

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO "A" DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE – SEDE CAJAMARCA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

BACHILLER: Juan Carlos Chunque Pajares

CAJAMARCA – PERU

2013

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional de Cajamarca, a la Facultad de Ingeniería, a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil y a cada uno de los catedráticos que nos impartieron sus enseñanzas durante nuestro paso por ésta Alma Mater

A nuestra familia por el valioso apoyo que nos brindaron durante el transcurrir de nuestros estudios universitarios.

A Dios, por la vida, la salud, el conocimiento y por atender nuestras peticiones de guiarnos por el sendero del bien.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	ii
INDICE GENERAL.....	iii
INDICE DE FIGURAS.....	vi
INDICE DE TABLAS.....	viii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT.....	x
INTRODUCCIÓN.....	xi
FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	xii
a) Problema de la Investigación.....	xii
b) Justificación de la Investigación.....	xiii
c) Alcances.....	xiii
d) Objetivos.....	xiv
e) Hipótesis.....	xiv
f) Tipo de Investigación y Análisis.....	xiv
CAPITULO I. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.1.1. Antecedentes Internacionales.....	1
1.1.2. Antecedentes Nacionales.....	3
1.2. BASES TEÓRICAS.....	3
1.2.1. COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES.....	3
1.2.1.1. Ensayos experimentales de acciones laterales.....	3
1.2.2. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD OBTENIDOS DE UN MODELO TEÓRICO.....	5
1.2.2.1. Modelos de comportamiento para el concreto armado.....	5
1.2.2.1.1. Modelo Esfuerzo-Deformación para el acero.....	5
o Modelo Elastoplástico Perfecto.....	5
o Modelo Trilineal.....	6
o Modelo Elastoplástico con endurecimiento Curvo.....	6
1.2.2.1.2. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto.....	6
a) Modelos para concreto no confinado.....	7
a.1) Modelo de Hognestad.....	7
a.2) Modelo del CEB.....	7
b) Modelos para concretos confinados.....	8
b.1) Modelo de Kent y Park.....	8
b.2) Modelo de Mander.....	9
1.2.2.1.3. Modelo Inelástico de las secciones (vigas y columnas).....	14

1.2.2.1.3.1. Curvatura de un Miembro	14
1.2.2.1.3.2. Diagrama Momento-Curvatura.....	15
1.2.2.1.3.3. Diagrama Momento - Giro	17
1.2.2.2. Curva de Capacidad.....	18
1.2.2.2.1. Análisis de Acciones Incrementales	18
1.2.2.2.2. Fluencia Efectiva y Modelo Bilineal	21
1.2.2.3. Espectro de capacidad.....	22
1.2.3. RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES	23
1.2.3.1. Representación de sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda	24
1.2.3.2. Respuesta elástica de estructuras.....	25
1.2.4. ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA MEDIANTE ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD.....	26
1.2.4.1. Reducción del Espectro de Demanda	26
1.2.4.2. Procedimiento para determinar el Punto de Desempeño.....	29
1.2.5. DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES	31
1.2.5.1. Niveles de Amenaza Sísmica.....	31
1.2.5.2. Niveles de comportamiento estructural y no estructural	31
1.2.5.3. Sismos y comportamiento esperado	32
1.2.5.4. Objetivos de Desempeño de edificaciones comunes en la costa peruana.....	33
1.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	34
CAPITULO II. MATERIALES Y MÉTODO.....	37
2.1. LOCALIZACIÓN.....	37
2.2. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS E INFORMANTES O FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS	37
2.2.1. Descripción de la Estructura:.....	38
2.2.2. Características de los Materiales:.....	40
2.3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	41
A. Nivel de Desempeño Sísmico.....	42
B. Método del Espectro Capacidad - Demanda	42
o Espectro de Capacidad.....	42
o Espectro de Demanda	43
2.3.1. Características no lineales de los materiales.....	44
2.3.1.1. Curvas de Esfuerzo-Deformación de Materiales	45
2.3.2. Metrado de Cargas.....	46
2.3.3. Forma de Tratamiento de los datos	50
2.3.3.1. Configuración Estructural	50
2.3.3.2. Modelo Estructural	52

2.3.3.3. Diagramas Momento-Curvatura y Momento-Giro	55
2.3.3.3.1. Vigas	56
2.3.3.3.2. Columnas y Placas	59
2.3.3.4. Generación de Rotulas Plásticas.....	61
2.3.3.4.1. Criterios de Aceptación para deformación en elementos.....	61
2.3.3.4.2. Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas	62
2.4. FORMA DE ANÁLISIS DE LAS INFORMACIONES.....	65
2.4.1. Modos de Vibración.....	65
2.4.2. Análisis Pushover.....	66
2.4.2.1. Combinaciones de Carga.....	66
CAPITULO III. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	68
3.1. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	68
3.1.1. Curva de Capacidad Estructural.....	68
3.1.2. Fuerza Cortante en la Base del Edificio.....	69
3.1.3. Representación del peligro sísmico	70
3.1.3.1. Niveles Sísmicos.....	70
3.1.3.2. Demanda Sísmica según la Norma Peruana E-030	73
3.1.4. Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda Sísmica	74
3.1.4.1. Punto de Desempeño Sísmico	74
3.1.5. Calificación del Desempeño	76
3.1.6. Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales	76
3.1.6.1. Demandas de rigidez de la norma peruana E-030 (RNE, 2006).....	76
3.1.6.2. Ductilidad global.....	78
3.1.6.3. Resistencia	78
3.2. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	81
3.2.1. Calificación del Desempeño Sísmico.....	81
3.2.2. Desempeño sismorresistente esperado.....	81
3.2.3. Capacidad Estructural	82
3.2.4. Demanda de rigidez y desplazamientos laterales.....	82
3.2.5. Mecanismo de Falla o Colapso.....	82
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
ANEXOS	88

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ensayo monotónico y curva de capacidad	4
Figura 1.2. Ensayo Cíclico	4
Figura 1.3. Curva de Capacidad de un ensayo cíclico	5
Figura 1.4. Modelos de esfuerzo-deformación para el acero: a) Elastoplástico Perfecto. b) Trilineal. c) Elastoplástico con endurecimiento curvo	6
Figura 1.5. Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar	6
Figura 1.6. Modelo modificado de Hognestad	7
Figura 1.7. Modelo del CEB	8
Figura 1.8. Modelo de Kent y Park para concretos confinado por estribos rectangulares...8	
Figura 1.9. Modelo de Mander: esfuerzo – deformación.	9
Figura 1.10. Núcleo efectivamente confinado para estribos de refuerzo rectangulares....	11
Figura 1.11. Determinación del esfuerzo confinado desde esfuerzos de confinamiento lateral para secciones rectangulares.	13
Figura 1.12. Deformación de un miembro a flexión	14
Figura 1.13. Determinación teórica Momento–Curvatura: (a) Acero en tensión y compresión (b) Concreto en compresión. Sección de viga doblemente reforzada con flexión: (c) A la primera cedencia (d) Bajo momento último...15	
Figura 1.14. Viga sin agrietamiento en el rango elástico de carga (a) Sección transformada (b) Deformaciones (c) Esfuerzos	15
Figura 1.15. Viga agrietada en el rango elástico del material (a) Sección transformada (b) Deformaciones (c) Esfuerzos	16
Figura 1.16. Viga agrietada de concreto en el rango inelástico de carga (a) Sección de concreto (b) deformaciones (c) esfuerzos.....	16
Figura 1.17. Diagrama de momento-curvatura para viga reforzada	17
Figura 1.18. Concentración de rótulas en los extremos	17
Figura 1.19. Longitud plástica	18
Figura 1.20. Puntos notables del diagrama momento-giro	18
Figura 1.21. Distribución de cargas laterales	19
Figura 1.22. Patrón de desplazamientos y nudo de control en un edificio	19
Figura 1.23. Cargas de gravedad en una edificación	20
Figura 1.24. Representación del análisis Pushover y Curva de Capacidad.....	20
Figura 1.25. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura.	21
Figura 1.26. Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de la estructura	22
Figura 1.27. Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento....	22
Figura 1.28. Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	23
Figura 1.29. Ejemplo de factores de participación modal y coeficientes de masa modal...23	
Figura 1.30. Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970 – Perú	24
Figura 1.31. Espectro de aceleración elástico de la Norma Peruana	24
Figura 1.32. Espectro de demanda de la Norma Peruana.....	25
Figura 1.33. Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica....	25
Figura 1.34. Derivación del amortiguamiento	27
Figura 1.35. Reducción del Espectro de Demanda Elástico.....	29
Figura 1.36. Reducción del espectro elástico de demanda por amortiguamiento equivalente.....	30

Figura 1.37. Intersección líneas de período secante y espectros demanda reducidos	30
Figura 1.38. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV	30
Figura 1.39. Sectorización de la curva de capacidad	32
Figura 2.1 Vista del edificio "A" de la UPN en fase de construcción (año 2008)	38
Figura 2.2 Armado de vigas y aligerado	39
Figura 2.3 Armado de columnas y placas del último nivel	39
Figura 2.4 Vista interior del machihembrado apoyada sobre armaduras de acero	40
Figura 2.5 Espectro de Capacidad	43
Figura 2.6. Espectro de Demanda	44
Figura 2.7. Curvas Esfuerzo-Deformación: a) Concreto $f'c=210$ kg/cm ² b) Concreto $f'c=280$ kg/cm ² c) Acero de refuerzo ASTM615 Gr 60 d) Acero estructural ASTM 36.	45
Figura 2.8. Definición de secciones para elementos estructurales (frame) en SAP2000	53
Figura 2.9 Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca	54
Figura 2.10. Vista 3D del Modelo Estructural	54
Figura 2.11. Diagrama de Momento-Curvatura generado mediante SAP2000	55
Figura 2.12. Identificación de respuestas límites en una viga	62
Figura 2.13. Identificación de respuestas límites en una Columna	62
Figura 2.14. Identificación de respuestas límites en muro de concreto controlado	62
Figura 2.15. Generación de rotulas plásticas para Vigas (M3)	63
Figura 2.16. Generación de rotulas plásticas para columnas (P-M2-M3)	64
Figura 2.17. Modo Fundamental de Vibración (Dirección transversal Y-Y)	65
Figura 2.18. Modo de Vibración 2 (Dirección longitudinal X-X)	65
Figura 2.19. Modo de Vibración 3 (Torsión)	65
Figura 2.20. Patrón de cargas aplicado en la dirección longitudinal X-X (Eje 2-2)	67
Figura 3.1. Curva de Capacidad Estructural (Dirección longitudinal X-X)	68
Figura 3.2. Espectro del IBC	70
Figura 3.3. Espectro elástico de la Norma Peruana	71
Figura 3.4. Espectro del IBC para sismo raro	71
Figura 3.5. Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad	72
Figura 3.6. Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad	72
Figura 3.7. Espectro de Demanda según norma E-030 (Categoría A)	73
Figura 3.8. Punto de Desempeño para Sismo Raro (Dirección Transversal Y-Y)	74
Figura 3.9. Curva de capacidad y Puntos de Desempeño sísmico para diferentes niveles de Sismos (Dirección Transversal Y-Y)	75
Figura 3.10. Curva de capacidad y Puntos de Desempeño sísmico para diferentes niveles de Sismos (Dirección Longitudinal X-X)	75
Figura 3.11. Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal X-X)	77
Figura 3.12. Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Transversal Y-Y)	77
Figura 3.13. Puntos de interés en la curva de capacidad estructural del edificio	78
Figura 3.14. Mecanismo de formación de rotulas plásticas, $\Delta t=18.6$ cm, eje 1-1 (dirección X-X) y respuesta de rotula plástica en viga (M3).	79
Figura 3.15. Mecanismo de formación de rotulas plásticas, $\Delta t=27.2$ cm, eje A2-A2 (dirección Y-Y) y respuesta de rotula plástica en columna (P-M2-M3).	80

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento, k.....	28
Tabla 1.2. Tipos de Comportamiento Estructural	28
Tabla 1.3. Niveles de severidad sísmica según la propuesta del SEAOC.....	31
Tabla 1.4. Estado de daño y niveles de desempeño	32
Tabla 1.5. Nivel de demanda y comportamiento esperado.....	33
Tabla 1.6. Desempeño esperado para la componente estructural de edificios comunes en la costa peruana.....	33
Tabla 2.1. Características estructurales de la Edificación de acuerdo a la Norma Sismorresistente E-030 (RNE, 2006).....	51
Tabla 3.1. Determinación del Cortante Basal (caso estático).....	69
Tabla 3.2. Sismos de diseño y su aceleración asociada	70
Tabla 3.3. Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta del UBC	72
Tabla 3.4. Determinación de la demanda sísmica según la norma E-030	73
Tabla 3.5. <i>Puntos de Desempeño sísmico</i>	74
Tabla 3.6. Matriz de Desempeño Sísmico en la dirección Transversal Y-Y del edificio	76
Tabla 3.7. Matriz de Desempeño Sísmico en la dirección Longitudinal X-X del edificio ...	76

RESUMEN

La presente investigación se desarrolló debido a características adversas que presenta la edificación, tales como: ubicación en una zona de alta sismicidad (zona 3), con presencia de suelos blandos, categoría de edificación esencial; más aún si no cuenta con un diseño sismorresistente, por tratarse de una obra del sector privado. Dichos aspectos hacen necesario determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio ante la ocurrencia de diferentes niveles de severidad sísmica. La información fue obtenida en gran parte, del expediente técnico, en lo referente a materiales empleados, características de fundación, especificaciones técnicas, así como de los planos de construcción. Esta investigación se desarrolló utilizando métodos analíticos, para lo cual se elaboró el modelo estructural correspondiente, teniendo en cuenta las características no lineales de los materiales. Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 y la calificación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del Comité Visión 2000. Los resultados del análisis incremental de cargas laterales muestran que la estructura tiene una sobrerresistencia de 2.34 respecto a la fluencia efectiva y una ductilidad de desplazamiento cercana a 15, debido a que se trata de un sistema dual. Los resultados del análisis Pushover mostraron que el nivel de desempeño en la dirección longitudinal del edificio (dirección resistente de placas) se encuentra en el rango operacional frente a sismos frecuentes y ocasionales; ante sismos raros su nivel es funcional, además se determinó una ductilidad global de 5.76 y una sobrerresistencia de 1.66. En la dirección transversal del edificio su nivel de desempeño es funcional frente a los tres tipos de sismos, además se encontró una ductilidad global de 8.58 y una sobrerresistencia de 1.81. Las derivas producidas por las acciones laterales, para los niveles de riesgo más severos correspondiente a sismos raros, alcanzan valores de hasta 0.44% y no superan a lo contemplado en el código peruano E-030 (0.7%).

ABSTRACT

This research was developed because of adverse features present building, such as location in a high seismic zone (zone 3), with the presence of soft soils, essential building category, even more so if it has a seismic design, because it is a work of the private sector. These aspects make it necessary to determine the level of seismic performance of the building before the occurrence of different levels of severity seismic. The information was obtained largely by the technical file regarding materials used, foundation characteristics, technical specifications, as well as construction plans. This research was conducted using analytical methods, so we prepared the corresponding structural model, taking into account the nonlinear characteristics of the materials. To estimate the response of the structure (performance point) were used nonlinear spectral techniques, following the methodology of ATC-40 performance rating according to the suggestions of the Vision 2000 Committee. The analysis results show incremental lateral load that the structure has a 2.34 overstrength regarding effective creep and displacement ductility close to 15, because it is a dual system. Pushover analysis results showed that the level of performance in the longitudinal direction of the building (address plaques resistant) is in the operating range against frequent earthquakes and occasional, rare earthquakes before their functional level is also determined overall ductility resistance 5.76 and 1.66. In the transverse direction of the building the functional level of performance is compared to the three types of earthquakes, and overall ductility was found 8.58 and a resistor 1.81. Drifts caused by lateral actions, risk for more severe levels corresponding to rare earthquakes, reaching values up to 0.44% and do not exceed what Peruvian falling under code E-030 (0.7%).

INTRODUCCIÓN

Actualmente en el mundo entero se ha hecho eco sobre la inseguridad existente en edificaciones de uso educativo, debido a los sismos ocurridos en Haití y Chile que cobraron decenas de vidas y el colapso de muchas estructuras. La Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico (OCDE) estima que los ambientes educativos seguros son una condicionante para una enseñanza y aprendizaje efectivo, y la seguridad de su infraestructura se justifica en el hecho de que los colegios juegan un rol vital para la comunidad como centros educativos y como albergues o refugios de víctimas de desastres naturales. El arrasador sismo de Haití puso en alerta a países latinoamericanos y del Caribe que se cuentan entre los más expuestos a terremotos en el mundo y también los más vulnerables por sus miles de tugurios construidos alrededor de cerros y ríos.

La vulnerabilidad frente a un terremoto es el comportamiento deficiente de una estructura frente a un sismo incluso moderado, debido a un déficit de resistencia o a una ductilidad escasa. Las normativas sismo-resistentes, en general, admiten que los edificios sean diseñados para resistir sismos fuertes sin colapso, incluso admitiendo daños estructurales severos, en el caso de sismos moderados no se permiten daños en elementos estructurales, pero sí algún daño en elementos no estructurales como tabiques, particiones, etc., y que, en general, sean fácilmente reparables, en el caso de sismos leves, la estructura no debe sufrir ningún daño.

El mal desempeño sísmico de estructuras sismo resistente modernas durante estos eventos sísmicos ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico además del análisis de las estructuras ya existentes para salvaguardar la vida de los ocupantes cuando ocurra algún sismo.

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

a) Problema de la Investigación

Planteamiento del problema

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos de muchos países, generalmente consideran solo un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño sísmico de las estructuras, en términos de potencia de daño, no ha sido cuantificado. Estas previsiones reconocen raramente que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente.

Es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos recientes, donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistentes no colapsaron, tuvieron daño estructural severo, y las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos para definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables de evaluación.

En los últimos años en nuestro país, con respecto a las edificaciones de categoría esencial e importante (centros educativos, hospitales, estadios, etc.), se han producido variaciones en la norma de diseño sismo resistente, para aumentar la rigidez estructural ante sollicitaciones laterales, pero inciertas con respecto a un buen desempeño sísmico, frente a la ocurrencia de sismos severos debido a que no se cuenta con una Norma Técnica para evaluar este aspecto.

Este problema es importante en la ciudad de Cajamarca ya que se encuentra ubicado en la zona 3 (alta sismicidad), más aun si se tiene en cuenta la presencia de suelos blandos, lo cual aumenta el riesgo de vulnerabilidad para las edificaciones esenciales.

La presente investigación determinará el desempeño sísmico del Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte – sede Cajamarca, construido durante el año 2008; cuya estructura de 4 niveles está formada por un sistema pórticos y placas.

Formulación del Problema

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del Edificio “A” de la Universidad privada del Norte - sede Cajamarca, ante la ocurrencia de sismos severos?

b) Justificación de la Investigación

Es importante realizar esta investigación como un medio para evaluar el comportamiento de la edificación (Pabellón “A”, UPN- sede Cajamarca) ante la ocurrencia de sismos severos, más aun si no cuenta con un diseño sismorresistente por tratarse de una obra del sector privado, pues se debe garantizar en primer lugar la seguridad de sus ocupantes (alumnos, docentes y público en general), como prioridad de resguardar vidas.

Esta investigación permitirá estimar los posibles daños de la infraestructura, beneficiando a la institución; y de ser el caso, puede tomar medidas de reforzamiento estructural, para proteger la inversión que hizo durante su construcción e implementación.

Esta tesis es de utilidad académica, en el sentido de que contribuye a utilizar conceptos y procedimientos orientados, no solo a la evaluación sino también al diseño sismoresistente de edificaciones, propuesto en códigos Norteamericanos, los cuales son aplicados a nuestra realidad.

c) Alcances

En esta investigación se determinará el nivel de desempeño sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte, ubicado en la ciudad de Cajamarca, constituido por un sistema estructural de carácter dual (pórticos y placas) de 4 niveles, utilizando métodos analíticos y procesando la información mediante la simulación de un modelo estructural.

Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 (método de espectro Capacidad - Demanda) y la calificación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

d) Objetivos

Objetivo General

- Determinar el nivel de desempeño sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – sede Cajamarca ante la ocurrencia de sismos severos.

Objetivos Específicos

- Determinar la capacidad estructural de la edificación, mediante un análisis estático no lineal (Análisis PUSHOVER).
- Determinar el Punto de desempeño sísmico mediante el método Espectro Capacidad – Demanda.

e) Hipótesis

El nivel de desempeño sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte - sede Cajamarca, se encuentra en el rango de seguridad de vida, frente a la ocurrencia de sismos severos.

f) Tipo de Investigación y Análisis

Tipo de Investigación

Explicativa, debido a que existe una relación causa - efecto del objeto investigación (estructura), en la cual se realiza una simulación del modelo estructural ante sollicitaciones laterales externas, y se determina su comportamiento (respuesta estructural) frente a éstas cargas.

Tipo de Análisis

El tipo de análisis a desarrollar en la presente investigación es cuantitativo ligado directamente a la hipótesis.

CAPITULO I. MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. Antecedentes Internacionales

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos. Sin embargo, con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que, no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento corresponden a los principios de diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975). 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 aporricada podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rotulas plásticas se formen en las vigas, y no en 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 (Paulay y Priestley, 1992).

En la actualidad, los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación, y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos de ingeniería basados en el desempeño, y que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las 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.

Con el fin de definir el comportamiento deseado de las edificaciones durante los sismos, se han desarrollado propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño o comportamiento sísmico en múltiples niveles de severidad sísmica. Algunas de las propuestas más relevantes son las desarrolladas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, de su comité VISON 2000 (SEAOC-1995), la guía NEHRP, el ATC-40 publicado en 1996, el programa HAZUS 99, FEMA 273 y 274.

El estado del conocimiento actual ha permitido desarrollar normativas con bases para el diseño sísmico de estructuras con razonable seguridad para la vida, e incluso la aplicación de criterios económicos en el diseño sismo-resistente, optando por estructuras menos fuertes que lo necesario. Una estructura sometida a un movimiento sísmico severo puede sufrir daños controlados, sin llegar a colapsar, y disipar así una parte importante de la energía absorbida, lo que significa que al permitir degradarse la estructura puede salvarse del colapso y proteger las vidas que se encuentran en su interior. Por tanto, el comportamiento sísmico adecuado de una estructura depende, además de su resistencia, de su capacidad de disipar energía a partir del instante en que sus deformaciones exceden el límite elástico, es decir, de su ductilidad. (Vera, 2011)

En México se desarrolló un trabajo sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño sísmico. En este trabajo luego de hacer una descripción del análisis por desempeño, se realizó un estudio en un edificio de seis niveles ubicado en la ciudad de Acapulco, el edificio era de oficinas y fue cambiado a hospital, lo que implica un cambio de uso y una revisión con la nueva demanda sísmica, para esto se determinaron las curvas de capacidad correspondiente (Carrillo, 2007).

El desempeño de una estructura se determina usando la curva de capacidad o pushover, esta ha sido aplicada también en numerosas investigaciones como la que se realizó en edificios monumentales como la iglesia de Santa Maria del Mar en Barcelona, aquí los investigadores realizaron un estudio con elementos finitos y análisis límite del equilibrio de la estructura de la iglesia, para construir su curva de capacidad y compararla con la demanda sísmica, usando el método del espectro de capacidad, de este modo se realizó el análisis de riesgo sísmico (Irrizarry, 2003)

1.1.2. Antecedentes Nacionales

En el Perú se realizó un estudio del desempeño sismorresistente de los colegios modernos, se analizaron edificios escolares construidos antes y después de la norma peruana sismorresistente de 1997. Los resultados que se obtuvieron muestran que los colegios diseñados y construidos de acuerdo con los requerimientos del código 1997 mostraron un excelente comportamiento durante el terremoto de Atico Mw=8.4 en el 2001 y además se espera que tenga un comportamiento aceptable durante sismos de mayor magnitud. En cuanto a los edificios escolares tradicionales, diseñados antes de 1997, los resultados muestran que son estructuras vulnerables (Muñoz et al., 2001).

1.2. BASES TEÓRICAS

1.2.1. COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES

El estudio del comportamiento de edificaciones ante acciones laterales es importante ya que los sismos imponen desplazamientos laterales a la estructura. Los daños en las edificaciones están directamente relacionados con los desplazamientos laterales.

Por lo tanto es importante estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones mediante la realización de ensayos experimentales de desplazamientos laterales.

1.2.1.1. Ensayos experimentales de acciones laterales

Estos ensayos consisten en aplicar desplazamientos laterales que varían lentamente durante el ensayo de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia, es posible estudiar directamente las relaciones *fuerza restitutiva vs. desplazamiento lateral*. Estos ensayos se controlan por los desplazamientos que va experimentando el espécimen y pueden ser de desplazamientos incrementales en un solo sentido (ensayos monotónicos) y de acciones cíclicas incrementales.

El ensayo de desplazamiento incremental monotónico consiste en imponer a la estructura un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido. Durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas y

como resultado se obtiene una curva fuerza cortante en la base vs desplazamiento del techo; esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura (Figura 1.1)

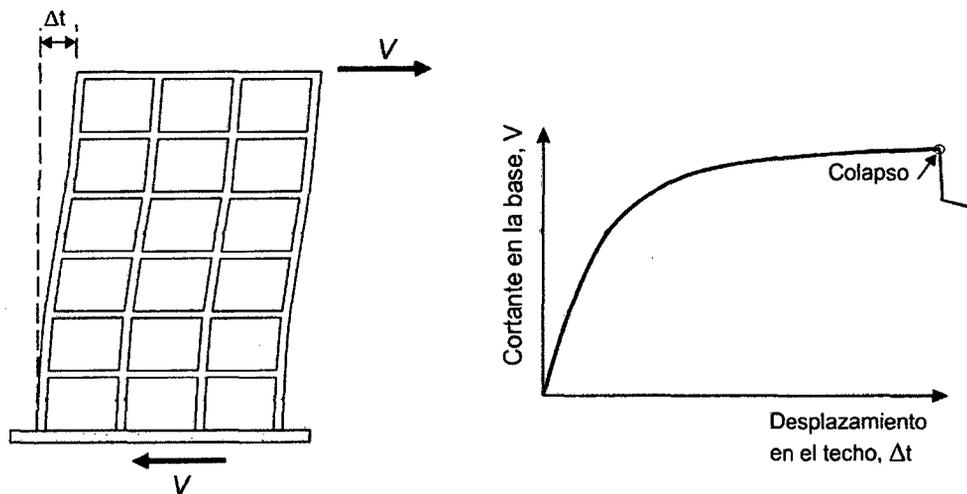


Figura 1.1. Ensayo monotónico y curva de capacidad (Fernández, 2006)

El ensayo cíclico incremental consiste en someter a una estructura a varios ciclos de desplazamientos laterales en ambos sentidos. En cada ciclo del ensayo el desplazamiento máximo se incrementa siguiendo un patrón preestablecido como el mostrado en la Figura 1.2.

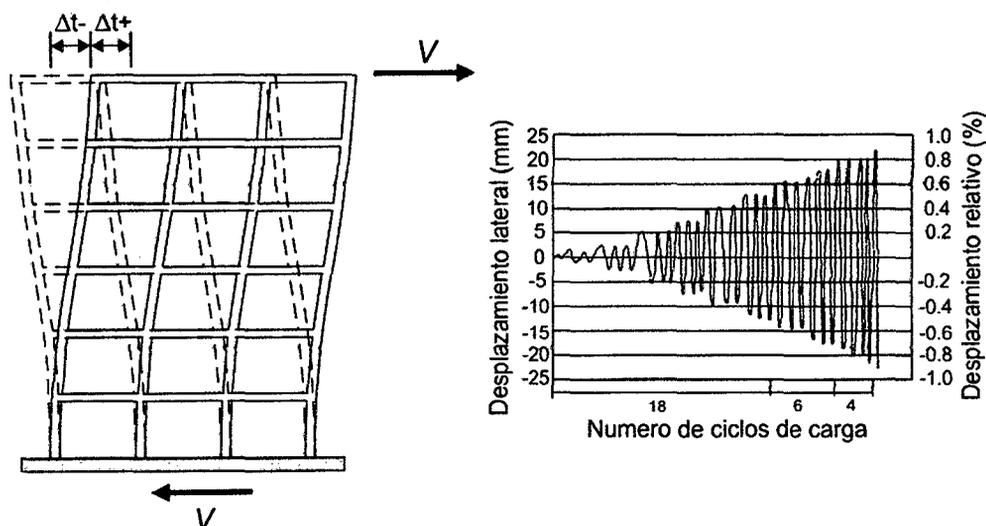


Figura 1.2. Ensayo Cíclico (Fernández, 2006)

Durante el ensayo se registran la fuerza y el desplazamiento y se obtiene una curva que muestra cómo va cambiando la relación fuerza-desplazamiento con los ciclos de carga y descarga. La curva de capacidad se obtiene luego como la envolvente de los ciclos de histéresis, como se observa en la Figura 1.3.

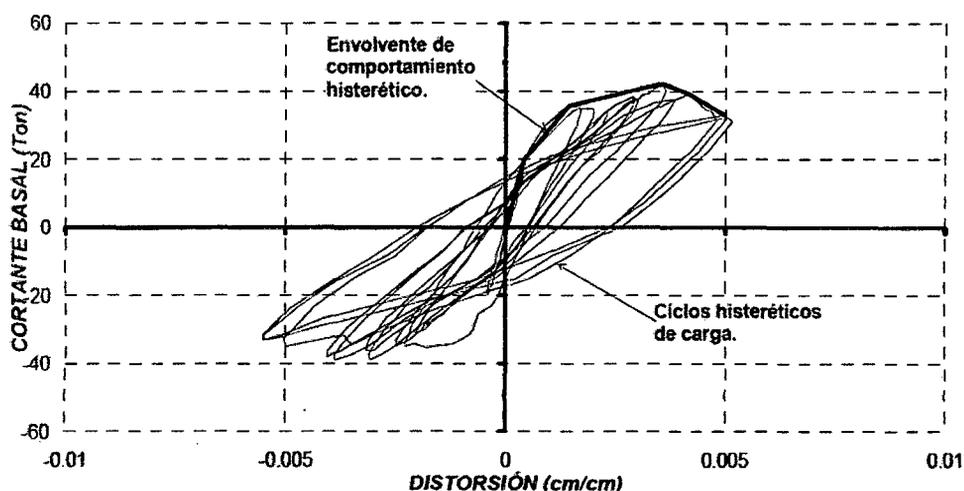


Figura 1.3. Curva de Capacidad de un ensayo cíclico (Zúñiga, 2008)

El efecto de la degradación estructural causada por las oscilaciones durante los sismos se logra representar con los ensayos cíclicos incrementales.

1.2.2. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD OBTENIDOS DE UN MODELO TEÓRICO

Es posible obtener curvas de capacidad para algunas estructuras usando modelos teóricos no lineales. Para este propósito es necesario modelar el comportamiento no lineal primero de los materiales, luego de las secciones y elementos y finalmente de la estructura en su conjunto.

1.2.2.1. Modelos de comportamiento para el concreto armado.

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizadas o simplificadas, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales. A continuación se presentan algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y para el concreto:

1.2.2.1.1. Modelo Esfuerzo-Deformación para el acero

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican usando alguno de los siguientes modelos.

- Modelo Elastoplástico Perfecto

Es el modelo bilineal más sencillo (Figura 1.4a). Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por

deformación. El empleo de este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia.

- Modelo Trilineal

Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. (Figura 1.4b). Este modelo es el que se utilizó en el presente trabajo.

- Modelo Elastoplástico con endurecimiento Curvo

En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola normalmente de 2do o 3er grado. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente (Figura 1.4c)

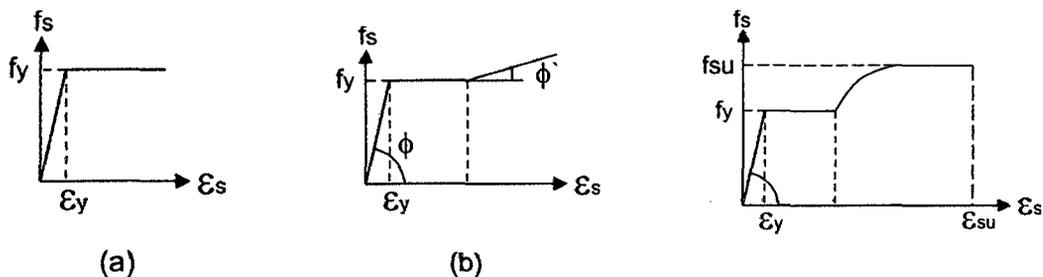


Figura 1.4. Modelos de esfuerzo-deformación para el acero: a) Elastoplástico Perfecto. b) Trilineal. c) Elastoplástico con endurecimiento Curvo (Fernández, 2006)

1.2.2.1.2. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto

En los elementos de concreto armado parte del concreto está confinado por el acero de refuerzo mientras que la zona de recubrimiento se encuentra sin confinar.

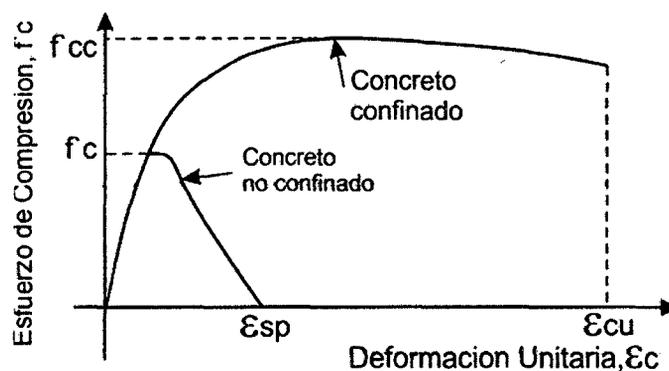


Figura 1.5. Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar (Fernández, 2006)

El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el del concreto sin confinar, no sólo en lo que respecta al esfuerzo máximo sino fundamentalmente a que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente (Figura 1.5)

a) Modelos para concreto no confinado

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican en modelos teóricos como los mostrados a continuación.

a.1) Modelo de Hognestad

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal.

(Figura 1.6). La ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión

$$f_c = f''_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (1.1)$$

El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real (f''_c) está asociado a una deformación unitaria ε_0 que se calcula por la expresión: $\varepsilon_0 = 1.8f''_c/E_c$

El tramo recto parte el punto más alto de la curva se extiende hasta una deformación unitaria de 0.0038 al cual corresponde un esfuerzo de $0.85f''_c$.

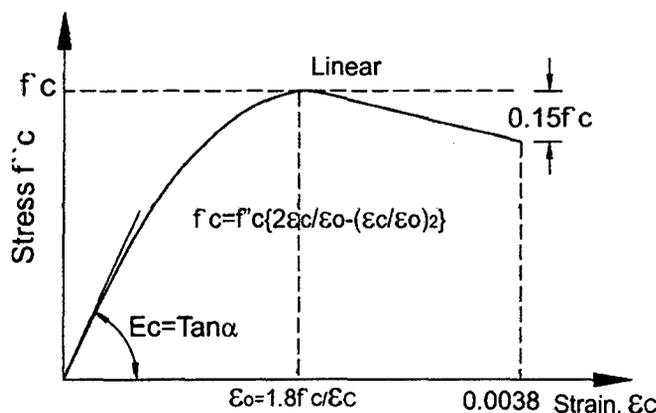


Figura 1.6. Modelo modificado de Hognestad (Ottazzi, 2003)

a.2) Modelo del CEB

La propuesta del Comité europeo del concreto (CEB-1978) mostrada en la Figura 1.7 corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para diseño de elementos de concreto armado en flexión simple (Ottazzi, 2003)

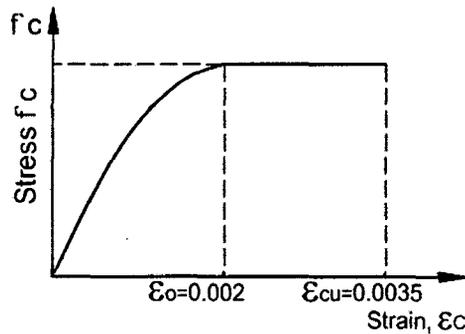


Figura 1.7. Modelo del CEB (Ottazzi, 2003)

Este modelo consiste en una parábola que llega hasta el punto de máximo esfuerzo en el concreto ($f'c = 0.85f_c$) seguida por una recta bajo esfuerzo constante hasta llegar a su máxima deformación.

b) Modelos para concretos confinados

b.1) Modelo de Kent y Park

Este modelo es muy utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares, tiene tres tramos (Figura 1.8). El primer tramo es una parábola cuyo máximo valor corresponde al esfuerzo $f'c$ y a una deformación unitaria de 0.002. El segundo tramo es lineal y el esfuerzo decrece hasta alcanzar el 20% de $f'c$. La pendiente de este tramo depende de la resistencia del cilindro de concreto, de la relación del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto (medido al exterior de los estribos), del ancho del núcleo confinado (medido al exterior de estribos) y el espaciamiento de los estribos. El último tramo es horizontal (al 20% del $f'c$) y no suele considerarse para el análisis sísmico de estructuras. Como se observa no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, sino que su efecto se considera en la longitud de la rama descendente de la curva (Park y Paulay, 1983).

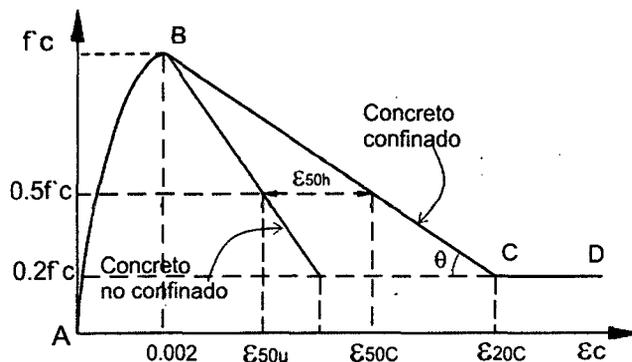


Figura 1.8. Modelo de Kent y Park para concretos confinado por estribos rectangulares (Ottazzi, 2003)

b.2) Modelo de Mander

En la elaboración de los diagramas de esfuerzo deformación del concreto confinado, muchos modelos constitutivos han sido investigados para seleccionar apropiadamente el modelo definitivo de concreto confinado, que se utiliza completamente en los miembros estructurales de las edificaciones. Entre los modelos constitutivos de concreto confinado investigados, SAP 2000 plantea limitados modelos de concreto confinados dentro de su programación, entre ellos el de Mander, el cual se utilizó en este trabajo. La investigación presentada es adoptada de (Mander et al., 1988)

- La ecuación básica para carga de compresión monotónica

Se presenta un sistema unificado de esfuerzo-deformación del hormigón confinado de forma rectangular con armadura transversal propuestas por Mander. Sobre la base de una ecuación sugerida por Popovics (Mander et al., 1988), la propuesta del modelo esfuerzo-deformación para el hormigón confinado y no confinado bajo carga monotónica se ilustra en la Figura 1.9.

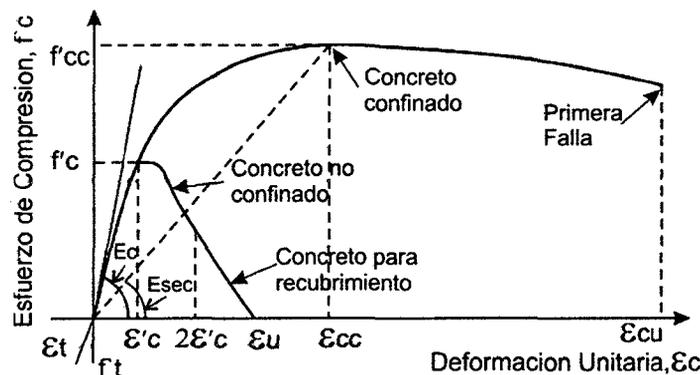


Figura 1.9. Modelo de Mander: esfuerzo – deformación. (Mander et al., 1988)

El esfuerzo longitudinal a compresión del hormigón (f_c) para una velocidad lenta, cuasi-estática y carga monotónica está dada por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (1.2)$$

Ademas:

$$x = \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cc}} \quad / \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

La deformación del esfuerzo máximo del concreto (f'_{cc}) está dado por:

$$\varepsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \varepsilon'_c \quad (1.3)$$

Donde:

f'_c = Esfuerzo del concreto confinado

ε'_c = Deformación del concreto confinado.

El modulo secante del concreto confinado para el esfuerzo pico esta dado por:

$$E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon'_{cc}$$

El comportamiento del recubrimiento del concreto sigue la tendencia de un tramo descendente de la curva de esfuerzo – deformación, en la region donde $\varepsilon'_c > 2\varepsilon'_c$, es asumida como una l-línea recta alcanzando el esfuerzo cero para el esfuerzo residual (ε_{sp}).

- Presión de confinamiento efectivo lateral y el Coeficiente de efectividad de confinamiento

La máxima presión del refuerzo de confinamiento transversal es efectivamente ejercida en la sección del nucleo de concreto, donde, debido a la acción arqueada, el esfuerzo de confinamiento se ha desarrollado completamente. Como la acción arqueada es asumida para actuar con una pendiente inicial en tangente de 45°, asume la forma de una parábola de segundo grado, donde el arqueamiento ocurre entre las barras longitudinales horizontalmente, y entre las barras del refuerzo transversal verticalmente. La Figura 1.10 muestra el área de concreto confinada efectivamente donde se asume que la acción arqueada ocurre entre los espaciamientos de los estribos rectangulares de refuerzo.

En la práctica las relaciones de esfuerzo deformación para la determinación de la ductilidad y el esfuerzo de columnas de concreto reforzado, se toma al area límite sin los ejes de los estribos (excluyendo el área del acero longitudinal). A_{cc} , es el área de concreto considerada para ser confinada. La presión de confinamiento lateral efectiva es tomada como: $f'_l = f_l K_e$

El cual permite para $A_{cc} > A_e$, donde la presión lateral del refuerzo transversal, f'_l es tomado para ser uniformemente distribuido sobre la superficie del recubrimiento del concreto.

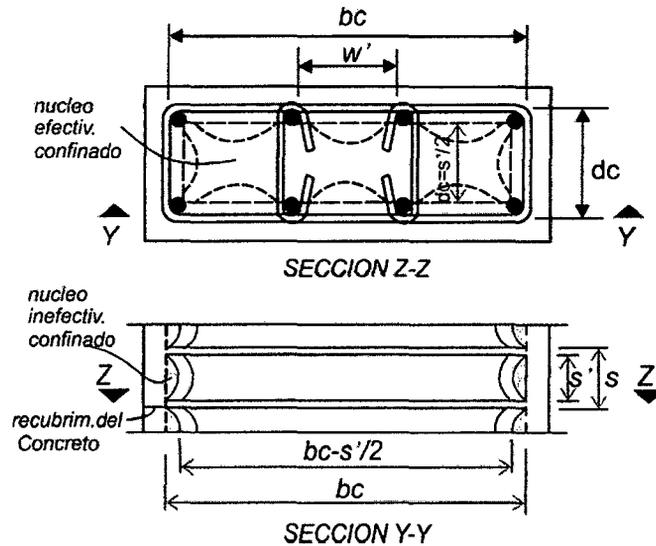


Figura 1.10. Núcleo efectivamente confinado para estribos de refuerzo rectangulares (Mander et al., 1988)

El coeficiente de efectividad de confinamiento esta dado por:

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (1.4)$$

Donde:

A_e = Área del núcleo de concreto efectivamente confinada

El área del núcleo de concreto limitado por la línea central del perímetro del estribo, esta dado por:

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

Donde:

ρ_{cc} = cuantía de refuerzo longitudinal del núcleo del área de la sección.

A_c = Área del núcleo de la sección encerrada por la línea central del perímetro del estribo.

- Efectividad de confinamiento para secciones rectangulares de concreto confinadas por estribos

El área de concreto confinada efectivamente puede ser encontrada por sustracción de las áreas parabólicas conteniendo las áreas inconfiadas inefectivamente en los espaciamientos de los estribos. El área total del núcleo de concreto confinado infructuosamente en los espaciamientos de estribos, con n barras longitudinales y w_i siendo i la distancia libre entre barras longitudinales, esta dada como:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}$$

Donde $\sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}$ es la infructuosa área de concreto inconfina en los espaciamientos de estribos por una parábola.

El área del núcleo de concreto confinada efectivamente en los espaciamientos de estribos, esta dado por:

$$A_e = \left[b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (1.5)$$

Donde:

$$b_c > b_d$$

b_c = dimensión en núcleo del centro de luz del perímetro del estribo en la dirección x

b_d = dimensión en núcleo del centro de luz del perímetro del estribo en la dirección y

s' = espaciamiento vertical entre barras de estribos.

El coeficiente de efectividad de confinamiento para estribos rectangulares, está dado por:

$$K_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (1.6)$$

Como los miembros rectangulares de concreto reforzado deben tener variación en la cantidad del refuerzo de confinamiento transversal en cualquier dirección x o y respectivamente, estas cantidades deben estar dadas como:

$$\rho_x = A_{sx}/s d_c \quad / \quad \rho_y = A_{sy}/s b_c$$

Donde:

A_{sx} = Area total de las barras transversales en la dirección x.

A_{sy} = Area total de las barras transversales en la dirección y.

s = Espaciamiento entre centros de estribos.

El esfuerzo de confinamiento lateral, es descrito por la fuerza transversal total del miembro dividido por el área vertical de concreto confinado en la sección. El esfuerzo de confinamiento lateral en las direcciones x e y, respectivamente, está dado por :

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \qquad f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s d_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh}$$

El esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en las direcciones x e y, respectivamente, esta dado por:

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \qquad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh}$$

- Esfuerzo a compresión del concreto confinado

Como la data resultante de falla y la superficie de esfuerzo última provee excelentes resultados con la prueba triaxial, un modelo constitutivo incorporando una específica superficie de esfuerzo última para esfuerzos de compresión multiaxiales es utilizado para determinar el esfuerzo de compresión confinado (Mander et al., 1988).

Ante la compresión triaxial de con igual esfuerzo de confinamiento lateral de refuerzo transversal, el núcleo de concreto confinado presenta el esfuerzo de compresión confinado, dado como:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} - 1.254 \right) \qquad (1.7)$$

El criterio general para solución de falla multiaxial, dados en términos de dos esfuerzos de confinamiento lateral, es mostrada en la Figura 1.11. Utilizando grandes y pequeños ratios de esfuerzo de confinamiento, el esfuerzo de compresión del concreto confinado puede se encontrado.

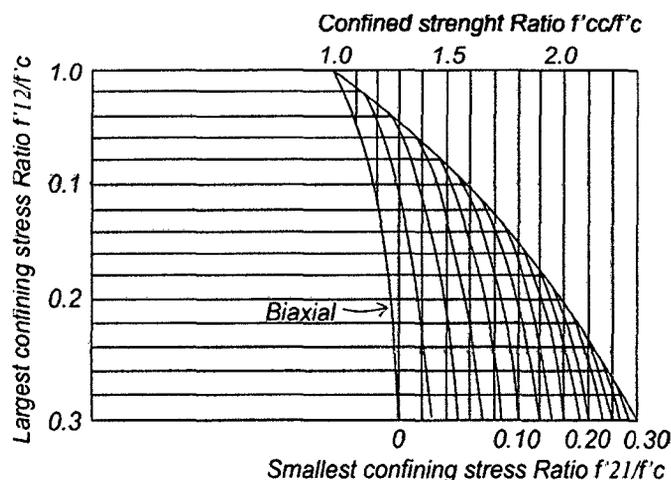


Figura 1.11. Determinación del esfuerzo confinado desde esfuerzos de confinamiento lateral para secciones rectangulares. (Mander et al., 1988)

1.2.2.1.3. Modelo Inelástico de las secciones (vigas y columnas)

1.2.2.1.3.1. Curvatura de un Miembro

La Figura 1.12 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el centro del eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra más alejada a compresión ϵ_c , y la deformación de acero en tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión (Park y Paulay, 1983)

La curvatura en el elemento está dada por:

$$\varphi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \dots\dots (1.8)$$

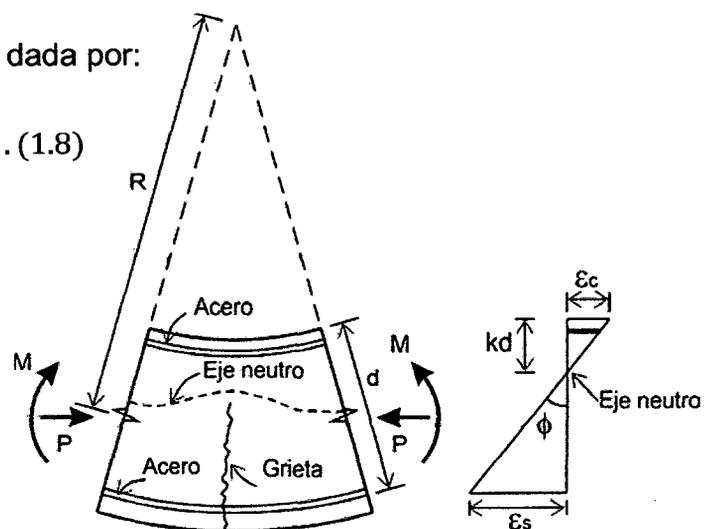


Figura 1.12. Deformación de un miembro a flexión (Park y Paulay, 1983)

La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud de la grieta es pequeña y abarca a una, la curvatura está dada por la ecuación 1.8, con ϵ_s y ϵ_c como las deformaciones en la sección agrietada (Park y Paulay, 1983)

Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando las suposiciones de que las secciones planas ante flexión permanecen planas; y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de fuerzas.

En el diseño límite y sísmico, generalmente se expresa la ductilidad de un miembro como la relación de la deformación última respecto a la primera cedencia (Park y Paulay, 1983).

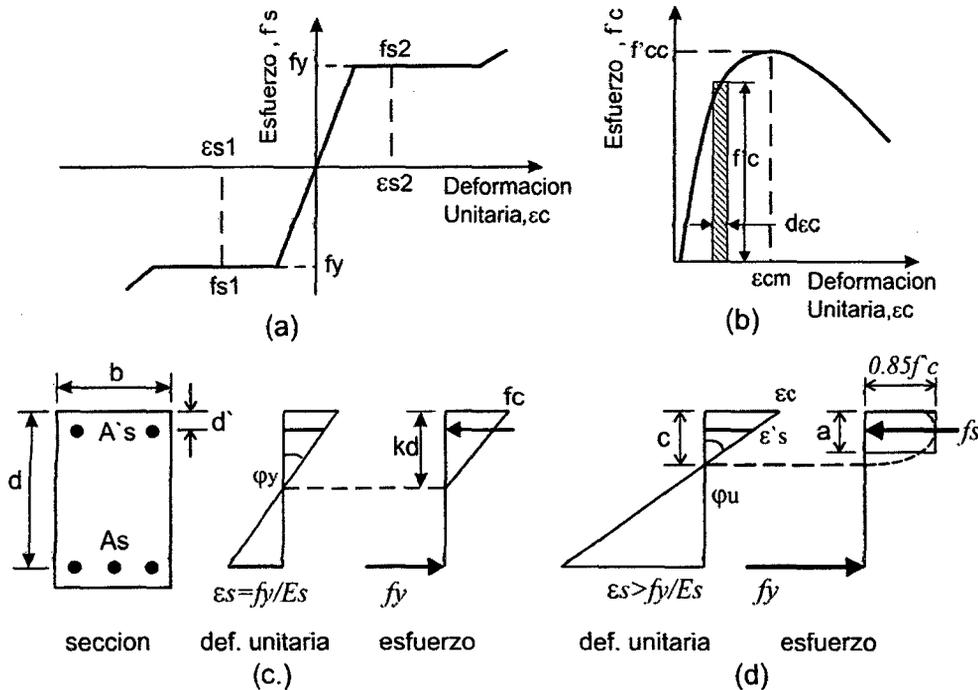


Figura 1.13. Determinación teórica Momento–Curvatura: (a) Acero en tensión y compresión (b) Concreto en compresión. Sección de viga doblemente reforzada con flexión: (c) A la primera cedencia (d) Bajo momento último. (Park y Paulay, 1983)

1.2.2.1.3.2. Diagrama Momento-Curvatura

Con las relaciones de esfuerzo-deformación para acero y concreto, representadas en su forma idealizada en la Figura 1.13 a y b, y las suposiciones concernientes a perfecta conexión y secciones planas, es posible calcular la relación entre momento y curvatura para una típica sección de viga de concreto reforzado.

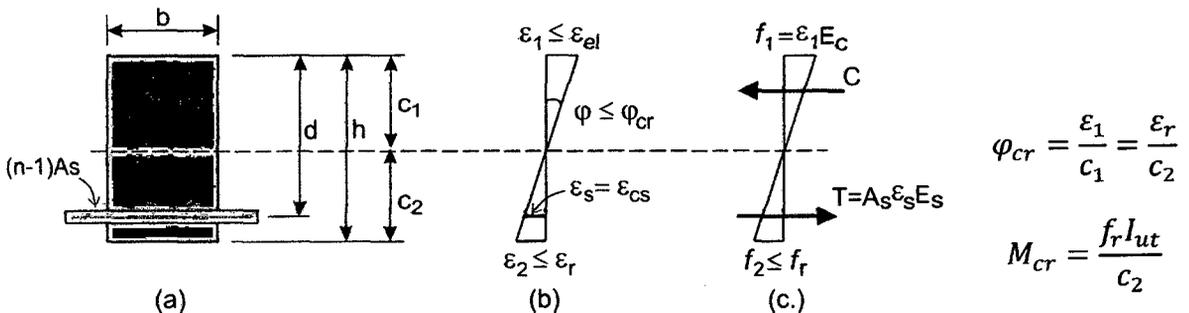


Figura 1.14. Viga sin agrietamiento en el rango elástico de carga (a) Sección transformada (b) Deformaciones (c) Esfuerzos

La Figura 1.14 (a) muestra la sección rectangular transformada, una viga reforzada en tensión en el estado elástico de carga. En el caso límite el esfuerzo de concreto en la cara de tensión es: $\epsilon_r = f_r / E_c$ (Nilson et al., 2010)

El acero está por debajo de la fluencia en este estado, el cual puede ser calculado del diagrama de deformación, la deformación del acero $\epsilon_s = \epsilon_{cs}$, donde ϵ_{cs} es la

deformación del concreto en el nivel del acero. También el máximo esfuerzo de compresión del concreto está por debajo del límite proporcional.

Las ecuaciones de la Figura 1.14 proveen la información necesaria para graficar el punto 1 del diagrama de Momento-Curvatura (Figura 1.19) y I_{ut} es el momento de inercia de la sección transformada sin agrietamiento.

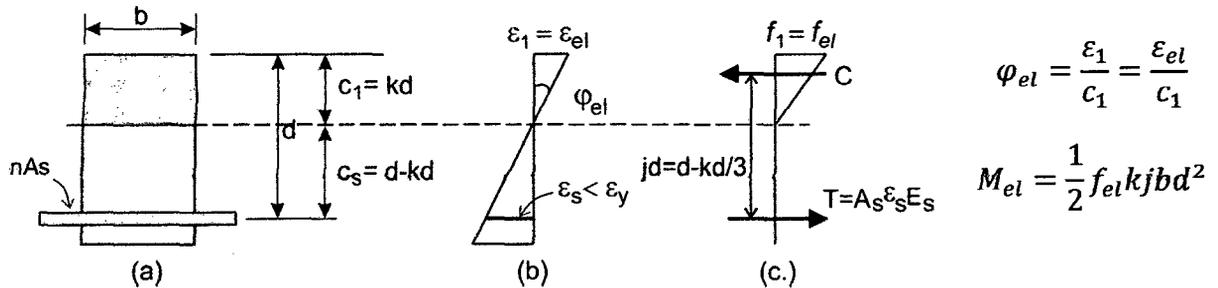


Figura 1.15. Viga agrietada en el rango elástico del material (a) Sección transformada (b) Deformaciones (c) Esfuerzos (Nilson et al., 2010)

Cuando la tensión de agrietamiento ocurre en la sección, la rigidez es inmediatamente reducida y la curvatura se incrementa hasta el punto 2 (Figura 1.17) sin un incremento en el momento. El análisis se basa ahora en la sección transformada agrietada Figura 1.15 (a) con la tensión en el concreto anulada. En el caso límite, la deformación del concreto alcanza el límite proporcional (Figura 1.15 b) y el acero está todavía por debajo de la deformación de fluencia. Estas ecuaciones de la Figura 1.15 proveen el punto 3. La curvatura en el punto 2 puede ser calculada de la relación M_{cr}/M_{el} (Nilson et al., 2010).

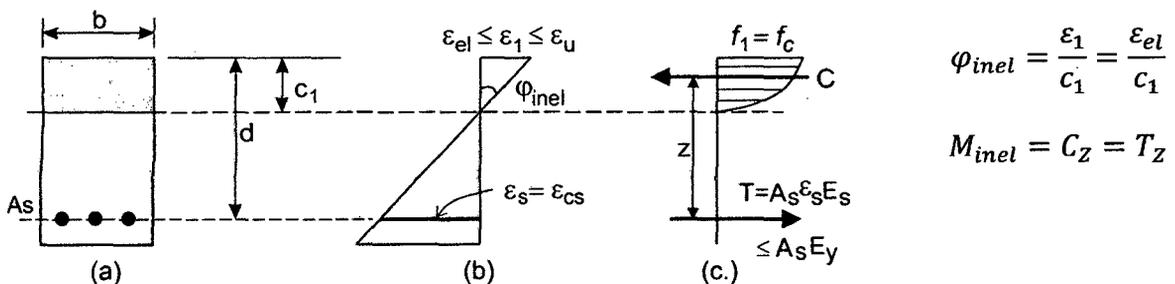


Figura 1.16. Viga agrietada de concreto en el rango inelástico de carga (a) Sección de concreto (b) deformaciones (c) esfuerzos. (Nilson et al., 2010)

El estado inelástico agrietado se muestra en la Figura 1.16. Aquí el concreto está dentro del rango inelástico, aunque el acero todavía no ha fluido. La altura del eje neutro c_1 es menor que el elástico kd , y está cambiando con el incremento de la carga, así como la forma de la distribución de esfuerzos del concreto y el esfuerzo del acero; lográndose calcular la fluencia hasta el colapso.

Se debe seleccionar una deformación unitaria que este entre la deformación de fluencia y la deformación ultima. Con esta deformación seleccionada se debe calcular la fuerza de compresión total en el concreto C, y su punto de aplicación, se debe iterar hasta lograr $C = T$ (Nilson et al., 2010)

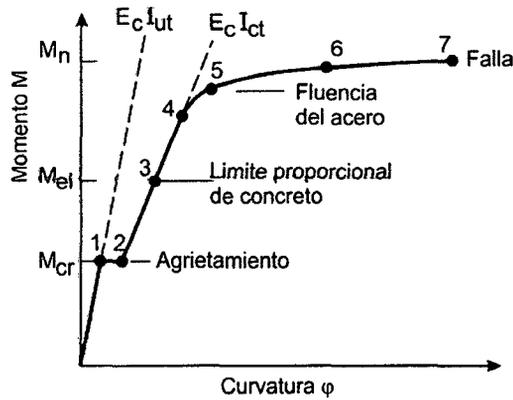


Figura 1.17. Diagrama de momento-curvatura para viga reforzada (Nilson et al., 2010)

1.2.2.1.3.3. Diagrama Momento - Giro

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada "L", el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la Figura 1.18.

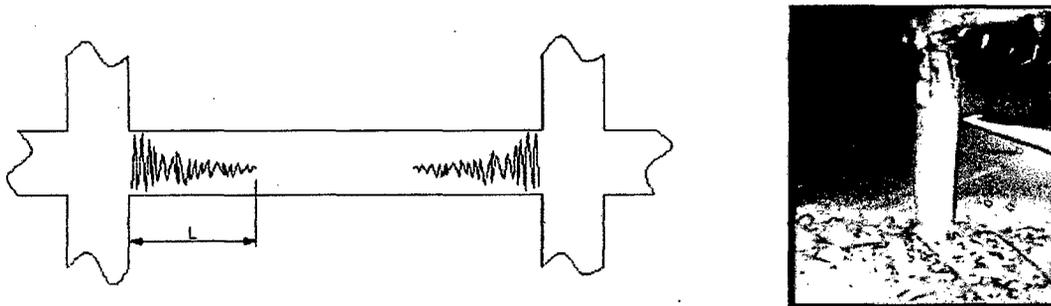


Figura 1.18. Concentración de rótulas en los extremos (Fernández, 2006)

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina rótula plástica y le corresponde una longitud "Lp" como se muestra en la Figura 1.19. Una aproximación para la longitud efectiva "Lp" es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4h$ o $0.5h$) y se asume además que en esta longitud la curvatura es constante (Paulay y Priestley, 1992). Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva.

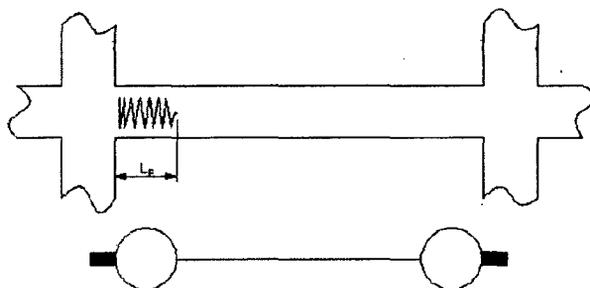


Figura 1.19. Longitud plástica (Fernández, 2006)

a) Diagramas simplificado

La figura 1.20 muestra una curva de momento-giro simplificada por tramos rectos para una sección.

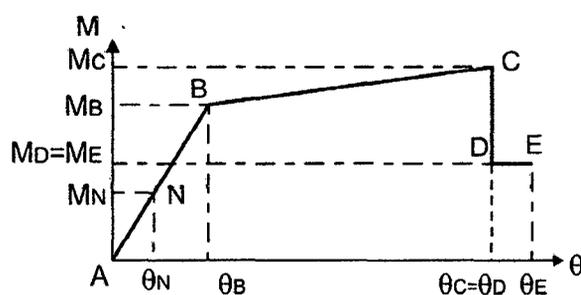


Figura 1.20. Puntos notables del diagrama momento-giro (Fernández, 2006)

El punto "B" representa la fluencia efectiva; el punto "C" define el colapso de la primera rotula obtenido de las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana. Se asume que luego de alcanzar el colapso el momento máximo sufre una reducción hasta en un 40% obteniéndose el punto D, luego el momento se mantiene constante por un tramo corto de deformación (10% de la deformación en C) hasta que se produce la rotura de la sección en el punto E.

1.2.2.2. Curva de Capacidad

Para obtener la curva de capacidad teórica de una estructura se realiza un análisis estático no lineal. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la técnica del PUSHOVER (análisis incremental de colapso).

1.2.2.2.1. Análisis de Acciones Incrementales

En el análisis estático no-lineal incremental (análisis "Pushover") se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monótonica hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos:

Para el **patrón de cargas laterales** la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc. (Bonett, 2003). Obsérvese la Figura 1.21.

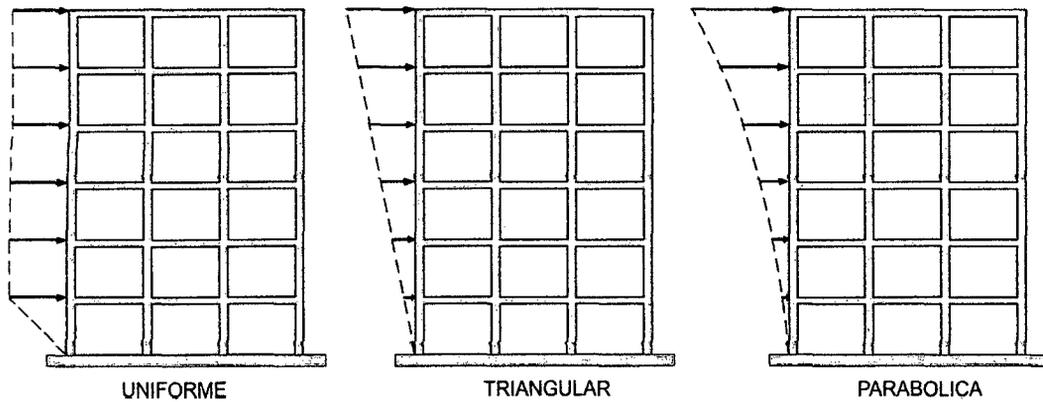


Figura 1.21. Distribución de cargas laterales (Bonett, 2003)

Cuando se trata de un **patrón de desplazamientos** estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración (Bonett, 2003). Obsérvese la Figura 1.22.

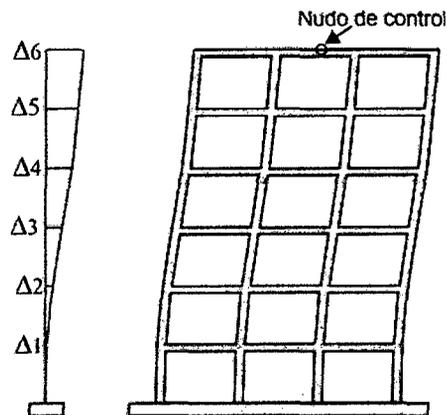


Figura 1.22. Patrón de desplazamientos y nudo de control en un edificio (Bonett, 2003)

El proceso de análisis incremental se controla por un nudo determinado (generalmente el centro de masa del techo), como muestra la Figura 1.22, se debe indicar un valor de desplazamiento máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento y comenzar dicho análisis partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de gravedad (cargas muertas y cargas vivas), tal como trata de representar la Figura 1.23. (Habibullah y Pyle, 1998).

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento (D_t) en el techo va creciendo y se van registrando los valores de la fuerza cortante (V) en la base de la edificación hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo especificado.

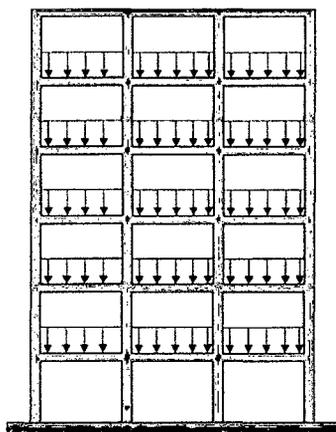


Figura 1.23. Cargas de gravedad en una edificación (Bonett, 2003)

Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva Fuerza-Desplazamiento (V - D_t), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la Figura 1.24 con algunos puntos relevantes de la misma.

A medida que se incrementan los desplazamientos laterales se va registrando la fuerza cortante (V) en la base de la estructura y el desplazamiento del techo (D_t). El proceso termina cuando el desplazamiento en el techo alcanza un valor máximo especificado. Con los resultados del análisis incremental se obtiene la curva Cortante basal - Desplazamiento (V vs. D_t) el cual se le conoce como Curva de Capacidad Estructural.

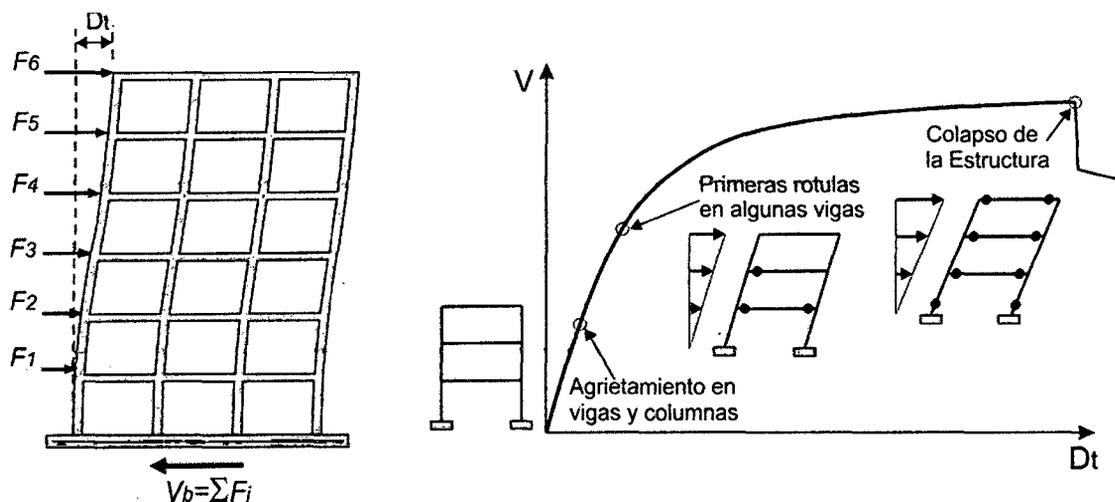


Figura 1.24. Representación del análisis Pushover y Curva de Capacidad

(Fernández, 2006)

1.2.2.2. Fluencia Efectiva y Modelo Bilineal

En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se denomina "fluencia efectiva".

a) Zona elástica e inelástica del modelo bilineal

Una vez definido el punto de fluencia efectiva (Δ_{FE}, V_{FE}) quedan definidos los rangos de desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura en su conjunto (Δ_E, Δ_P). (Figura 1.25).

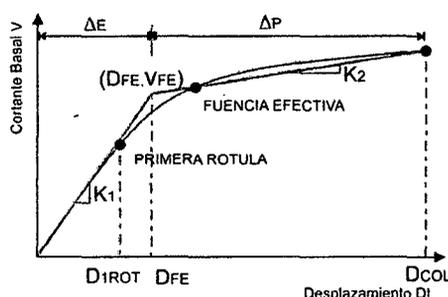


Figura 1.25. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura. (Fernández, 2006)

b) Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de deformación más allá del límite elástico que posee una estructura o un elemento estructural.

- Ductilidad Disponible.

Luego de las primeras rótulas no se produce un cambio importante en la rigidez de la estructura por lo que se suele emplear cocientes de ductilidad basados en el desplazamiento de la primera rótula y también de la fluencia efectiva. La ductilidad de desplazamiento disponible de una estructura puede estimarse dividiendo el desplazamiento de colapso (D_{COL}) entre el desplazamiento asociado a la primera rótula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva (D_{FE}), de la siguiente manera:

$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}} \qquad \mu_{COL/FE} = \frac{D_{COL}}{D_{FE}}$$

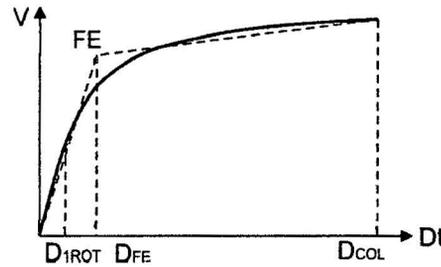


Figura 1.26. Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de la estructura (Fernández, 2006)

De manera similar, la ductilidad de curvatura disponible a flexión de los elementos resulta del cociente entre la curvatura de rotura (ϕ_{ROT}) y la curvatura asociada a la fluencia efectiva del elemento (ϕ_{FE}), obsérvese dichas curvaturas en la Figura 1.27

$$\mu_{ROT/FE} = \frac{\phi_{ROT}}{\phi_{FE}}$$

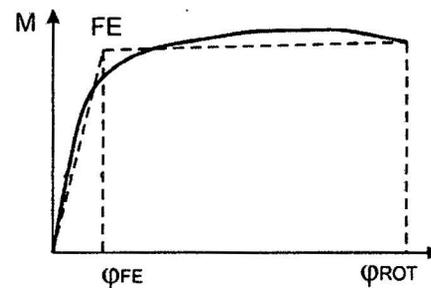


Figura 1.27. Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento (Fernández, 2006)

1.2.2.3. Espectro de capacidad

Para usar el "Método del espectro de capacidad" propuesto por ATC-40 es necesario convertir la Curva de Capacidad, dado en términos del *cortante basal* y *desplazamiento del techo*, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-desplazamiento (ADRS) (SA vs SD). Las ecuaciones requeridas para hacer la transformación son:

$$SA = \Delta_t \frac{M^*}{L^*} \quad SD = V \frac{M^*}{L^{*2}} \quad (1.9)$$

$$M^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2 \quad L^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \quad (1.10)$$

Donde:

V : Cortante en la base

Δ_t : Desplazamiento en el techo

M^* : Masa generalizada

$\frac{L^{*2}}{M^*}$: Masa efectiva

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i

m_i : Masa del nivel i .

L^* : Masa participante.

$\frac{L^*}{M^*}$: Factor de participación modal

N : Número de pisos

$$\frac{L^{*2}}{M^*} = \alpha M = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad (1.11)$$

$$\frac{L^*}{M^*} = \Gamma_{\phi t,1} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad (1.12)$$

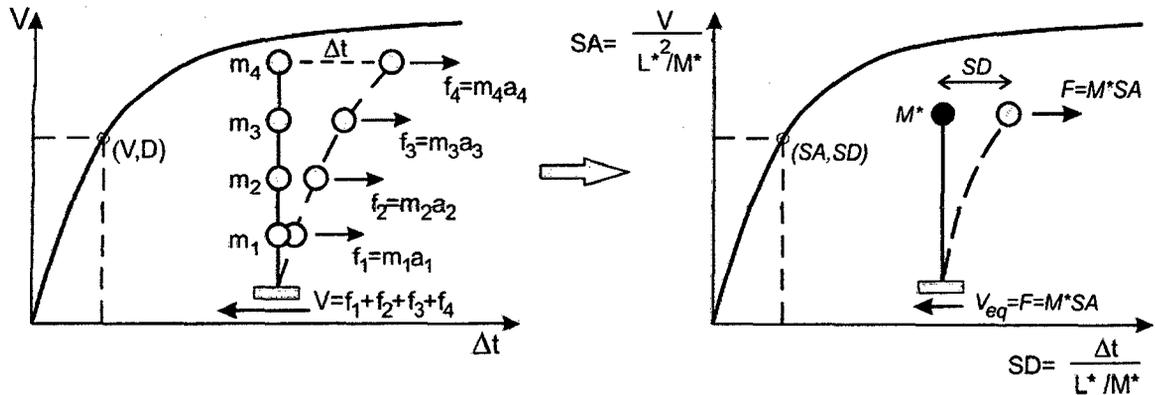


Figura 1.28. Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad (Chopra, 2000)

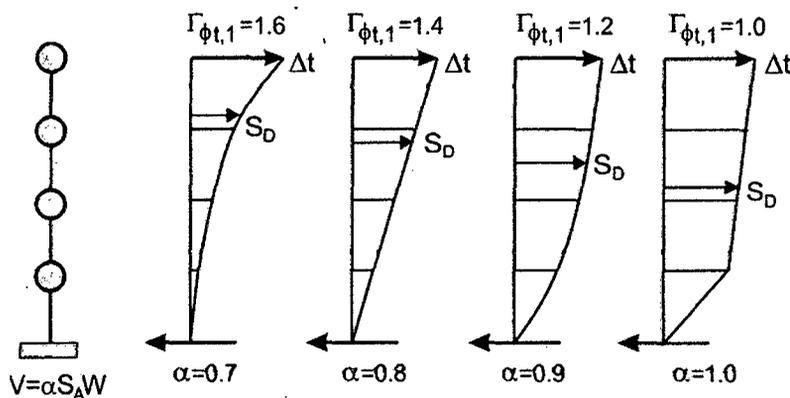


Figura 1.29. Ejemplo de factores de participación modal y coeficientes de masa modal (ATC-40, 1996)

1.2.3. RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

En general, los métodos espectrales permiten estimar la respuesta máxima de una estructura ante una sollicitación sísmica representada por un espectro.

El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre sí por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmadas en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado "punto de demanda" (SD_d , SA_d), el cual representa la respuesta estructural.

1.2.3.1. Representación de solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente. Los periodos corresponden a rectas inclinadas. La Figura 1.31 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano) obtenido en Lima a 300 Km del epicentro.

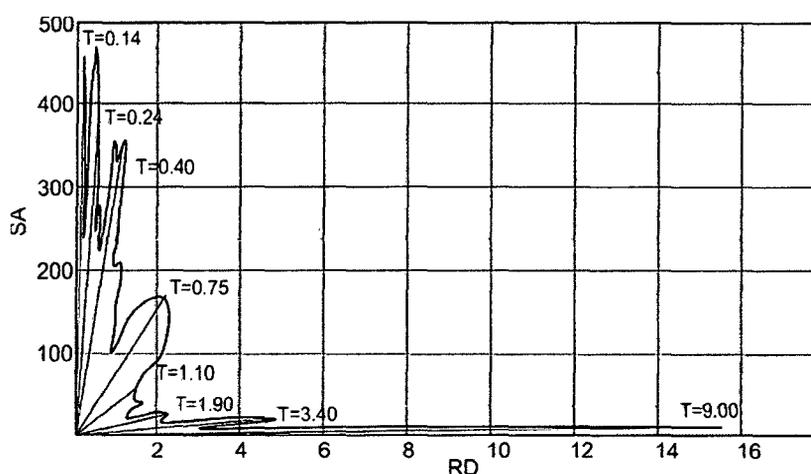


Figura 1.30. Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970 – Perú (Fernández, 2006)

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La Figura 1.31 muestra el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana, para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años, y la Figura 1.32 muestra el mismo espectro en su forma de espectro de demanda, donde SD se obtiene de la ecuación $SD = SA/\omega^2$ siendo ω la frecuencia de la estructura.

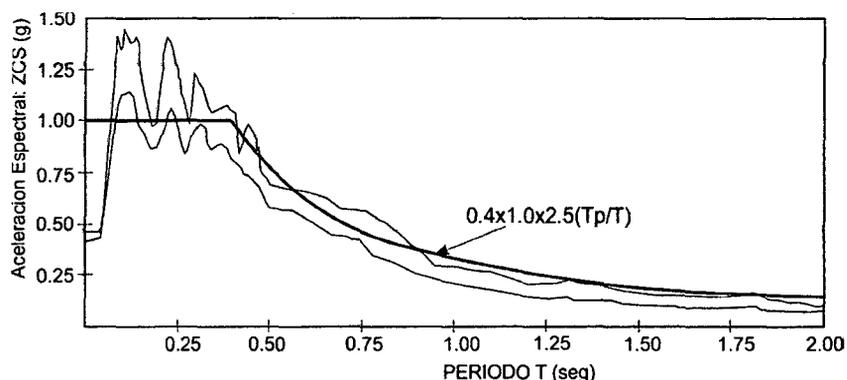


Figura 1.31. Espectro de aceleración elástica de la Norma Peruana (Fernández, 2006)

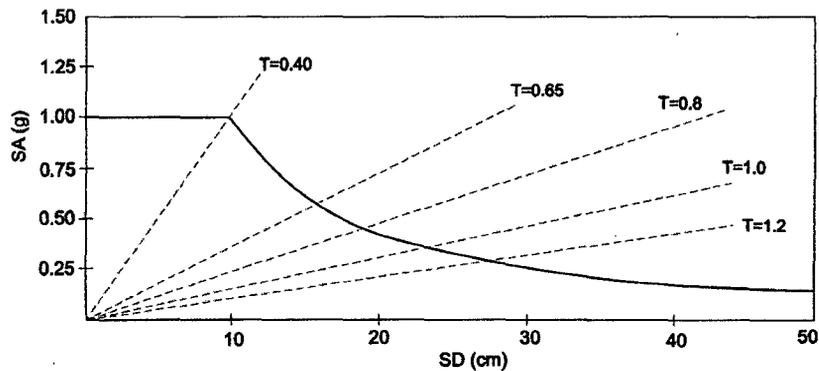


Figura 1.32. Espectro de demanda de la Norma Peruana (Fernández, 2006)

1.2.3.2. Respuesta elástica de estructuras

Los espectros de demanda contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas para un cierto valor del amortiguamiento, mientras que el espectro de capacidad, muestra todas las combinaciones posibles de desplazamiento y aceleración a las que puede llegar una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el punto de demanda (SD_d , SA_d) puede obtenerse interceptando directamente los espectros de demanda y capacidad como se muestra en la Figura 1.33. (León y Quintana, 2004).

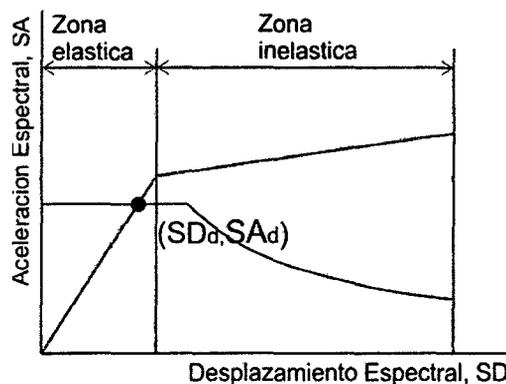


Figura 1.33. Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico (Fernández, 2006)

Esta condición se da para sismos pequeños y edificios con una resistencia lateral tal que la estructura puede permanecer en el rango elástico.

1.2.4. ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA MEDIANTE ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD

La respuesta sísmica de una estructura a un espectro de demanda determinado puede representarse por el desplazamiento del techo y la fuerza cortante en su base. A esta combinación de fuerza y desplazamiento se le denomina Punto de Desempeño. Los espectros de demanda sísmica elásticos están asociados a un amortiguamiento que no corresponde al de la estructura necesariamente. El procedimiento que se emplea para estimar el punto de desempeño, consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del punto de desempeño que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

1.2.4.1. Reducción del Espectro de Demanda

Para obtener el espectro reducido se debe estimar el amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del espectro de capacidad y a partir de este parámetro estimar los factores de reducción.

- *Estimación del amortiguamiento Efectivo:*

El amortiguamiento efectivo (β_{ef}) permite estimar mediante un modelo elástico, la respuesta inelástica de una estructura. El valor del amortiguamiento efectivo depende no solo del desplazamiento inelástico, sino también de la historia misma de cargas, del sistema estructural y de su comportamiento ante ciclos de carga.

La parte del amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente (β_{eq}), el cual a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento histerético (β_0) que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (generalmente se asume 5%), es decir:

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0.05 \quad (1.13)$$

Para estimar el amortiguamiento histerético se plantea la equivalencia entre la energía histerética en el modelo bilineal y la energía disipada por amortiguamiento en un ciclo en el oscilador visco-elástico correspondiente (ATC-40, 1996). La Figura 1.34 muestra la energía disipada por amortiguamiento (E_d) representada por el área generada por el lazo histerético del oscilador visco-elástico ante un

ciclo de cargas y la energía de deformación máxima (E_D) representada por el área sombreada.

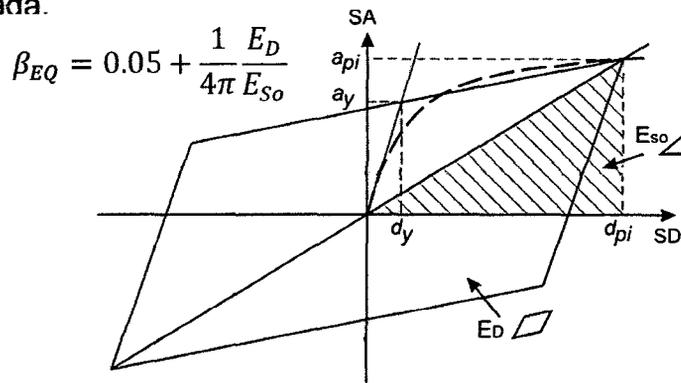


Figura 1.34. Derivación del amortiguamiento (ATC-40, 1996)

Luego el amortiguamiento histerético (β_0) se estima como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}}$$

Chopra (1995) sugiere la siguiente expresión para calcular el amortiguamiento equivalente:

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0.05 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (1.14)$$

Con el fin de tener en cuenta las características del sistema estructural y la duración del sismo, se incluye un factor de modificación k , que afecta al amortiguamiento histerético (ATC-40, 1996). De este modo se obtiene el amortiguamiento efectivo:

$$\beta_{EF} = K \beta_0 + \beta_{ELASTICO} = \frac{0.637k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (1.15)$$

Donde:

- a_{pi}, d_{pi} : son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.
- a_y, d_y : son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.
- k : es el factor de reducción del amortiguamiento.
- β_0 : es el amortiguamiento histerético que representa las incursiones inelásticas
- $\beta_{ELASTICO}$: es el amortiguamiento elástico (normalmente se asume 5%)

El valor del factor de reducción k depende del amortiguamiento histerético (β_0) y del tipo estructural y se puede obtener de la tabla 1.1:

Tabla 1.1. Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento, k

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (porcentaje)	K
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25.00	0.67
	> 25.00	$0.845 \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0.33

Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, 1996

El tipo de comportamiento depende del comportamiento histerético y de la sismicidad, como se muestra en la tabla 1.2

Estimación de los factores de reducción espectral, SR_A y SR_V :

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12} \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.411 \ln(\beta_{EQ})}{1.65} \quad (1.16)$$

El factor SR_A corresponde a la zona de aceleraciones (parte plana del espectro de demanda) y el factor SR_V a la zona de velocidades, como se indica en la Figura 1.35. Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales inelásticas

Tabla 1.2. Tipos de Comportamiento Estructural

Tipo de Comportamiento Estructural	CARACTERISTICAS
Tipo A	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento histerético puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento histerético muestra una reducción del lazo histerético respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración
Tipo C	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento muestra una gran reducción del lazo histerético respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración

Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, 1996

Para graficar el espectro reducido se debe considerar que el período que marca el fin de la plataforma de aceleración constante, denominado $T'p$ no corresponde al período Tp del espectro original y debe calcularse mediante la expresión:

$$T'p = Tp \left(\frac{SR_V}{SR_A} \right) \quad (1.17)$$

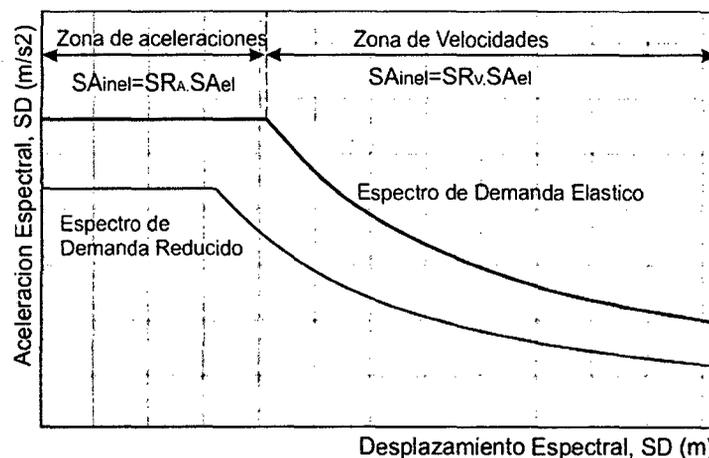


Figura 1.35. Reducción del Espectro de Demanda Elástico (Fernández, 2006)

1.2.4.2. Procedimiento para determinar el Punto de Desempeño

El ATC-40 (1996) sugiere tres procedimientos de análisis espectral inelástico para estimar el punto de desempeño (procedimientos A, B y C). Sin embargo es una variante del procedimiento B la que es adoptada por el programa SAP2000 v15 Educational y que permite calcular el punto de desempeño.

Para determinar el punto de desempeño, debe obtenerse primero un espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV). Luego el punto buscado se obtiene como la intersección del EDAV y el espectro de capacidad. Para obtener un punto del EDAV (Po) se debe seleccionar un punto del espectro de capacidad (Pc) y se sigue el siguiente procedimiento:

- Se traza una línea radial de periodo secante que pase por el punto Pi .
- Con las coordenadas del punto Pi (SDi , SAi), la expresión (1.17) y las tablas 1.1 y 1.2, se calcula el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}):
- Con el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}) se calculan los factores SRA y SRV , para reducir el espectro de elástico de demanda:

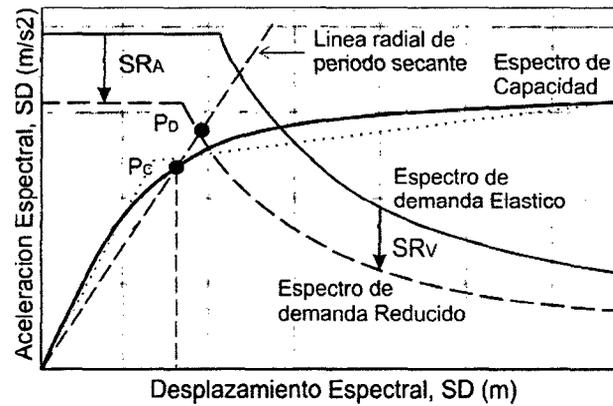


Figura 1.36. Reducción del espectro elástico de demanda por amortiguamiento equivalente (Fernández, 2006)

- El espectro de demanda reducido se intercepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto P'i.
- Siguiendo el mismo procedimiento para cada punto del espectro de capacidad, se obtienen otros puntos que en su conjunto forman el EDAV.

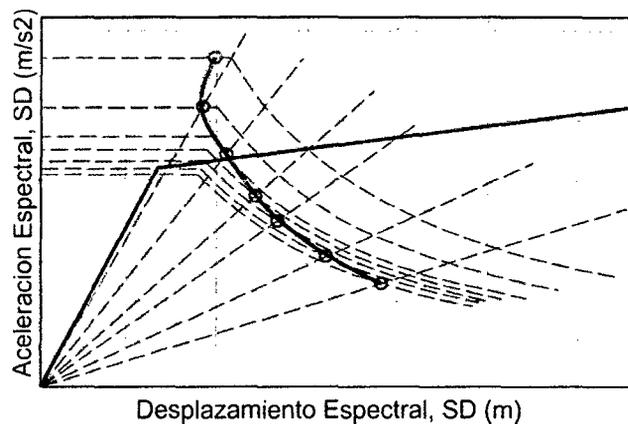


Figura 1.37. Intersección de líneas de periodo secante y espectros de demanda reducidos (Fernández, 2006)

- Finalmente, el punto de desempeño se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia en la Figura 1.38

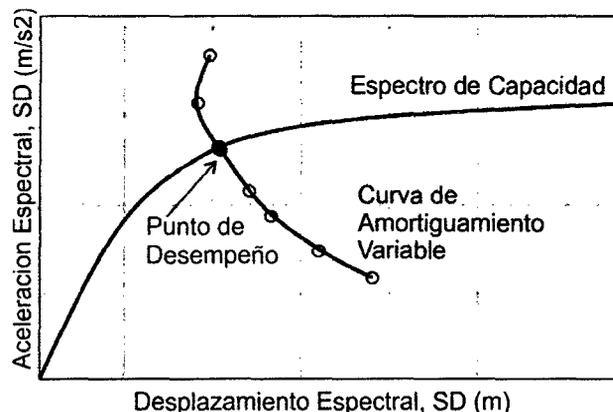


Figura 1.38. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV (Fernández, 2006)

1.2.5. DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES

Existen algunas sugerencias para cuantificar el desempeño de las edificaciones. La principal propuesta proviene del Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) de La Asociación de Ingenieros Estructurales de California. Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo y del comportamiento de la edificación, como se explica a continuación.

1.2.5.1. Niveles de Amenaza Sísmica

El peligro sísmico se expresan en términos de aceleración y en función de la probabilidad de ocurrencia en 50 años de exposición, o en función del periodo medio de retorno. El comité Visión 2000 del SEAOC establece 4 niveles de severidad según se muestra en la tabla 1.3

Tabla 1.3. Niveles de severidad sísmica según la propuesta del SEAOC.

<i>Nivel del movimiento sísmico</i>	<i>Periodo de retorno T(años)</i>	<i>Probabilidad de excedencia (p, t)</i>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Fuente: A Framework for Performance Based Design, SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

1.2.5.2. Niveles de comportamiento estructural y no estructural

El comité Visión 2000 del SEAOC propone cinco niveles de desempeño que se describen en función del comportamiento del sistema estructural y de las instalaciones y elementos no estructurales en general. La tabla 1.4 resume la propuesta del comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de Δp las cuales se asocia un nivel de desempeño. La Figura 1.40 muestra la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC al respecto.

Tabla 1.4. Estado de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características Principales
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las Instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo
Ligero	Funcional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: A Framework for Performance Based Design, SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

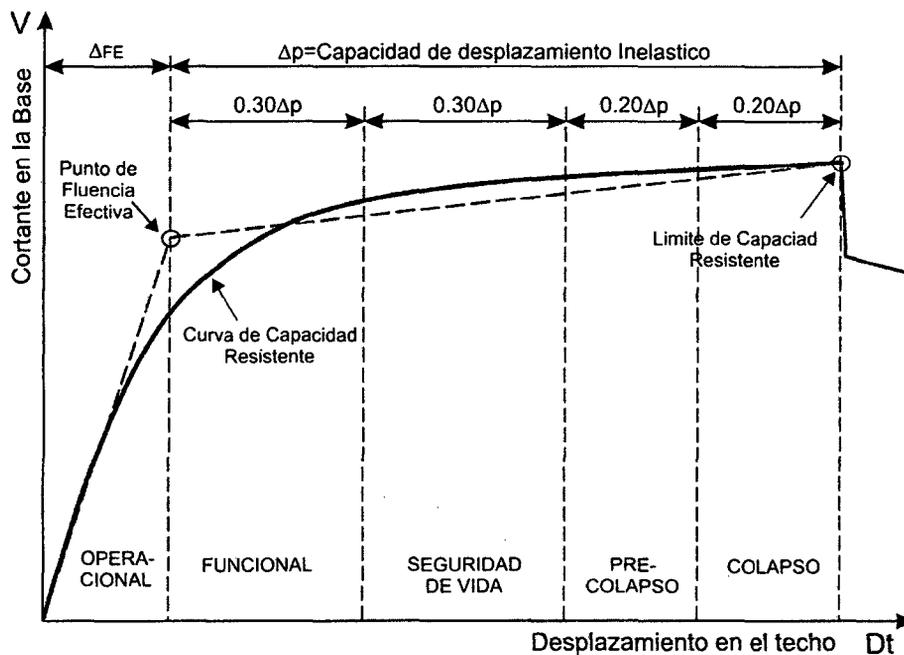


Figura 1.39. Sectorización de la curva de capacidad (SEAOC, 1995)

1.2.5.3. Sismos y comportamiento esperado

El comportamiento esperado depende de la importancia que la edificación tenga para la sociedad. El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) define tres categorías de edificaciones, las comunes (viviendas y oficinas), las esenciales (hospitales, colegios, destacamentos militares, bomberos, etc.) y las de seguridad crítica (plantas industriales).

Finalmente el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño considerado. La tabla 1.5 muestra la matriz propuesta por el Comité Visión 2000.

Tabla 1.5. Nivel de demanda y comportamiento esperado

		Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Cerca al Colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)	Común			
	Sismo Ocasional (50%/50 años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10%/50 años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Fuente: A Framework for Performance Based Design, SEAOC Visión 2000 Committee, 1995

1.2.5.4. Objetivos de Desempeño de edificaciones comunes en la costa peruana.

Siguiendo la propuesta del Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995), es posible definir los objetivos de desempeño para edificios comunes en la costa peruana. El resumen de los objetivos para la componente estructural se resume en la tabla 1.6.

Tabla 1.6. Desempeño esperado para la componente estructural de edificios comunes en la costa peruana.

Sismos de Diseño	Aceleración asociada para la costa del Peru (g)	Comportamiento estructural
Sismo Frecuentes	0.20	Perfectamente elastico
Sismo Ocasionales	0.25	Practicamente elastico
Sismo Raros	0.40	Importantes incursiones inelásticas con perdida de resistencia y rigidez. La estructura es reparable.
Sismo Muy Raros	0.50	Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de rigidez y resistencia. No resulta práctico reparar la estructura.

Fuente: Ingeniería Antisísmica, Muñoz, 1999.

1.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

a) Análisis Pushover:

Un análisis estático incremental para determinar la relación fuerza – desplazamiento o la curva de capacidad, para una estructura o elemento estructural. El análisis consiste en aplicar cargas horizontalmente, en un patrón establecido, sobre un modelo computacional de la estructura, y graficar la fuerza cortante total aplicada y el desplazamiento lateral asociado a cada incremento, hasta que la estructura alcance una condición de estado límite o colapso (ATC-40, 1996)

b) Capacidad:

La resistencia última esperada (en carga axial, cortante o flexión) de un componente estructural sin considerar la reducción (factores (ϕ) utilizados en diseño de concreto). La capacidad se refiere a la resistencia del punto de fluencia del elemento o de la curva de capacidad de la estructura. Para componentes por deformación controlada, la capacidad más allá del límite elástico generalmente incluye los efectos de deformación de endurecimiento (ATC-40, 1996).

c) Comportamiento elástico (lineal)

Referido al primer segmento de la relación bilineal carga – deformación de una componente, elemento, o estructura, entre la descargada condición y el límite elástico o punto de fluencia. Este segmento es una línea recta cuya pendiente representa la rigidez elástica inicial de la componente (ATC-40, 1996).

d) Curva de capacidad:

La gráfica de la carga lateral total V , en una estructura, en función de la deflexión lateral D , del techo de la estructura y se refiere a la curva "Pushover" (ATC-40, 1996).

e) Degradación

Perdida de resistencia que un componente o estructura deberían sufrir cuando están sujetos a más de un ciclo de deformación hasta alcanzar el límite elástico. Componentes en degradación están sujetos ante fuerza controlada, frágil, o no dúctil. Algo o todo de su flexión, cortante o carga axial debería ser redistribuido para otro, más dúctil en componentes en el sistema estructural (ATC-40, 1996).

f) Diseño por Desempeño

Metodología en la cual el criterio estructural es expresado en términos de lograr un desempeño objetivo. Esto en contraste al método convencional en la cual el criterio estructural está definido por límites de fuerzas en miembros, y resultado de un nivel establecido de fuerza cortante aplicado (ATC-40, 1996).

g) Ductilidad

La capacidad de un componente estructural, elemento o sistema para sufrir desplazamientos largos y/o ciclos severos de deformación más allá del punto de fluencia o límite elástico y mantener este esfuerzo fuera de la degradación significativa o falla abrupta. Estos elementos solo experimentan una reducción en la rigidez efectiva después de la fluencia y son generalmente referidas ante deformación controlada o dúctil (ATC-40, 1996).

h) Espectro de Capacidad

Es la representación de la curva de capacidad al transformar la fuerza cortante vs desplazamiento del techo (V vs D) a coordenadas de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (S_a vs S_d) (ATC-40, 1996).

i) Espectro de Demanda

Espectro de respuesta reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo mediante el método de espectro – capacidad (ATC-40, 1996).

j) Espectro de Respuesta Elástico

Espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento, para cada nivel de peligrosidad sísmica, o que representa la máxima respuesta de la estructura, expresada en términos de aceleración espectral S_a , en cualquier momento durante un terremoto en función del periodo de vibración T (ATC-40, 1996).

k) Nivel de Desempeño:

Un estado límite de daño o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido al daño, y del servicio post-terremoto del edificio (ATC-40, 1996).

l) Peligro sísmico

Es la severidad de los sismos en un emplazamiento determinado y depende exclusivamente del panorama sismotectónico de la zona, de las características del suelo y de la topografía local. Para propósitos de Ingeniería, el peligro se expresa por medio del valor máximo que podría alcanzar en un lugar, un determinado parámetro indicador de severidad, por ejemplo la aceleración máxima del suelo, o la intensidad local (Muñoz, 1999).

m) Punto de fluencia (fluencia efectiva)

Punto a lo largo del espectro de capacidad donde la capacidad última es alcanzado y la relación inicial elástica fuerza – deformación, finaliza y la rigidez efectiva empieza a decrecer. Para elementos largos o sistemas estructurales completos compuestos de muchos componentes, el punto de fluencia efectiva representa el punto en el cual un número suficiente de componentes individuales o elementos han fluido y la estructura global empieza a experimentar deformación inelástica (ATC-40, 1996).

n) Punto de Desempeño

Intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método del espectro de capacidad (el desplazamiento del punto de desempeño es equivalente al desplazamiento tope en el método del coeficiente) (ATC-40, 1996).

o) Riesgo Sísmico

Daño que podría presentar una obra determinada como consecuencia del peligro que la amenaza y de su propia vulnerabilidad. Simbólicamente se puede expresar en función del peligro y la vulnerabilidad (Muñoz, 1999).

CAPITULO II. MATERIALES Y MÉTODO

2.1. LOCALIZACIÓN

La presente investigación determinará el nivel de desempeño sísmico de la edificación, que corresponde al proyecto: Construcción del Pabellón A (Ampliación IV Etapa) de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca, ubicada dentro de los límites de la Vía de Evitamiento Norte, Jr. Zoilo León y Jr. Irene Silva de Santoalla, en el sector 8, Barrio de San Antonio, Manzana - Macromanzana 2, Distrito de Cajamarca, Provincia de Cajamarca, Departamento de Cajamarca, Perú.

Las condiciones ambientales, climáticas y sísmicas del lugar son las siguientes:

Altitud sobre el nivel del Mar	:	2 690 m
Temperatura Ambiente	:	6 °C / 21 °C
Condiciones Atmosféricas	:	templada/seco/soleado
Calificación Sísmica (RNC)	:	Zona III

Se presenta un perfil de suelo heterogéneo, compuesto por materiales finos: arena arcillosa y arcilla de alta plasticidad en diferentes estratos; así como la capacidad admisible del terreno al nivel de cimentación (2.50m) es 0.80 kg/cm².

2.2. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS E INFORMANTES O FUENTES PARA OBTENER LOS DATOS

La información necesaria para elaborar la presente investigación corresponde al Expediente Técnico de la edificación, al cual se tiene acceso; y principalmente a elementos de relevancia, en este caso: planos de construcción (planos de replanteo), especificaciones técnicas y características de materiales empleados, así como las características de la fundación.

Se considera como técnicas directas de recolección de información: la observación y medición, los cuales permitieron elaborar los planos de construcción del proyecto, en cuanto a verificación y en otros casos a cambios realizados en obra; también acerca de los materiales y demás elementos utilizados según especificaciones técnicas.

Esta investigación utilizará como instrumento de procesamiento, simulación y análisis de la estructura, el software SAP2000 v15 Educational, el cual requiere del ingreso de los datos e información descrita en los siguientes puntos.

2.2.1. Descripción de la Estructura:

La estructura a analizar corresponde al edificio "A" de la Universidad Privada del Norte, construida durante el año 2008, como la IV Etapa de ampliación del campus UPN - sede Cajamarca, es una estructura de cuatro niveles, de tipo dual (pórticos y placas). Existe tres tipos de tabiquería: muros de ladrillo de arcilla en todo el perímetro del edificio, muros de ladrillo pandereta en ambientes de servicios higiénicos, cuarto de tableros y en pasadizos; y muros "drywall" de separación entre aulas; los entrepisos están constituidos por losas aligeradas armadas en dos direcciones y bloques de tecnoport. El techo de este edificio está formado por una cobertura de teja de concreto; además la conexión entre niveles es mediante escaleras de concreto armado en forma de "U".



Figura 2.1 Vista del edificio "A" de la UPN en fase de construcción (año 2008)

El primer nivel esta conformado por la biblioteca central, hacia el exterior, a nivel de jardín, la elevación principal da al estacionamiento. También se encuentra en este nivel el área de servicio, que contiene a los elementos del sistema Hidroneumático.

El segundo y tercer nivel están conformados por aulas, pasadizos, servicios higiénicos, cuarto de tableros eléctricos, y escaleras; funcionan cuatro aulas por nivel, las cuales están separadas por muros "drywall" (doble plancha).



Figura 2.2 Armado de vigas y aligerado



Figura 2.3 Armado de columnas y placas del último nivel

El cuarto nivel cuenta con los siguientes ambientes: tres talleres, pasadizos, cuarto de tableros eléctricos, baño de hombres y baño de mujeres. La cobertura tiene una pendiente de 30%, conformada por Teja andina de concreto, sobre machihembrado de pino; las cuales se apoyan sobre armaduras de tubos rectangulares de acero.

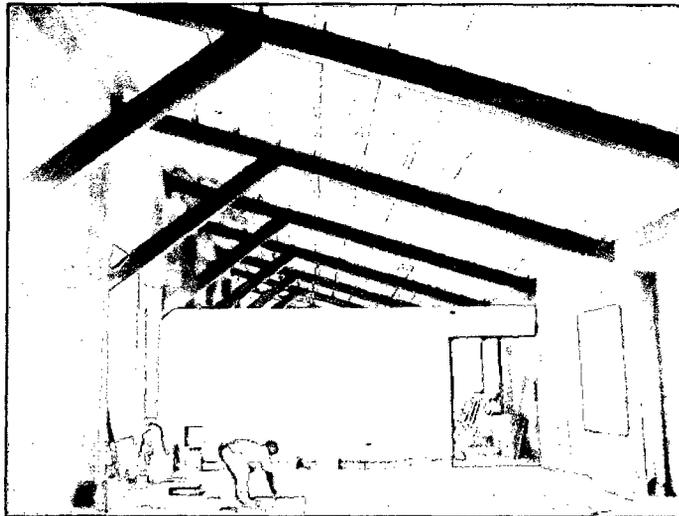


Figura 2.4 Vista interior del machihembrado apoyada sobre armaduras de acero

2.2.2. Características de los Materiales:

- ✓ Concreto Armado $E = 15,000 \sqrt{f'c}$ $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$
- ✓ Acero (A615-G60) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 7.85 \text{ t/m}^3$
- ✓ Mampostería (Sólida) $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$ $E = 500 f_m \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
- ✓ Acero Estructural (ASTM – A36) $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 7.86 \text{ t/m}^3$
 $F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ $E = 20000000 \text{ Kg/cm}^2$
 - Resistencia a la Compresión de Vigas, columnas : $f'c = 210.0 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Resistencia a la Compresión Placas : $f'c = 280.0 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Resistencia a la Compresión en Escaleras : $f'c = 210.0 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Resistencia a la Compresión en Columnas y vigas de confinamiento de tabiques : $f'c = 175.0 \text{ Kg / cm}^2$
 - Módulo de Elasticidad del Concreto :
 - $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ - $E_c = 2173706.51 \text{ Tn / m}^2$.
 - $f_c = 175 \text{ Kg / cm}^2$ - $E_c = 1984313.48 \text{ Tn / m}^2$
 - Peso unitario de albañilería : $\gamma = 1800.0 \text{ Kg / m}^3$.
 - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo : $f_y = 4200.00 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Resistencia de las unidades de mampostería : $f'b = 130.0 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Prismas de mampostería Mortero PC –1 : $f'm = 65.0 \text{ Kg / cm}^2$
 - Módulo de Elasticidad de mampostería : $E_m = 32\,500.0 \text{ Kg / cm}^2$
 - Módulo de Corte : $G_m = 5\,000 \text{ Kg / cm}^2$.
 - Relación de Poisson del Concreto : $\mu = 0.20$
 - Relación de Poisson de las unidades de mampostería: $\mu = 0.2$

2.3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

En primer lugar se realiza una revisión del estado actual del conocimiento, como una fase exploratoria, en la cual se hace un minucioso análisis de la literatura existente, relacionada con los niveles de desempeño sísmico y su clasificación según el comité VISION 2000, determinación del punto de desempeño sísmico propuesto en ATC-40.

También se describe la metodología incorporada en los principales documentos que hacen referencia o rigen los procedimientos estático no lineales (*nonlinear static procedure*: NSP) también denominados análisis *PUSHOVER*.

En base a la información recopilada sobre la edificación en estudio (planos de construcción, materiales empleados, características de la fundación, etc) se procede a elaborar un modelo estructural (idealización) de la edificación, asistido por el software SAP2000 v15 Educational; teniendo en cuenta las características no lineales de los materiales para este tipo de análisis; además de considerar las cargas de servicio (carga muerta y carga viva) que actúan sobre la edificación.

La estructura se somete a un análisis *pushover* en la dirección longitudinal y transversal, previamente se definen rótulas plásticas discretas asignadas sobre los elementos tipo *frame* según las disposiciones del documento FEMA 356 (FEMA, 2000)

EL punto de desempeño sísmico de la edificación se determina de la intersección de las curvas de espectro de capacidad con el espectro de demanda, mediante el método de espectro capacidad – demanda.

El desempeño sísmico se determina clasificando el punto de desempeño calculado dentro de los rangos establecidos según los niveles de desempeño propuestos en el Comité VISION 2000 (SEAOC-1995).

A. Nivel de Desempeño Sísmico

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 y la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

El desempeño sísmico en una edificación está determinado por la comparación de la respuesta máxima de la estructura (punto de desempeño) con los niveles de desempeño sísmico esperado, establecidos por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación 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)

B. Método del Espectro Capacidad - Demanda

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenidas mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996).

Consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño sísmico esperado.

o Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental (análisis PUSHOVER) de un modelo representativo de la estructura se obtiene la curva de capacidad, la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral (patrón de cargas), respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_n). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas con pendiente decreciente, asociados a la

progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general al daño (ATC-40, 1996). El análisis Pushover está influenciado por el esquema de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones como establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de las fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando las propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), donde se representa la aceleración espectral (S_a) respecto al desplazamiento espectral, denominado espectro de capacidad

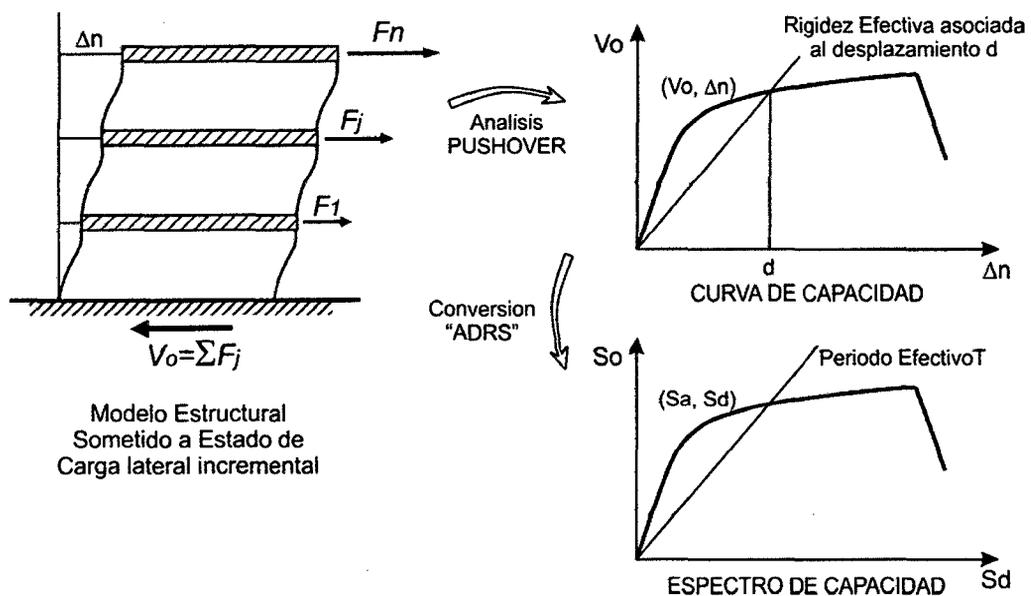


Figura 2.5 Espectro de Capacidad

o Espectro de Demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS (“Acceleration – Displacement Response Spectra”), es decir de aceleración espectral (S_a como una fracción de la aceleración de la gravedad g) respecto al desplazamiento espectral. Para dicha

conversión cada punto (S_a, T_i) del espectro de respuesta, donde T_i es el periodo en segundos, corresponde a un punto (S_a, S_d) del espectro de demanda según:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (2.1)$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto al correspondiente desplazamiento máximo para un periodo y nivel de amortiguamiento dado.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformación esperado. De hecho para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento, los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado.

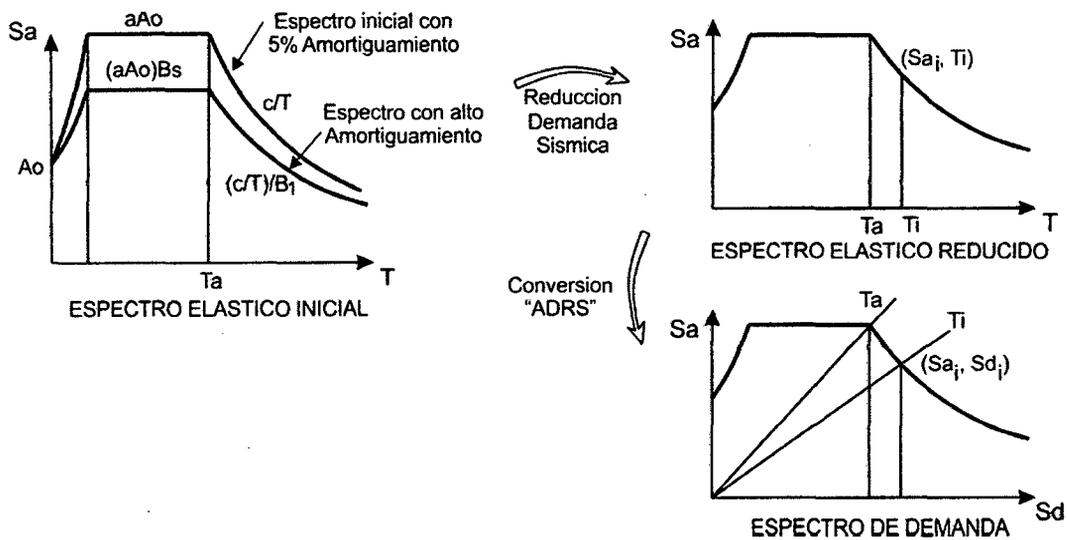


Figura 2.6. Espectro de Demanda

2.3.1. Características no lineales de los materiales

Los principales materiales que intervienen en el análisis de la estructura son los correspondientes a concreto armado y al acero estructural (armaduras), y cuyas características no lineales están determinados por modelos de comportamiento

inelástico referentes a sus curvas de esfuerzo – deformación, donde se puede apreciar el comportamiento de fluencia, a partir de la degradación de la rigidez, esfuerzo máximo hasta alcanzar su capacidad ultima (falla).

2.3.1.1. Curvas de Esfuerzo-Deformación de Materiales

Las curvas de esfuerzo- deformación para el concreto tanto confinado como sin confinar están determinados según el modelo de Mander, y las curvas correspondientes al acero de refuerzo y al acero estructural están dadas según consideraciones de las normas ASTM.

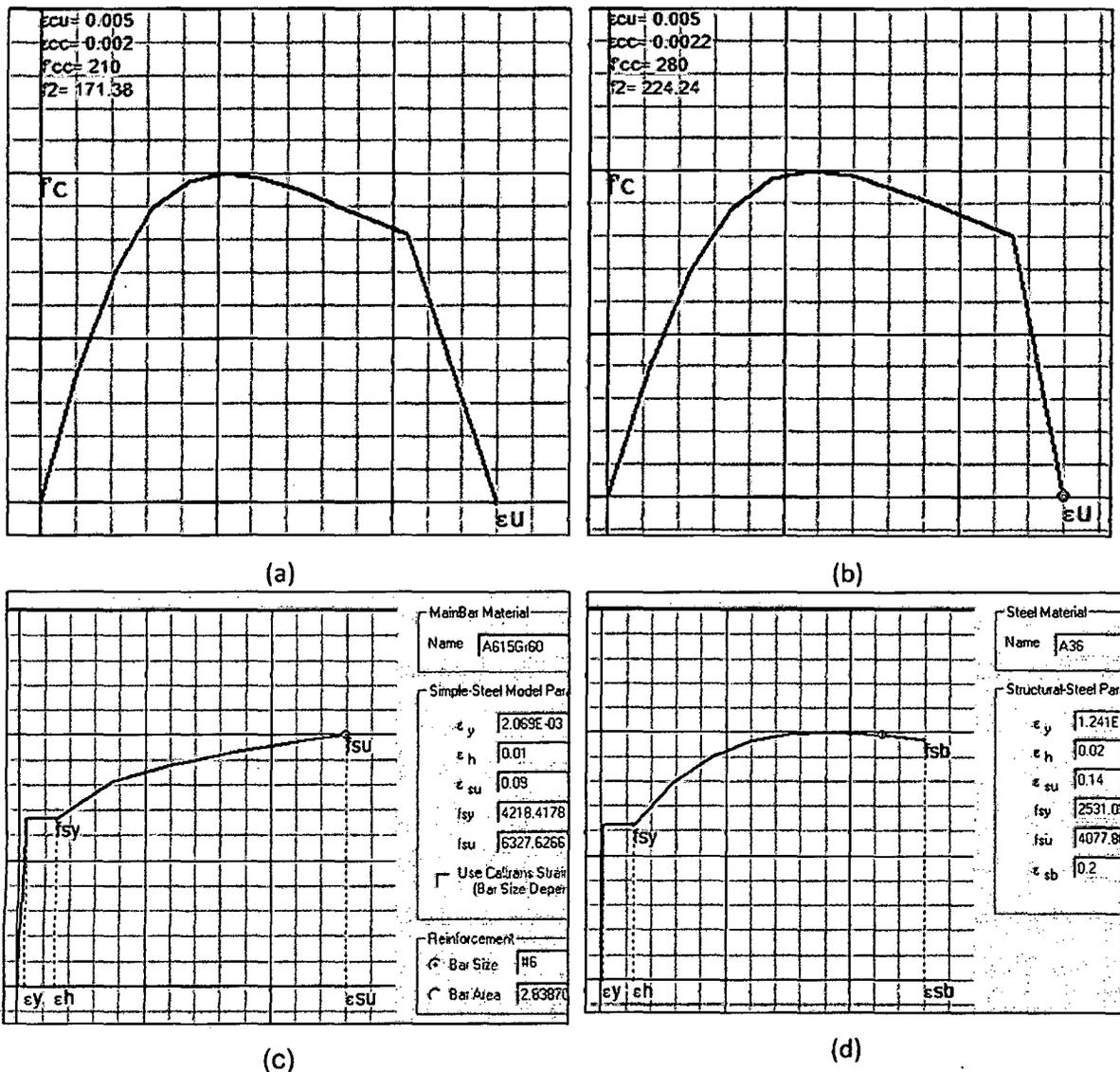


Figura 2.7. Curvas Esfuerzo-Deformación: a) Concreto $f'_c=210$ kg/cm² b) Concreto $f'_c=280$ kg/cm² c) Acero de refuerzo ASTM615 Gr 60 d) Acero estructural ASTM 36.

2.3.2. Metrado de Cargas

a) ALIGERADO EN 2 DIRECCIONES

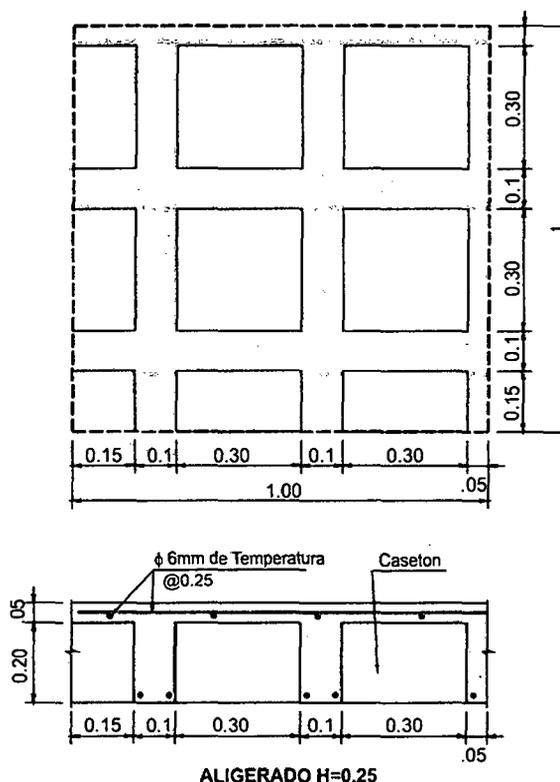
AULAS, CORREDORES Y TALLERES

Carga Permanente

Cargas Directas (Kg/m ²)	γ (Kg/m ³)	Dimensiones (m)	Cant.	
Bloques (Caseton)	10 x	0.30 x 0.30 x 0.20 x	6.25	= 1.13
Losa de 5cm	2400 x	0.05		= 120.00
Vgta10x20cm (1S)	2400 x	0.10 x 0.20 x 1.00 x	2.50	= 120.00
Vgta10x20cm (2S)	2400 x	0.10 x 0.20 x 0.75 x	2.50	= 90.00
Piso Terminado				= 100.00
WD (kg/m²)				431.13

S/C (Kg/m²)

AULAS	WL= 250
CORREDOF	WL= 400
TALLERES	WL= 350



ALIGERADO H=0.25

b) COBERTURA CON TEJA

Cargas a nivel de Armadura 1 (T1)

Carga Permanente

Cargas Directas (Kg/m)	γ (Kg/m ³)	Dimensiones (m)	Ancho Tributario	Long. Tl (m)	Cant.	
Teja	50 x		3.625			= 181.25
Tecnoport 1 3/4"	10 x	0.043 x	3.625			= 1.56
Listones 1 1/2x1 1/2"	500 x	0.0375x 0.0375x	3.625x	14 /	8	= 4.46
Machimbrado 1 1/4"	500 x	0.0313x	3.625			= 56.64
V Madera (3x8")	500 x	0.075x 0.20 x	3.625x	14 /	8	= 47.58
WD (kg/m)						291.49

S/C (Kg/m)	WL	50 x	3.625			= 181.25
-------------------	----	------	-------	--	--	----------

c) ALEROS

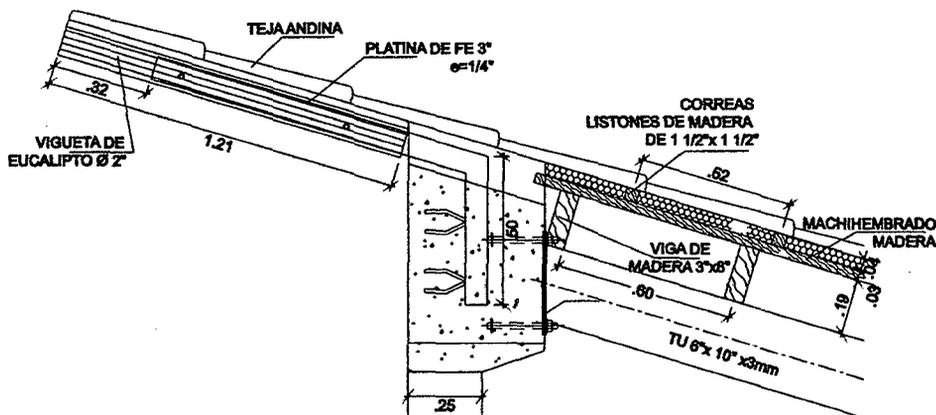
Alero (eje 1-1)

Carga Permanente

(Kg/m)

	σ (Kg/m ²)		AT(m)		
Teja artesanal	50 x		1.325	=	66.25
	γ (Kg/m ³)	Seccion	Long(m)	Espac.	
Platina e1/4"(Acero)	7850 x	(0.006x 0.075) x	1.614 /	0.9	= 6.33
Viga \varnothing 2"(Eucalipto)	600 x	$[(\pi/4) \times 0.05^2] \times$	1.2 /	0.9	= 1.57
	γ (Kg/m ³)	Seccion		Cant	
Listones 1 1/2x1 1/2"	500 x	(0.0375x 0.0375)x		3	= 2.11
WD					76.27

S/C (Kg/m) WL 50 x 1.325 = 66.25



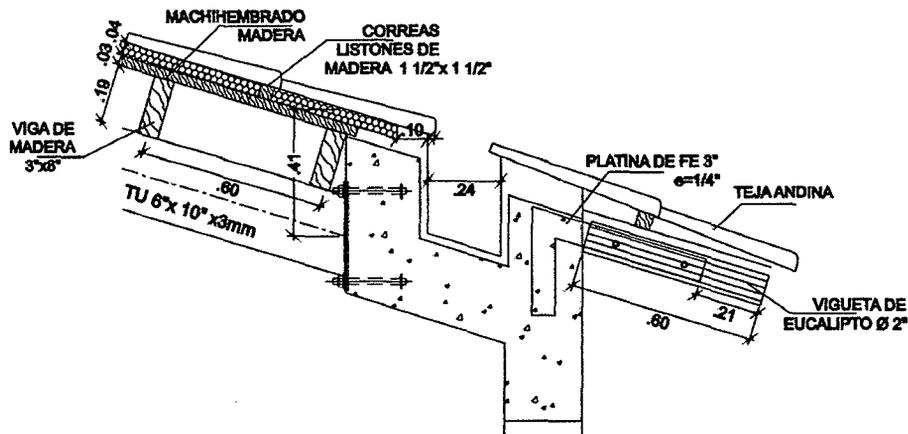
Alero (eje 2-2)

Carga Permanente

(Kg/m)

	σ (Kg/m ²)		AT(m)		
Teja artesanal	50 x		0.725	=	36.25
	γ (Kg/m ³)	Seccion	Long(m)	Espac.	
Platina e1/4"(Acero)	7850 x	(0.006x 0.075) x	0.837 /	0.90	= 3.29
Viga \varnothing 2"(Eucalipto)	600 x	$[(\pi/4) \times 0.05^2] \times$	0.60 /	0.90	= 0.79
	γ (Kg/m ³)	Seccion		Cant	
Listones 1 1/2x1 1/2"	500 x	(0.0375x 0.0375)x		2	= 1.41
WD					41.73

S/C (Kg/m) WL 50 x 0.725 = 36.25



d) TABIQUERIA

TABIQUES DE DRYWALL (Doble plancha e=14mm)

Carga Permanente (Kg/m)	(σ)	(h)	=	
Nivel: 2 y 3 (Eje B, C1 y D1)	38 x	2.9	=	110.20
Nivel: 4 (Eje B, C1 y D1)	38 x	1.45	=	55.10
Eje 1-1'	38 x	0.85	=	32.30

Muros de Ladrillo pandereta

Carga Permanente (Kg/m)	(γ)	(h)	(e)	=	
Nivel: 2, 3 (Eje 1'-1')	1350 x	2.9	0.15	=	587.25
Nivel: 4 (Eje 1'-1')	1350 x	2.65	0.15	=	536.63

Muros de Ladrillos de arcilla

Carga Permanente (Kg/m)	(γ)	(h)	(e)	=	
Nivel: 2, 3 y 4 (Eje 1 y 2, alfeizar)	1800 x	0.75	0.25	=	337.50
Nivel: 2 y 3 (Eje 1 y 2, H-Total)	1800 x	2.75	0.25	=	1237.50
Nivel: 4 (Eje 1-1, H-media)	1800 x	3.25	0.25	=	1462.50
Nivel: 4 (Eje 1-1, N+13.70)	1800 x	2.00	0.25	=	900.00
Nivel: 4 (Eje 2-2, H-Total)	1800 x	3.25	0.25	=	1462.50
Nivel: 4 (Eje E2 y A1, H-Tot.)	1800 x	4.30	0.25	=	1935.00
Nivel: 2 y 3 (Eje A2 y A, H-Total)	1800 x	2.75	0.15	=	742.50
Nivel: 4 je A2, A, B y C, H-To	1800 x	2.50	0.15	=	675.00

e) ESCALERAS

Tramo Inclinado

$$\text{Peso propio (kg/m)} = \gamma B \left[\frac{cp}{2} + \frac{t}{\cos\alpha} \right] = \gamma B \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

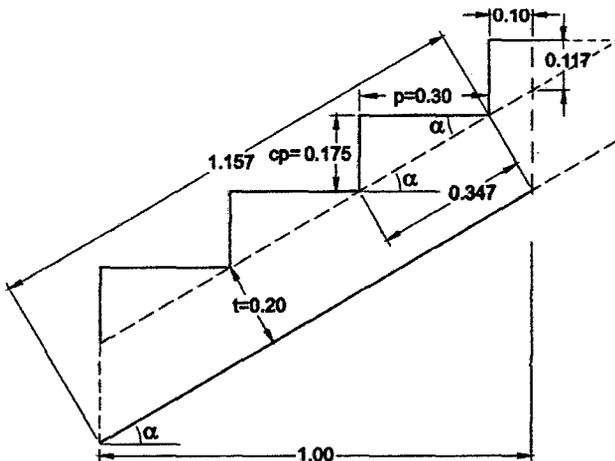
(peldaños y garganta)

$$2400 \times 1.50 \left[\frac{0.175}{2} + 0.20 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.30}\right)^2} \right] = 1148.55$$

Piso Terminado (Kg/m) = 100x1.50 = 150.00

Carga Permanente (kg/m) : WD = 1298.55

S/C (Kg/m) WL = 400x1.5 = 600



NOTACIÓN:

- Paso : p = 0.30
- Contrapaso : cp = 0.175
- Espesor de la garganta : t = 0.20
- Ancho de tramo inclinado : B = 1.50

$$\cos\alpha = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

Descanso

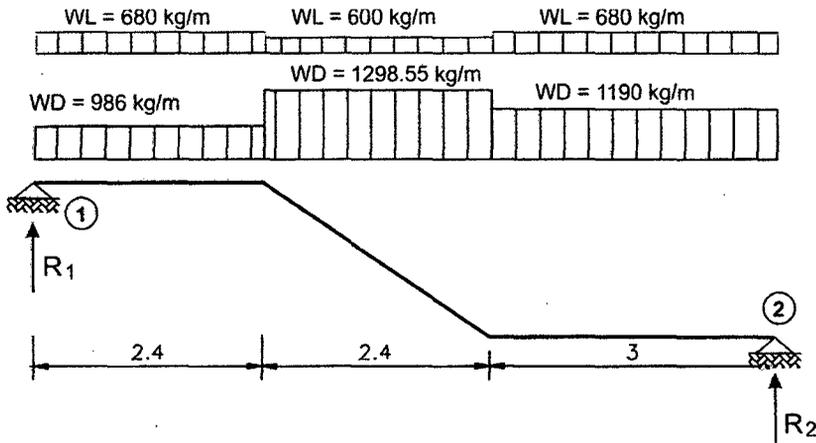
Peso de losa	(0.20 x 1.70) x 2400	=	816
Piso Terminado	100 x 1.70	=	170
Carga Permanente (kg/m) : WD			986

Tramo recto

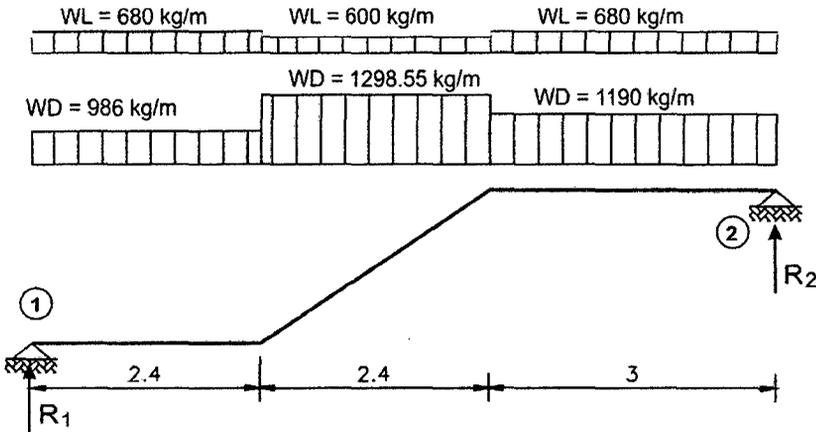
Peso de losa	(0.25 x 1.70) x 2400	=	1020
Piso Terminado	100 x 1.70	=	170
Carga Permanente (kg/m) : WD			1190

S/C (Kg/m) WL = 400x1.7 = 680

Cargas en Escalera: TRAMO 2 Y 4



Cargas en Escalera: TRAMO 3 Y 5



Reacciones debido a Carga Permanente (Kg)

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1D \times 7.80 = 986 \times 2.4 \times (6.6) + 1298.55 \times 2.4 \times (4.2) + 1190 \times 3 \times 1.5 = 34062.62$$

$$R1D = 4367.00$$

$$R2D = \sum F_v - R1D$$

$$R2D = 986 \times 2.4 + 1298.55 \times 2.4 + 1190 \times 3 - 4367.00$$

$$R2D = 4685.92$$

Reacciones debido Carga Viva (Kg)

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1L \times 7.80 = 680 \times 2.4 \times (6.6) + 600 \times 2.4 \times (4.2) + 680 \times 3 \times 1.5 = 19879.20$$

$$R1L = 2548.62$$

$$R2L = \sum F_v - R1L$$

$$R2L = 680 \times 2.4 + 600 \times 2.4 + 680 \times 3 - 2548.62$$

$$R2L = 2563.38$$

2.3.3. Forma de Tratamiento de los datos

2.3.3.1. Configuración Estructural

De acuerdo con esto, el objetivo es definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidades en altura y planta:

1) Irregularidades estructurales en altura:

a) Irregularidades de rigidez (piso blando)

Se comparan la suma de las áreas de las secciones transversales de un piso con el otro, lo que para nuestro caso siempre será de igual valor, dado que tenemos una sola planta típica para los 4 pisos.

b) Irregularidades de masa

Al igual que el anterior criterio, cada piso es similar al otro por lo que tendrán la misma masa en todos los pisos, excepto en la Techo.

c) Irregularidad geométrica vertical

Esto se refiere a la continuidad vertical de muros en una dirección entre un piso y otro adyacente debe ser la misma, lo cual para nuestro edificio se cumple siempre.

d) Discontinuidad en los sistemas resistentes

No existe ninguna discontinuidad en los elementos verticales puesto que la distribución de todos ellos para un piso es la misma para todos los demás.

2) Irregularidades estructurales en planta:

a) Esquinas entrantes

Debido a la uniformidad de las plantas no existen esquinas entrantes pronunciadas en el edificio.

b) Discontinuidad de diafragma

El edificio no presenta este tipo de discontinuidad ya que el diafragma rígido se mantiene a lo largo de toda la losa sin ser interrumpido seriamente por algún ducto.

En conclusión podemos decir que la estructura del edificio es **REGULAR** en ambas direcciones principales debido a la torsión que se genera al aplicar cargas de sismo.

Tabla 2.1. Características estructurales de la Edificación de acuerdo a la Norma Sismorresistente E-030 (RNE, 2006)

Item	Parámetro	Valor	Descripción
Categoría	A	-	Edificación de uso educativo (Esencial)
Sistema estructural	Dual	.	Estructura formada por pórticos y placas
Configuración estructural	Regular	-	No presenta irregularidades de consideración en planta y en altura
Factor de Zona	Z	3	Ubicación : ciudad de Cajamarca
Factor de Uso	U	1.5	Edificación de categoría esencial (A)
Factor de Reducción	R	7	Sistema dual
Tipo de Suelo	S3	-	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor
Factor de amplificación de Suelo	S	1.4	Factor que depende del tipo de suelo (S3)
Periodo que define la plataforma del espectro de suelo	Tp	0.9	Factor que depende del tipo de suelo (S3)
Desplazamiento lateral permisible	Δ_i / h_{ei}	0.007	Material predominante y resistente: concreto armado
Peso de la edificación	P	-	Se considera la carga permanente mas el 50% de la carga viva, debido a la categoría esencial (A) de la edificación
Coefficiente para estimar el periodo predominante del edificio.	Ct	60	edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte (placas)
Altura	h _n	15.75	Altura total de la edificación (m)
Factor de Amplificación sísmica	C	2.5 (Tp/T)	Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo
Periodo Fundamental	T	h _n /Ct	Caso estatico
Cortante Basal	V	$\left(\frac{ZUCS}{R}\right)^P$	Caso estatico

2.3.3.2. Modelo Estructural

La elaboración del modelo estructural corresponde a la idealización del edificio, con respecto a sus elementos estructurales básicos: vigas, columnas, losas aligeradas, placas y armaduras (tijerales), mediante el software SAP2000 v15 Educacional. Además de tener en cuenta las cargas actuantes sobre la estructura según el uso y categoría del edificio (cargas muertas y cargas vivas).

Las vigas, columnas, armaduras (tijerales) y placas son generadas como elementos "frame", las losas aligeradas y escaleras como elementos "shell", se considera que la cimentación brinda características de empotramiento a la base del edificio.

Los elementos de características no estructurales como la tabiquería: muros de ladrillo arcilla, muros de ladrillo pandereta y muros "drywall"; cobertura de teja, machihembrado, vigas de madera y correas de madera son transformados a carga muerta y distribuidos de manera uniforme a los elementos estructurales básicos correspondientes.

Todos los elementos "frame" han sido ingresados al software SAP2000 v15 Educacional, mediante su módulo "Section designer", el cual permite dibujar cualquier forma de sección, asignar el acero de refuerzo y los materiales correspondientes a concreto armado, según sus características no lineales.

Se considera el confinamiento de las secciones de concreto armado según el modelo de Mander, el cual toma en cuenta tanto el refuerzo longitudinal como el transversal (estribos) y también su disposición. Esto permite obtener diagramas de esfuerzo - deformación para cada sección de concreto armado, donde se puede observar un aumento considerable, tanto de la resistencia como de la deformación unitaria con respecto al concreto no confinado.

Es necesaria la asignación de brazos rígidos en las intersecciones de los elementos "frame", en especial las correspondientes a placas y vigas, puesto que influye en la rigidez global de la estructura.

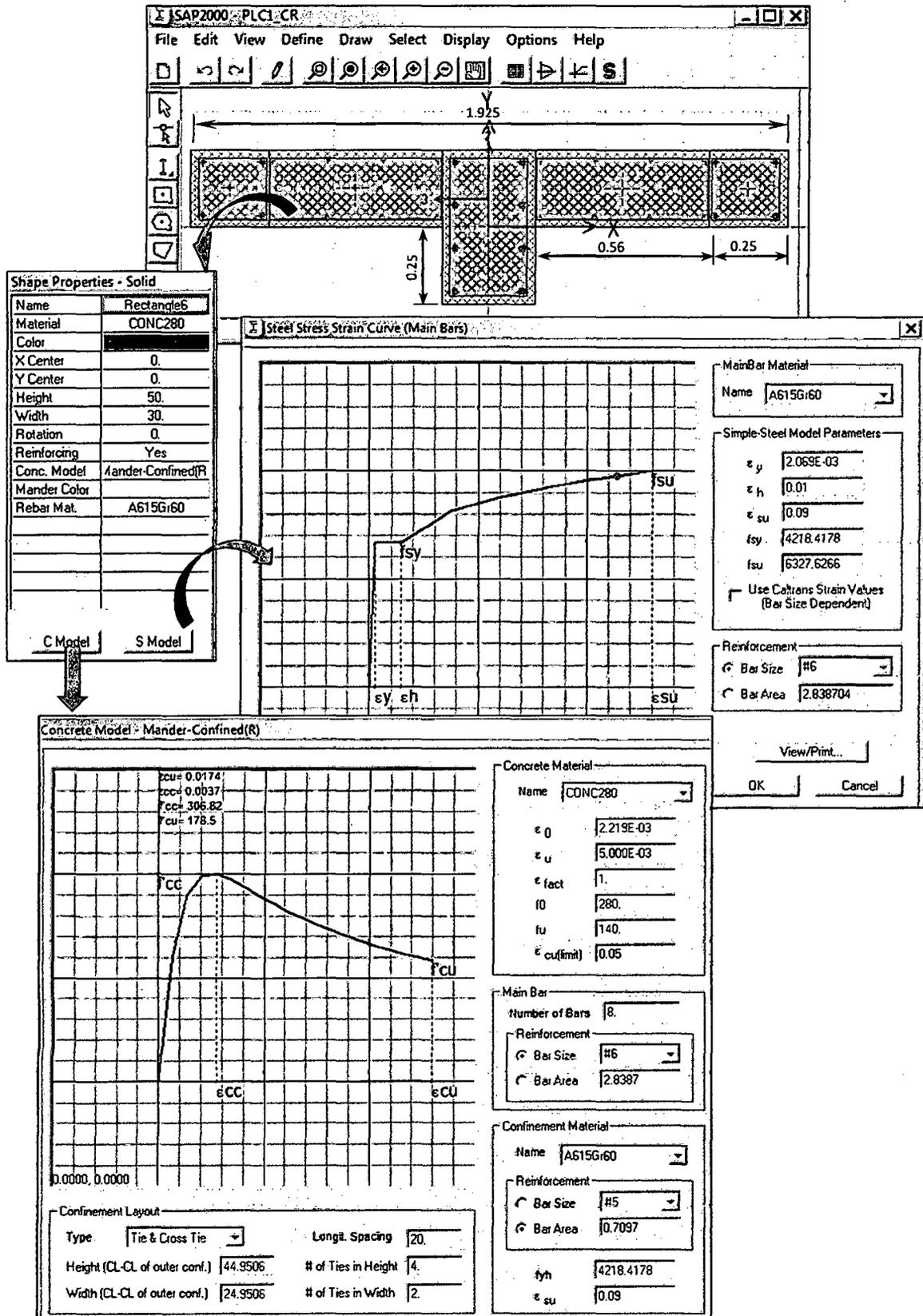


Figura 2.8. Definición de secciones para elementos estructurales (frame) en SAP2000

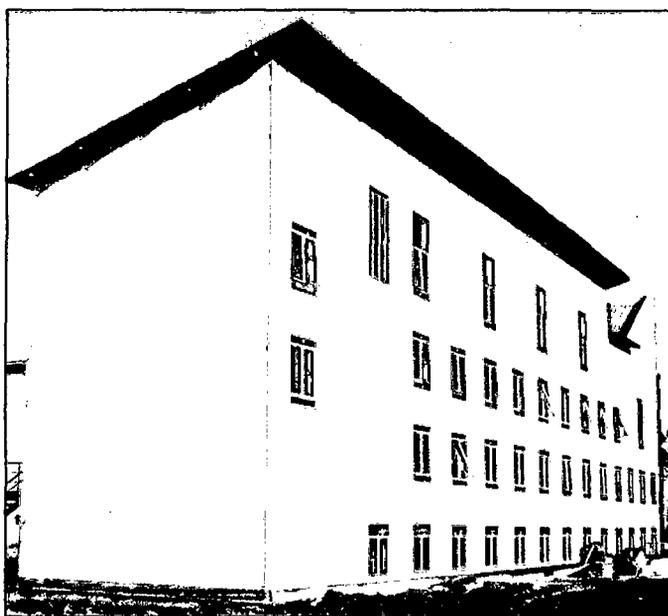


Figura 2.9 Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca

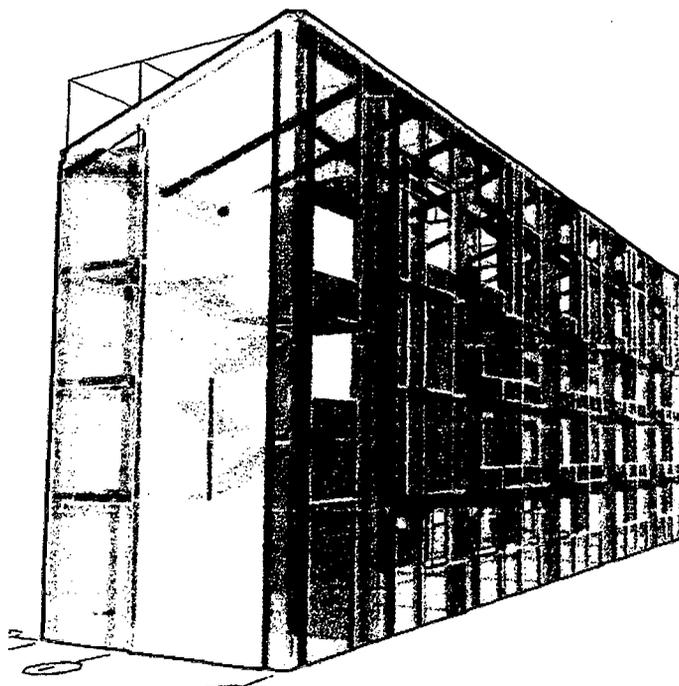


Figura 2.10. Vista 3D del Modelo Estructural

2.3.3.3. Diagramas Momento-Curvatura y Momento-Giro

Para determinar los diagramas momento curvatura de las secciones de vigas y columnas en análisis, se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación de los materiales correspondientes al Ítem 2.4.1.1 y teniendo en cuenta los conceptos de relaciones de momento-curvatura y momento-giro, descritos en el acápite 1.2.2.1.2 del capítulo I (marco teórico).

Los diagramas de momento-curvatura son generados en SAP2000 v15 Educational, mediante su módulo *Section Designer*, de acuerdo al tipo de sección dibujada bajo este asistente y provista de las características de los materiales constitutivos.

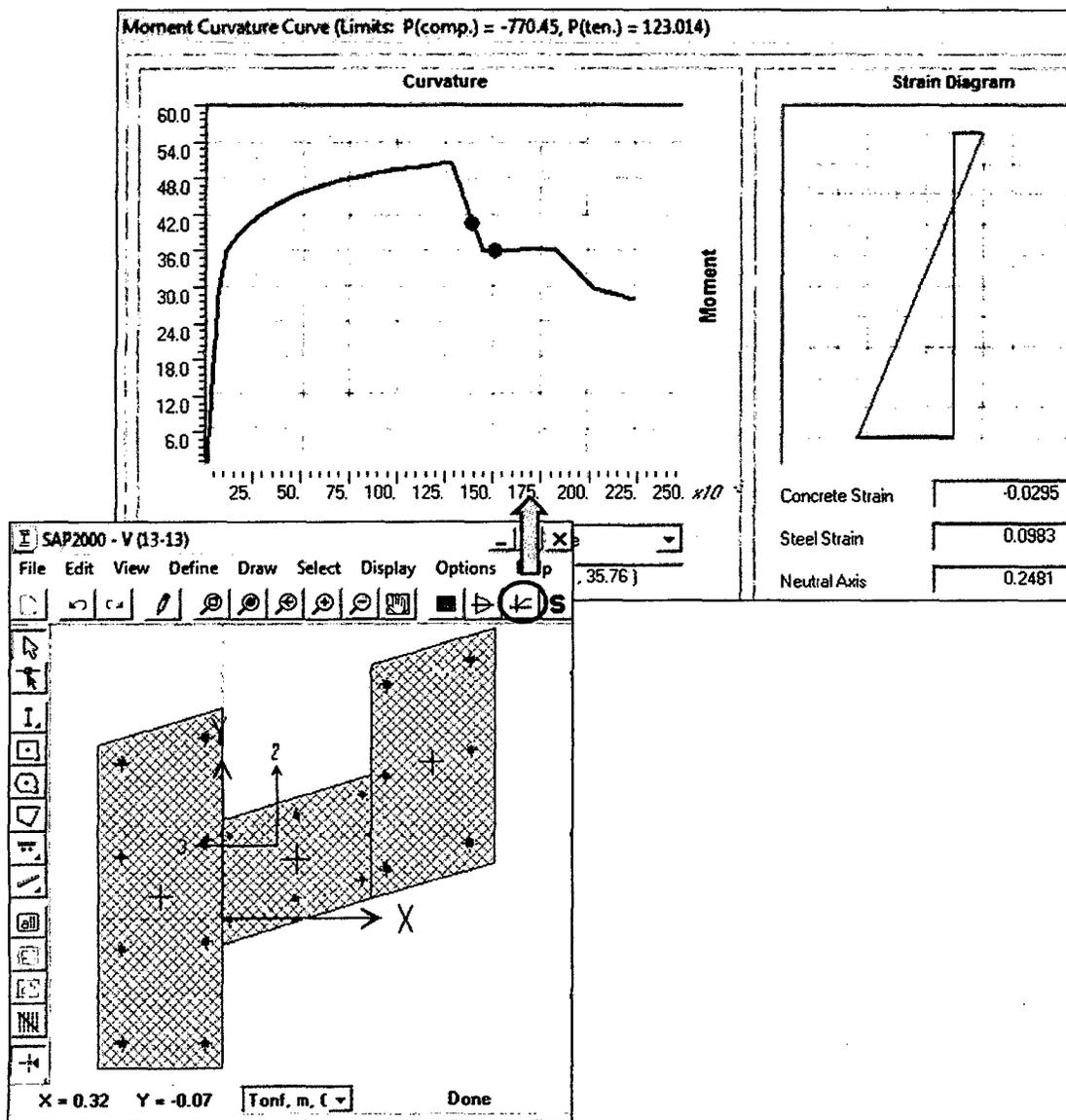


Figura 2.11. Diagrama de Momento-Curvatura generado mediante SAP2000.

2.3.3.3.1. Vigas

Para la elaboración de los diagramas Momento-Curvatura de las vigas, se considera que estos elementos funcionan principalmente a flexión (M3), generalmente se toma en cuenta el momento principal con respecto al peralte de la viga.

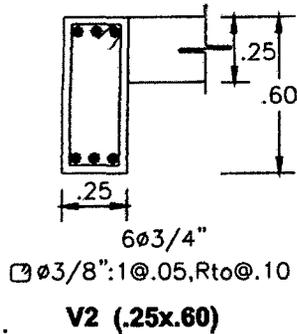


Diagrama Momento-Curvatura

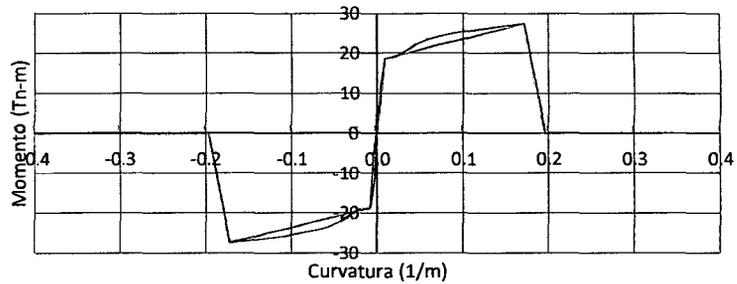


Diagrama Momento-Giro

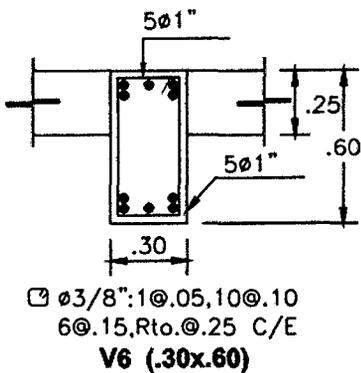
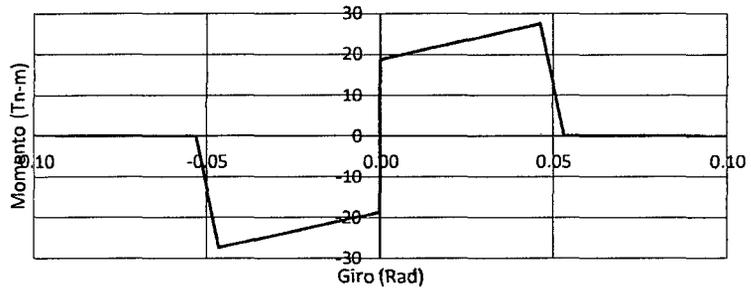


Diagrama Momento-Curvatura

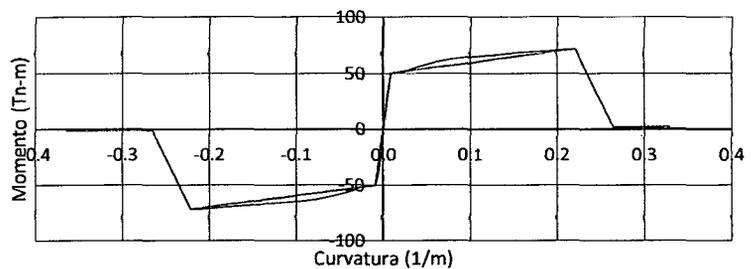
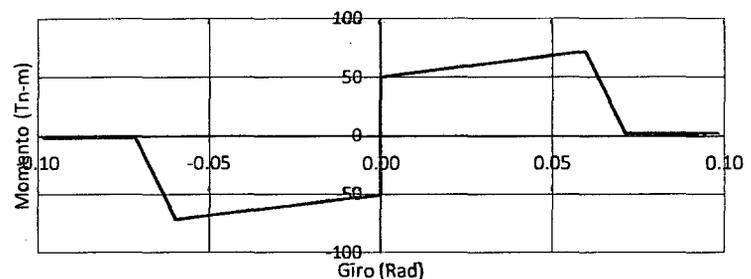
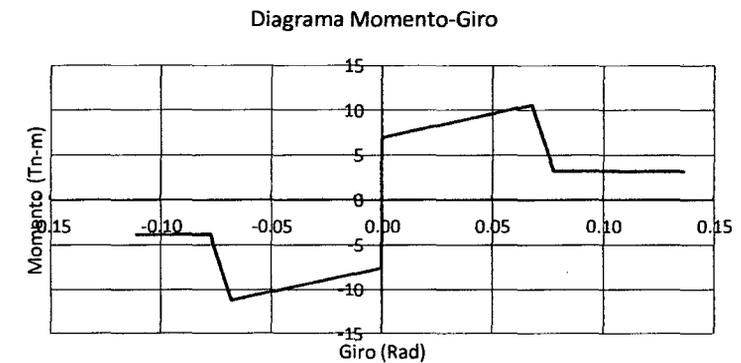
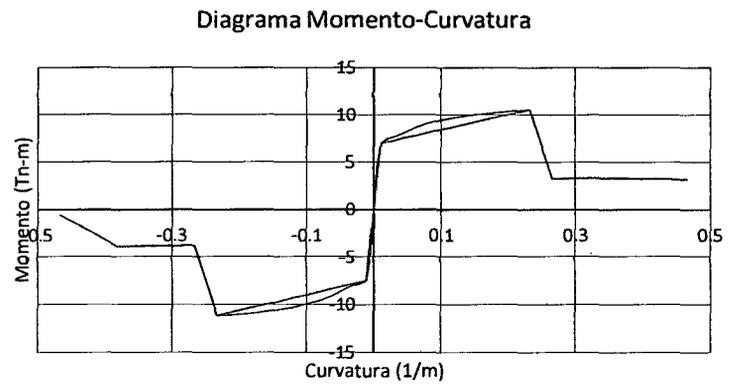
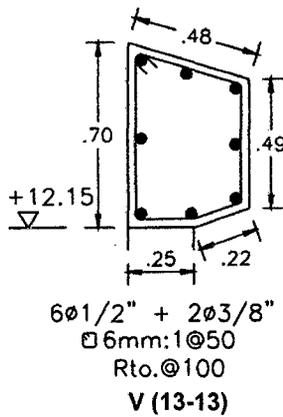
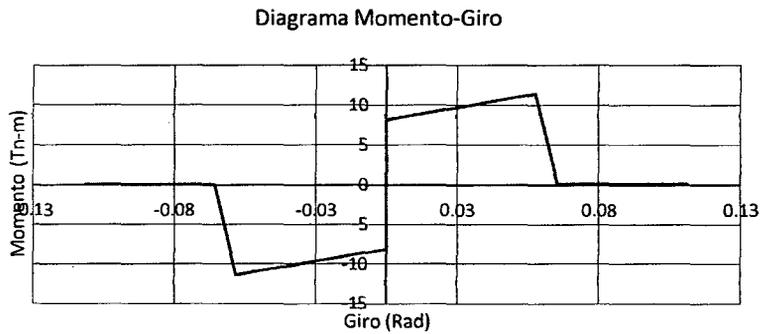
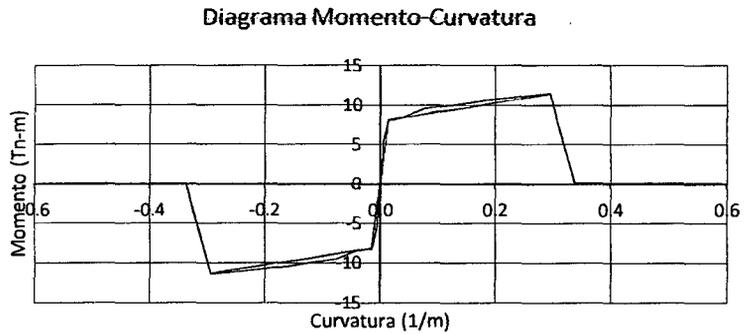
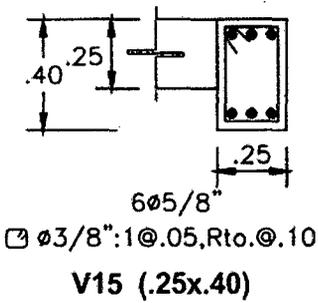
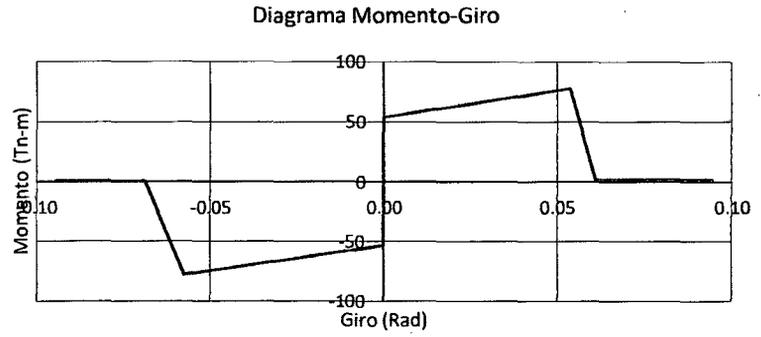
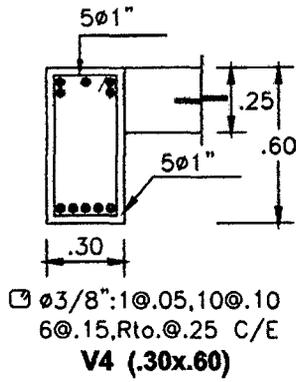


Diagrama Momento-Giro





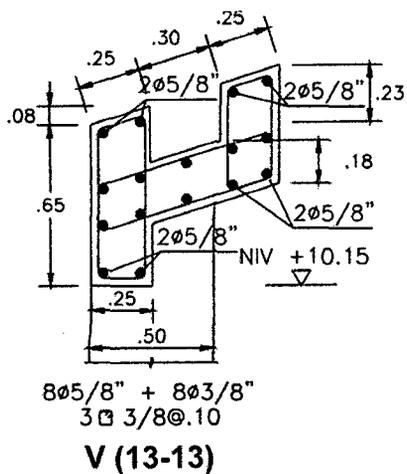


Diagrama Momento-Curvatura

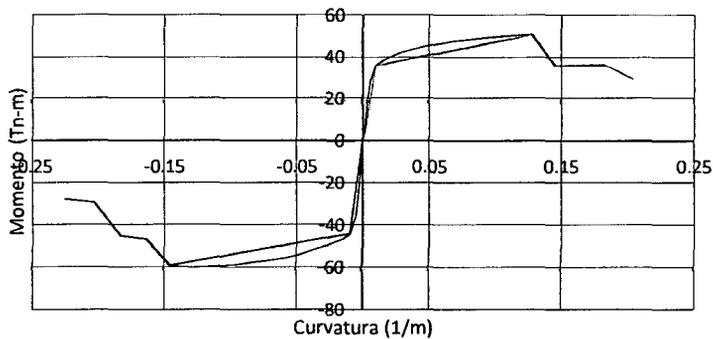


Diagrama Momento-Giro

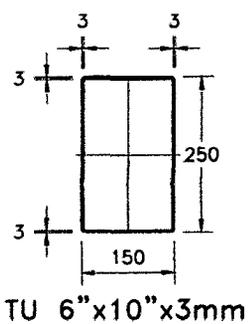
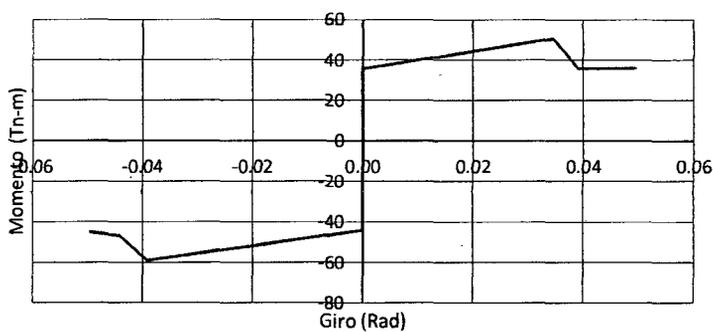


Diagrama Momento-Curvatura

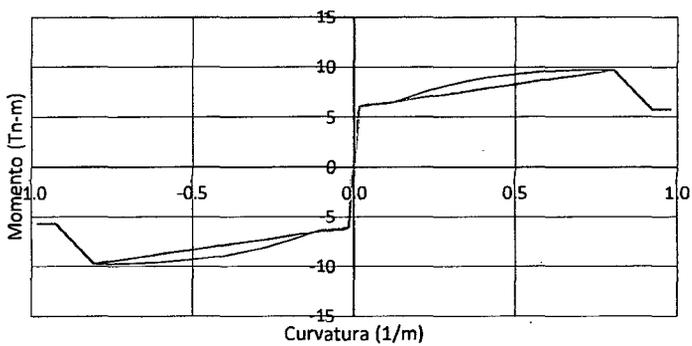
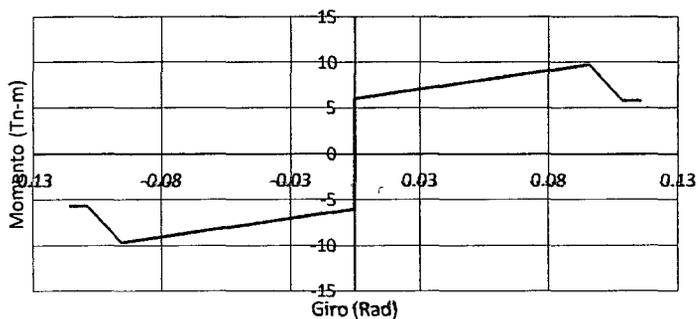
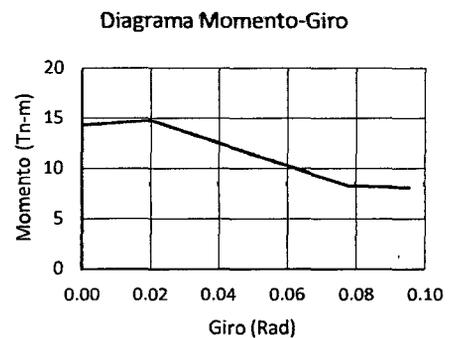
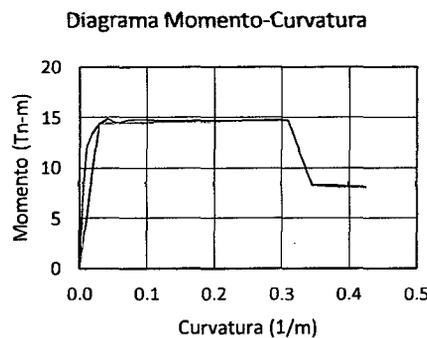
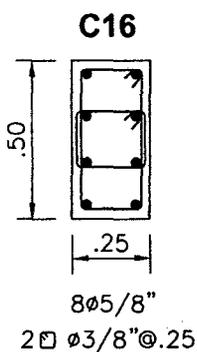
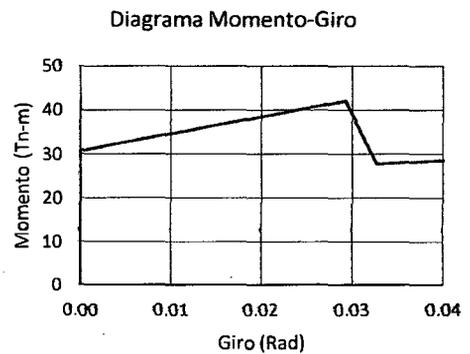
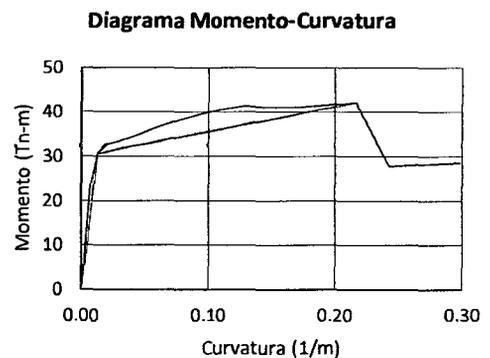
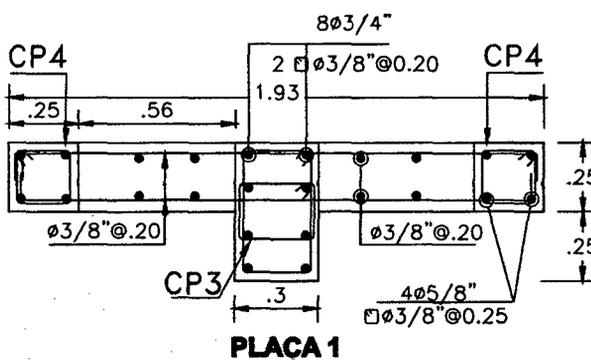


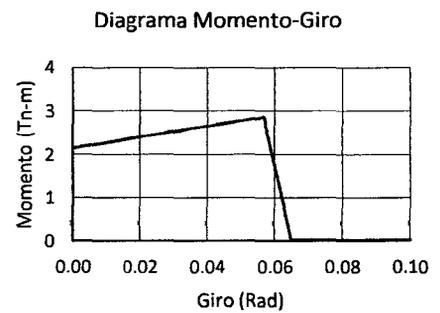
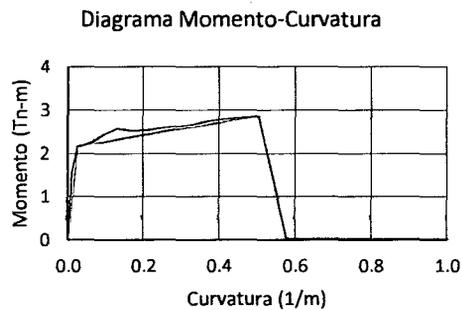
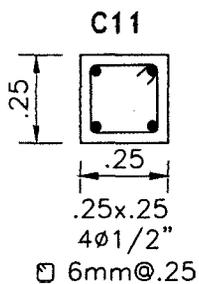
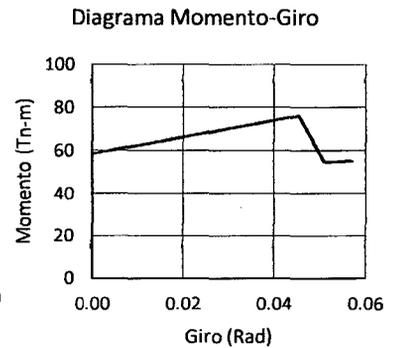
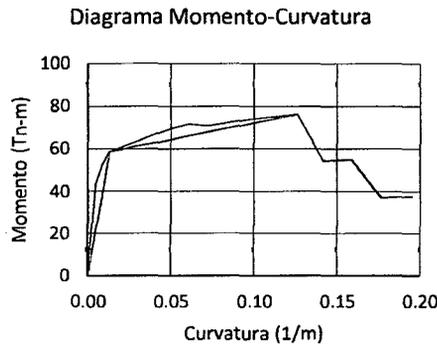
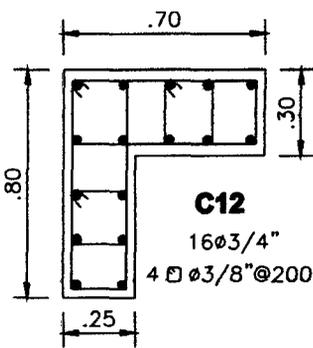
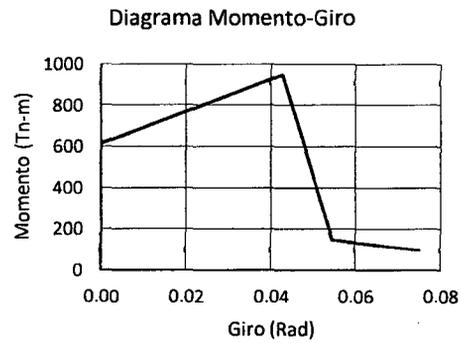
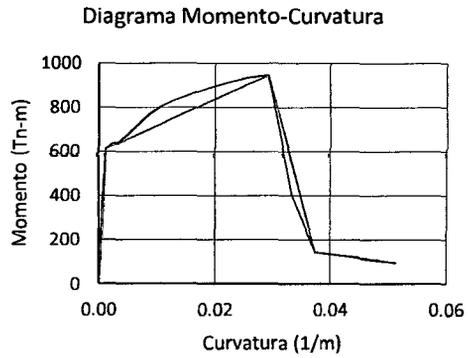
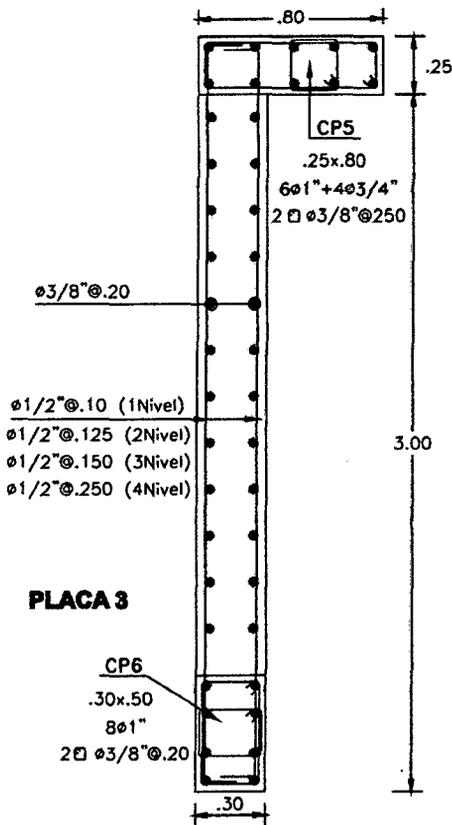
Diagrama Momento-Giro



2.3.3.3.2. Columnas y Placas

Para la elaboración de los diagramas Momento-Giro de las columnas, se considera que estos elementos funcionan principalmente a flexo-compresión (P-M2-M3), denotado por la combinación de carga axial y sus correspondientes diagramas de interacción. Además se debe tener en cuenta que las cargas axiales actuantes en cada elemento (columnas), proceden de una combinación de las cargas de servicio (cargas muertas y vivas), para las cuales se elaboran los correspondientes diagramas Momento-curvatura.





2.3.3.4. Generación de Rotulas Plásticas

En SAP2000, la fluencia y post-fluencia puede ser modelada usando rótulas discretas definidas por el usuario, además permite insertar rótulas plásticas en un número ilimitado de posiciones a lo largo de la luz de elementos frame. Rótulas causadas por: momento no acoplado, torsión, axial y corte están disponibles. También existe una rótula de fuerza axial y momento acoplados P-M2-M3, que se basa en la interacción de ambos esfuerzos en la ubicación donde es definida (CSI, 2011).

Cada rótula plástica es modelada como un punto discreto, todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamientos o rotaciones, ocurren en el punto donde fue asignada la articulación (CSI, 2011).

Las características de cada articulación plástica asignada, se define a través de curvas fuerza versus deformación generalizadas.

Los parámetros de modelación pueden representar relaciones carga-deformación o relaciones carga-razón de deformación. Esta razón de deformación se define como el cociente entre el desplazamiento horizontal experimentado por un elemento y su longitud. Típicamente la flexión se asocia con la deformación y el corte con la razón de deformación (Verdi, 2004)

2.3.3.4.1. Criterios de Aceptación para deformación en elementos

El código FEMA 356 (FEMA, 2000) ha desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis Pushover. Así mismo define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis Pushover, se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por FEMA-356. Para identificar las respuestas límites de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP) en los gráficos de Fuerza –

Deformación, se usará las mismas proporciones dadas en el ATC-40 y FEMA 356 que son las siguientes:

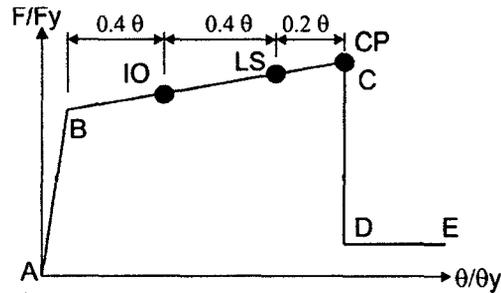


Figura 2.12. Identificación de respuestas límites en una viga (FEMA, 2000)

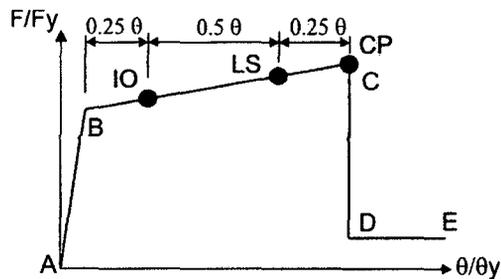


Figura 2.13. Identificación de respuestas límites en una Columna (FEMA, 2000)

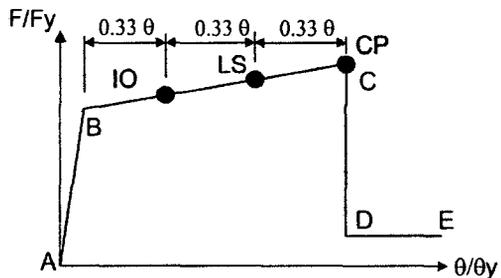


Figura 2.14. Identificación de respuestas límites en muro de concreto controlado por flexión (FEMA, 2000)

2.3.3.4.2. Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas

Se definen un solo tipo de articulación plástica, la que predomina a flexión (M3), y son asignadas al principio y final de la luz de cada viga.

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos según los diagramas de Momento-giro calculados en el ítem 2.6.2.4 y que son normalizados según los valores de fluencia (M_y) de las secciones de cada elemento estructural.

Frame Hinge Property Data for V6 (30x60) - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
	-0.037	-0.0983
O	-0.0357	-0.0715
C	-1.4261	-0.0597
	-1	0
A	0	0
	1	0
C	1.4261	0.0597
O	0.0357	0.0715
	0.037	0.0983

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 50.3452	
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1.	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.0239	
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	0.0478	
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.0597	

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Figura 2.15. Generación de rotulas plásticas para Vigas (M3)

2.3.3.4.3. Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas

Se definen un solo tipo de articulación plástica, correspondiente a flexo-compresión (P-M2-M3), debido a que los esfuerzos (carga axial y momentos) que actúan en estos elementos están relacionados mediante sus correspondientes curvas de interacción. Estas rotulas son asignadas al principio y final de la luz de cada columna.

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexo-compresión son extraídos según los diagramas de Momento-giro calculados en el Ítem 2.4.3.3 y que son normalizados según los valores de fluencia (M_y) de las secciones de cada elemento estructural. Además se debe tener en cuenta que las cargas axiales consideradas para la generación de estas rotulas plásticas provienen de las cargas de servicio.

Moment Rotation Data for 10H1 - Interacting P-M2-M3
Edit

Select Curve: Axial Force [0] Angle [0] Curve #1 [1] Units: [Tonf, m, C]

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.1202	0.048
D	0.5991	0.0763
E	0.5921	0.0843

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

3D View: Plan [315] Elevation [35] Aperture [0] 3D RR MR3

Current Curve - Curve #1 Force #1: Angle #1 3D Surface Axial Force = 0

Frame Hinge Property Data for 10H1 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type: Moment - Rotation Moment - Curvature Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF): SF is Yield Rotation per FEMA 356 Eqn. 5-2 (Steel Objects Only) User SF [1]

Load Carrying Capacity Beyond Point E: Drops To Zero Is Extrapolated

Symmetry Condition: Moment Rotation Dependence is Circular Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3 Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition:
 1. Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
 2. If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 360°.

Axial Forces for Moment Rotation Curves: Number of Axial Forces [1] Modify/Show Axial Force Values...

Curve Angles for Moment Rotation Curves: Number of Angles [4] Modify/Show Angles...

Modify/Show Moment Rotation Curve Data...
 Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data...

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for 10H1
Edit

User Interaction Surface Options:
 Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves [24]
 Number of Points on Each Curve [11]

Scale Factors (Same for All Curves):
 P [1218.5218] M2 [347.5778] M3 [347.5778]
 Include Scale Factors in Plots Units: [Tonf, m, C]

First and Last Points (Same for All Curves):
 Point P M2 M3
 1 [-1] [0] [-0.0132]
 11 [0.1733] [0] [0.014]

Interaction Surface Requirements - No Symmetry:
 1. A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
 2. P (tension positive) increases monotonically.
 3. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data:
 Current Curve [1]

Point	P	M2	M3
1	-1	0	-0.0132
2	-0.999	0.3735	-0.0224
3	-0.9942	0.6115	-0.0323
4	-0.8805	0.7913	-0.0418
5	-0.7603	0.9134	-0.0508
6	-0.5521	1	7.572E-04
7	-0.3563	0.965	0.046
8	-0.2118	0.8657	0.0468
9	-0.0764	0.6777	0.0435
10	0.037	0.4115	0.0301
11	0.1733	0	0.014

3D Plot: Plan [315] Elevation [25] Aperture [0] 3D MM PM3 PM2

Show All Lines Hide P Direction Lines Hide M2-M3 Lines Highlight Current Curve

OK Cancel

Figura 2.16. Generación de rotulas plásticas para columnas (P-M2-M3)

2.4. FORMA DE ANÁLISIS DE LAS INFORMACIONES

2.4.1. Modos de Vibración

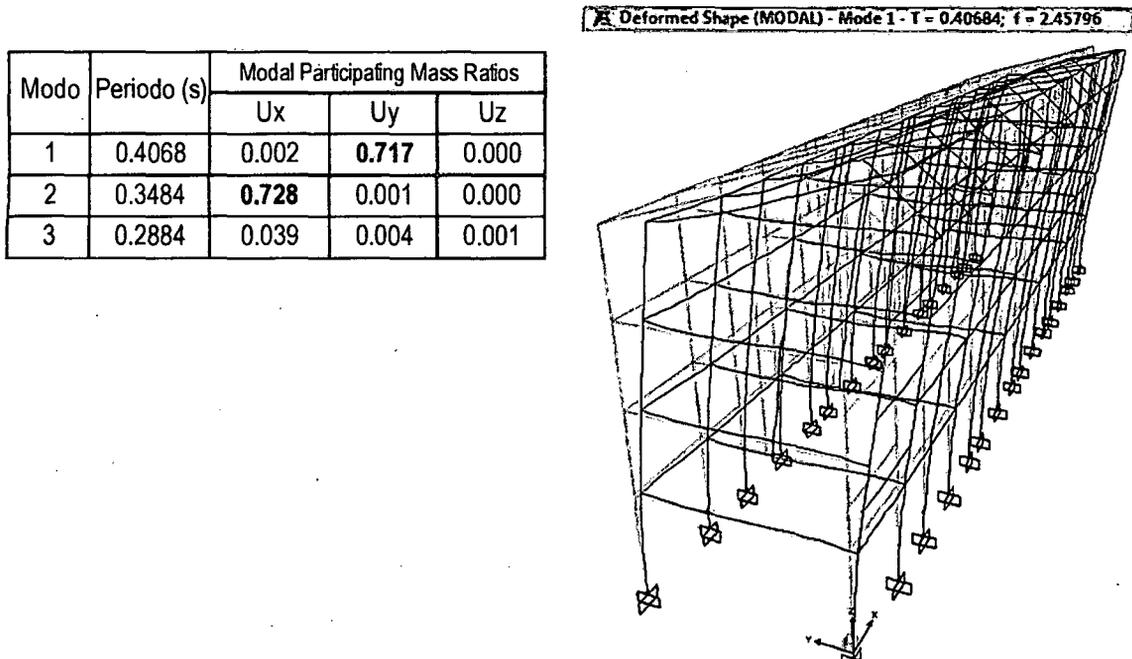


Figura 2.17. Modo Fundamental de Vibración (Dirección transversal Y-Y)

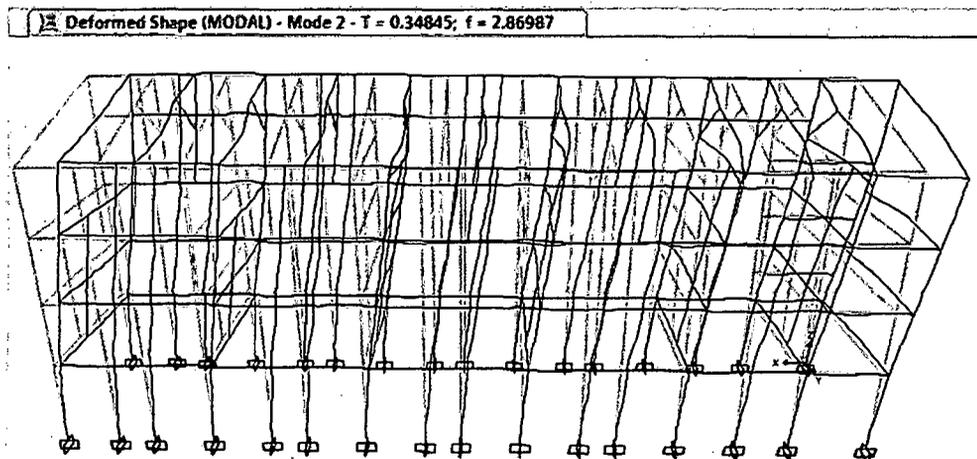


Figura 2.18. Modo de Vibración 2 (Dirección longitudinal X-X)

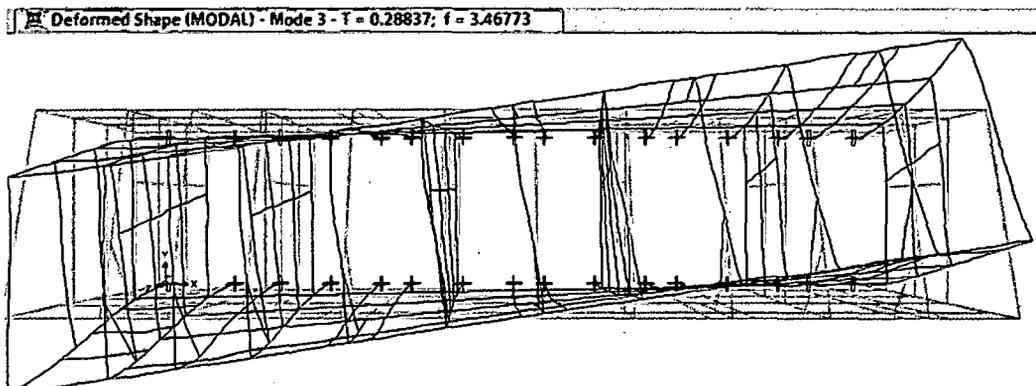


Figura 2.19. Modo de Vibración 3 (Torsión)

2.4.2. Análisis Pushover.

El análisis estático no lineal puede ser utilizado para una amplia variedad de propósitos, tales como analizar una estructura a partir de un material o geometría no lineal, para estudiar una construcción según sus etapas, o para realizar un análisis de cargas incrementales *PUSHOVER* (CSI, 2011).

SAP2000 permite aplicar tres tipos de solicitaciones monotónicas; a partir de un estado de carga estático (previamente definido), un patrón modal (dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada) o un patrón de aceleraciones (CSI, 2011).

El análisis estático no lineal se realiza para un desplazamiento controlado en la dirección del primer modo fundamental (dirección Y) hasta alcanzar el colapso, donde se aprecia el mecanismo de progresión de las rotulas plásticas; obteniéndose así la curva de capacidad estructural de la edificación como una función de la Carga lateral y el desplazamiento.

2.4.2.1. Combinaciones de Carga.

Cargas Gravitacionales

A modo de obtener una valoración más realista del desempeño de las estructuras bajo cargas monotónicamente crecientes, se considera el efecto de las cargas gravitacionales.

El análisis para las cargas de gravedad, contempla que durante la acción de un sismo actúa una carga de servicio que se puede definir como: la totalidad de la carga muerta más un porcentaje de carga viva que puede variar entre 25% y 50% normalmente:

$$\checkmark \text{ Carga de Servicio} = \text{Carga Muerta} + K\% \text{ Carga Viva} \quad (2.2)$$

La presente investigación contempla a la edificación dentro de la categoría esencial, por lo que se elegirá el 50% de la carga viva.

Así entonces la combinación previamente descrita se utiliza para definir un estado de carga estático no lineal de la cual sólo interesa su etapa final. El estado estructural provocado por la combinación de cargas gravitacionales descrita por la

ecuación (2.2) sirve como condición inicial del estado de carga estático no lineal monótonicamente creciente que se define en los siguientes puntos.

Patrón de cargas aplicado

El patrón de desplazamientos incrementales está condicionado al modo más representativo de cada dirección; el modo 1 para la dirección "Y" y el modo 2 para la dirección "X" respectivamente. El centro de gravedad del Techo es usado como punto para el control de desplazamientos. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se produjo la ruptura de la primera rótula plástica.

El patrón de cargas aplicado sobre el edificio es del tipo triangular, es decir, cargas puntuales que solicitan los nodos de cada pórtico en la dirección correspondiente. La elección de este patrón se sustenta sobre la base que las estructuras de periodos cortos (periodos cercanos a un segundo) tienden a deformarse ante sollicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de este modo un patrón de cargas triangular es una aproximación de éste.

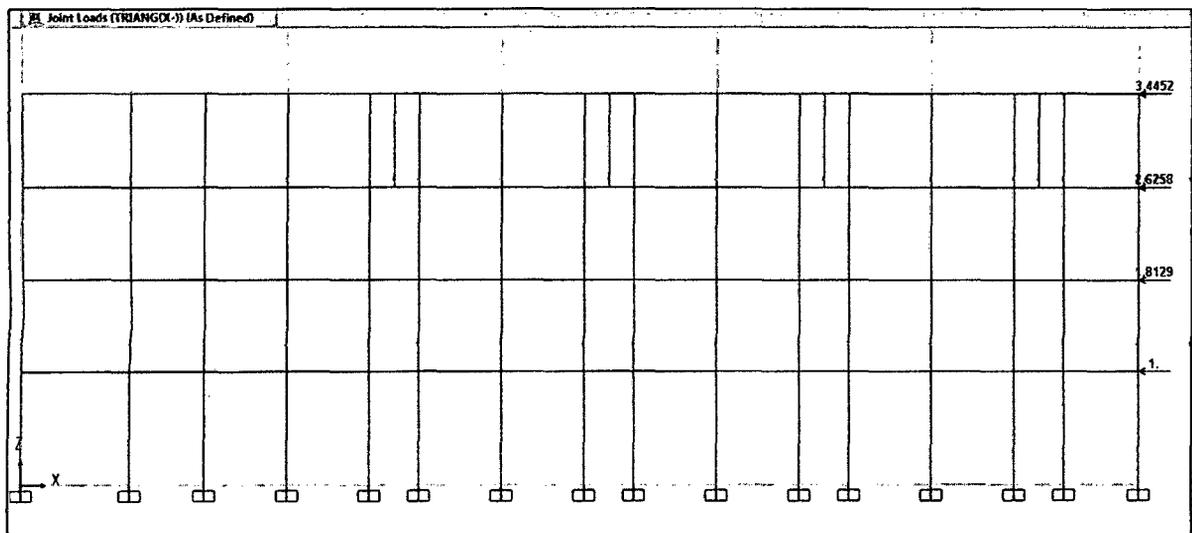


Figura 2.20. Patrón de cargas aplicado en la dirección longitudinal X-X (Eje 2-2)

CAPITULO III. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Curva de Capacidad Estructural

Al someter una estructura a una fuerza cuya intensificación es controlada y gradualmente creciente, ésta se deflecta de tal modo que a partir de cierto nivel de fuerza comienza a producir fallas locales producto de plastificaciones. Las curvas de capacidad grafican dicha deformación lateral medida en el último nivel versus el corte basal acumulado de la estructura.

La forma de la curva está definida por la naturaleza de la fuerza incremental, además de la capacidad resistente de los componentes individuales, afecta también la configuración estructural, ya que de ella depende la adecuada distribución de esfuerzos y la posibilidad de la estructura para redistribuirlos y de esta manera agotar la capacidad de todos los elementos resistentes de ser posible.

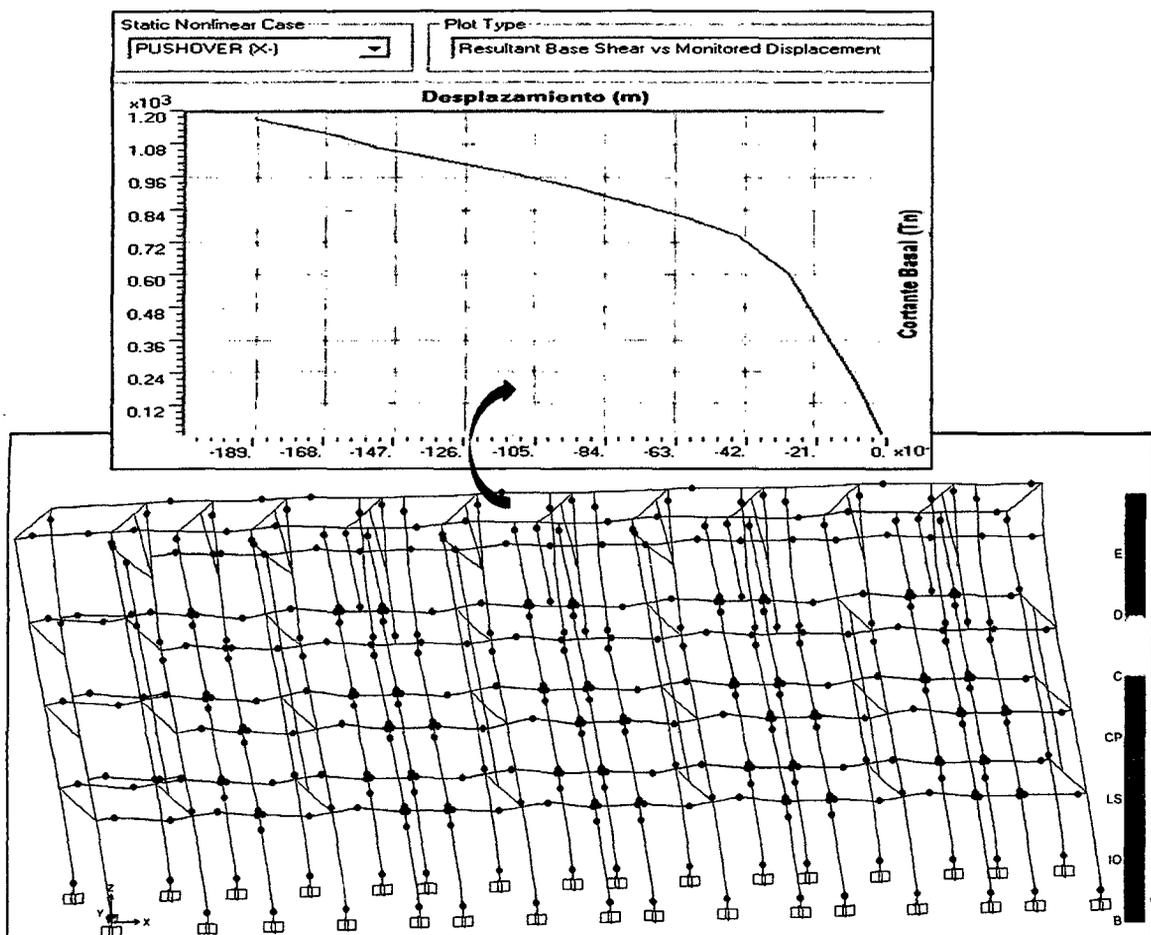


Figura 3.1. Curva de Capacidad Estructural (Dirección longitudinal X-X)

3.1.2. Fuerza Cortante en la Base del Edificio

La norma peruana especifica que para cada una de las direcciones consideradas para un análisis dinámico (X y Y), la fuerza cortante en la base del edificio deberá ser mayor o igual que el 80% (en edificios regulares) de la misma fuerza calculada a través de un análisis estático. En caso contrario se deberán incrementar los resultados del análisis dinámico por medio de un factor de escala.

El peso de la edificación se calcula teniendo en cuenta, el peso propio y el 50% de la carga viva, debido a que se trata de una edificación de categoría A (esencial).

La determinación del cortante basal de la edificación para el caso estático, está dada según la norma sismorresistente E-030, por la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Tabla 3.1. Determinación del Cortante Basal (caso estático)

Parametros	Valores		Descripción
	Dirección X	Dirección Y	
Z	0.4	0.4	Zona 3 (Cajamarca)
U	1.5	1.5	Edificación para uso educativo (Categoría A)
S	1.4	1.4	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor (S3)
R	7	7	Estructura de pórticos y placas (sistema dual)
T _p	0.9	0.9	Factor que depende de "S"
h _n	15.75	15.75	Altura total de la edificación (m)
C _T	60	60	Coficiente para estimar el periodo fundamental
T	0.26	0.26	Periodo fundamental de la estructura
C _{calculado}	8.57	8.57	Coficiente de amplificación sísmica
C _{asumido}	2.5	2.5	Coficiente de amplificación sísmica
C/R	0.357	0.357	
P	1408.4295	1408.4295	Peso total de la edificación (Tn)
V	422.52885	422.52885	Fuerza cortante en la base de la estructura

3.1.3. Representación del peligro sísmico

3.1.3.1. Niveles Sísmicos

En la evaluación del desempeño del edificio en estudio, el peligro sísmico se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad. Para construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima en cada nivel de peligro. De acuerdo a los estudios de peligro esta aceleración en roca sería la mostrada en la Tabla 3.1 (Alva y Castillo, 1994).

Tabla 3.2. Sismos de diseño y su aceleración asociada

Sismo de Diseño		Aceleración asociada para la costa del Perú (g)
Sismos Frecuentes	SF	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25
Sismos Raros	SR	0.40

Fuente: Ingeniería Antisísmica, Muñoz, 1999.

Para la construcción de los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomó de la propuesta del International Building Code IBC (Figura 3.2) (ICC, 2000), la misma que corresponde a terremotos de subducción.

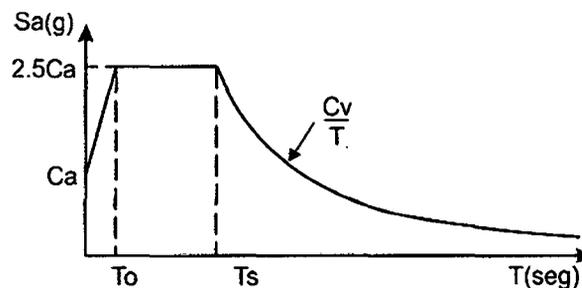


Figura 3.2. Espectro del IBC

En el espectro esquemático del IBC (ICC, 2000), los términos independientes son Ca y Cv y los periodos singulares (To y Ts), los cuales satisfacen las siguientes relaciones:

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \quad T_0 = 0.2T_s$$

El espectro base de la Norma Peruana corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno que para la costa peruana y en suelo bueno tiene una

aceleración pico asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la Norma Peruana (RNE, 2006) es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 segundos. La Figura 3.3 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

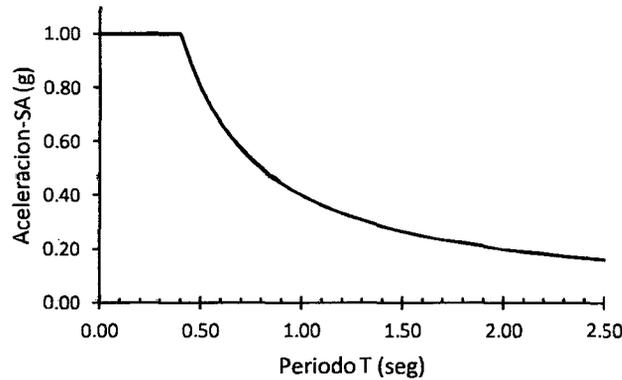


Figura 3.3. Espectro elástico de la Norma Peruana

Con el fin de representar este espectro en base al esquema del IBC, se hace necesario determinar los valores C_a y C_v empleando relaciones directas de equivalencia. Se encontró que $C_a = 0.4$ y $C_v = 0.4$. La Figura 3.4 muestra el espectro obtenido empleando el esquema IBC (ICC, 2000).

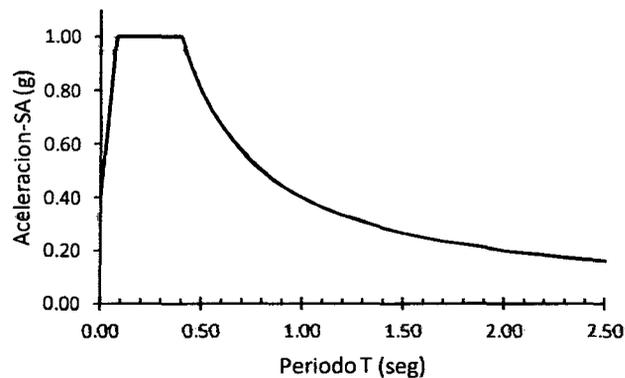


Figura 3.4. Espectro del IBC para sismo raro

Como se aprecia ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana E.030 no refleja la tendencia hacia la aceleración pico del suelo.

La Tabla 3.2 presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

Tabla 3.3. Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta del UBC

Sismo de Diseño		Aceleración asociada para la costa del Peru (g)	Cv	Ca
Sismos Frecuentes	SF	0.20	0.20	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25	0.25	0.25
Sismos Raros	SR	0.40	0.40	0.40

Fuente: Ingeniería Antisísmica, Muñoz, 1999.

Finalmente, se obtuvieron los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad como muestra la Figura 3.5 y luego de los espectros de demanda que se muestran en la Figura 3.6

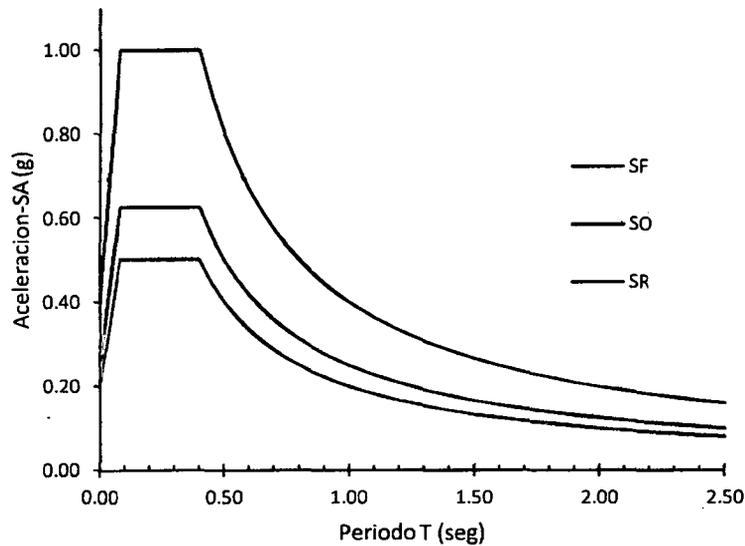


Figura 3.5. Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad

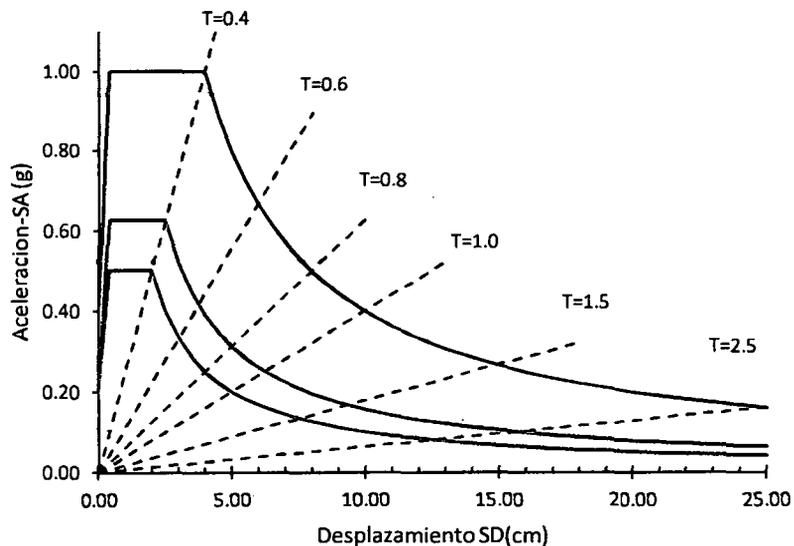


Figura 3.6. Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad

3.1.3.2. Demanda Sísmica según la Norma Peruana E-030

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E-030 (RNE, 2006) corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño. Como ejemplo grafiquémoslo para los parámetros correspondientes a la edificación en análisis.

Tabla 3.4. Determinación de la demanda sísmica según la norma E-030

DATOS GENERALES		DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA		
Departamento	Cajamarca			
Zona Sísmica	3	MÉTODO DINÁMICO		
Factor de Zona	Z = 0.40	ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL		
Edificación	EDUCACION	Aceleración Espectral		
Tipo de Edificación	Esencial	$S_a = Z.U.C.S.g .R^{-1}$		
Categoría de la Edificación	A	Determinación del Factor de Amplificación Sísmica y la		
Factor de Uso	U = 1.50	Aceleración Espectral		
Sistema Estructural	Sistema Dual	Factor de Amplificación Sísmica		
Factor de Ductilidad	R = 7.00	$C = 2.5 (T_p / T) < 2.5$		
Configuración Estructural	Regular	Incremento del Periodo Fundamental	0.20 seg	
Coficiente de Reducción	R = 7.00	Inicio del Periodo Fundamental	0.10 seg	
Tipo de Suelo	S 3	Periodo	Facto de	
Descripción del Suelo	Suelos Flexibles o con estratos de	Fundamental	Amplificación	Espectral
Factor de Suelo	S = 1.4	de la Estructura	Sísmica	Aceleración
	T _p = 0.90	T (seg)	C	Sa / g

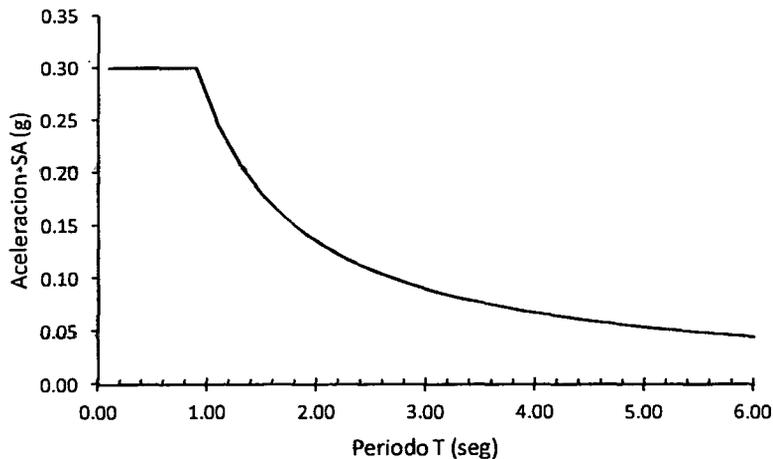


Figura 3.7. Espectro de Demanda según norma E-030 (Categoría A)

3.1.4. Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda Sísmica

3.1.4.1. Punto de Desempeño Sísmico

El punto de desempeño se encuentra de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, y determina la respuesta máxima de la estructura, establecido como la capacidad que tiene de incursionar en el rango inelástico.

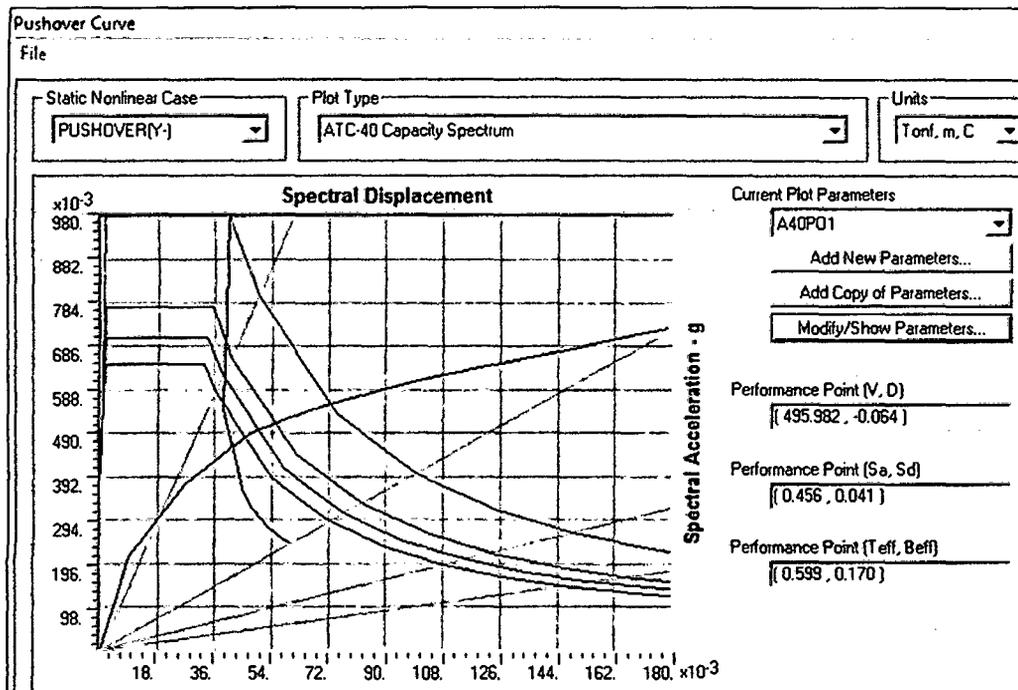


Figura 3.8. Punto de Desempeño para Sismo Raro (Dirección Transversal Y-Y)

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro sísmico, obteniéndose los puntos de desempeño sísmico mostrados en la Tabla 3.3.

Tabla 3.5. Puntos de Desempeño sísmico

Dirección	Sismos	V (Ton)	Δ (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	T (Seg)	B (%)
X-X	S(E-030)	293.779	1.3	0.29	0.9	0.36	5.4
	SF	470.495	2.2	0.46	1.6	0.37	6.2
	SO	583.166	2.7	0.56	2.0	0.38	6.7
	SR	731.560	4.3	0.68	3.0	0.42	13.5
Y-Y	S(E-030)	253.657	2.2	0.25	1.3	0.44	7.5
	SF	322.683	3.2	0.31	2.0	0.49	11.1
	SO	372.181	3.9	0.35	2.4	0.52	13.7
	SR	495.982	6.4	0.46	4.1	0.60	17.0

La curva de capacidad estructural de la dirección transversal del edificio (Y-Y) sectorizadas según la recomendación del SEAOC, se muestra en la Figura 3.9 en

la cual se observan los puntos de desempeño obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica.

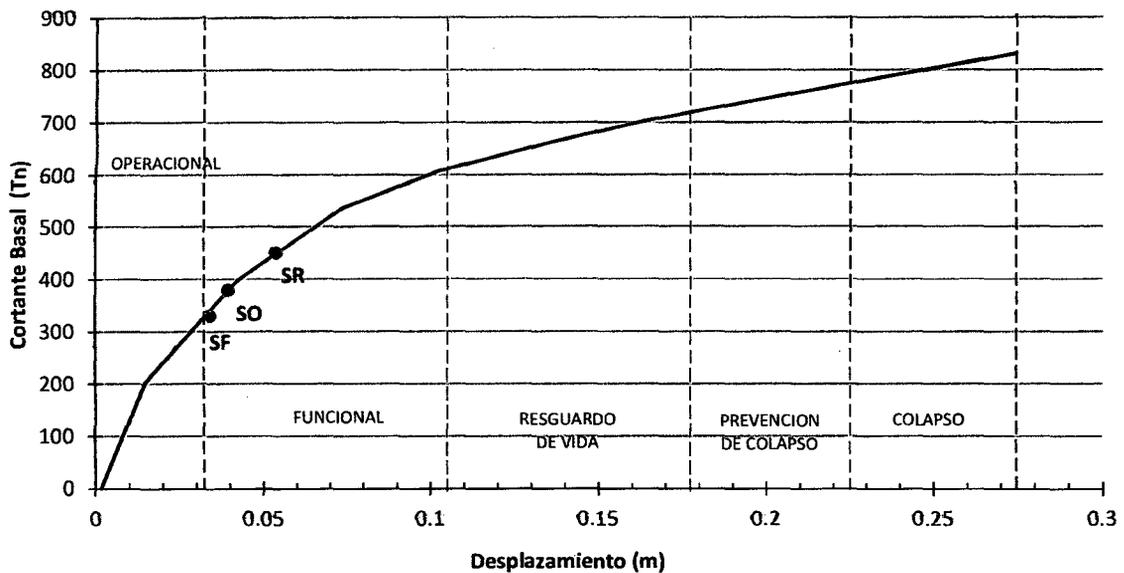


Figura 3.9. Curva de capacidad y Puntos de Desempeño sísmico para diferentes niveles de Sismos (Dirección Transversal Y-Y)

La curva de capacidad estructural de la dirección transversal del edificio (X-X) sectorizadas según la recomendación del SEAOC, se muestra en la Figura 3.10 en la cual se observan los puntos de desempeño obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica.

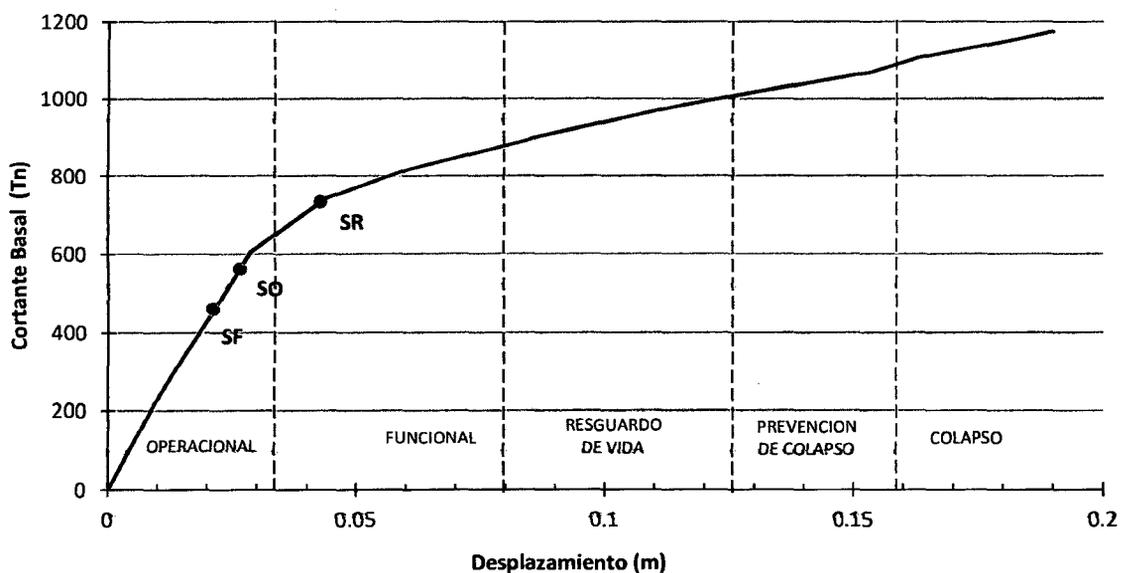


Figura 3.10. Curva de capacidad y Puntos de Desempeño sísmico para diferentes niveles de Sismos (Dirección Longitudinal X-X)

3.1.5. Calificación del Desempeño

La Tabla 3.6 muestra el comportamiento de la estructura del edificio en la dirección transversal (Y-Y) para los tres niveles de demanda sísmica.

Tabla 3.6. Matriz de Desempeño Sísmico en la dirección Transversal Y-Y del edificio

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

La Tabla 3.7 muestra el comportamiento de la estructura del edificio en la dirección longitudinal (X-X) para los tres niveles de demanda sísmica.

Tabla 3.7. Matriz de Desempeño Sísmico en la dirección Longitudinal X-X del edificio

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

3.1.6. Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales

3.1.6.1. Demandas de rigidez de la norma peruana E-030 (RNE, 2006)

Las demandas de rigidez se materializan en las normas mediante límites que se imponen a los desplazamientos laterales. Algunas normas establecen límites para los desplazamientos elásticos que se obtienen de las sollicitaciones sísmicas reducidas; otros códigos como el peruano fijan los límites para los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico ante un evento severo (RNE, 2006).

Las exigencias de rigidez dependen tanto de los límites para las derivas como de los procedimientos para calcular los desplazamientos laterales. A continuación se resumen las indicaciones del código peruano al respecto.

- *Cálculo de los desplazamientos máximos esperados*

Los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico se obtienen amplificando los desplazamientos máximos elásticos por el factor 0.75R.

En el análisis elástico las solicitaciones se reducen por el factor R y para obtener los desplazamientos inelásticos se multiplican por el factor 0.75R, por tanto para el código peruano E-030 (RNE, 2006) los desplazamientos máximos esperados en el análisis inelástico no dependen del valor del coeficiente de reducción R.

a) Desplazamiento lateral permisible según norma E-030 (RNE, 2006)

Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente para estructuras de concreto armado, el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso debe ser como máximo 0.007 ($\Delta / h_e \leq 0.007$). Este límite debe satisfacerse en todos los puntos del sistema estructural de cada entrepiso.

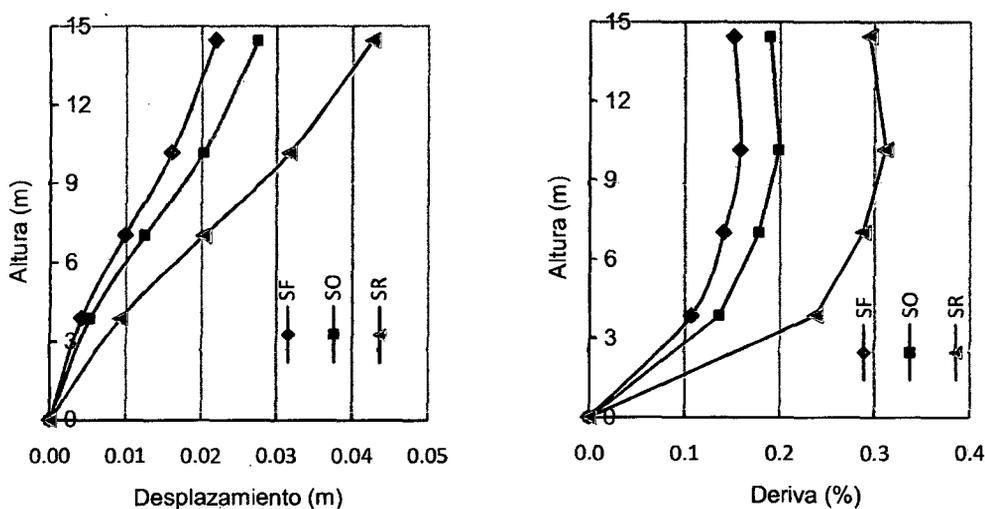


Figura 3.11. Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal X-X)

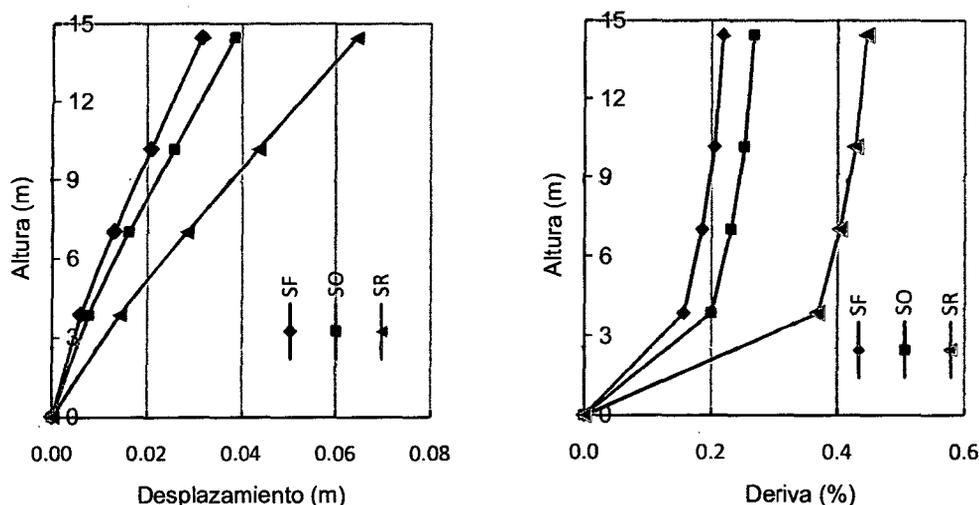


Figura 3.12. Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Transversal Y-Y)

3.1.6.2. Ductilidad global

Para la dirección longitudinal X-X, el edificio tendría una ductilidad global de $\mu_{COL/FE} = \Delta_{MAX} / \Delta_{FE} = 5.76$ respecto a la fluencia efectiva y respecto a la primera rótula de $\mu_{COL/1ROT} = \Delta_{MAX} / \Delta_{1ROT} = 20.27$.

Para la dirección transversal Y-Y, el edificio tendría una ductilidad global de $\mu_{COL/FE} = \Delta_{MAX} / \Delta_{FE} = 8.58$ respecto a la fluencia efectiva y respecto a la primera rótula de $\mu_{COL/1ROT} = \Delta_{MAX} / \Delta_{1ROT} = 18.46$.

Como se puede observar; la dirección no influye significativamente en la ductilidad global medida respecto a la fluencia efectiva.

3.1.6.3. Resistencia

Teniendo en cuenta la dirección más desfavorable (dirección transversal Y-Y del edificio). La primera rótula se formó con una fuerza cortante de $V_{1ROT} = 204.28$ Tn, para la fluencia efectiva y la resistencia máxima, corresponden valores de $V_{FE} = 458.50$ Tn y $V_{MAX} = 831.12$ Tn respectivamente. Por lo tanto se tienen sobrerresistencias del orden de $V_{MAX}/V_{1ROT} = 4.07$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.81$ respecto a la primera rotula y a la fluencia efectiva.

En la dirección longitudinal X-X del edificio se tienen los cortantes basales: $V_{1ROT} = 218.433$ Tn, $V_{FE} = 708.50$ Tn y $V_{MAX} = 1175.279$ Tn, entonces se tendrían sobrerresistencias de $V_{MAX}/V_{1ROT} = 5.38$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.66$

Los resultados muestran que la deformación máxima en el concreto no influye significativamente en la resistencia estructural.

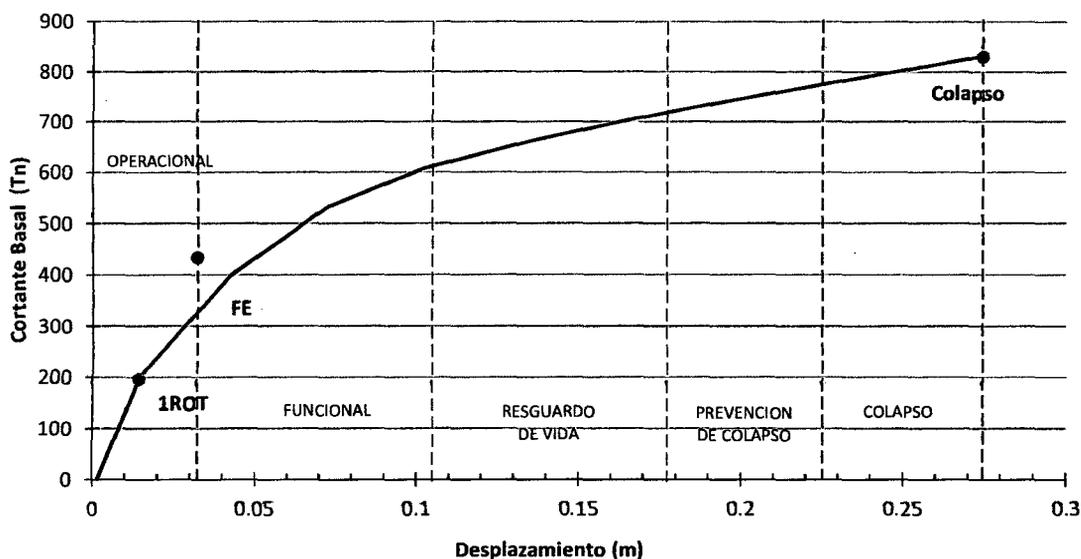


Figura 3.13. Puntos de interés en la curva de capacidad estructural del edificio (Dirección Transversal Y-Y)

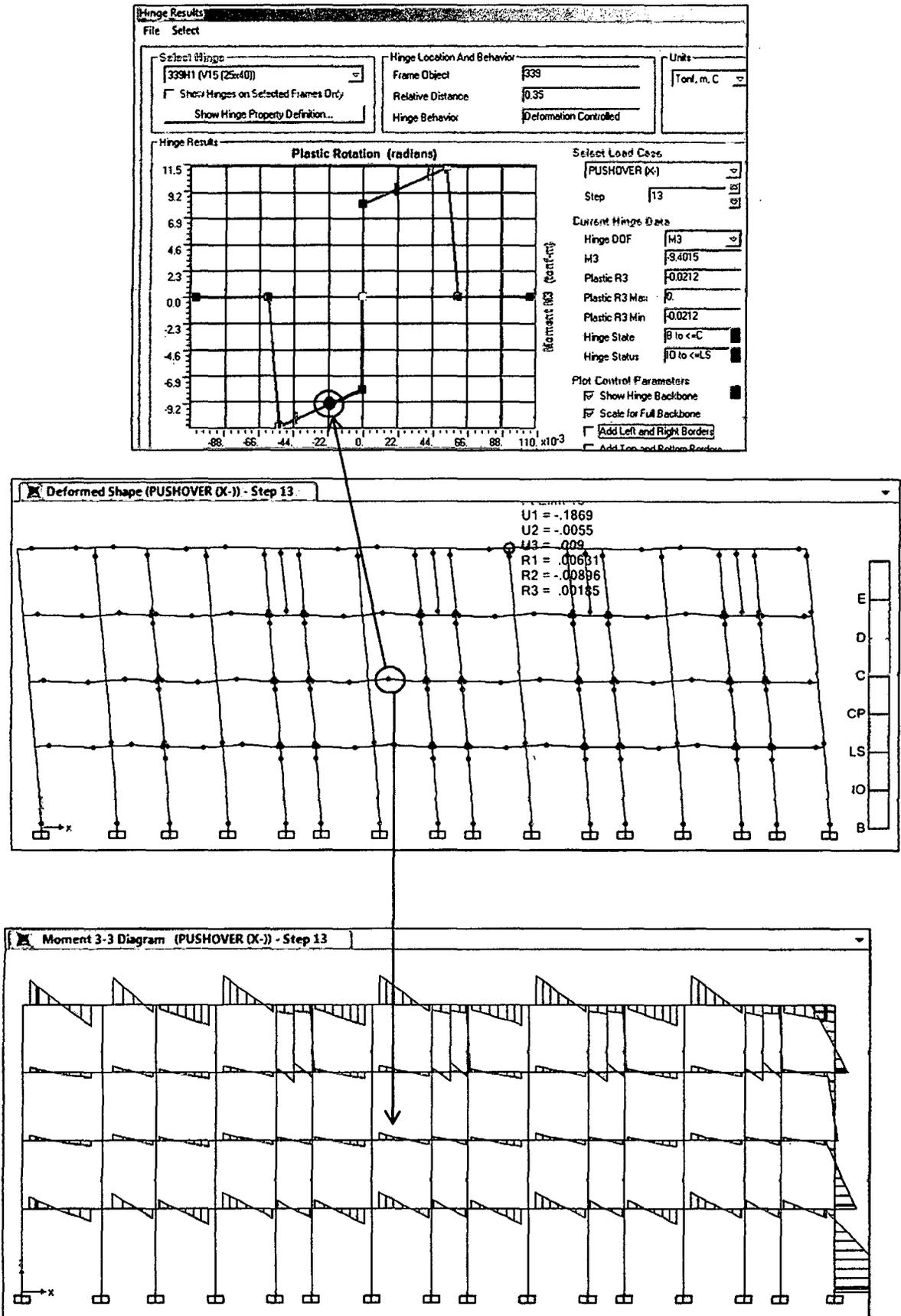


Figura 3.14. Mecanismo de formación de rotulas plásticas, $\Delta t=18.6\text{cm}$, eje 1-1 (dirección X-X) y respuesta de rotula plástica en viga (M3).

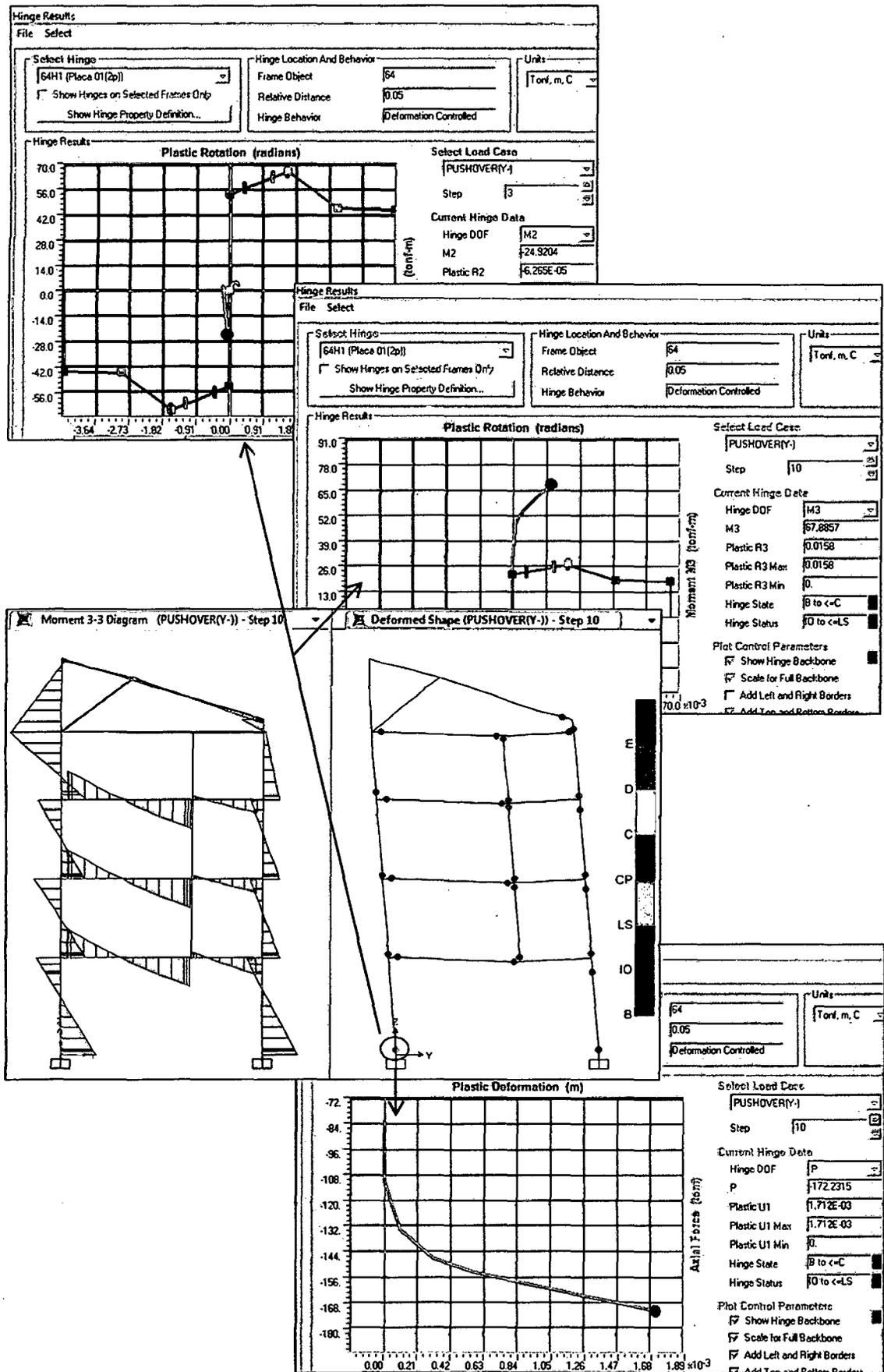


Figura 3.15. Mecanismo de formación de rotulas plásticas, $\Delta t=27.2\text{cm}$, eje A2-A2 (dirección Y-Y) y respuesta de rotula plástica en columna (P-M2-M3).

3.2. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

3.2.1. Calificación del Desempeño Sísmico

Los resultados de las Tablas 3.6 y 3.7 muestran para el edificio en su dirección longitudinal (dirección X-X) un nivel de desempeño operacional ante sismos frecuentes y ocasionales, sin daños debido al comportamiento elástico que presenta; y frente a sismos raros se encontraría en el rango funcional con daños ligeros. En la dirección transversal del edificio (dirección Y-Y) el nivel de desempeño es funcional frente a los tres tipos de sismos, presentaría daños ligeros con interrupciones de inmediata recuperación.

El desempeño sísmico alcanzado por el edificio en su dirección longitudinal X-X (dirección resistente de placas) es superior al desempeño de su dirección transversal Y-Y.

3.2.2. Desempeño sismorresistente esperado

- **Sismos Frecuentes**

Según los resultados mostrados en la Tabla 3.5 para sismos frecuentes, en la dirección transversal del edificio (Y-Y), se tendría una deriva de 0.22% ($\Delta t=3.2\text{cm}$) y recibiría un cortante basal de 322.683 Tn; la estructura tiene sus primeras incursiones inelásticas frente a estos eventos. En la dirección longitudinal del edificio (X-X), se tendría una deriva de 0.15% ($\Delta t=2.2\text{cm}$) y un cortante basal de 470.495 tn; donde la estructura presenta un comportamiento elástico frente a estos eventos.

- **Sismos Raros**

Los resultados de la Tabla 3.5 muestran para sismos raros, en la dirección transversal del edificio (Y-Y), una deriva de 0.44% ($\Delta t=6.4\text{cm}$) y un cortante basal de 495.982 Tn, la estructura consumirá alrededor del 23% de su ductilidad disponible y el 44% de su recorrido en la zona funcional. En la dirección longitudinal del edificio (X-X), se tendría una deriva de 0.30% ($\Delta t=4.3\text{cm}$) y un cortante basal de 731.560 Tn, la estructura consumirá alrededor del 22% de su ductilidad disponible y el 21% de su recorrido en la zona funcional; y de acuerdo al marco de referencia del SEAOC (1995), la edificación se encuentra en el rango funcional y cubriría ampliamente el objetivo para el desempeño en sismos raros.

3.2.3. Capacidad Estructural

Según los resultados del análisis Pushover mostrados en las Figuras 3.9 y 3.10 se puede apreciar que la capacidad estructural, referido al cortante basal (V) es mayor en la dirección longitudinal X-X del edificio ($V_{\max} = 1175.279$ Tn) con respecto a la dirección transversal Y-Y de edificio ($V_{\max} = 831.1205$ Tn), debido a que las placas actúan en su dirección resistente (X-X) en la cual su rigidez y momentos de inercia son altos.

El edificio en su dirección longitudinal X-X presenta menor ductilidad global ($\mu = 5.76$) con respecto a la dirección transversal Y-Y de edificio ($\mu = 8.58$), puesto que la alta rigidez de las placas permite pequeñas deformaciones en la dirección X-X, mientras que la ductilidad mayor en la dirección Y-Y depende de los pórticos.

3.2.4. Demanda de rigidez y desplazamientos laterales

Los resultados mostrados en las Figuras 3.11 y 3.12 correspondientes a los desplazamientos laterales y derivas, indican que la edificación es bastante rígida, al ser comparados por los desplazamientos laterales permisibles de la norma Peruana E-030 ($\Delta / h_e \leq 0.007$), puesto que para un evento muy severo (sismo Raro) alcanza una deriva de 0.44%, correspondiente a la dirección más desfavorable (dirección transversal del edificio Y-Y). La alta rigidez se debe a la existencia de placas dentro de la estructura.

3.2.5. Mecanismo de Falla o Colapso

Los resultados mostrados mediante las Figuras 3.14 y 3.15 permiten observar el mecanismo de progresión de rotulas plásticas para las direcciones longitudinal y transversal de la estructura, frente al análisis Pushover, donde se puede apreciar un tipo de falla inestable, puesto que las columnas y las placas fallan antes que las vigas debido a las cargas laterales. También se puede observar que los diagramas de momentos (M_3) en vigas sufren cambios de sentido en los nudos, debido a la influencia de las cargas laterales.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El nivel de desempeño en la dirección transversal Y-Y del edificio se encuentra en el rango funcional ante los tres tipos de demanda: frente a sismos frecuentes se obtuvo derivas de 0.22% ($\Delta_t=3.2\text{cm}$), que corresponden a inicios del rango funcional; ante sismos ocasionales la deriva alcanzada es de 0.27% ($\Delta_t=3.9\text{cm}$) presentando pequeños daños, y ante sismos raros las derivas son de hasta 0.44% ($\Delta_t=6.4\text{cm}$) con daños ligeros, sufriendo interrupciones de inmediata recuperación, donde estructura global consumiría alrededor del 23% de su ductilidad disponible y el 44% de su recorrido en la zona funcional.
- El nivel de desempeño en la dirección resistente de placas (dirección longitudinal X-X del edificio) se encuentra en el rango operacional ante las demandas frecuentes y ocasionales; obteniéndose derivas menores a 0.15% ($\Delta_t=2.2\text{cm}$) y 0.19% ($\Delta_t=2.8\text{cm}$) respectivamente, presentando un comportamiento elástico sin daño estructural. Frente a sismos raros la deriva es de 0.29% ($\Delta_t=4.3\text{cm}$) estando dentro del nivel funcional, con daños ligeros, la estructura consumirá alrededor del 22% de su ductilidad disponible y el 21% de su recorrido en la zona funcional.
- El nivel de desempeño para la demanda sísmica calculada según la norma E-030 (espectro de diseño), es excelente; alcanza una deriva de 0.15% ($\Delta_t=2.2\text{cm}$), y permanecería en el rango operacional con un comportamiento elástico. Además su punto de desempeño se encuentra por debajo al de sismos frecuentes.
- Los resultados del análisis Pushover, muestran que la capacidad estructural del edificio presenta gran resistencia y buena ductilidad frente a cargas laterales; en la dirección transversal presenta un cortante basal máximo de 831.120 Tn, una ductilidad global de 8.58 y una

sobrerresistencia de 1.81. En la dirección longitudinal del edificio (dirección resistente de placas) se tiene un cortante basal máximo de 1175.279 Tn una ductilidad global de 5.76 y una sobrerresistencia de 1.66 con respecto a la fluencia efectiva.

- La estructura tiene la capacidad de desarrollar un 178% y 97% más de corte basal en las direcciones longitudinal y transversal del edificio respectivamente, al comparar las fuerzas cortantes máximas alcanzadas, según el Análisis Pushover y el cortante basal (caso estático) calculado según la norma peruana E-030. Esta amplia reserva de resistencia a esfuerzos de corte se debe a la alta rigidez de las placas.
- Las derivas producidas por las acciones laterales, para los niveles de riesgo más severos correspondiente a sismos raros, alcanzan valores de hasta 0.44% y no superan a lo contemplado en el código peruano (0.7%), cumpliendo ampliamente con los requisito de rigidez de la norma E-030.

RECOMENDACIONES

- Realizar un análisis de los métodos desarrollados actualmente en desempeño sísmico por FEMA 356 y FEMA 440 (método del coeficiente de desplazamiento y linearización equivalente) para compararlos con el método convencional de ATC-40.
- Desarrollar un análisis no lineal en el tiempo, utilizando registros de tiempo – historia de sismos, para ser aplicados a edificaciones de categoría esencial e importante, puesto que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño.
- Considerar el uso del método *Modal Pushover* para determinar Capacidad estructural de una edificación, ya que permite obtener mejores resultados en cuanto a precisión, debido a la participación e influencia de los modos superiores de vibración.
- Considerar la incidencia de los muros de mampostería en la estructura, mediante el uso del método del puntal diagonal, que a la vez permite determinar los daños en estos elementos mediante el análisis Pushover.
- Realizar ensayos de registros de vibración ambiental para determinar los periodos de los modos de vibración en una edificación y compararlos con los de un modelo estructural, puesto que están relacionados directamente a la rigidez global de la estructura y a su degradación.
- Implementar la conceptos y métodos del análisis por desempeño dentro del diseño sismorresistente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. y Castillo, J. 1994. Peligro Sísmico en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
- ATC-40. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
- Bonett, R. 2003. *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Obtenido el 18 de mayo del 2005 en: <http://www.tdx.cesca.es/TDX-1222103-092523/#documents>.
- Carrillo, W.J. 2007. Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada. Artículo en revisión de pares académicos de la Revista DYNA, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.
- Computers and Structures, Inc. 2011. SAP2000 v15 Educational, Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual. C.S.I., Berkeley, California, U.S.A. 475p.
- Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. 404p.
- Fernandez Villegas, Jhonny Angel. 2006. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. Tesis Ing. Civil. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú. 102p.
- Habibullah, A. y Pyle, S. 1998. *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*. Obtenido el 16 de mayo del 2005 en: http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/Pushover%20paper.pdf
- International Code Council (ICC). (2000). International Building Code 2000. International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- León, H. y Quintana, U. 2004. *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Peruanos Modernos*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima
- Mander, J; Priestly, M; and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8): 1804–1826.

- Muñoz, Alejandro. 1999. *Ingeniería Antisísmica*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
- Muñoz, A; Blondet, M; Quispe, D. y Alvarez, A. 2001. *Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos*. Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Puno.
- Nilson, AH; Darwin, D; and Dolan, CW. 2010. *Design of concrete structures*. 14^a edición, New York, NY, McGraw-Hill. P 734-737.
- Ottazzi, G. 2003. *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima. 120p.
- Park, R.; T. Paulay. 1983. *Estructuras de Concreto Reforzado*. México D.F., Limusa. 796p.
- Paulay, T.; M. J. N. Priestley. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, Wiley Interscience. 744p.
- RNE. 2006. *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Decreto Supremo No 011-2006 - Vivienda. Lima.
- SEAOC. 1995. *A Framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California.
- UBC. 1997. *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Vera, S.D. 2011. *Análisis estructural sismo-resistente del bloque a del Edificio de la Facultad de Ciencias humanas y de la Educación de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi para garantizar la seguridad de sus ocupantes*. Tesis Ing. Civil. Ecuador. Universidad Técnica de Ambato. 211p.
- Verdi RB. 2004. *Efectos de Cargas Monotónicamente Crecientes con Ángulos de Incidencia Variables Sobre Estructuras de Hormigón Armado*. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 124p.

ANEXOS

1. PLANOS

Anexo N°	Descripción
1.1	ARQUITECTURA - PLANTAS
1.2	ARQUITECTURA - CORTES Y ELEVACIONES
1.3	ESTRUCTURAS - CIMENTACION
1.4	ESTRUCTURAS - ENCOFRADOS