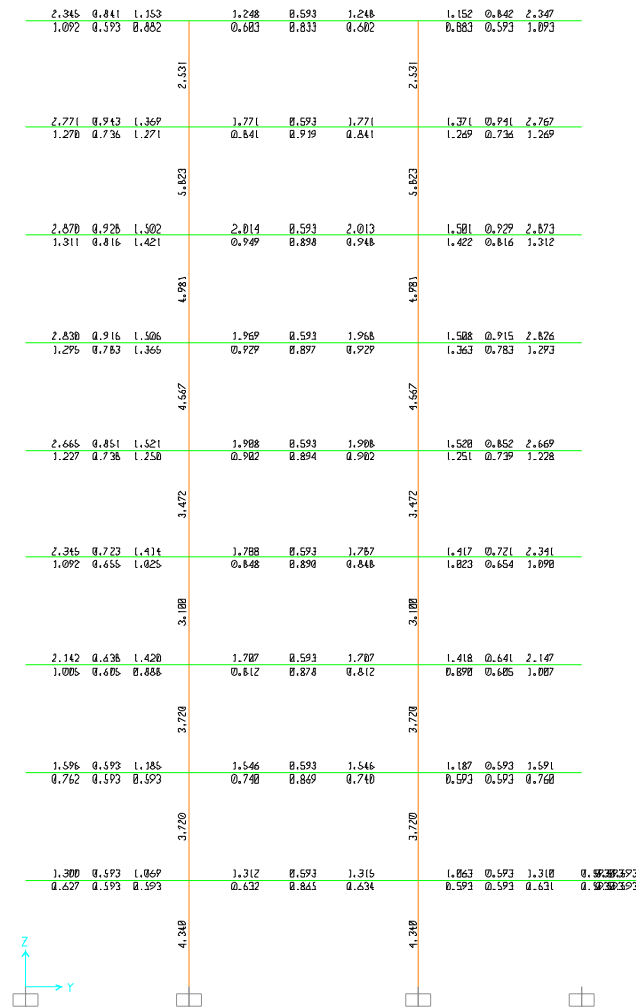
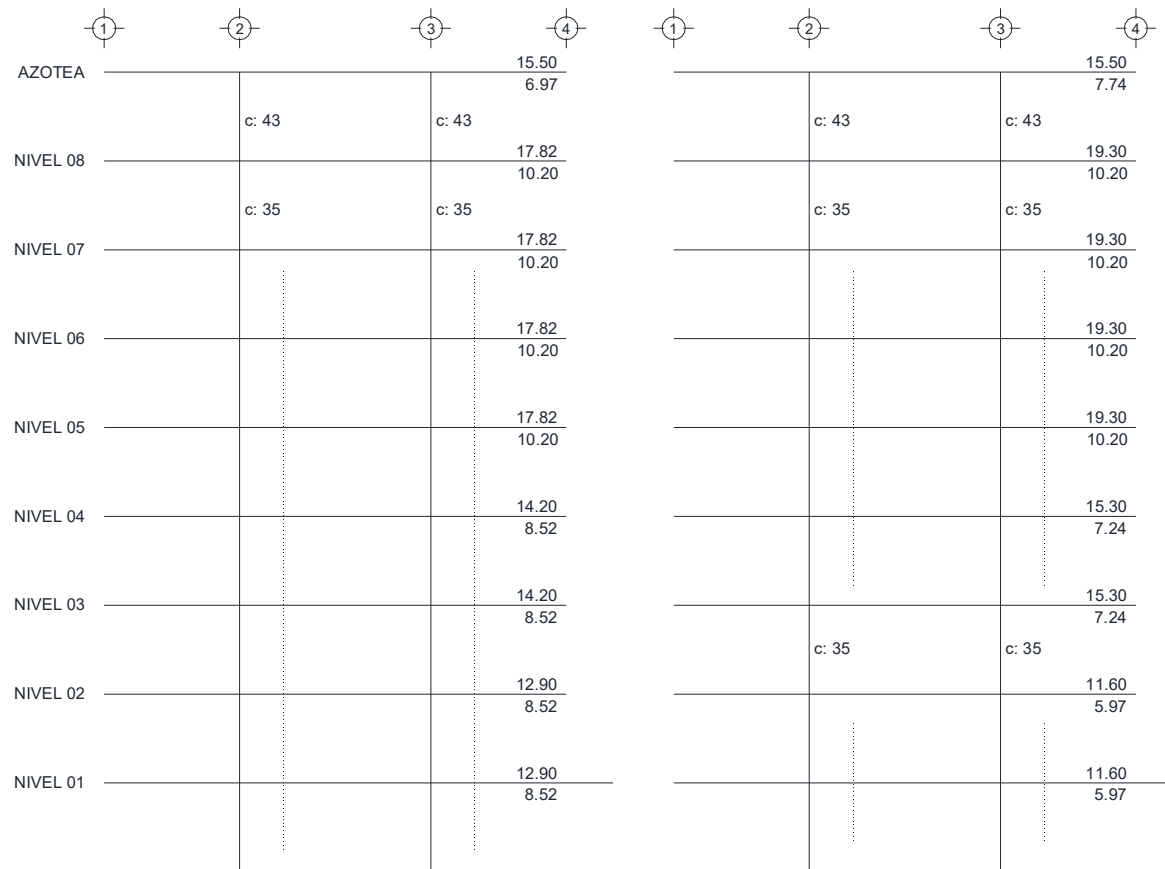


Figura III- 22. Resultado típico del armado de elemento por el SAP2000ADV.V14.

Estas áreas están optimizadas y la relación de esfuerzo actuante entre el máximo resistente del rango elástico se encuentra en todos los casos por debajo de uno para las combinaciones antes expuestas y en análisis distintos para ERDER Y ERDS. . Fig. III- 8 y 9

Estos resultados son trasladados a arreglos de varillas de manera que todas las vigas de a lo largo de cada marco posean el mismo armado. Se trató además de igualar este armado en la medida de lo posible en cada dos niveles o más. Los armados definitivos en cm² se presentan en las Fig. III- 23. Las áreas aquí indicadas corresponden a armados de varillas de medidas comerciales en todos los casos.

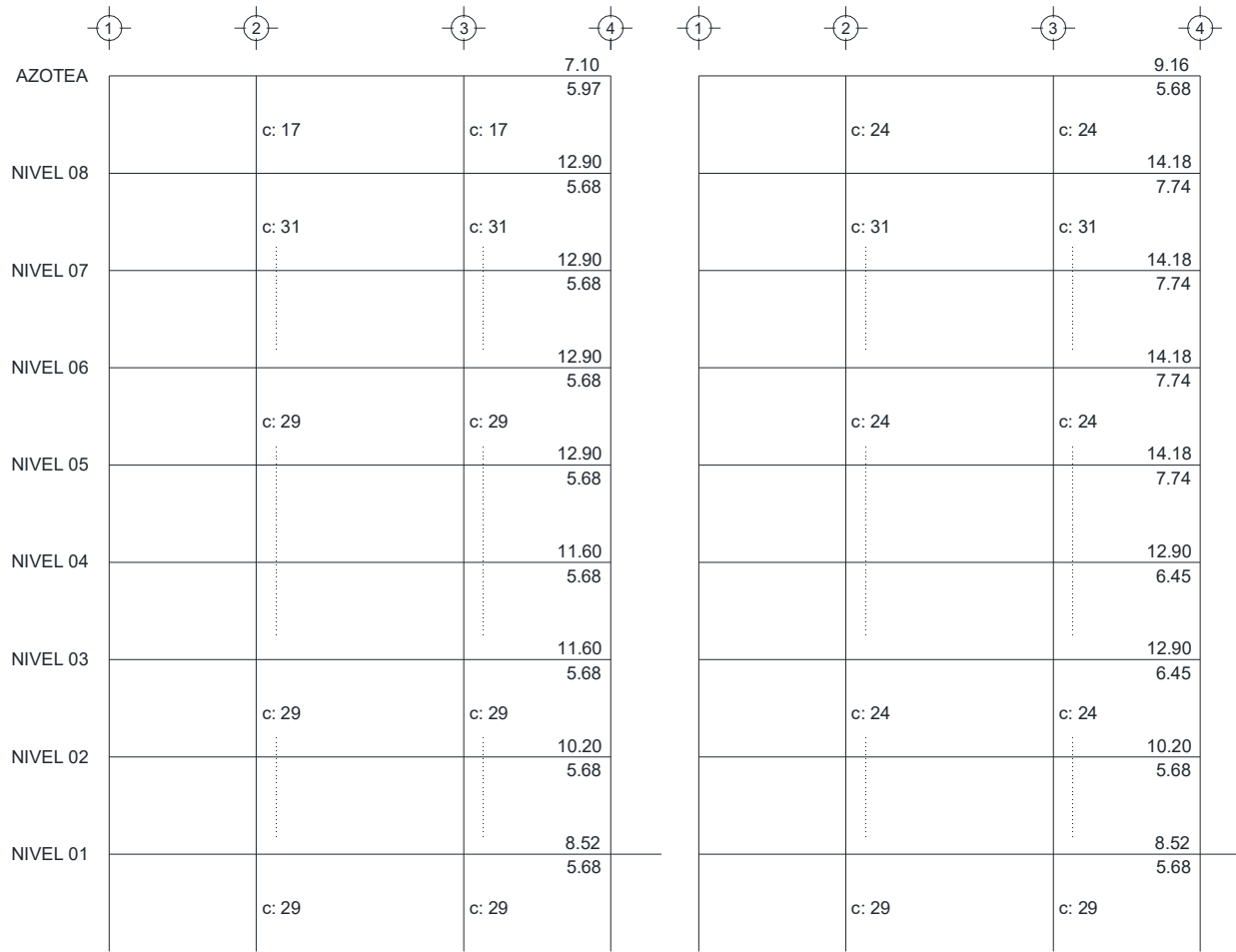


MARCO EXTERIOR T1

MARCO EXTERIOR T2

Unidad: cm2
c: columna

Figura III- 23 a Armado se vigas y columnas. Marcos Exteriores



Unidad: cm2
c: columna

MARCO INTERIOR T1

MARCO INTERIOR T2

Figura III- 23 b Armado se vigas y columnas. Marcos Interiores

La cuantía de acero para las vigas del edificio es la siguiente Tabla III-6.

Viga	Armado tension/ compresión	Cuantía
	cm2	
V1	15.5 6.97	0.02 -
V2	17.82 10.2	0.02 -
V3	14.2 8.52	0.02 -
V4	10.2 5.68	0.01 -
V5	12.9 8.52	0.01 -
V6	15.48 7.74	0.02 -
V7	19.3 10.2	0.02 -
V8	15.3 7.24	0.02 -
V9	11.6 5.97	0.01 -
V10	7.1 5.97	0.01 -
V11	12.9 5.68	0.01 -
V12	11.6 5.68	0.01 -
V13	10.2 5.68	0.01 -
V14	8.52 5.68	0.01 -
V15	9.16 5.68	0.01 -
V16	14.18 7.74	0.02 -
V17	12.9 6.45	0.01 -
V18	10.2 5.68	0.01 -
V19	8.52 5.68	0.01 -
V20	7.1 5.4	0.01 -
V21	11.72 6.45	0.01 -
V22	12.9 6.47	0.01 -
V23	11.6 5.68	0.01 -
V24	10.2 5.68	0.01 -
V25	7.34 5.16	0.01 -
	cuantía max	0.02
	cuantía min	0.01

Tabla III - 6. Cuantía de acero para las vigas del diseño preliminar. Configuración estructural propuesta..

Capítulo IV

RESULTADOS.

4.1 INTRODUCCIÓN.

Se realizaran dos análisis para evaluar el diseño preliminar obtenido anteriormente, sobre el modelo con la configuración estructural propuesta:

- Análisis dinámico lineal-elástico. Dos análisis de respuesta espectral 3-D usando los espectros para el estado de servicio ERDS y de seguridad ERDER. Se consideró el modelo de concreto confinado para todos los elementos.
- Análisis estático no-lineal. Análisis no lineal push-over con un patrón de cargas triangular, análisis no lineal con combinaciones modales. Los elementos estructurales siempre utilizan el modelo confinado.

4.2 ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.

4.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

▪ PROPIEDADES DEL CONCRETO

Las vigas, columnas y muros de corte del modelo estructural propuesto estarían construidas con concreto armado del cual se indica en el programa el modelo de comportamiento lineal o no lineal de los materiales.

El modelo de comportamiento para el rango lineal de material concreto es el definido por Mander et al, 1988 (ver inciso 2.6.1.1) se presenta una impresión de una curva de esfuerzo – deformación unitaria longitudinal típica para el material concreto no confinado Fig. IV- 1.

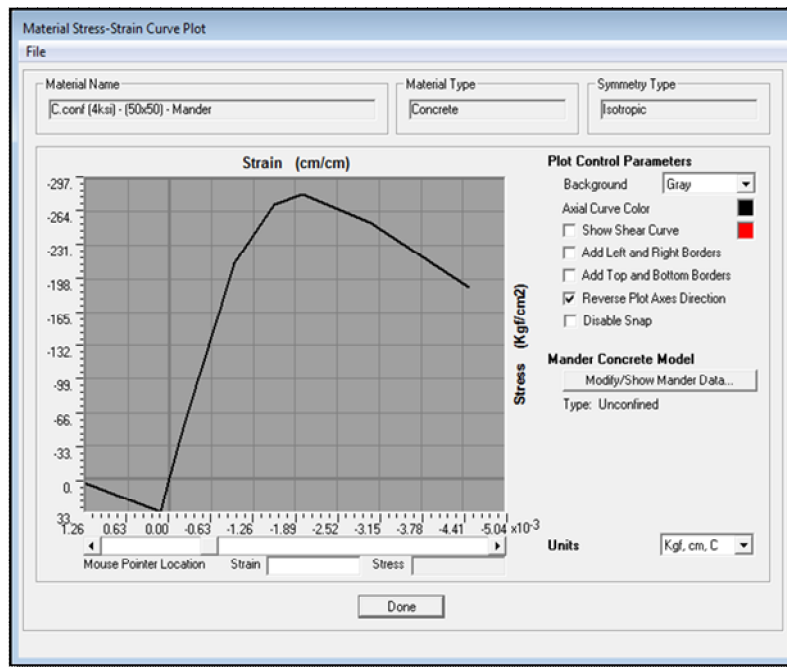


Figura IV- 1. Definición no lineal del concreto, modelo no confinado de Mander et al, 1988.

Habrà que definir tambièn el modelo ha utilizar para el comportamiento no lineal del material con relaciòn a la configuraciòn de cada secciòn del elemento y la configuraciòn y dimensiòn del acero de refuerzo. Este serà el definido tambièn por Mander para elementos confinados Fig IV.2

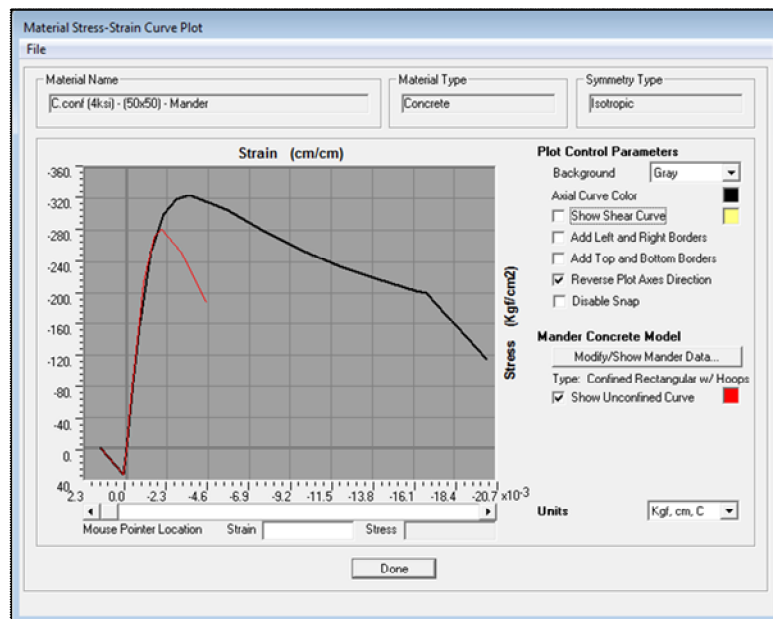


Figura IV- 2. Definición no lineal del concreto, modelo confinado de Mander et al, 1988.

En los programas de análisis estructural el material debe ser asignado a las secciones de los elementos. El programa permite obtener de uno de sus módulos de captura, el diagrama esfuerzo deformación unitaria de cada elemento modelado confinado o no. Un ejemplo en la Fig. IV- 3.

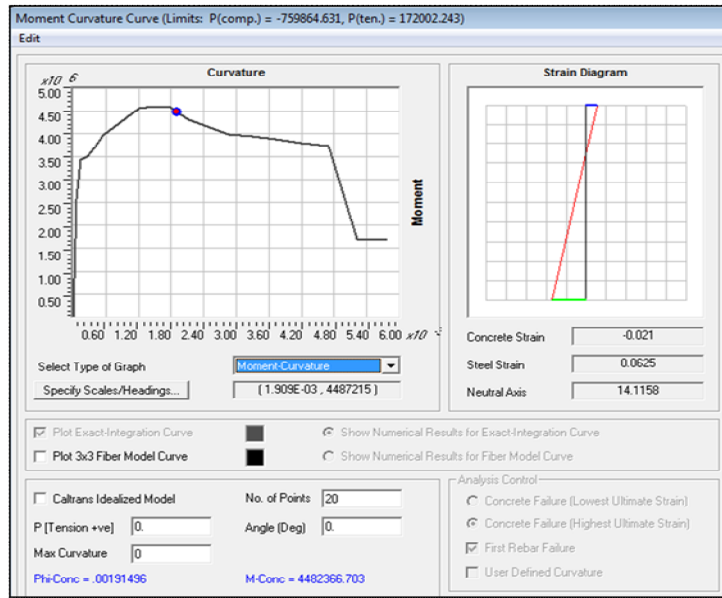


Figura IV-3. Curva momento curvatura generada en el módulo “Section Designer”.

En los muros de corte el modelo que se definió para el concreto no confiando es también el propuesto por Mander et al, 1988, en este caso no existen tensiones. Fig. IV- 4.

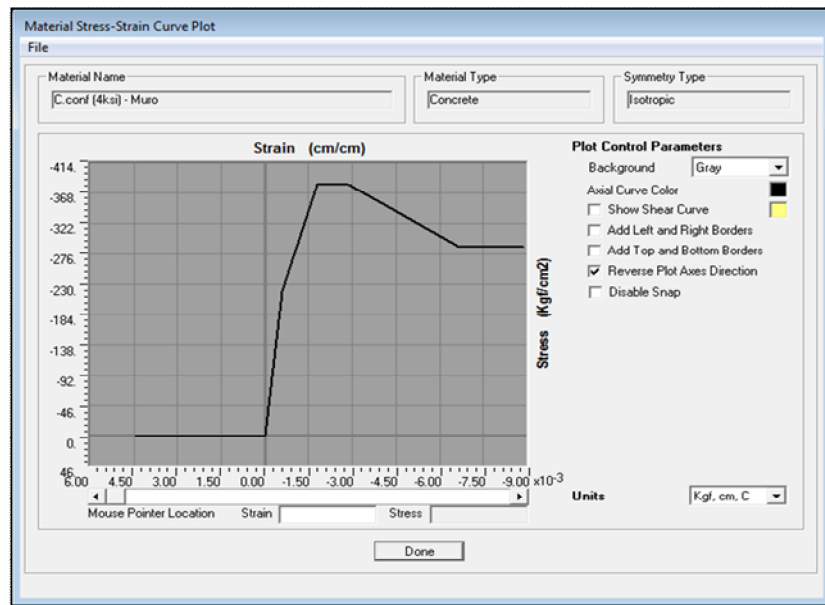


Figura IV- 4. Definición no lineal del concreto, modelo confinado para muros de corte.

En nuestro caso particular es necesaria la definición de secciones no lineales de las membranas en capas, así es posible especificar varios tipos de armado y confinamiento dentro del mismo muro de corte. Los muros deberán trabajar a flexión por tanto se modelan no lineales solo en la dirección vertical. Fig. IV-5.

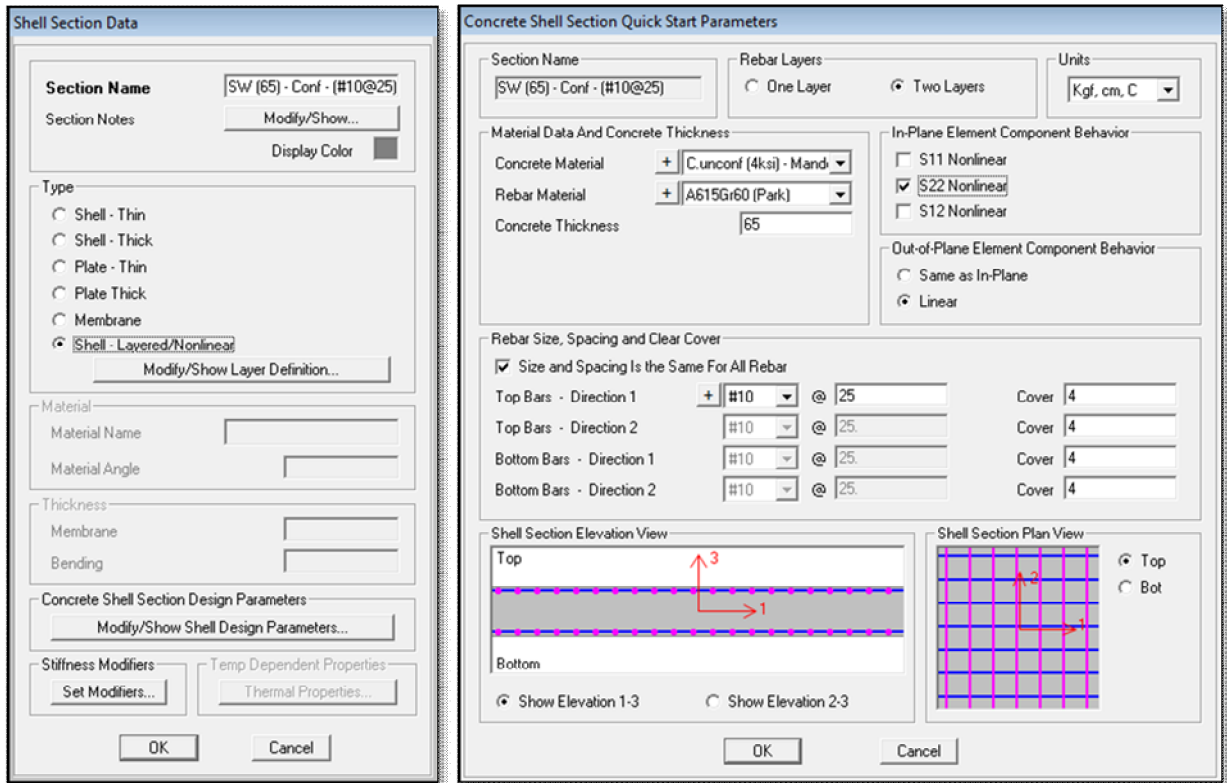


Figura IV- 5. Definición no lineal por capas de muros de corte.

En la definición de las capas y modelos de comportamiento del muro en la (Fig. IV- 5), es importante notar que el ángulo del material (“material angle”) toma un valor de 90 grados, valor asignado para darle sentido vertical al armado, el cual está definido como uniaxial. La última capa de material “ConcP” representa el comportamiento del concreto fuera del plano, y su espesor es reducido a fin de disminuir la rigidez fuera del plano en un 75.0% y así incluir los efectos de agrietamiento. Domínguez (2009) (Fig. IV- 6)

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material S11	Material S22	Behavior S12
ConcM	0.	65.	Membrane	1	C.conf (4ksi) - M	0.	Linear	Nonlinear	Linear
ConcM	0.	65.	Membrane	1	C.conf (4ksi) - Muro	0.	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar2M	36.8871	0.327741	Membrane	1	A615Gr60 (Park)	90.	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar2M	-36.8871	0.327741	Membrane	1	A615Gr60 (Park)	90.	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	49.	Plate	2	C.conf (4ksi) - Muro	0.	Linear	Linear	Linear

Figura IV- 6. Definición no lineal por capas de muros de corte.

- ACERO DE REFUERZO

Se define el modelo de Park et al, 1982 (ver inciso 2.6.1.1) como el que describirá el comportamiento del acero de refuerzo a utilizar en nuestro modelo. (Fig. IV- 7)

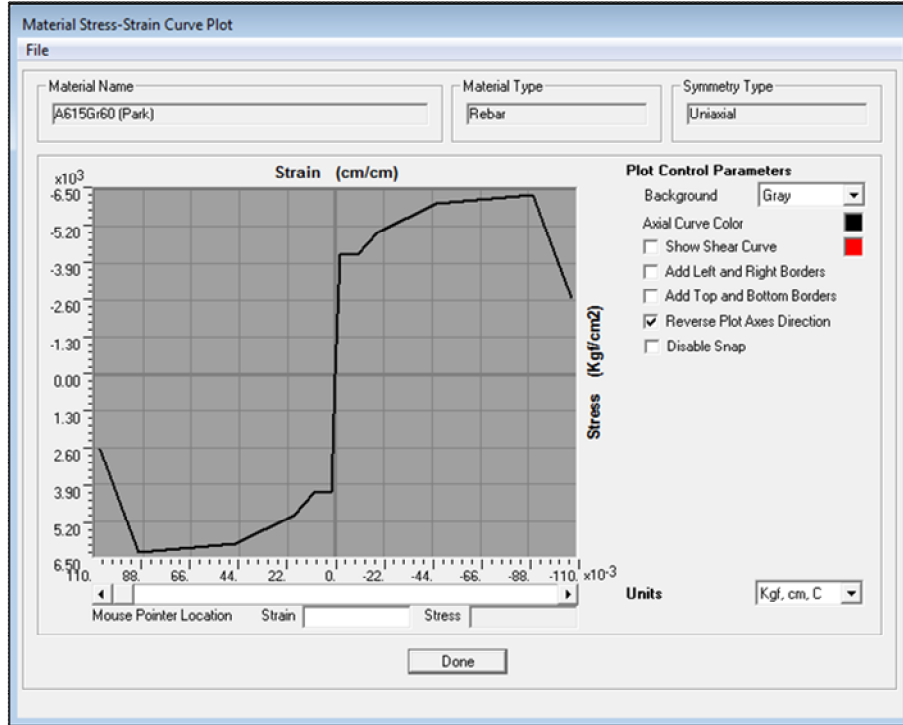


Figura IV- 7. Definición no lineal del acero de refuerzo, modelo de Park et al, 1982.

4.2.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS VIGA Y COLUMNA.

Una vez se obtenga el diseño final de secciones y armado que cumpla con los requerimientos de la norma respectiva, se debe definir el criterio de falla a utilizar para medir el comportamiento de los elementos estructurales en estudio. El criterio de falla utilizado es la rotación que se da en las articulaciones plásticas concentradas de los elementos, cuyos límites fueron definidos en el inciso 2.8.1.

Se debe estimar el punto a lo largo del elemento donde se medirá la rotación. Para esto se mide una distancia relativa a los apoyos, la cual se define como un décimo de la longitud total del elemento. También se debe definir el tipo de componente (primario o secundario), el grado de libertad, y la combinación de carga crítica por cortante, entre otros.

El paquete de programación utilizado contiene en sus bases de datos las limitantes por rotación establecidas por el FEMA-356 por lo que es bastante simple definir el criterio de falla por rotación dependiendo del elemento estructural respectivo. Para nuestro caso se definen todos los componentes como primarios, el grado de libertad para momentos en la dirección de ejes locales 3-3 (M_3), y la

combinación de carga máxima por cortante como *COMB-3* para elementos en la dirección “x” ó *COMB-4* para elementos en la dirección “y”; combinaciones máximas por sismo en sus respectivas direcciones. (Figuras IV- 8 y IV- 9)

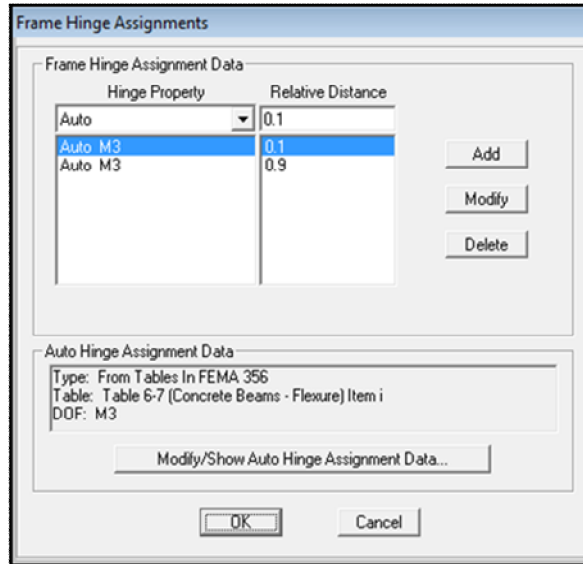


Figura IV-8. Localización de articulaciones plásticas concentradas.

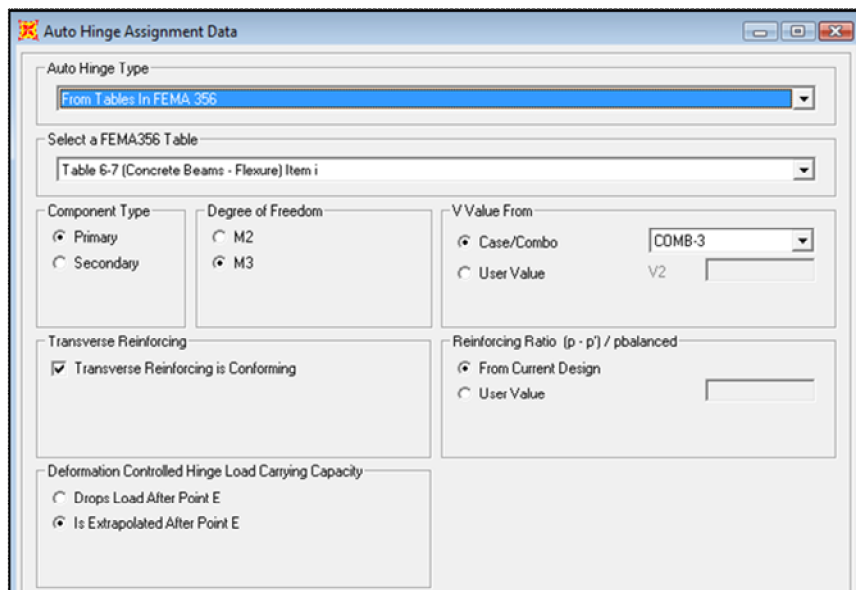


Figura IV-9. Definición de parámetros para articulaciones plásticas concentradas.

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL-ELÁSTICO

4.3.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL 3-D.

- CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL ANÁLISIS.

Los análisis fueron hechos asumiendo lo siguiente:

- a. Se utilizó el espectro ERDS (Espectro de diseño de servicio). Fig. III 9.
- b. Se utilizó el espectro ERDER (Espectro de diseño elástico reducido) Fig. III 8.
- c. Se utilizó el espectro ERERD (Espectro de diseño elástico reducido) Fig. III 7.
- d. Se consideró una combinación el 100% del sismo respectivo en la dirección “y”, y el 30% del mismo en la dirección “x” y viceversa para la interpretación de resultados.
- e. Se utilizaron juntas rígidas.
- f. No se consideraron los efectos P- Δ
- g. El modelo idealiza marcos verticales en 3D interconectados por losas diafragma como pisos horizontales rígidos en su plano.
- h. La técnica de combinación-cuadrática-completa (CQC) fue usada para las combinaciones modales (se consideraron: 40 modos de vibrar).
- i. El coeficiente de amortiguamiento utilizado fue del 5%.
- j. Para la evaluación del edificio se establecieron previamente límites objetivo para el índice de distorsión de entrepiso (IDE) 3.3.2.1.

- OBJETIVOS DEL ANÁLISIS.

- b. Revisar el comportamiento de la estructura bajo la aceleración del suelo por servicio y por seguridad
- c. Revisar el IDE con el objeto de cumplir los lineamientos de las NTCDS (2004). Para el estado límite de servicio se pretende también controlar el daño no estructural.

- PERIODO Y MODOS DE VIBRAR.

En la Tabla IV-1 se presenta la información modal correspondiente al modelo de Hospital propuesto.

Que debe cumplir con el 90.0% de participación de masa como mínimo por el Reglamento N.T.C.S. (2004). Los análisis no lineales consideraran la cantidad de modos necesarios por esta condición.

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (ciclos/ seg)	Participación de Masa Acumulada (%)	
			x	y
1	0.8079	1.2377	0	63
2	0.7692	1.3001	63	63
3	0.4826	2.0722	63	63
4	0.1911	5.2327	63	86
5	0.1871	5.3453	86	86
6	0.1617	6.1858	86	86
7	0.1566	6.3841	86	86
8	0.1507	6.6365	86	86
9	0.1487	6.7272	86	86
10	0.1461	6.8436	86	86
11	0.1391	7.1890	86	86
12	0.1391	7.1914	86	86
13	0.1308	7.6431	86	86
14	0.1288	7.7649	86	86
15	0.1219	8.2007	86	86
16	0.1217	8.2196	86	86
17	0.1213	8.2448	86	86
18	0.1184	8.4472	86	86
19	0.1174	8.5179	86	86
20	0.1149	8.7065	86	86
21	0.1125	8.8890	86	86
22	0.1115	8.9658	86	86
23	0.1084	9.2288	86	86
24	0.1071	9.3386	86	86
25	0.1053	9.5008	86	86
26	0.1030	9.7108	86	86
27	0.0998	10.0210	86	86
28	0.0986	10.1460	86	86
29	0.0978	10.2300	86	86
30	0.0974	10.2620	88	86
31	0.0973	10.2800	92	86
32	0.0951	10.5140	92	86
33	0.0944	10.5960	92	86
34	0.0934	10.7090	92	86
35	0.0926	10.8010	92	86
36	0.0911	10.9730	92	90
37	0.0900	11.1110	92	90
38	0.0898	11.1310	92	93
39	0.0887	11.2720	92	93
40	0.0878	11.3860	92	93

Tabla IV - 1. Períodos de vibración y participación de masa.

Fueron requeridos 36 modos de vibrar para lograr el 90% de participación de masa en el modelo. Se correrán modelos no lineales con 40 modos.

El primer modo de vibrar es básicamente traslación a lo largo del eje Y, confirmamos que es esta la dirección débil del edificio, por tanto la dirección crítica a analizar y sobre la que se tomarán resultados en los análisis no lineales Fig. IV-10.

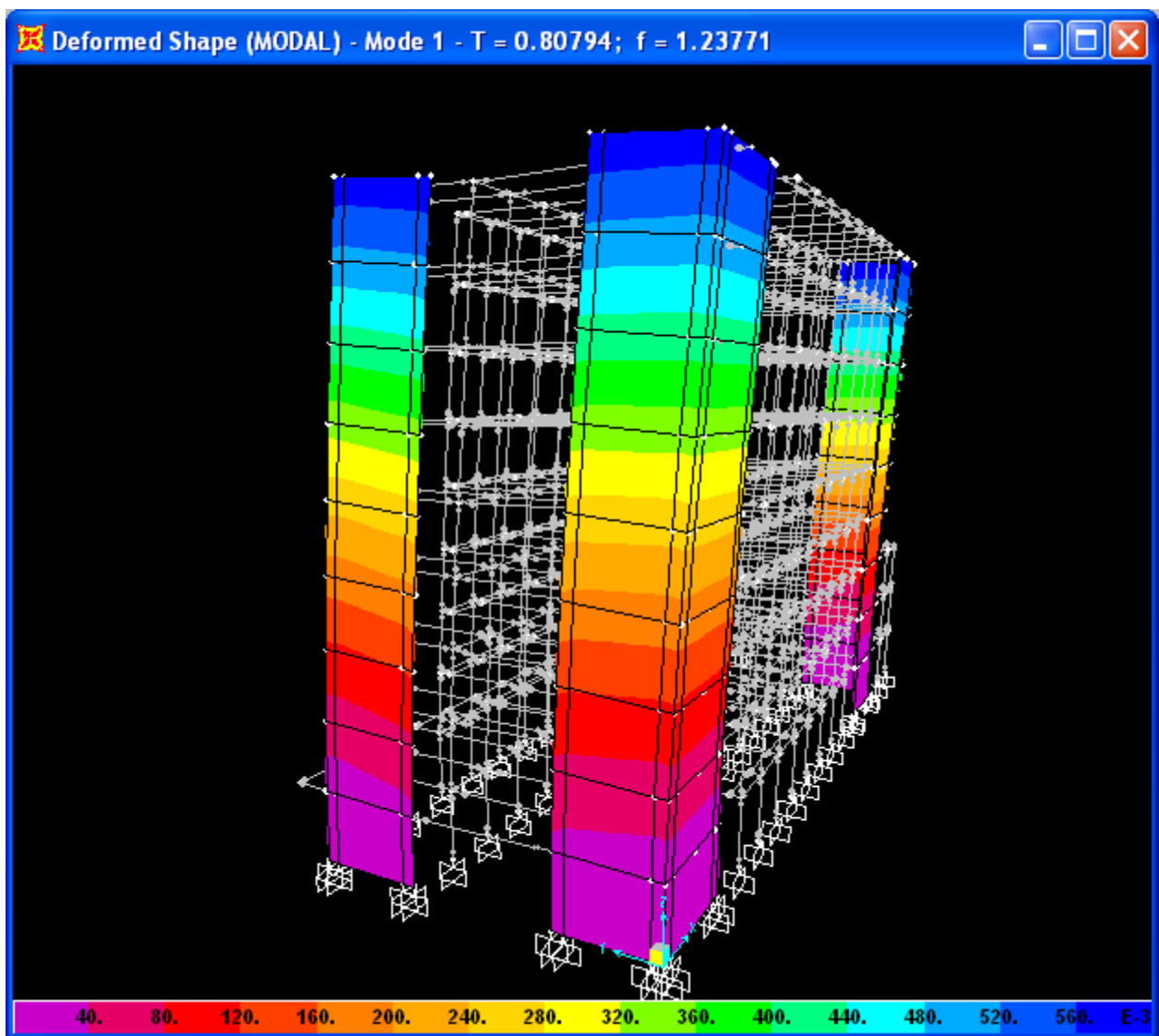


Figura IV-10. El primer modo de vibrar es traslación a lo largo del eje fuerte “y”.

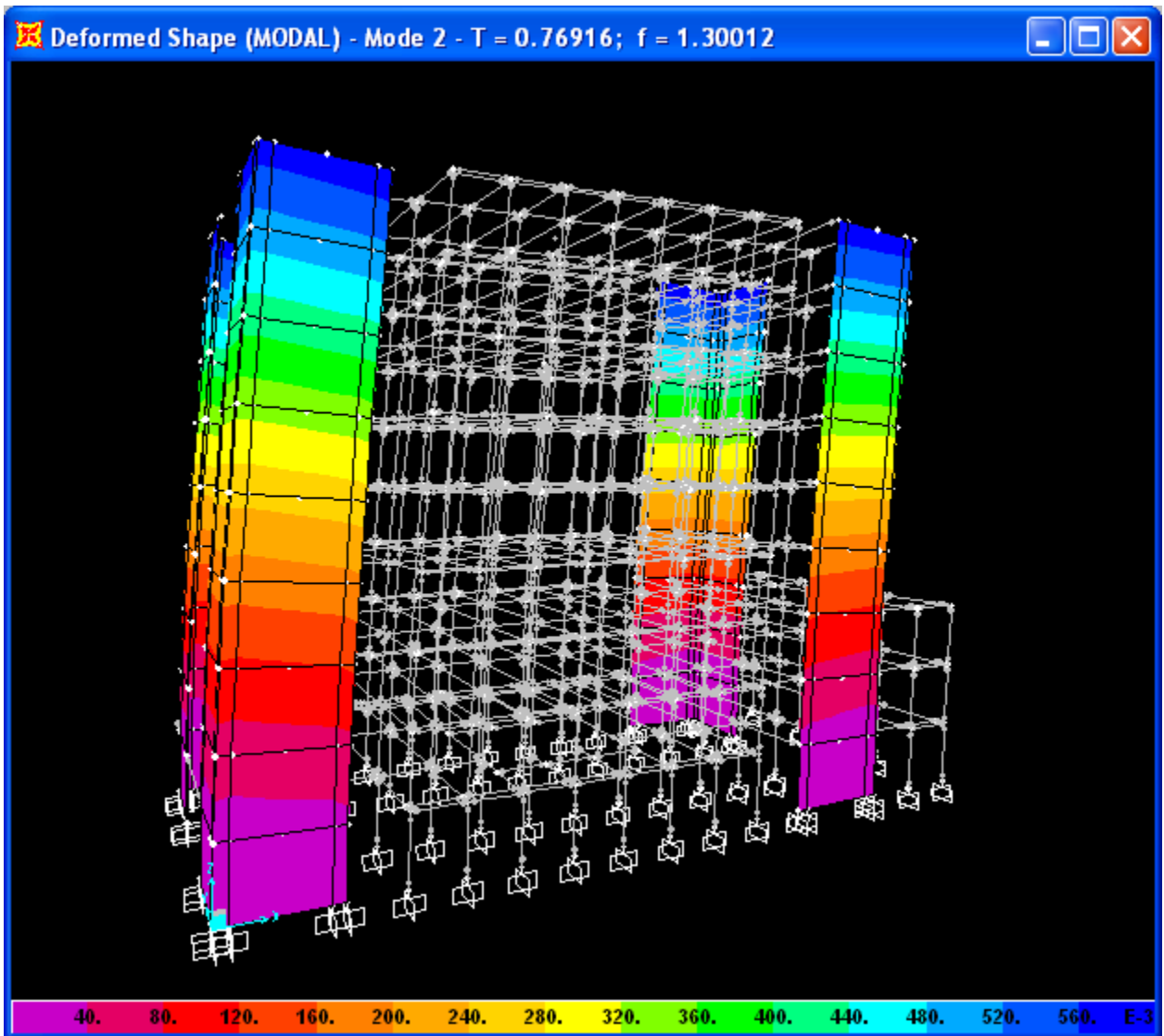


Figura IV-11. El segundo modo de vibrar es traslación a lo largo del eje fuerte "x"

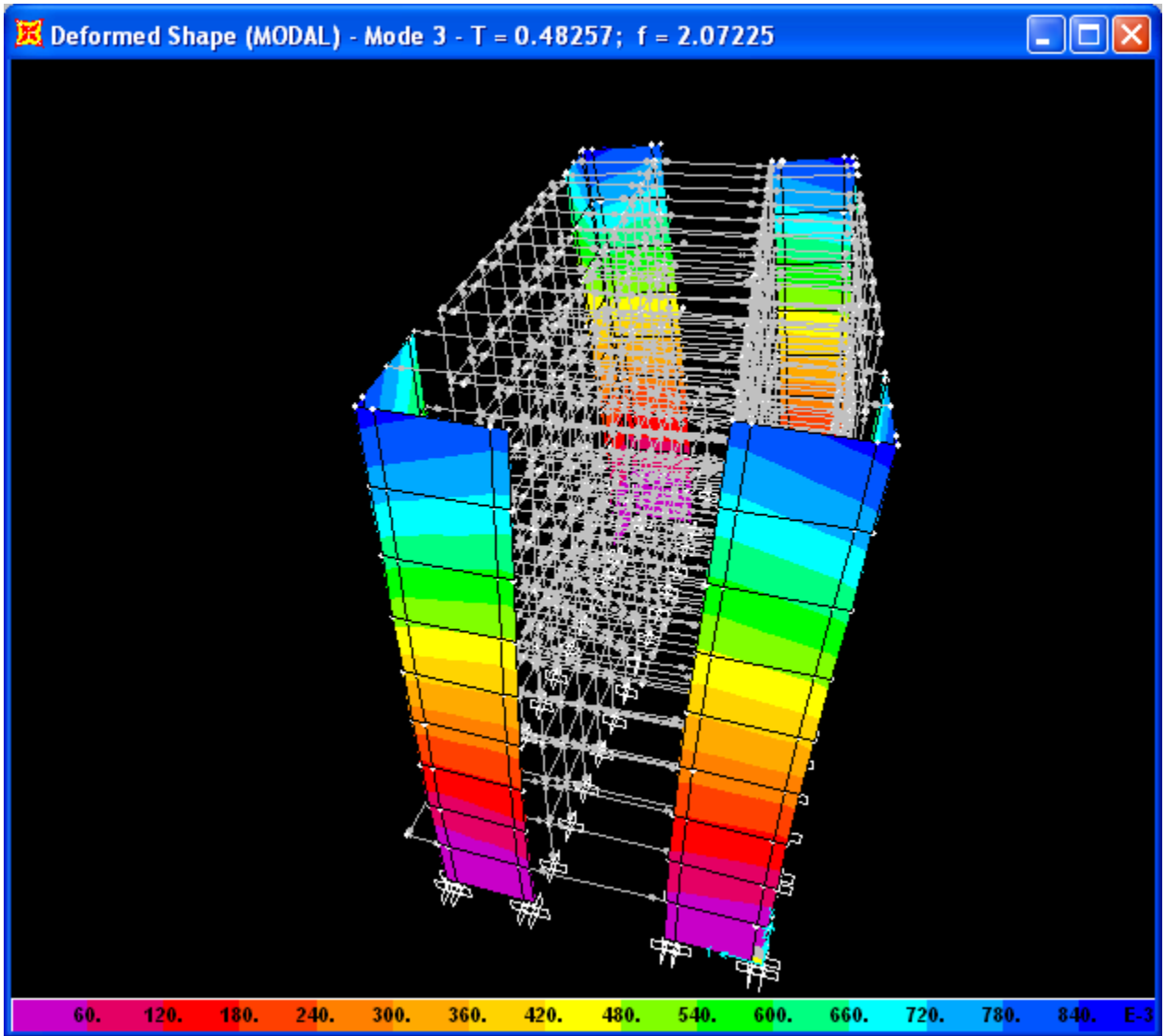
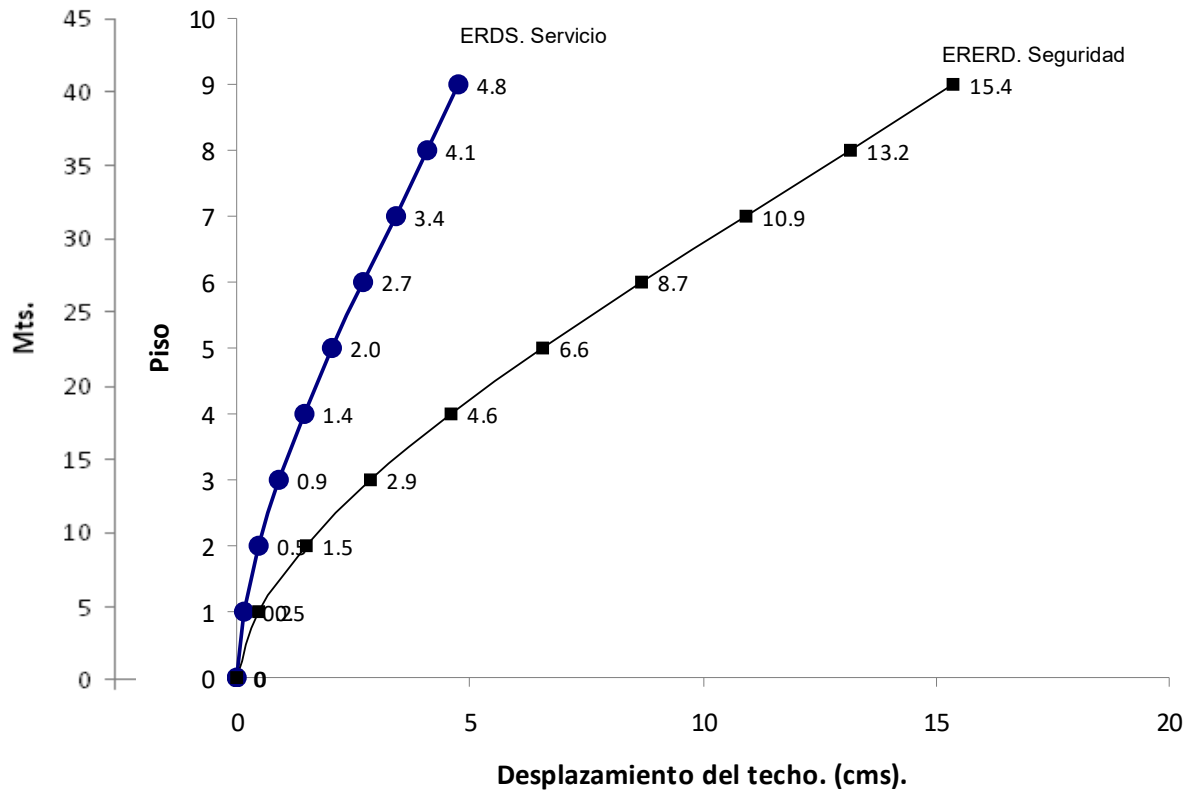


Figura IV- 12. El tercer modo es rotación alrededor del centro de masa.

- DESPLAZAMIENTOS LATERALES..

Se presenta en la Figura IV.13 la envolvente de desplazamientos laterales del centro de masa en el eje “y” de la azotea del edificio.



Figuras IV- 13. Envolvente de desplazamientos para los estado limite de servicio y seguridad.

- CORTANTE BASAL.

En la Tabla IV.2 se resumen los cortantes basales actuantes máximos en función del peso del edificio. Se observa que V_i para servicio es menor que $V_{servicio}$ $0.21 W > 0.14W$, que $V_{Diseño}$ $0.33 W > 0.31W$ y que V_{mec} $0.66 W > 0.43W$. El diseño en el rango elástico es aceptable dado que los cortantes basales en la base son menores que los de diseño.

	Cortante basal actuante		
	ERDS. Servicio	ERDER. Diseño elástico	ERERD Seguridad
Combinación Crítica V_i	0.14 W	0.31 W	0.43 W

Tabla IV-2. Cortante basal máximo.

- DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO.

Los objetivos limite para el índice de distorsión de entrepiso IDE del edificio son para el estado de servicio: el limite objetivo será 0.002, y para el estado de seguridad: 0.010, Ver Tabla III.1; Para servicio se obtuvo una distorsión máxima de entrepiso de 0.00154 lo cual es aceptable, el diseño se considera satisfactorio para controlar el daño no-estructural. Fig. IV- 14

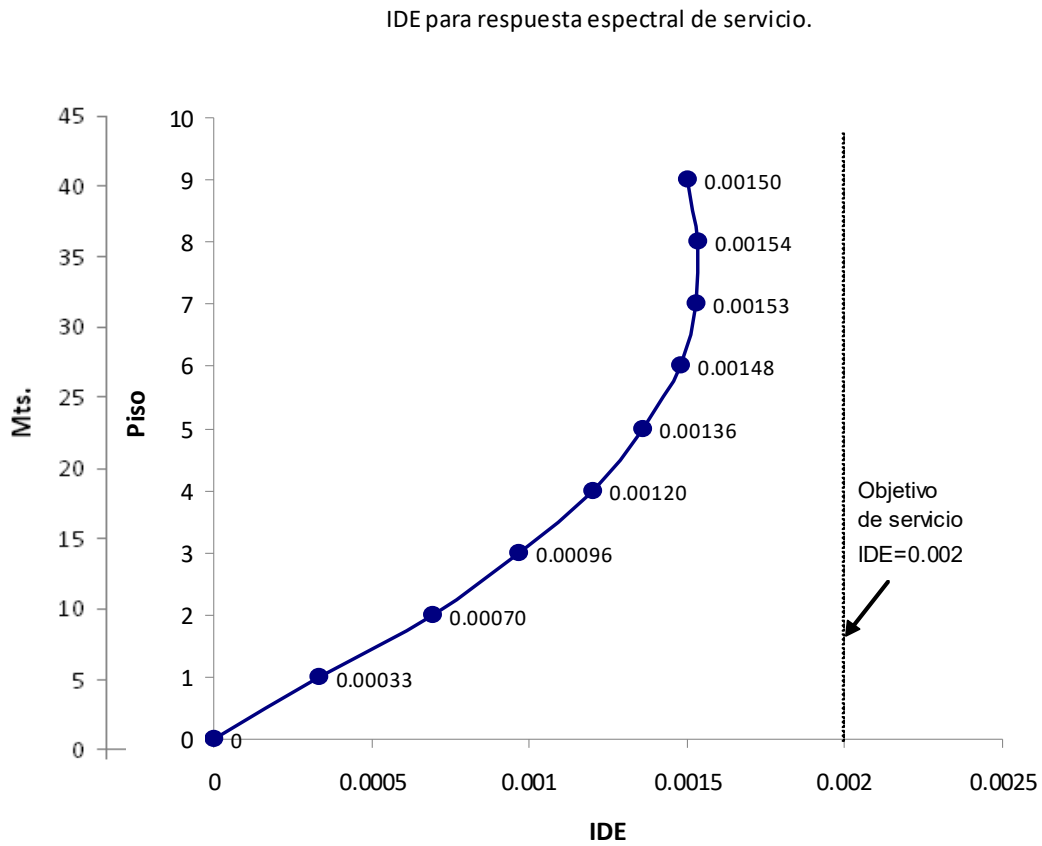


Figura IV- 14. Gráfico de distorsiones máximas de entrepiso por seguridad.

Igualmente se consiguió el objetivo para el estado de seguridad (colapso) donde el IDE máximo registrado es de 0.0099. Fig. IV- 15,

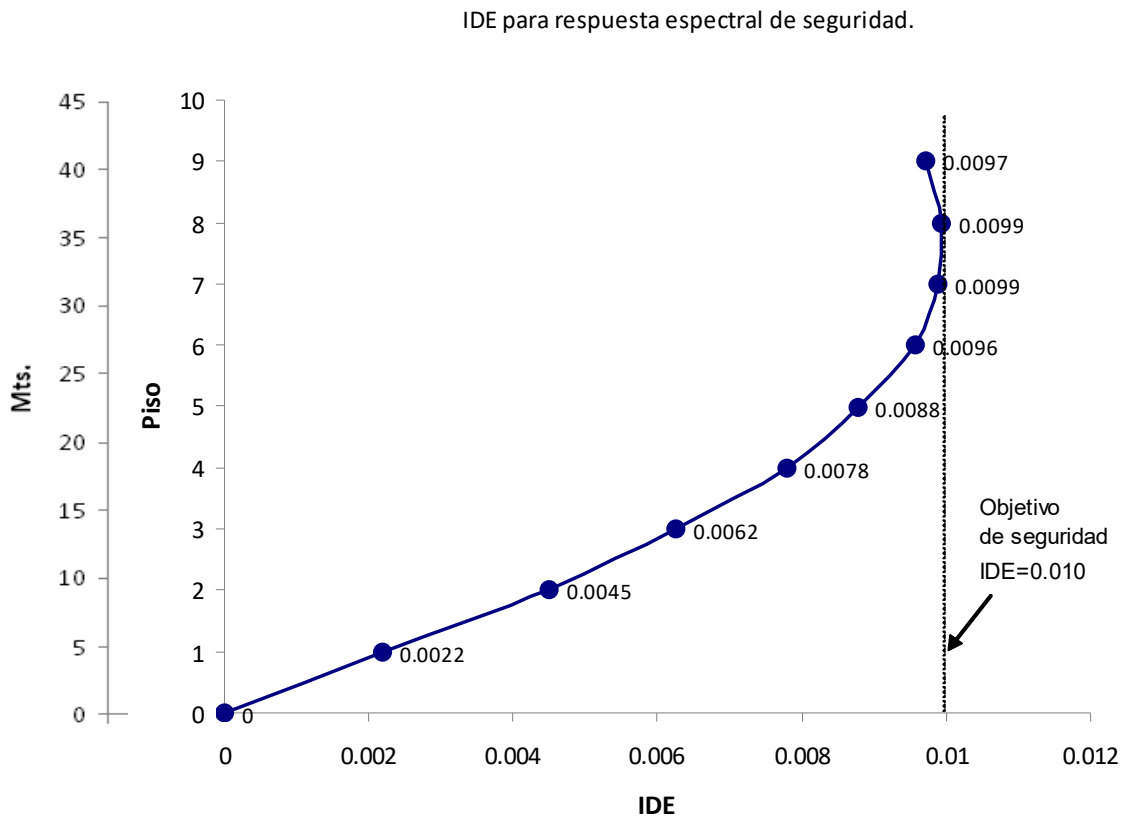


Figura IV- 15. Gráfico de distorsiones máximas de entrepiso por colapso.

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL. PUSH OVER

- CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL ANÁLISIS.

- a. Como antecedente y paso previo a los análisis por carga lateral siempre se llevo a cabo un análisis estático no lineal por gravedad “NLSTAT-GRV” que considera el comportamiento no lineal de la estructura sujeta a las cargas estáticas muerta “DEAD” Y viva reducida “LIVEREDUCED”, que actúan durante el evento sísmico. (Figuras IV- 16 y 17)

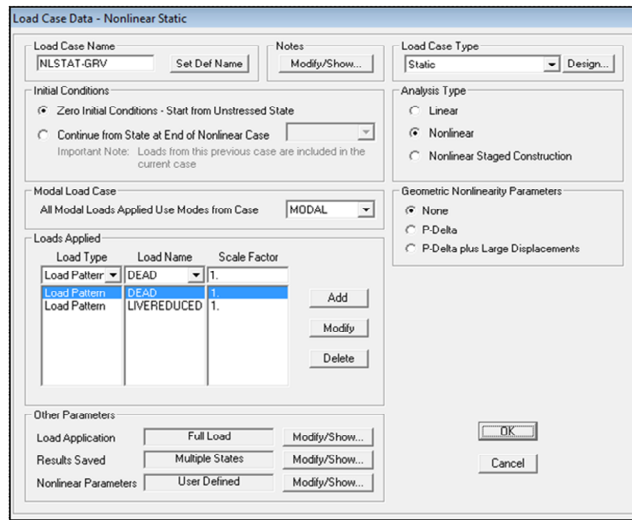


Figura IV- 16. Definición de patrón de cargas por gravedad “NLSTAT-GRV”.

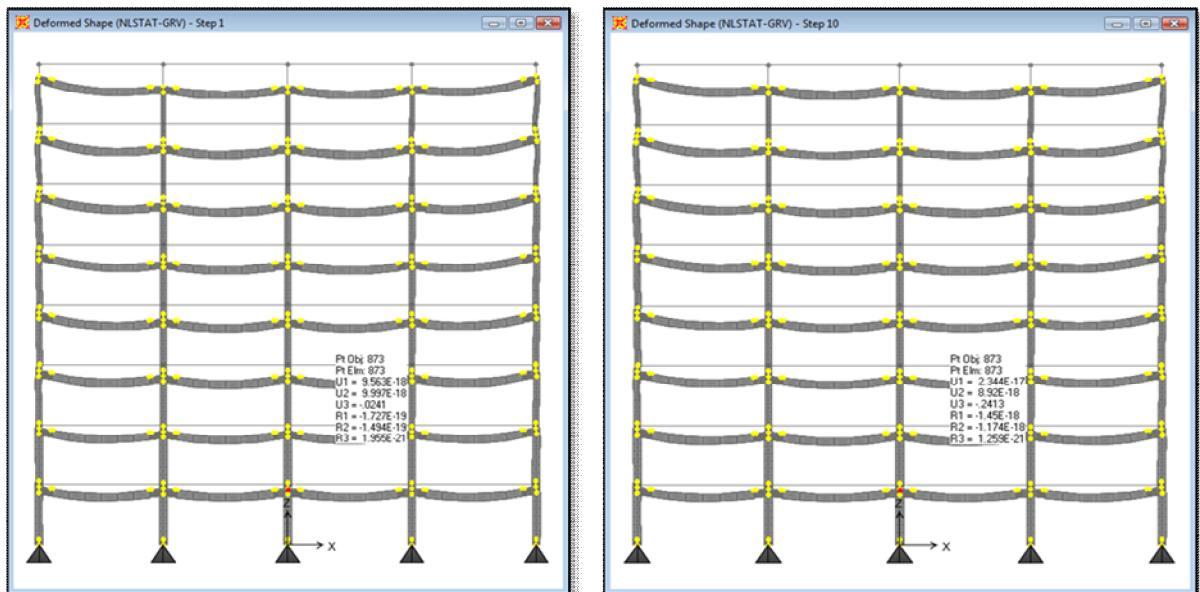


Figura IV - 17. Análisis no lineal estático por Gravedad..

- c. El modelo es el mismo 3D utilizado para los análisis de respuesta espectral.
- d. Se utilizara el modelo confinado para vigas y columnas.
- e. Se usaron juntas rígidas en todos los casos.
- f. No se consideraron los efectos P- Δ
- g. Se controla la aplicación de la carga por control de desplazamientos, designándose un nodo de control en la azotea en el eje del centro de masa del marco débil "y".

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS

La mejor forma de representar los resultados del análisis no lineal por carga lateral es expresar de forma gráfica el criterio de rotaciones en las articulaciones predefinidas. Se colocan puntos de colores que representan el rango de rotaciones según los criterios establecidos por el FEMA 356. (Ver Tablas en Anexos)

Se define un código de colores para representar el nivel de desempeño del elemento dependiendo del rango de rotación generado en las articulaciones del mismo. El programa utilizado para nuestro análisis tiene integrado una curva que relaciona los momentos con las rotaciones plásticas, esta curva presenta puntos de referencia también utilizados para determinar el nivel de desempeño de los elementos. (Figuras IV-20 y IV-21)

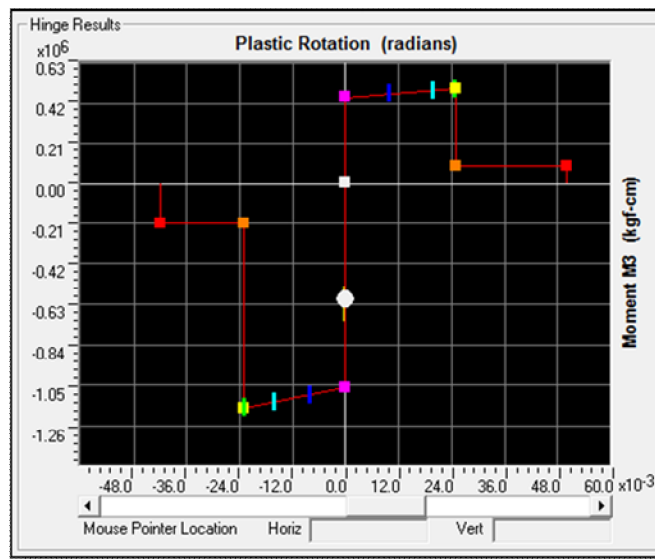


Figura IV - 20. Criterio para aceptación de rotaciones plásticas en articulaciones.

Color			Nivel de Desempeño
Magenta		B	Punto B de la curva
Azul		IO	Immediate Occupancy
Celeste		LS	Life Safety
Verde Claro		CP	Collapse Prevention
Amarillo		P	Punto P de la curva
Naranja		D	Punto D de la curva
Rojo		E	Punto E de la curva

Figura IV - 21. Código de colores utilizado para definir niveles de desempeño.

A continuación se presentan las situaciones críticas para vigas y columnas en marcos internos y externos en términos de las rotaciones en sus articulaciones. Cada gráfico muestra marcado con un punto rojo la localización de la articulación plástica crítica, y se generan los resultados que describen su comportamiento en términos del momento actuante y rotación producida.

▪ **OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.**

Nos referimos a las definiciones hechas en las secciones II.5, 5.1 y 5.2 para los objetivos de desempeño para el edificio esencial en estudio, luego de analizar las tablas II-2, II-6 y II-7, definimos como objetivos de desempeño o estados limite en nuestro estudio el Operacional y el de Ocupación inmediata a los que corresponden los espectros sísmicos ERDS y ERERD antes definidos. Tabla IV - 3.

Movimiento Sísmico de Diseño		Objetivo de desempeño de la edificación. VISION-2000			
RCDF. NTCDS 2004	SEAOC 1995	Operacional ¹	Ocupación inmediata ¹	Seguridad	Próximo al colapso
ND	Frecuente (43 años)	1	0	0	0
ERDS. Espectro de servicio. (S_a -Q,R) y 7	Ocasional (72 años)	2	1	0	0
ERERD. Espectro elástico reducido por ductilidad. (S_a/Q)	Raro (475 años)	3	2	1	0
ERE. Espectro de respuesta elástico.	Muy raro (970 años)	---	3	2	1
NOTACION:					
0. Desempeño inaceptable					
1. Edificaciones básicas.					
2. Edificaciones esenciales.					
3. Edificaciones de seguridad crítica.					
1. Nombre asignado por el ATC-40					

Tabla IV-3. Selección de objetivos de desempeño.

- OBJETIVOS DEL ANÁLISIS.

- Obtener el máximo esfuerzo cortante de la estructura y el mecanismo de colapso.
- Estimar el IDE esperado durante la respuesta sísmica no lineal.
- Evaluar si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación de los elementos.

- CORTANTE BASAL Y MECANISMOS DE COLAPSO.

Recordaremos aquí el periodo del edificio que es igual a 0.81 segundos y con el cual podemos obtener el cortante basal demandados por los sismos de servicio y el de colapso –ver Figuras III-9 y III.7-, que son respectivamente 0.21 de la gravedad y 0.61.

Del el análisis “NLSTAT-PUSH” se obtienen los cortantes basales para nuestros objetivos de desempeño que podemos ver en la tabla IV-24 y que se presentan en 0.43W para el objetivo de desempeño operacional y en 0.62W para el objetivo de desempeño ocupación inmediata sin considerar los efectos P- Δ , lo que resulta aceptable. Se observa un comportamiento elasto-plastico de la estructura y la primera fluencia se obtiene con una aceleración de 0.43 g y un desplazamiento de 5.9 cms.

Curva de capacidad Pushover "NLSTAT-PUSH"

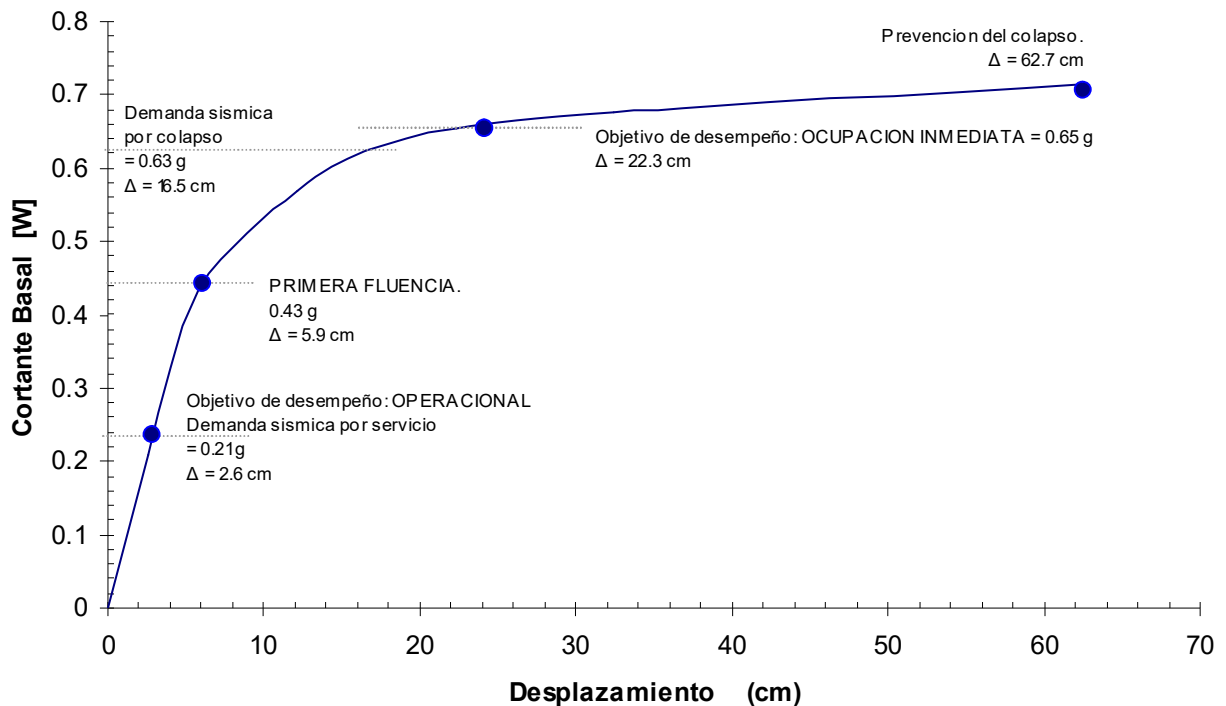


Figura IV - 22. Cortante basal y desplazamientos de techo para la curva de empuje del edificio. “NLSTAT-PUSH”.

Revisando la sobre resistencia existente se tiene: $0.62W / 0.43W = 1.44 < 2.00$ considerado para el diseño elástico.

La secuencia de formación de articulaciones plásticas se presenta en este estudio como una secuencia gráfica del análisis paso a paso y para el análisis "NLSTAT-PUSH" se representa en las Figuras IV – 25a hasta 25f el resultado para marco exterior mas esforzado , este marco se encuentra empotrado en los muros de corte , se espera entonces que se formen articulaciones plásticas en todas las vigas, secuencia que se cumple en orden desde el segundo paso al quinto en donde las columnas del primer nivel comienzan a rebasar su limite elástico, es en el paso seis con un desplazamiento de azotea de 62.7 cm donde se presentan articulaciones que rebasan el nivel de rotación para LS –seguridad de vida- para alcanzar el estado de CP –prevención de colapso – según los criterios de rotación del FEMA 256. El mecanismo es casi completo por lo que un pequeño ajuste lo definiría como un diseño satisfactorio.

Las Figs IV – 28a hasta 28f muestran el marco interior crítico, donde la formación de articulaciones plásticas se da desde los niveles tercero a séptimo pero con mecanismos no satisfactorios puesto que las columnas de esos niveles presentan rotaciones antes que en las bases en los extremos de los marcos las articulaciones de columna intensifican sus rotaciones rebasando el criterio LS incluso antes de que se hallan formado articulaciones en los extremos de las vigas de categoría LS incluso antes de que se hallan formado articulaciones en los extremos de las vigas.

Estas graficas nos permiten conocer de la distribución y concentración del esfuerzo sobre los elementos y debido a su calcificación por colores también de la ubicación de la concentración de demanda de ductilidad en ellos, que este caso se localizan en casi exactamente las mismas regiones.

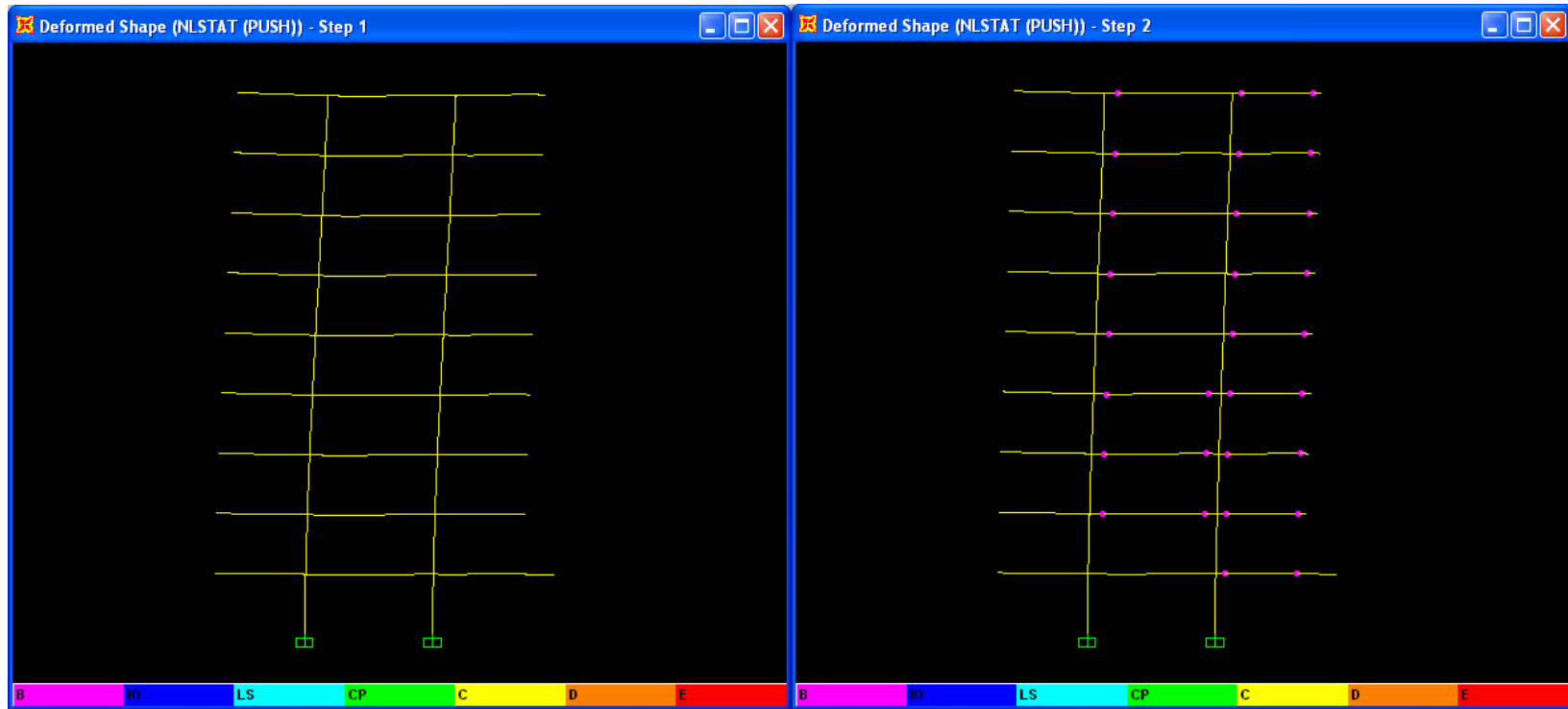


Figura IV – 23 a & b. . Análisis pushover, patrón de carga lateral triangular,
 Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 5.9 cm y 12.1 cm
 Marco Exterior.

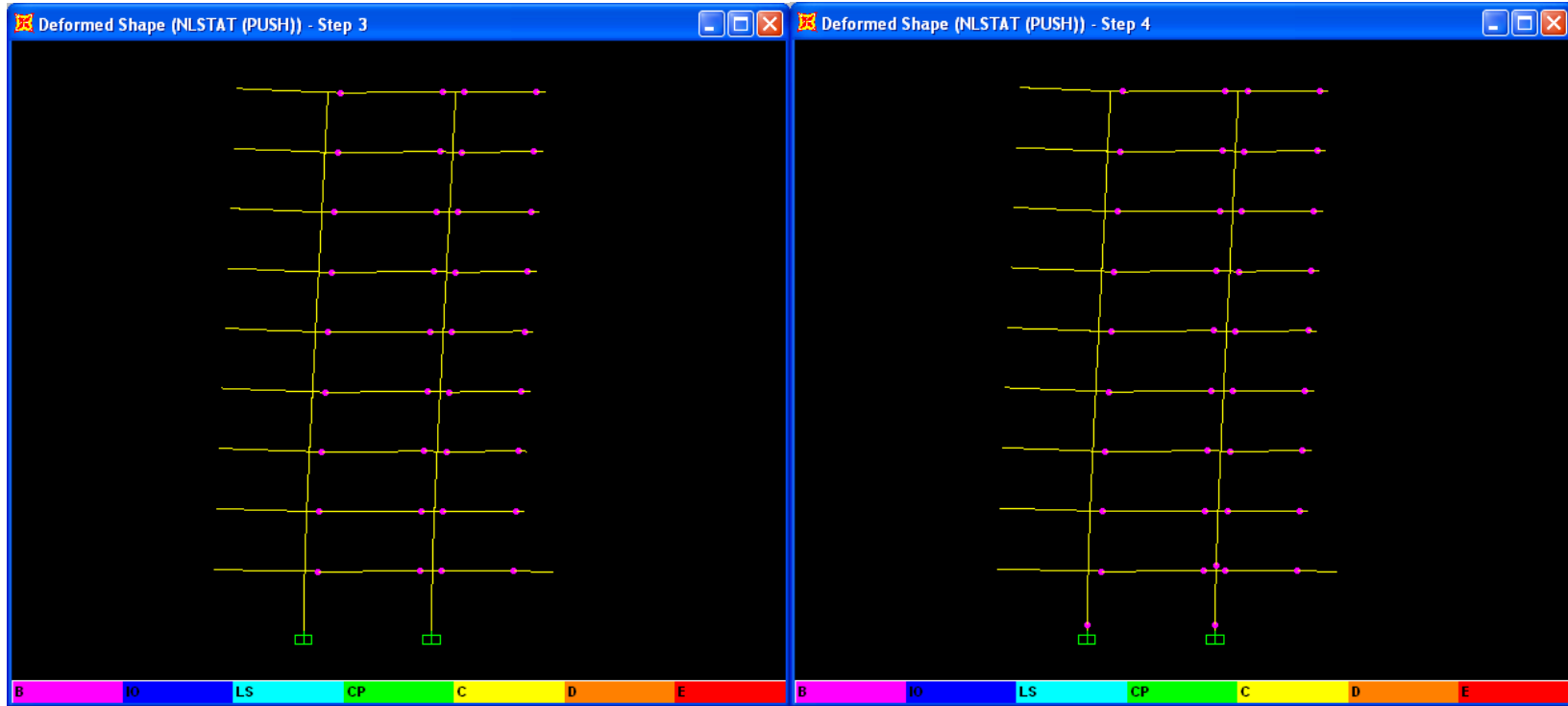


Figura IV – 23 c & d Análisis pushover, patrón de carga lateral triangular
 Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 16.5 cm y 22.3 cm.
 Marco Exterior.

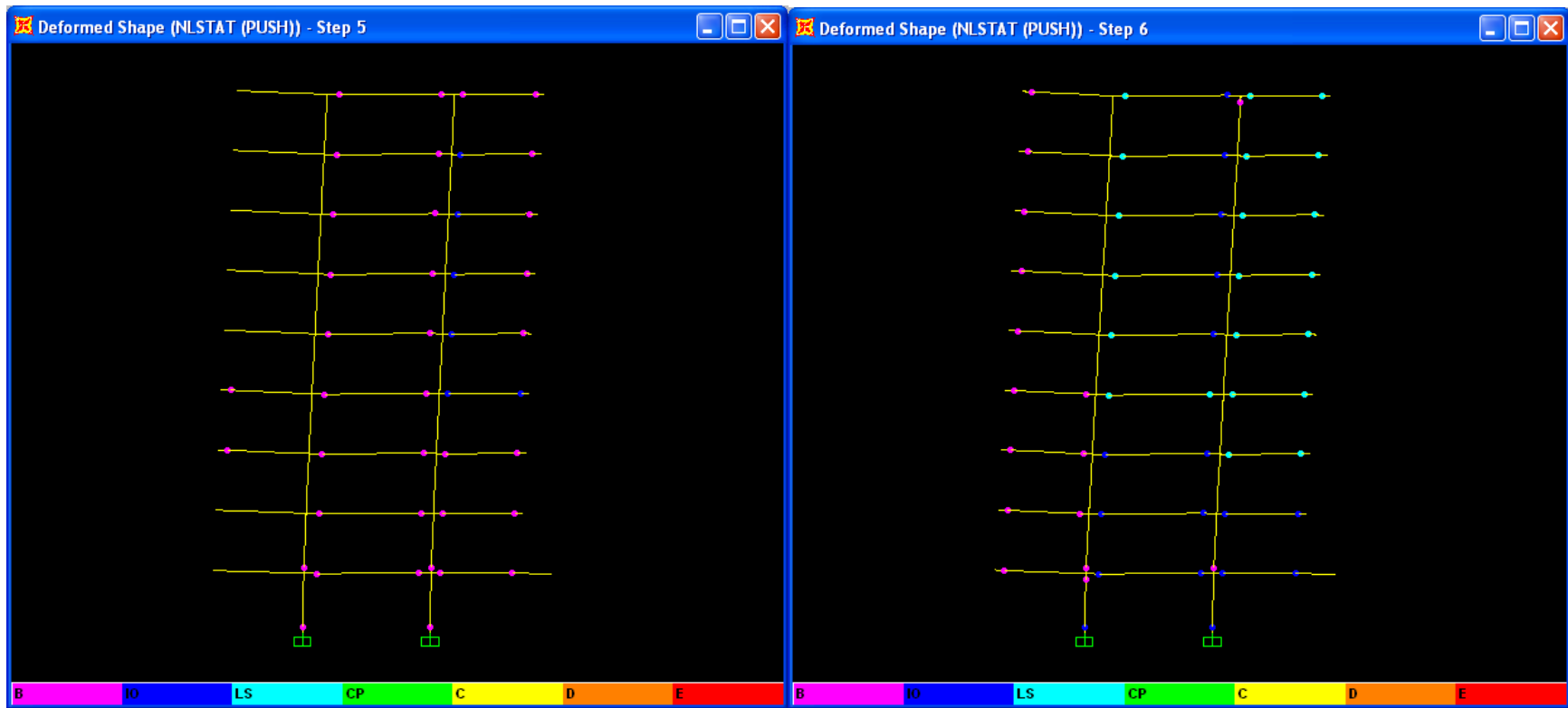


Figura IV – 23 e & f. Análisis pushover, patrón de carga lateral triangular,
 Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 32.5 cm y 62.7 cm.
 Marco Exterior

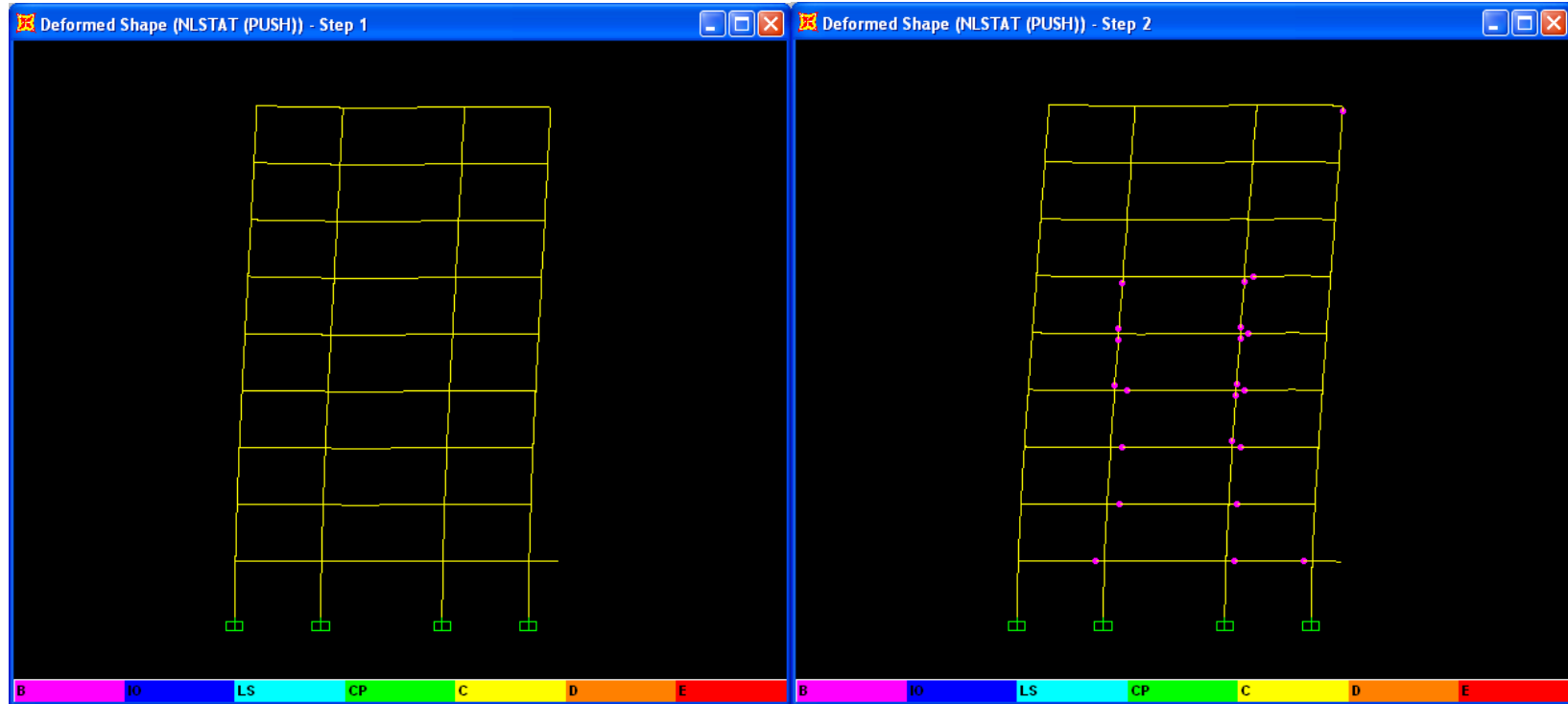


Figura IV – 24 a & b. Análisis pushover, patrón de carga lateral triangular.
Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 5.9 cm y 12.1 cm
Marco Interior.

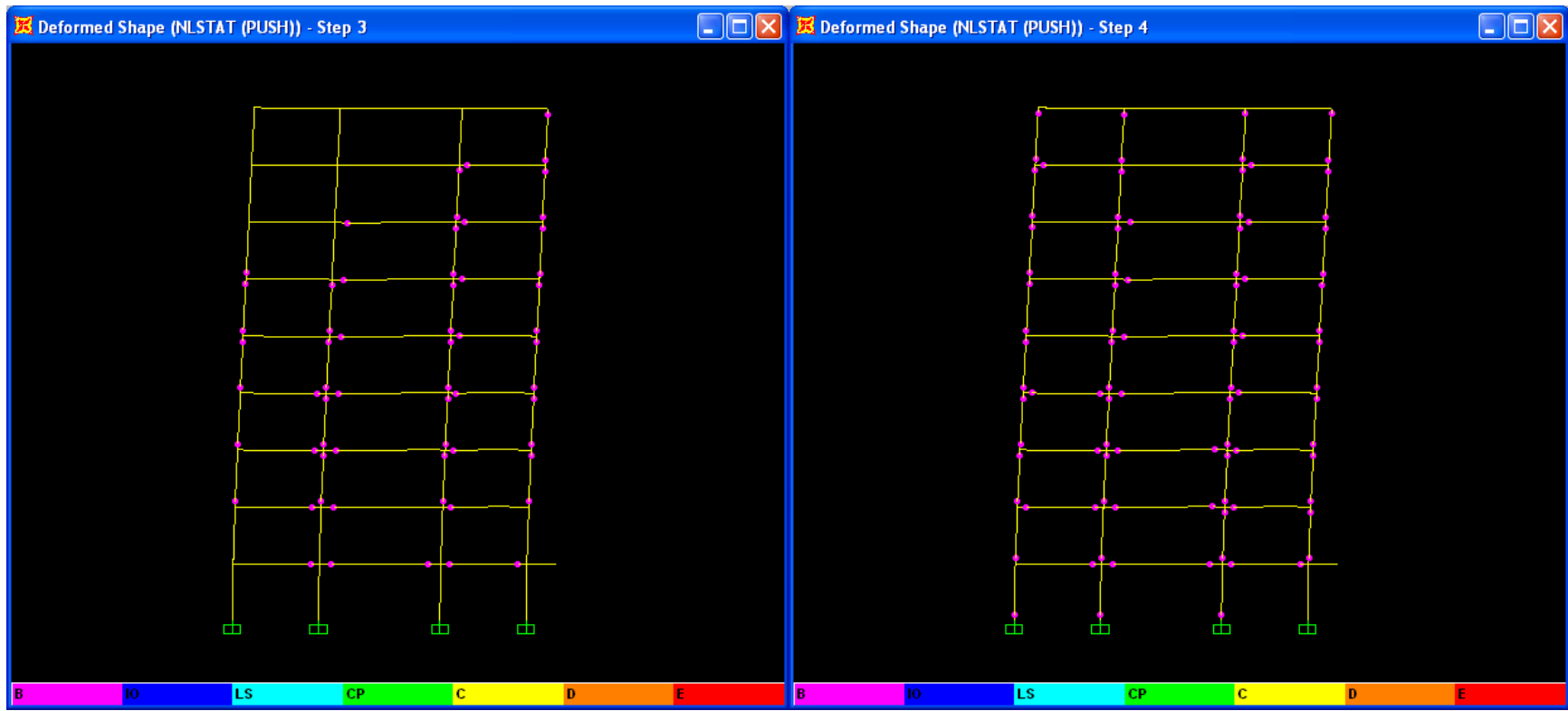


Figura IV – 24 c & d. Análisis Push over Patrón lateral triangular, Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 16.5 cm y 22.3 cm.
Marco Interior

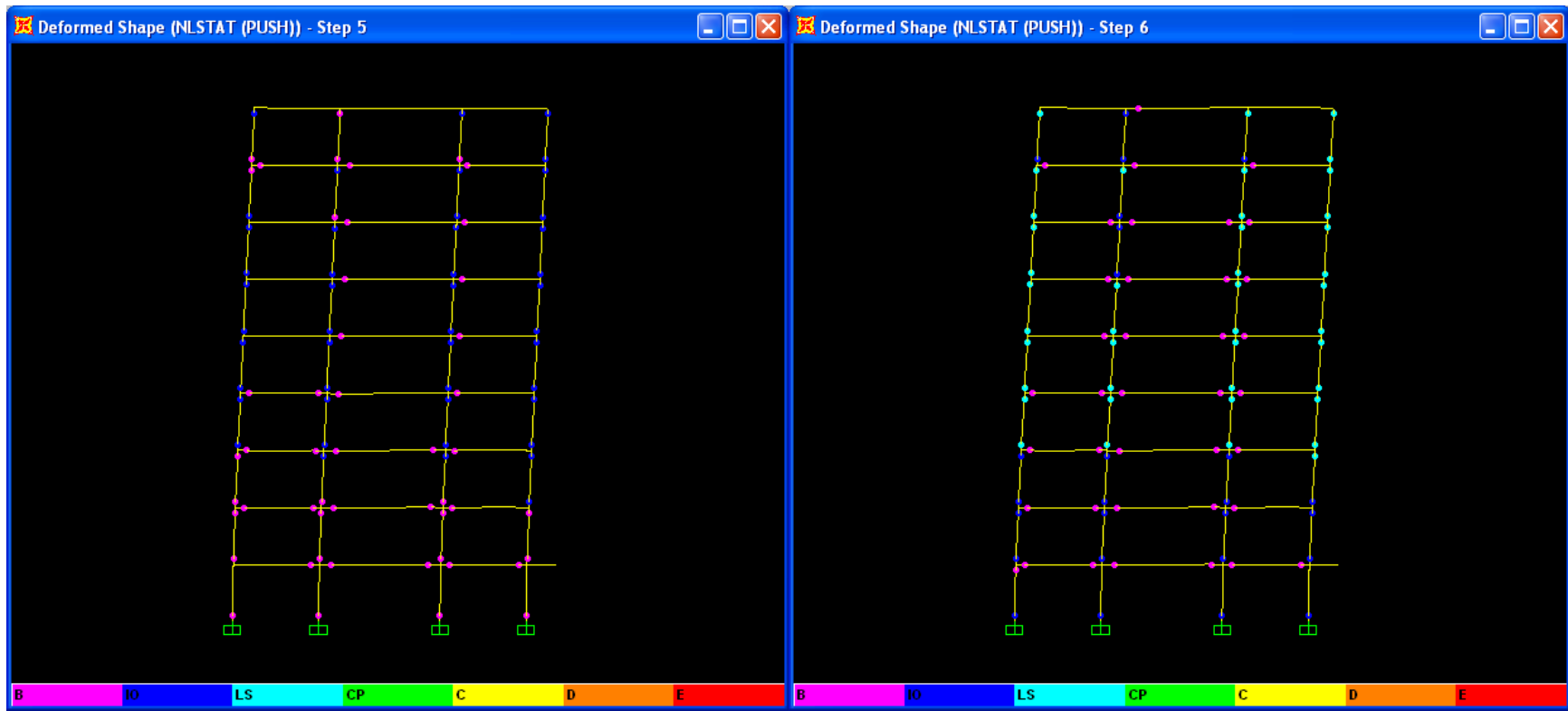


Figura IV – 24 e & f. Análisis Push over Patrón lateral triangular, Formación de articulación plásticas en Δ del techo = 32.5 cm y 62.7 cm.
Marco Interior

o

- DESPLAZAMIENTOS E ÍNDICE DE DISTORSIÓN DE ENTREPISOS. (IDE).

En la Fig. IV-27 se grafican los desplazamientos resultantes para los objetivos de desempeño operacional y ocupación inmediata, también se presentan los desplazamiento del edificio para la demanda sísmica por servicio y en el estado de prevención del colapso

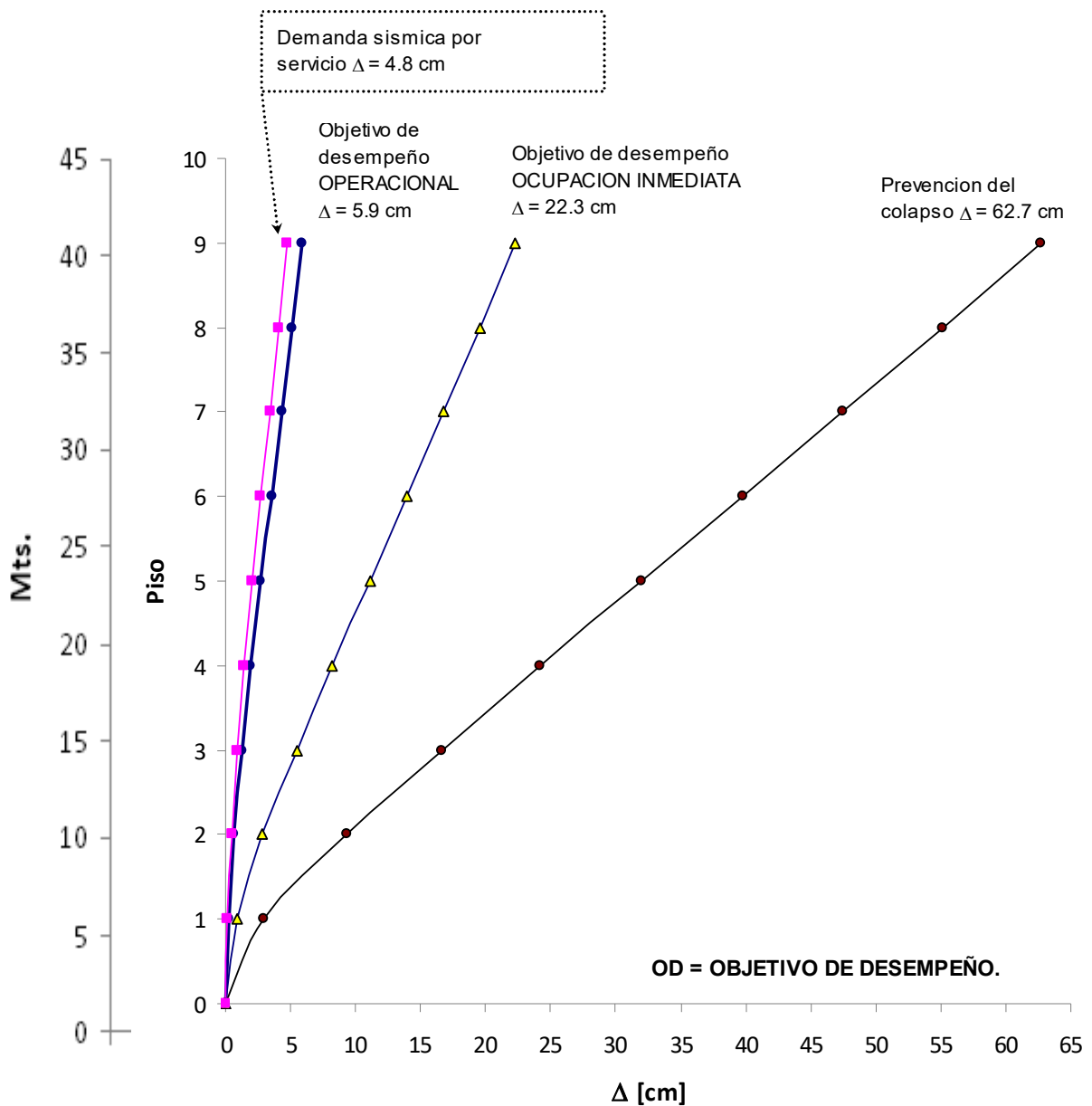


Figura IV – 25. . Desplazamientos de azotea en el edificio. Del análisis “NLSTAT-PUSH”

las Figuras IV-28, nos da a conocer la forma de la curva del IDE que cambia de tener una forma uniforme durante la respuesta elástica a otra menos regular sin embargo dentro de un comportamiento ideal, se observa que es en los pisos sexto y séptimo donde se encuentran los máximos IDE. El máximo IDE durante la respuesta elástica es de 0.007, a la falla del edificio se tiene una IDE máximo de 0.017.

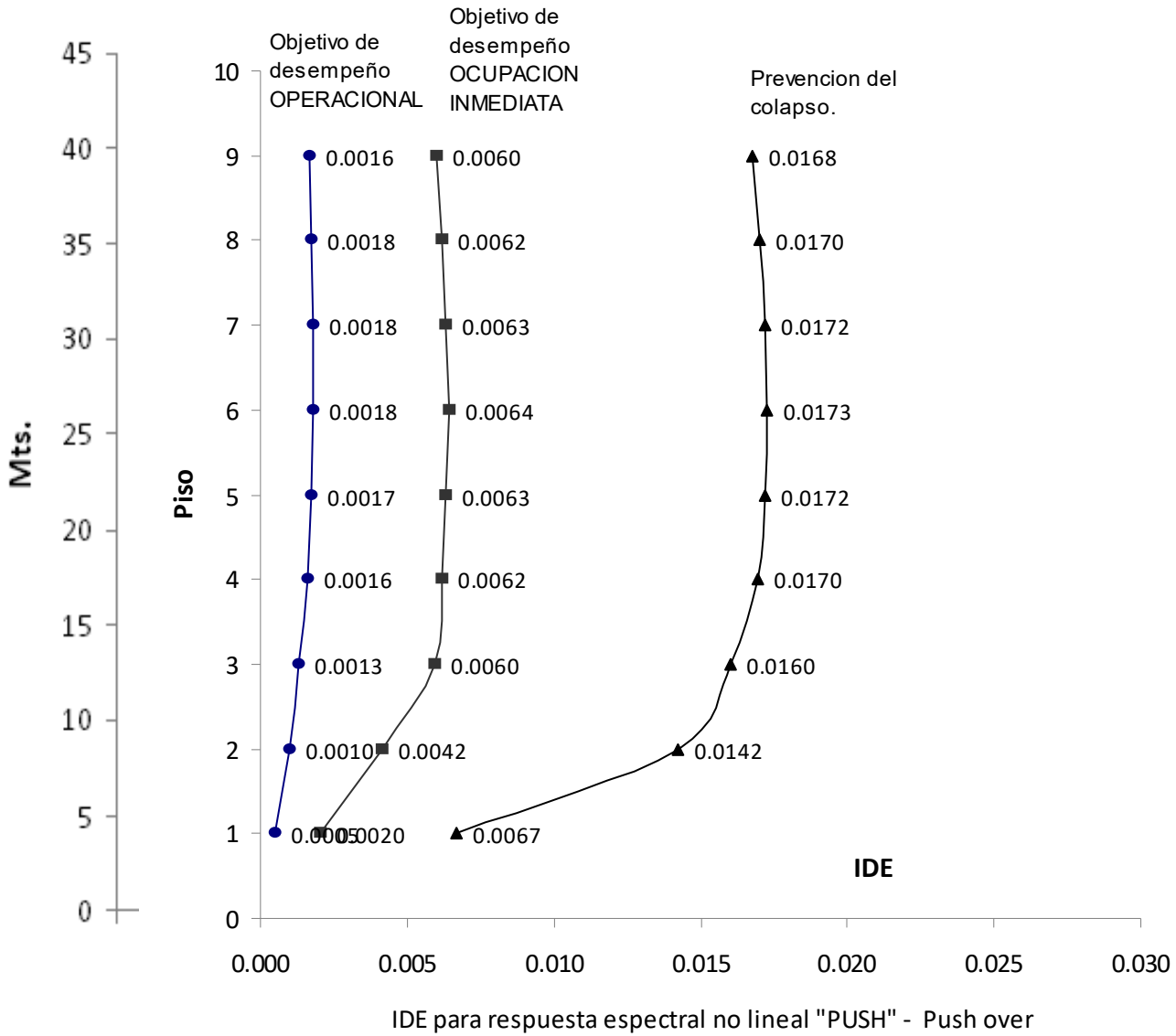


Figura IV – 26. IDE del edificio . Del análisis “NLSTAT-PUSH”

- DEMANDA DE ROTACION DE LAS ARTICULACIONES PLASTICAS.

Las siguiente Figura IV-29 fue desarrollada para reflejar comparativas entre el criterio de aceptación numérica ente la rotación de las articulaciones plásticas permisible contra la rotación demandada. El criterio es el del FEMA 356 para los estados límites Operacional y de Ocupación inmediata, para vigas y columnas gobernadas por flexión. Muy importante es definir la rotación máxima permisible para cada objetivo de desempeño, para este estudio se obtiene que para el estado de prevención de colapso la rotación permisible es de 0.025 y para el objetivo de desempeño de ocupación inmediata es de 0.005.

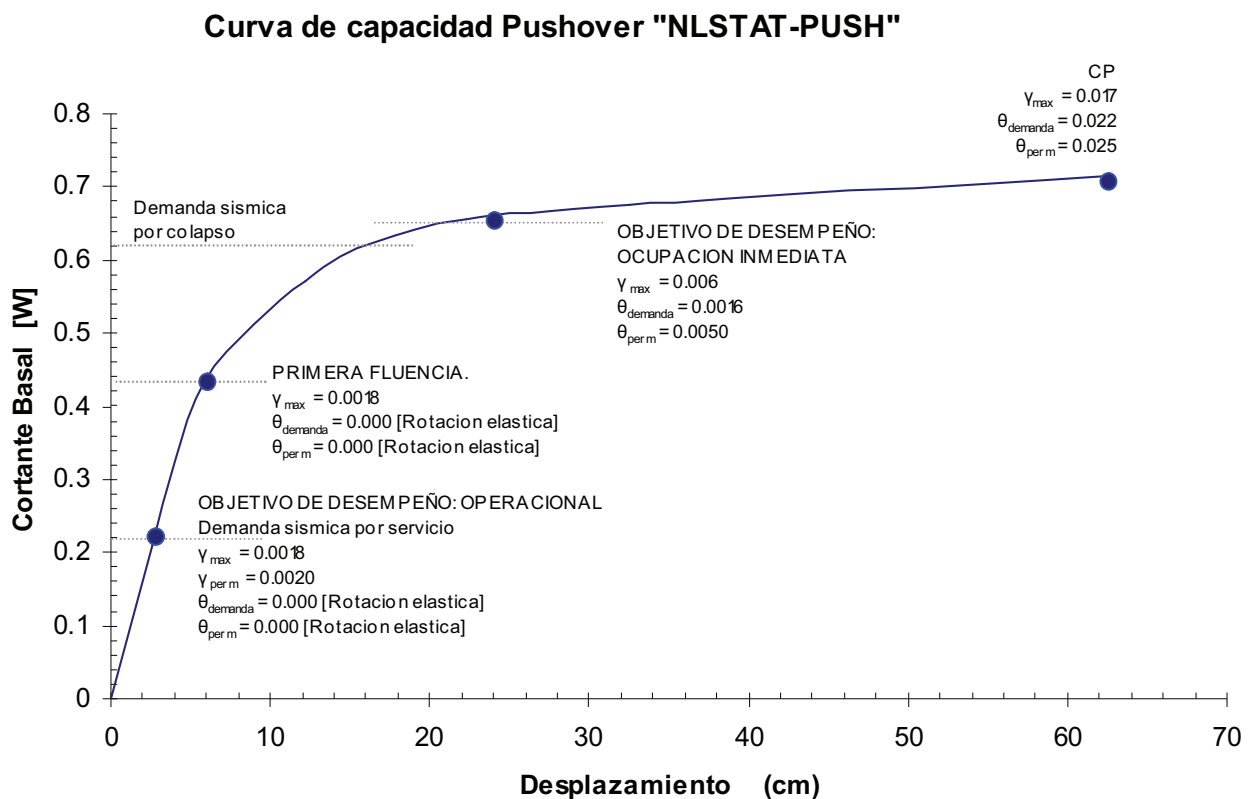


Tabla IV- 27. Curva de capacidad. Comparativa de rotaciones permisibles contra demandadas Objetivos de desempeño. Del análisis "NLSTAT-PUSH". Ver Figuras 25a a 25f.

- COMPORTAMIENTO DE MUROS CORTANTES

A continuación se presentan los resultados que describen el comportamiento del muro de corte en nuestra edificación. Notar que sólo se verán los resultados de los muros en dirección de nuestro eje débil “y”.

Como es de esperarse el muro de corte presenta un comportamiento a flexión. Esto se pueda apreciar al visualizar los primeros modos de respuesta de la estructura. (Figura IV-30)

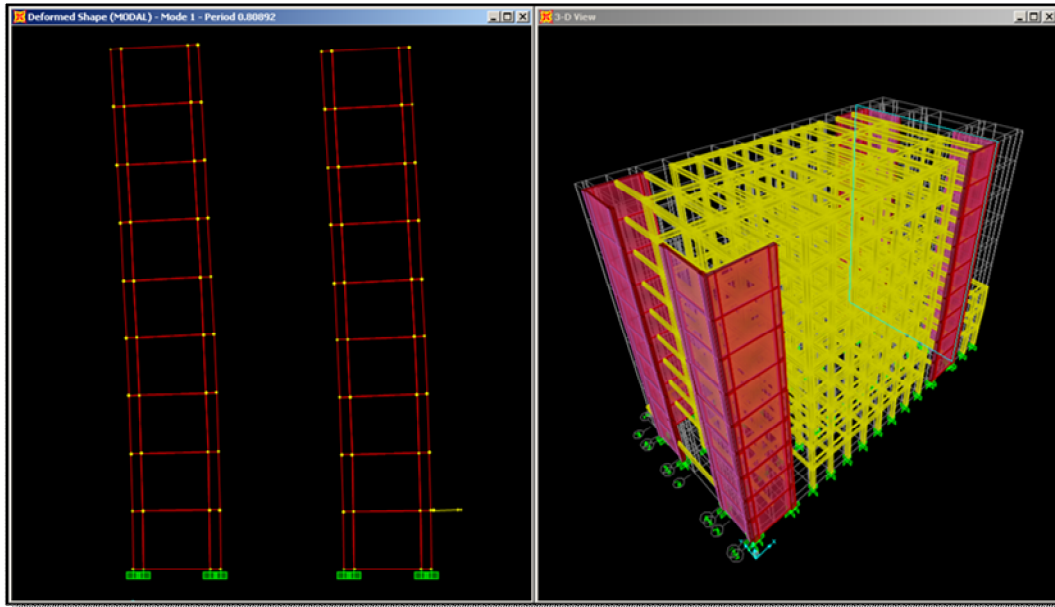


Figura IV - 28. Comportamiento a flexión del muro de corte. Primer modo de vibración, Modelo Hospital.

Se pueden generar resultados que describan el comportamiento del muro de corte por casa paso de análisis en términos de su desplazamiento, deformación, y rotación; para luego definir los niveles de esfuerzo en el mismo. A continuación se presentan los gráficos generalizados de desplazamiento, deformación, y rotación para el caso de análisis no lineal estático “NLSTAT-PUSH”.

En la Figura IV-32 se puede ver el desplazamiento generalizado del muro con respecto a su nivel superior. Se obtiene que la distorsión máxima en el muro de corte asciende a 0.2% aproximadamente.

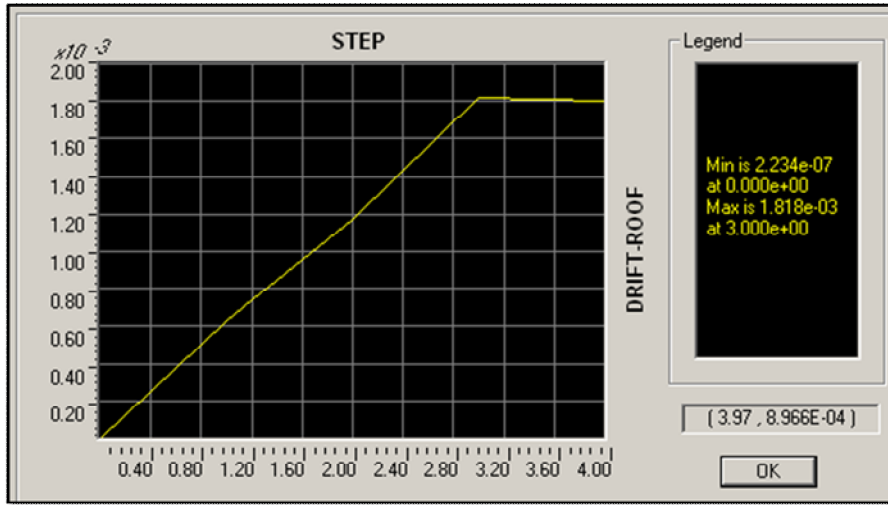


Figura IV - 29. Distorsiones en muro de corte. Caso "NLSTAT-PUSH", Modelo Hospital.

A su vez se puede obtener un gráfico (Fig. IV - 33) que muestre las deformaciones en el nivel inferior del muro, punto donde se generan los valores de deformación críticos.

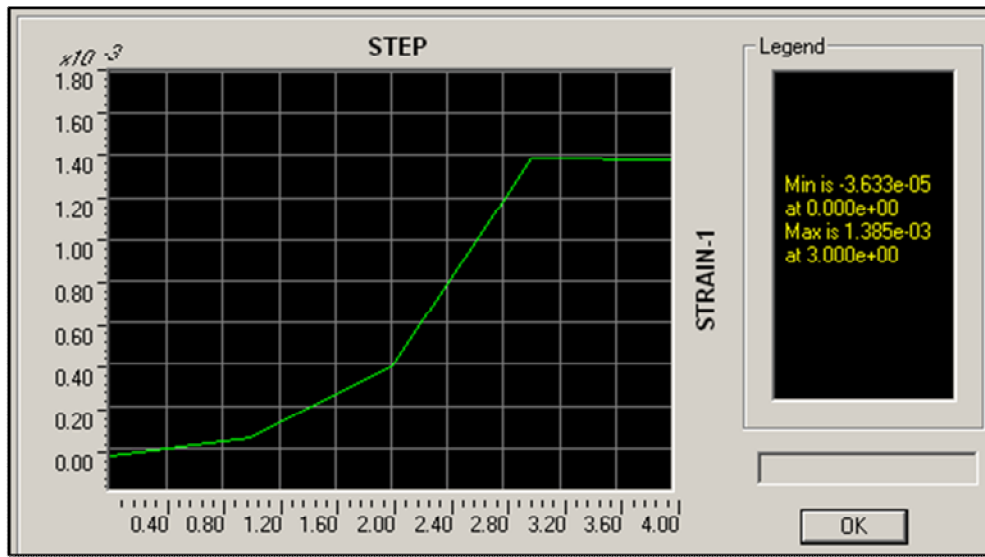


Figura IV - 30. Rotación generada en muro de corte. Caso "NLSTAT-PUSH", Modelo Hospital.

Para nuestro caso se obtiene un valor de deformación máxima de 0.15% aproximadamente.

Por último se grafica el ciclo histerético generado a partir de comparar la rotación contra el momento en el nivel inferior de nuestro muro de corte gráfico (Figura IV -34)

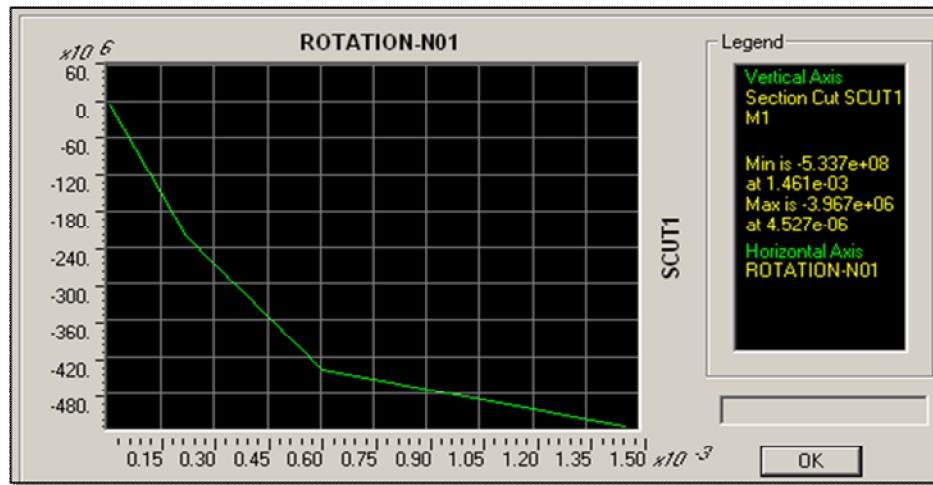


Figura IV - 31. Ciclo histerético en muro de corte. Caso "NLSTAT-PUSH", Modelo Hospital.

La figura IV-35 muestra la escala de esfuerzos en la dirección vertical generados en el concreto y el acero de refuerzo para nuestro muro de corte. Se puede apreciar que el esfuerzo en el concreto toma valores de cero para la región en tensión de la base del muro. A su vez se puede notar la existencia de zonas de tensión y compresión en el acero de refuerzo.

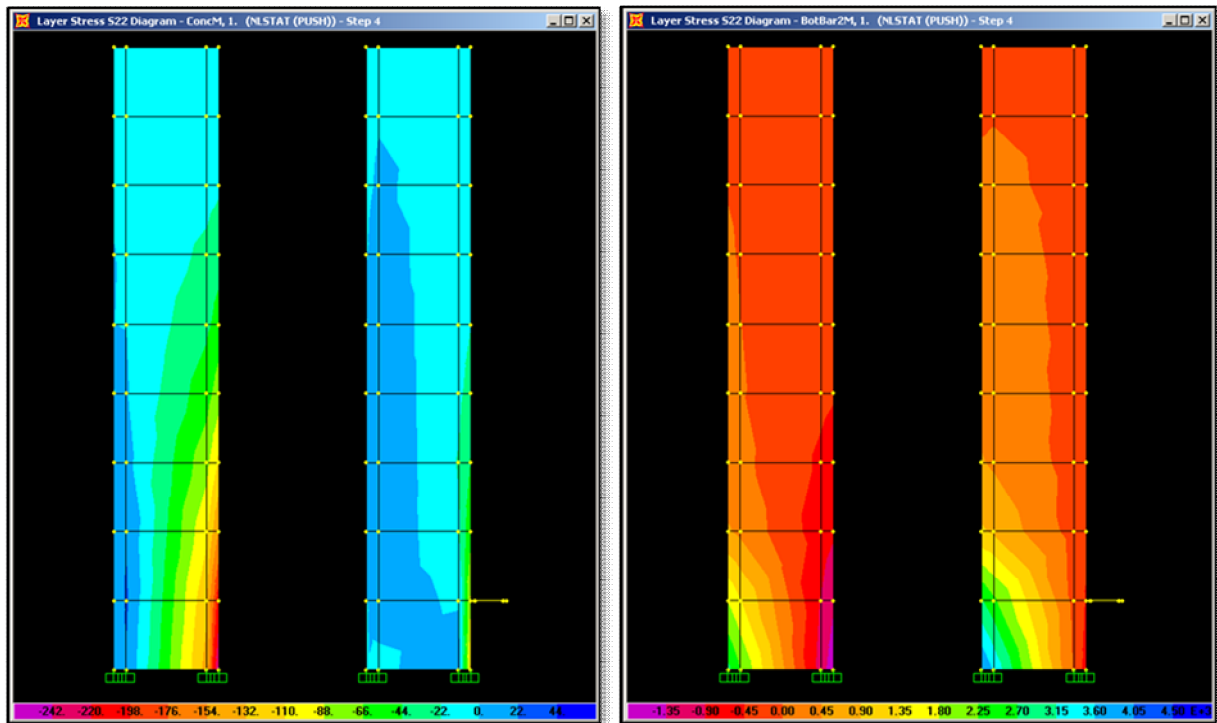


Figura IV -32. Esfuerzos generados en el concreto y en el acero dentro del muro de corte. Modelo Hospital.

Se generan esfuerzos en la dirección vertical "S22" del orden de 249.9 kg/cm^2 en compresión para el concreto y de 4226.2 kg/cm^2 en tensión para el acero de refuerzo. Ambos dentro del rango admisible.

Capítulo V

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El trabajo realizado en el presente estudio fue dirigido al uso de la metodología actual del diseño sísmico basado en el desempeño de edificaciones esenciales, llevándose a cabo la evaluación de un edificio existente y una propuesta de diseño para su actualización basándonos en los criterios del ATC40 y el RCDF.

Como conclusiones y recomendaciones podemos asentar las siguientes:

- Los resultados obtenidos del diseño por desempeño resultaron ser más precisos que el método por resistencia del RCDF, nuestras curvas de capacidad nos proporcionaron información exacta de la rigidez inicial, a la primera fluencia y posteriores, para cada nivel de desempeño y demanda sísmica solicitada.
- Nos permite también apreciar la concentración de los esfuerzos en la edificación y compararlos con la evolución de los daños que se presenta hasta el punto en que se inicia el colapso de la estructura.
- Apreciamos con claridad el comportamiento de cada elemento en el rango inelástico.
- Nos permite predecir con certeza el comportamiento del edificio para cada demanda.
- Las distorsiones obtenidas demostraron que el procedimiento de diseño sísmico de RCDF provee un comportamiento adecuado al colapso y como era de esperarse es muy conservador, lo mismo para el estado límite de servicio.
- El utilizar los armados, resultado del análisis de respuesta espectral y las NTCDS de RCDF brindó armados en buena medida satisfactorios, sin embargo, un proceso iterativo es requerido para generar mecanismos de colapso completos e idóneos en el edificio.

- No se consideraron los efectos $P\Delta$ pues no influirían de manera importante en la respuesta dinámica, dado que el colapso se da a distorsiones relativamente bajas 0.5 de los requerido por el RCDF, y la presencia de muros de corte que provocan distorsiones en los pisos superiores, no en la parte inferior.

Se sugiere que se abran líneas de investigación siguiendo la iniciativa ATC-58, iniciada el año 2004 y planeada para culminarse en el año 2014 con la intención de emitir finalmente una colección completa de especificaciones, llamadas estas : "Guías de diseño sísmico basado en desempeño para edificaciones nuevas y existentes. En abril del año 2009 fue emitido el borrador del 50% de avance que presenta terminados los procedimientos y metodología para el establecimiento de los niveles de desempeño en nuevas edificaciones.

Bibliografía

- Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela del Ejército.
- Aguiar, R., & Barbat, A. (1997). *Daño sísmico en estructuras de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército, Centro de Investigaciones Científicas, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Arroyo, D. (2001). *Factores de reducción para el diseño de sistemas pasivos de disipación de energía*. Tesis de Maestría en Estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México, División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, México, D.F.
- ATC- 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Technical report, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bertero, V. (1997). *Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines*. Rotterdam, Brookfield.
- Bonnett Díaz, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona.
- Bracci, J., Kunnath, S., & Reinhorn, A. (1995). *Simplified Seismic Performance and Retrofit Evaluation*. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, New York.
- Calvi, M. (2000). *Seminario Internacional de Diseño Sismorresistente y Rehabilitación de Edificios y Puentes*. Universidad Nacional del Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina.
- Carillo, J. (Diciembre de 2007). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras utilizando un Diseño por Desempeño. *Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Militar Nueva Granada* .
- CBSC. (1995). *California Building Standards Code*. Sacramento, California.
- Chopra, A. (1996). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. N.J.: Prentice Hall.
- Chopra, A., & Goel, R. (2000). Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF systems. *Journal of Structural Engineering ASCE* .
- DOD. (1986). *New Seismic Design and Evaluation Criteria for the Department of Energy*. Orlando, Florida.

- Domínguez Meneses, César Manuel (2009), *Diseño Sísmico por desempeño en edificaciones esenciales de concreto reforzado*. Tesis de maestría en ciencias en ingeniería y administración de la construcción. ITESM 2009
- Eberhard, M., & Sozen, M. (1993). *Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake-Resistant Walls*. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, New York.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. . *Earthquake Spectra*, 16 (3).
- Fajfar, P. (1999). *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*.
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2, A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Structures. *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan.
- FEMA 273 . (1996). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency. Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Comentary), Washington, D.C.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Fintel, M. (1994). *Observations on the Performance of Buildings with Shearwalls in Earthquakes of the last thirty years*. Rotterdam: Balkema.
- Freeman, S. (1998). Development and use of capacity spectrum method. *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle.
- Gallego, M. (2003). Diseño Sísmico por Desempeño en Colombia. *Publicación de la Universidad de los Andes* .
- Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
- Holmes Consulting Group. (2001). *Performance Based Evaluation of Buildings. Nonlinear Pushover and Time History Analysis*. New Zealand.
- Holmes, W. (2000). A vision for complete performance-based earthquake engineering system. *12 World Conference of Earthquake Engineering*, N° 8368. New Zealand.
- Jennings, J. (1968). Equivalent viscous damping for yielding structures. *Journal Engineering Mech. Div. ASCE* .
- Kappos, A., & Konstantinidis, D. (1999). Statistical analysis of confined high strength concrete. *Materials and Structures* , Vol. 32.

- Kent, D., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*.
- Krawinkler, H. (1994). New trends in seismic design methodology. *Proc. 10th. Eur. Conf. Earthquake Engineering*. Vienna.
- Krawinkler, H. (1997). Research issues in performance based seismic engineering. *Memories of International Conference of Codes*. Bled, Slovenia.
- Kunnath, S., Reinhorn, A., & Lobo, R. (1992). *IDARC Version 3.0: A program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Technical Report NCEER 92-0022, State University of New York at Buffalo, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Lobo Quintero, W. (2000). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismorresistente basado en desempeño. *Publicación de la Universidad de los Andes*.
- Lobo, R. (1994). *IDARC: Inelastic Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures in Three Dimension*. State University of New York at Buffalo, PhD. Dissertation Department of Civil Engineering, Buffalo, NY.
- Madas, P. (1993). *Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading*. PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- Madas, P., & Elnashai, A. (1992). A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21.
- Mander, J. (1984). *Seismic design of bridge piers*. Ph.D Thesis, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, New Zealand.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*.
- Martinez-Rueda, J. (1997). *Energy Dissipation Devices for Seismic Upgrading of RC Structures*. PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering*. Zurich, Switzerland.
- N.T.C.D.S. (2004) Gobierno Federal de México. (2004). *Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico*. México, D.F.
- Moehle, J. (1996). Displacement-Based Seismic Design Criteria. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, México.
- Monti, G., Nuti, C., & Santini, S. (1996). *CYRUS - Cyclic Response of Upgraded Sections*. Report No. 96-2, University of Chieti, Italy.

- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C.
- Otani, S. (1996). Recent developments in seismic design criteria in Japan. *Memorias 11th World, Conference on Earthquake Engineering, CDROM*. Mexico.
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. (1982). Ductility of Square Confined Concrete Columns. *Journal of Structural Division, ASCE* .
- Pietra, D., Pinho, R., & Antoniou, S. (2006). Verification of displacement-based adaptive pushover for seismic assessment of high-rise steel buildings. *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland.
- Priestley, M. (1993). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering - Conflicts between Design and Reality. *Memories of Tom Pauly Symposium*.
- Reyes Salinas, C. (2000). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificio*. Tesis Doctoral, UNAM, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, México, Distrito Federal.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- SeismoStruct V.4.0.3. (2009). *Documentation, Technical Notes*. SeismoSoft , Structural Software, Messina, Italy.
- Sheikh, S., & Uzumeri, S. (1982). Analytical model for concrete confined in tied columns. *Journal of the Structural Division, ASCE* , Vol. 108.
- VAH. (1986). *Case Study of Seismic Design in Hospital Architecture*. California.
- Viera Arroba, L. P. (2004). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado*. Tesis de Posgrado, Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil, Ambato, Ecuador.
- Whitney, C. (1942). Plastic Theory of Reinforced Concrete Design. *Proceedings ASCE 1940, Transactions ASCE* .
- Whittaker, A., & Constantinou, M. (1998). Displacement estimates for Performance-Based Seismic Design. *Journal of Structural Engineering* .