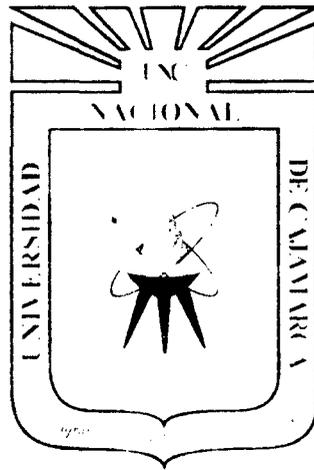


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL MODULO C, DEL  
MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA.  
CAJAMARCA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
JAVIER RAMIREZ QUISPE**

**ASESOR**

**Dr. Ing. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO**

**CAJAMARCA - PERÚ**

**2014**

---

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por la vida, la salud, el conocimiento.

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 mis asesores Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno y el Ing. Francisco Huamán Vidaurre, que sus conocimientos y experiencia me guiaron en la elaboración de la presente tesis.

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

---

## **DEDICATORIA**

A mis padres Vicente y Manuela por brindarme su amor sus enseñanzas y su apoyo incondicional en cada momento.

A mis hermanos Elmer, Luz y Huber por su apoyo su paciencia y su amor fraternal.

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

---

## INDICE GENERAL

RESUMEN .....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. FORMULACION DE PROBLEMA.....	1
1.3. HIPOTESIS.....	2
1.4. JUSTIFICACION.....	2
1.5. OBJETIVOS.....	2
1.5.1. Objetivo general .....	2
1.5.2. Objetivo Especifico .....	2
1.6. CONTENIDO DE LOS CAPITULOS.....	3
<b>CAPÍTULO II :MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>4</b>
2.1. ANTECEDENTES .....	4
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	4
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	5
2.1.3. Antecedentes locales.....	6
2.2. BASES TEORICAS .....	6
2.2.1. Diseño Basado en el Desempeño Sísmico.....	6
2.2.2. Niveles de Desempeño Sísmico.....	8
2.2.2.1. Niveles de desempeño en edificios según FEMA 356/1.5 y ASCE/SEI 41-06 .....	8
2.2.2.1.1. Rangos y Niveles de Desempeño Estructural .....	9
2.2.2.1.2. Niveles de Desempeño No Estructural .....	11
2.2.2.2. Niveles de Desempeño según la propuesta de la ATC – 40 (Applied technology council) – volumen 1.....	14
2.2.2.2.1. Niveles para los elementos estructurales (ATC 40 – volumen 1).....	14

---

2.2.2.2 Niveles para los elementos no estructurales (ATC 40- volumen 1).....	16
2.2.2.3. Niveles de Desempeño según HAZUS MH 2.1 .....	19
<b>2.2.3. Peligro Sísmico .....</b>	<b>22</b>
2.2.3.1. Sismicidad Histórica e Instrumental .....	22
2.2.3.2. Parámetros Sismológicos .....	22
2.2.3.3. Evaluación del peligro sísmico .....	23
<b>2.2.4. Movimiento Sísmico de Diseño .....</b>	<b>24</b>
2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000 .....	25
2.2.4.2. Propuesta del Applied Technology Council (ATC – 40) .....	25
2.2.4.3. Adaptación para el Perú .....	26
<b>2.2.5. Análisis Estático No Lineal .....</b>	<b>28</b>
2.2.5.1. Principales pasos para obtener la curva Capacidad .....	28
2.2.5.2. Análisis Estático No Lineal en SAP 2000 .....	29
<b>2.2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA NTP E- 30 .....</b>	<b>33</b>
2.2.6.1. Zonificación .....	33
2.2.6.2. Parámetros del Suelo .....	34
2.2.6.3. Factor de Amplificación Sísmica (C) .....	34
2.2.6.4. Categorías de las Edificaciones .....	35
2.2.6.5. Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R) .....	35
2.2.6.6. Factores de Irregularidad ( $I_a$ , $I_p$ ) .....	36
2.2.6.7. Fuerza Cortante en la Base .....	37
<b>2.2.7. CURVA DE CAPACIDAD .....</b>	<b>38</b>
2.2.7.1. Fluencia Efectiva .....	39
2.2.7.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad .....	40
<b>2.2.8. ESPECTRO DE CAPACIDAD .....</b>	<b>42</b>
<b>2.2.9. ESPECTRO DE DEMANDA .....</b>	<b>44</b>
<b>2.2.10. DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACION .....</b>	<b>46</b>
<b>2.2.11. ESTIMACION DEL PUNTO DE DESEMPEÑO .....</b>	<b>47</b>
2.2.11.1. Respuesta Elástica de Estructuras .....	47
2.2.11.2. Respuesta Inelásticas de Estructuras .....	48
2.2.11.3. Procedimientos para determinar el Punto de Desempeño .....	53

---

---

<b>2.2.12. EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>54</b>
<b>2.2.13. CAPACIDAD DE EDIFICIO</b> .....	<b>56</b>
2.2.13.1. Diagrama momento – Giro .....	56
<b>2.2.14. GENERACION DE ROTULAS PLASTICAS</b> .....	<b>59</b>
2.2.14.1. Criterios de Aceptación para deformación en elementos .....	59
2.2.14.2. Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas .....	60
2.2.14.3. Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas y Placas .....	61
<b>2.3 DEFINICON DE TERMINOS BASICOS</b> .....	<b>63</b>
2.3.1. Capacidad .....	63
2.3.2. curva de capacidad .....	63
2.3.3. Deriva de Entrepiso .....	63
2.3.4. Desempeño Estructural .....	63
2.3.5. Diagrama Momento Giro .....	63
2.3.6. Edificaciones Esenciales .....	63
2.3.7. Espectro de Capacidad .....	64
2.3.8. Espectro de Demanda .....	64
2.3.9. Nivel de Desempeño .....	64
2.3.10. Nudo de Control de Desplazamiento .....	64
2.3.11. Punto de Desempeño .....	64
2.3.12. Rotula Plástica .....	65
2.3.13. Relación Momento Curvatura .....	65
2.3.14. Análisis Pushover .....	65
2.3.15. Comportamiento Elástico (lineal) .....	65
2.3.16. Ductibilidad .....	65
2.3.17. Espectro de Respuesta Elástico .....	66
2.3.18. Punto de Fluencia (fluencia efectiva) .....	66
2.3.19. Riesgo Sísmico .....	66
<b>CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS</b> .....	<b>67</b>
3.1. LOCALIZACIÓN.....	67
3.2. PROCEDIMIENTO .....	69

---

---

3.2.1. Recopilación de Información .....	69
3.2.2. Evaluación de la estructura .....	69
3.3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA .....	70
3.3.1. Vigas principales y secundarias .....	70
3.3.2. columnas .....	70
3.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TECNICAS .....	70
3.4.1. Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto .....	71
3.4.2. Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero .....	71
3.5. EVALUACION DE LA ESTRUCTURA .....	72
3.5.1. Durante la ejecución .....	72
3.5.2. Después de la construcción .....	73
3.6. METRADO DE CARGAS .....	77
3.6.1. Cargas permanentes ( muerta) .....	77
3.6.2. Cargas vivas .....	77
3.6.3. Metrado de cargas de la escalera .....	77
3.7. MODELO ESTRUCTURAL .....	79
3.8. DIAGRAMA DE MOMENTOS CURVATURA Y MOMENTO – GIRO.....	80
3.8.1. Diagrama de Momento Giro para Vigas de la Estructura .....	81
3.8.2. Diagrama de Momentos Curvaturas y Giros para Columnas .....	86
3.9. ESPECTRO DE RESPUESTA .....	92
3.10. CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA .....	96
3.10.1.1. Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad “X” .....	98
3.10.2.2. Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad “Y” .....	102
3.10.2.3. Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad “Y” .....	102
3.11. DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SISMICO .....	102

---

---

3.11.1. Punto de desempeño de la estructura para sismo en X .....	103
3.11.2. Punto de Desempeño de la Estructura para Sismo en Y .....	104
3.12. EVALUACION DE DAÑOS CON HAZUZ – MH 2.1 .....	105
3.12.1. Tipo de Estructuras .....	106
3.12.2. Niveles de Daño .....	106
3.12.3. Niveles de Diseño Sísmico .....	106
3.12.4. Curvas de Fragilidad Estructural .....	107
3.12.5. Estimación de Daños .....	110
3.13. DESPLAZAMIENTO LATERALES Y DERIVAS .....	113
3.13.1.Desplazamiento y derivas para sismos en dirección X .....	114
<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>88</b>
4.1. ANALISIS DE RESULTADOS.....	116
4.1.1.Niveles de desempeño de acuerdo a los niveles de sismos en la Dirección X .....	116
4.1.2.Niveles de desempeño de acuerdo a los niveles de sismos en la Dirección Y.....	116
4.1.3.Estimación de Daños con HAZUZ – MH 2.1. ....	117
4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	120
4.2.1.Niveles de Desempeño alcanzado .....	120
4.2.2.Derivas de Entrepiso de la Estructura.....	121
4.2.3.La estructura de acuerdo a HAZUS – MH 2.1 .....	122
<b>CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>124</b>
5.1. CONCLUSIONES .....	124
5.2. RECOMENDACIONES .....	125
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍAS	
ANEXOS N° 1: PROCEDIMEITNO REALIZADO CON SAP2000.....	129
ANEXOS N° 2: ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.....	150
ANEXOS N°3: ENSAYOS DE ESPECIMENES DE CONCRETO.....	155
ANEXOS N° 4: PLANOS.....	162

---

---

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1.</b> Niveles de Desempeño Estructural y Daños en Pórticos de Concreto Armado .....	11
<b>Tabla 2.2.</b> Niveles de Desempeño No Estructural y Daños en componentes Arquitectónicos.....	14
<b>Tabla 2.3.</b> Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño .....	18
<b>Tabla 2.4.</b> daños en elementos Estructurales: elementos de concretos .....	20
<b>Tabla 2.5.</b> Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques .....	20
<b>Tabla 2.6.</b> Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos y conductos .....	21
<b>Tabla 2.7.</b> Daño en Elementos Estructurales: Muros de Corte de Concreto.....	21
<b>Tabla 2.8.</b> Niveles de Movimiento Sísmico de diseño, (SEAOC, 1995).....	25
<b>Tabla 2.9.</b> Niveles de Movimiento Sísmico (ATC 40, 1996) .....	26
<b>Tabla 2.10.</b> Sismos de Diseño, periodos de remoto y aceleraciones en la roca para la Costa del Perú .....	27
<b>Tabla 2.11.</b> Sismo de Diseños, aceleraciones máximas en la roca para la Costa del Perú y comportamiento estructural deseado de edificios comunes.....	28
<b>Tabla 2.12.</b> Factores de Zona NTP E - 030.....	28
<b>Tabla 2.13.</b> Parámetros del suelo NTP e -030 (2014) .....	33
<b>Tabla 2.14.</b> Periodo "T <sub>p</sub> " y "T <sub>L</sub> " NTP E-030 (2014).....	34
<b>Tabla 2.15.</b> Categoría de las edificaciones. Fuente: Norma Técnica E-030.(2014).....	35
<b>Tabla 2.16.</b> Coeficiente de reducción (R). Fuente: Norma Técnica E-030.....	36
<b>Tabla 2.17.</b> Irregularidades estructurales en Altura. Fuente: Norma Técnica E-030.....	37
<b>Tabla 2.18.</b> Irregularidades estructurales en Altura. Fuente: Norma.....	37
<b>Tabla 2.19.</b> Niveles recomendados de desempeño esperado para edificaciones.....	47

---

<b>Tabla 2.20.</b> Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento “k”.....	51
<b>Tabla 2.21.</b> Tipo de Comportamiento Estructural.....	51
<b>Tabla 2.22.</b> Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento “k”.....	52
<b>Tabla 2.23.</b> Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño...	55
<b>Tabla 2.24.</b> Sección de análisis dibujada en el Sección Designer del SAP2000.....	58
<b>Tabla 3.1.</b> Datos de las propiedades del concreto en los elementos estructurales del Módulo C - Mercado de Abastos Baños del Inca .....	70
<b>Tabla 3.2.</b> Características de las vigas del modelo estructural .....	70
<b>Tabla 3.3.</b> Resumen del $f_c$ del concreto en los elementos estructurales del Módulo C - Mercado de Abastos Baños del Inca.....	71
<b>Tabla 3.4.</b> Valores de la rigidez efectiva de los componentes .....	80
<b>Tabla 3.5.</b> Valores de la rigidez efectiva de los componentes .....	80
<b>Tabla 3.6.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas de primer piso C1 30X50 .....	82
<b>Tabla 3.7.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	82
<b>Tabla 3.8.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40A .....	84
<b>Tabla 3.9.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40B .....	85
<b>Tabla 3.10.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50 .....	85
<b>Tabla 3.11.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VA 30X40.....	86
<b>Tabla 3.12.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	86
<b>Tabla 3.13.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas de primer piso C1 30X50 .....	87
<b>Tabla 3.14.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	87

---

---

<b>Tabla 3.15.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas de segundo piso C2 .....	89
<b>Tabla 3.16.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	89
<b>Tabla 3.17.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas T de primer piso C8.....	90
<b>Tabla 3.18.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	90
<b>Tabla 3.19.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas T de 2do piso C8.....	92
<b>Tabla 3.20.</b> Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50.....	92
<b>Tabla 3.21.</b> Datos para el espectro de respuesta .....	93
<b>Tabla 3.22.</b> Valores de la aceleración espectral en ambas direcciones y de los coeficientes de amplificación .....	94
<b>Tabla 3.23.</b> Valores de los representativos de la curva de capacidad para el sismo en la dirección X .....	97
<b>Tabla 3.24.</b> Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40A .....	98
<b>Tabla 3.25.</b> Principales puntos de la Curva de Capacidad, Dirección "X" .....	99
<b>Tabla 3.26.</b> Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño .....	99
<b>Tabla 3.27.</b> Valores de los representativos de la curva de capacidad .....	100
<b>Tabla 3.28.</b> Principales puntos de la Curva de Capacidad, Dirección "X" .....	101
<b>Tabla 3.29.</b> Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño .....	102
<b>Tabla 3.30.</b> Niveles de Desempeño Alcanzados por Edificaciones Esenciales para los sismos indicados .....	103
<b>Tabla 3.31.</b> Coeficientes sísmicos para cada sismo .....	103
<b>Tabla 3.32.</b> Puntos de desempeño para los sismos indicados en la dirección X .....	104
<b>Tabla 3.33.</b> Puntos de desempeño para los sismos indicados en la dirección Y.....	105
<b>Tabla 3.34.</b> Tipo de estructura del Mercado De Abastos de los Baños del Inca.....	106

---

---

<b>Tabla 3.35.</b> Máximas derivas entre piso “y” para estructuras C2L .....	107
<b>Tabla 3.36.</b> Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ ) .....	108
<b>Tabla 3.37.</b> Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño No Estructural en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ ) .....	109
<b>Tabla 3.38.</b> Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño en Contenidos en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ ).....	109
<b>Tabla 3.39.</b> Puntos de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura para los Niveles de Movimiento Sísmico considerados.....	110
<b>Tabla 3.40.</b> Desplazamientos Laterales (m) – dirección “X” .....	114
<b>Tabla 3.41.</b> Derivas Laterales (%) – dirección “X” .....	114
<b>Tabla 3.42.</b> Desplazamientos Laterales (m) – dirección “Y” .....	115
<b>Tabla 3.43.</b> Derivas Laterales (%) – dirección “Y” .....	115
<b>Tabla 4.1.</b> Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en la dirección X y los niveles según la SEAOC .....	116
<b>Tabla 4.2.</b> Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en la dirección X y los niveles según la SEAOC .....	117

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Diagrama del marco conceptual de la “Ingeniería basada en el desempeño” (Comité Visión 2000 SEAOC 1995) .....	7
<b>Figura 2.2.</b> Esquema del proceso del Análisis Estático No Lineal. (Bardales 2010).....	29
<b>Figura 2.3.</b> Zonas sísmicas .....	33
<b>Figura 2.4.</b> Desplazamientos de entrepiso y nudo de control. (Bonett 2003) .....	38
<b>Figura 2.5.</b> Representación del Pushover y de la Curva de Capacidad. (Fernández 2006) .....	39
<b>Figura 2.6.</b> . Formación de rótulas y Representación del Punto de Fluencia Efectiva (Fernández 2006).....	40
<b>Figura 2.7.</b> Criterio de las Rigideces Tangentes (Merino 2013).....	41
<b>Figura 2.8.</b> Criterio de las Áreas Iguales (Fernández 20) .....	41
<b>Figura 2.9.</b> Transformación de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad.....	42
<b>Figura 2.10</b> Secuencia para la obtención del Espectro de capacidad (Moreno 2006) .....	43
<b>Figura 2.11.</b> Espectro de Demanda del terremoto peruano de 1970 (Fernández 2006) .....	44
<b>Figura 2.12.</b> Espectro de aceleración de la Norma Peruana. (Fernández 2006).....	44
<b>Figura 2.13.</b> Espectro de Demanda de la Norma Peruana. (Fernández 2006) ...	45
<b>Figura 2.14</b> Secuencia para la obtención del Espectro de Demanda (Moreno 2006) .....	46
<b>Figura 2.15.</b> Intersección de espectros en la zona elástica (Fernández 2006).....	48
<b>Figura 2.16.</b> Intersección de espectros en la zona elástica (Fernández 2006) .....	48
<b>Figura 2.17.</b> Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996) .....	49

---

<b>Figura 2.18.</b> Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996) .....	50
<b>Figura 2.19.</b> Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996) .....	52
<b>Figura 2.20.</b> Reducción del espectro elástico de demanda por amortiguamiento equivalente (Fernández 2006) .....	53
<b>Figura 2.21.</b> Intersección de líneas de periodo secante y espectros de demanda reducidos (Fernández 2006) .....	54
<b>Figura 2.22.</b> Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV (Fernández 2006).....	54
<b>Figura 2.23.</b> Sectorización de la Curva de Capacidad. (SEAOC 1999) .....	55
<b>Figura 2.24.</b> Concentración de rótulas en los extremos .....	56
<b>Figura 2.25.</b> Modelamiento de uniones viga-columna. Adaptada de ASCE/SEI 41- 06 .....	57
<b>Figura 2.26.</b> Sección de análisis dibujada en el Sección Designer del SAP2000.....	58
<b>Figura 2.27.</b> Diagrama Momento – Curvatura generado por el SAP2000 .....	58
<b>Figura 2.28.</b> Diagrama Momento – Giro (Fernández 2006) .....	58
<b>Figura 2.29.</b> Generación de rótulas plásticas para Vigas .....	60
<b>Figura 2.30.</b> Identificación de respuestas límites en una viga .....	61
<b>Figura 2.31.</b> Generación de rótulas plásticas para Columnas .....	61
<b>Figura 2.32.</b> Identificación de respuestas límites en una Columna (FEMA 2000. p. 6-22) .....	62
<b>Figura 2.33.</b> Identificación de respuestas límites en muro de concreto controlado por flexión (FEMA 2000. p. 6-22) .....	62
<b>Figura 3.1.</b> Parte lateral derecha del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca .....	68
<b>Figura 3.2.</b> Parte Fontal del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca .....	68
<b>Figura 3.3.</b> Tratamiento de la Humedad en zapata .....	72
<b>Figura 3.4.</b> Junta fría en columnas del Mercado de Abastos de los Baños del Inca.....	73

---

---

<b>Figura 3.5.</b> Junta fría en columnas del Mercado de Abastos de los Baños del Inca .....	73
<b>Figura 3.6.</b> Fisura en esquina del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca .....	74
<b>Figura 3.7.</b> Grieta en junta de construcción en separación de Módulos C y D del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Primer piso) .....	75
<b>Figura 3.8.</b> Grieta en junta de construcción en separación de Módulos C y D del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Segundo piso).....	75
<b>Figura 3.9.</b> Presencia de Humedad a causa de lluvias en el Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Techo) .....	76
<b>Figura 3.10.</b> Corte de la escalera del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca .....	77
<b>Figura 3.11.</b> Diagrama de curvatura de VP 30x50 .....	82
<b>Figura 3.12.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X50 .....	83
<b>Figura 3.13.</b> Diagrama de curvatura de VP 30X40A .....	83
<b>Figura 3.14.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40A .....	84
<b>Figura 3.15.</b> Diagrama de curvatura de VP 30X40B .....	84
<b>Figura 3.16.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40B .....	85
<b>Figura 3.17.</b> Diagrama de curvatura de VP 30X40 .....	85
<b>Figura 3.18.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40 .....	86
<b>Figura 3.19.</b> Diagrama de curvatura de columnas de primer piso C1 30X50 ....	87
<b>Figura 3.20.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de primer piso C1 30X50 .....	88
<b>Figura 3.21.</b> Diagrama de curvatura de columnas de segundo piso C2 30X50.....	88

---

---

<b>Figura 3.22.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de segundo piso C2 30X50 .....	89
<b>Figura 3.23.</b> Diagrama de curvatura de columnas T de primer piso C8 .....	90
<b>Figura 3.24.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas T de primer piso C8 .....	91
<b>Figura 3.25.</b> Diagrama de curvatura de columnas de T de segundo piso C8 ....	91
<b>Figura 3.26.</b> Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de T de segundo piso C8 .....	92
<b>Figura 3.27.</b> Espectro de respuesta del Mercado De Abastos de los Baños del Inca, calculado para la dirección X .....	95
<b>Figura 3.28.</b> Espectro de respuesta del Mercado De Abastos de los Baños del Inca, calculado para la dirección Y .....	95
<b>Figura 3.29.</b> Curva de Capacidad (Sismo en X). .....	97
<b>Figura 3.30.</b> Rótulas plásticas para sismos en Dirección "X" .....	98
<b>Figura 3.31.</b> Representación Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X .....	100
<b>Figura 3.32.</b> Curva de Capacidad (Sismo en Y) .....	101
<b>Figura 3.33.</b> Curva de Capacidad (Sismo en Y) .....	101
<b>Figura 3.34.</b> Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X .....	102
<b>Figura 3.35.</b> Niveles de Desempeño Sísmico por la Estructura (Dirección "X")... ..	104
<b>Figura 3.36.</b> Niveles de Desempeño Sísmico por la Estructura (Dirección "Y") ... ..	105
<b>Figura 3.37.</b> Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño Estructural – Estructuras C2L) .....	108
<b>Figura 3.38.</b> Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño No Estructural – Estructuras C2L) .....	109
<b>Figura 3.39.</b> Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño en Contenidos – Estructuras C2L) .....	110

---

---

<b>Figura 3.40.</b> Estimación de Daño Estructural para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	111
<b>Figura 3.41.</b> Estimación de Daño Estructural en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	111
<b>Figura 3.42.</b> Estimación de Daños No Estructural para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	112
<b>Figura 3.43.</b> Estimación de Daño No Estructural en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	112
<b>Figura 3.44.</b> Estimación de Daño en Contenidos para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	113
<b>Figura 3.45.</b> Estimación de Daño en Contendidos en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X" .....	113
<b>Figura 3.46.</b> Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal X-X) .....	114
<b>Figura 3.47.</b> Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal Y-Y) .....	115

---

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación, contempla parámetros, para evaluar el desempeño de una edificación importante, como es el Mercado de Abastos del Distrito de Los Baños de Inca, analizándolo frente a diferentes tipos de sismos.

La estructura en estudio, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E-030 se encuentra en una zona sísmica alta (Zona 3), cuenta con suelo flexible y napa freática ubicada a unos 2.2 mts promedio bajo el nivel del terreno. El suelo de cimentación cuenta con presencia de componentes químicos como el azufre por la presencia del agua caliente, y además de ello, los malos procesos constructivos en el Mercado de Abastos de los Baños del Inca – Cajamarca.

El procedimiento usado es el Análisis Estático No Lineal, AENL, acorde con las normativas recientes ASCE/SEI 7-10, ASCE/SEI 41-06, el ATC-40, volumen 1 publicado el año 1996, otros. Para el análisis de la estructura se utilizará el método de Análisis Modal espectral de respuesta y serán desarrollados con ayuda del programa Sap 2000 v14.

Los niveles de Desempeño Sísmico alcanzados por el edificio no satisfacen las recomendaciones de la SEAOC para Niveles de Movimiento Sísmico Ocasionales ni para Sismo Muy raro, pero si lo hacen para los niveles de Movimiento Sísmico Raro. Para todos estos movimientos excepto para un sismo frecuente (E.030), la estructura incursionará en el rango no lineal y se espera sufra daños importantes. El desempeño Sismorresistente del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca es satisfactorio.

**Palabras Clave:** Análisis Estático No Lineal, Espectro de capacidad, espectro de demanda, punto de desempeño, Nivel de desempeño.

---

## ABSTRACT

This research work envisages parameters to evaluate the performance of a major edification as is the Market District, analyzing against different types of earthquakes.

The structure under study, according to the International Standard E-030 is in a high seismic zone (Zone 3), has soft soil and groundwater located about 2.2 m below the average ground level. The foundation soil has presence of chemicals such as sulfur in the presence of hot water, and moreover, bad construction processes in the Market of Baños del Inca – Cajamarca.

The procedure used is the Static Nonlinear Analysis, AENL, consistent with recent regulations ASCE/SEI 7-10, ASCE/SEI 41-06, el ATC-40 Volume 1 published 1996 and others. For the structure analysis method spectral response Modal Analysis be used and will be developed using the program SAP2000 v14.

Seismic Performance levels achieved by the building does not meet the recommendations of the SEAOC to levels Occasional or for Earthquake Seismic Motion Very rare, but if they do for levels of Seismic Motion Bizarre. For all these movements except for frequent earthquake (E.030), the structure will enter the non-linear range and is expected to suffer major damage. The Seismic Performance Module C of the Market of the Baños del Inca is satisfactory

**Keywords:** Nonlinear Static Analysis, Capacity spectrum, spectrum demand, performance point, Performance Level

---

# CAPÍTULO I

---

## INTRODUCCIÓN

---

### 1.1. INTRODUCCIÓN

El análisis pushover es un procedimiento estático no lineal con el cual en la magnitud de la carga estructural es gradualmente incrementada de acuerdo a un patrón previamente definido. Con el incremento de la magnitud de la carga se puede encontrar uniones débiles y modos de falla en la estructura. Este tipo de análisis es efectivo para evaluar la resistencia real de la estructura. (ICG, 2014)

Se sigue la metodología planteada por normas como el ASCE/SEI 7-10, ASCE/SEI 41-06, ATC-40 para la predicción de los daños que se generarían en los elementos estructurales y no estructurales. Todos estos métodos de evaluación de la performance estructural conforman la filosofía del Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Los procedimientos de evaluación propuestos por esta filosofía de diseño son aplicables tanto al diseño de nuevas estructuras como también a estructuras ya existentes. (Merino, 2013)

La presente investigación se realizó con el fin de analizar la estructura del Mercado de Abastos de los Baños del Inca módulo C y verificar el desempeño de la misma, esto se logrará evaluando la manera en que la estructura va incursionando en el rango inelástico, al aplicar separadamente niveles de desempeño sísmico (Sismo Ocasional, Sismo raro y Sismo Muy Raro).

### 1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMA

El problema que da origen al presente trabajo de investigación:

*¿Cuál es el desempeño Sismorresistente del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca?*

---

### **1.3. HIPOTESIS**

El desempeño Sismorresistente del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca es satisfactorio.

### **1.4. JUSTIFICACIÓN**

Este estudio se considera importante, por considerarse una edificación de categoría importante, el cual albergará toda una masa colectiva de la población bañosina, pues se debe garantizar en primer lugar la seguridad de sus ocupantes (comerciantes y población en general que hacen uso de este mercado de abastos). Se estimará el nivel de desempeño de la estructura, dando posibles soluciones si en caso la estructura este en un nivel de desempeño que comprometa a la vida humana o a la misma estructura.

Este estudio es de utilidad académica, en el sentido de que contribuye a utilizar conceptos y procedimientos orientados, no solo al análisis sino también al diseño sismorresistente de edificaciones, propuesto en códigos Norteamericanos, los cuales son aplicados a nuestra realidad. (Chunque, 2013)

### **1.5. OBJETIVOS**

#### **1.5.1. Objetivo General**

Determinar el nivel de desempeño sísmico del Módulo “C” del Mercado de Abastos de la ciudad de Baños del Inca mediante espectros de demanda y espectros de capacidad.

#### **1.5.2. Objetivo Especifico**

- a.** Determinar la capacidad estructural de la estructura, utilizando el Análisis Pushover (Análisis Estático No Lineal, AENL).
- b.** Determinar el Punto de Desempeño Sísmico del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca, mediante el Método del Espectro de Capacidad.

---

## 1.6. CONTENIDO DE LOS CAPÍTULOS

- **CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.** Contiene el contexto, el problema (Pregunta principal e Hipótesis), la justificación y sus objetivos.
- **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO:** Contiene Antecedentes Teóricos de la Investigación, Bases teóricas y Definición de Términos Básicos.
- **CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS.** Describirá el tipo de estructura, Procedimientos, Tratamiento y Análisis de datos y Presentación de resultados.
- **CAPÍTULO IV: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.** Se analizara los resultados obtenidos.
- **CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.** Se obtendrá la conclusión correspondiente, sugiriendo soluciones si este fuera necesario.
- **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**
- **ANEXOS**

---

## CAPÍTULO II

---

### MARCO TEÓRICO

---

#### 2.1. ANTECEDENTES

##### 2.1.1. Antecedentes Internacionales

Anteriormente no se hablaba de desempeño, éste era considerado sinónimo de resistencia, pero los sismos ocurridos desde 1970 en diversas partes del mundo. Han generado un importante cambio, incitando al desarrollo de innovadoras tendencias de diseño sísmico, adoptando una nueva filosofía de diseño.

En 1992 se iniciaron esfuerzos para la elaborar códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin, la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité VISION 2000, y de manera paralela empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía. A partir de entonces el diseño sísmico por desempeño ha sido adoptado por los códigos actuales.

Ejemplos de esto en Estados Unidos son el ATC-40 (1996) y FEMA-273, FEMA-274 (1997). Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad. El diagrama de capacidad o “Espectro de Capacidad” se obtiene a partir del análisis estático no lineal del edificio y el diagrama de demanda sísmica o “espectro de respuesta”, se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de un edificio. El punto de intersección de los espectros se conoce como “Punto de Desempeño” y sus coordenadas son una

estimación de la respuesta inelástica de la estructura a la demanda sísmica especificada (Merino, 2013).

---

En Ecuador se desarrolló el estudio “Diseño Sísmico Basado en desempeño de Edificios de Concreto Armado” llegando a la conclusión que mientras más alto es el valor del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$ , la estructura es menos dúctil, y que con un  $R_w = 12$  se garantiza que no existirá daño estructural ante sismos frecuente y ocasional. (Paulina, 2004)

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).

### **2.1.2. Antecedentes Nacionales**

En 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 Ático MW=8.4 en el 2001 y además se espera que tenga un comportamiento aceptable durante sismos mayores. En cuanto a los edificios escolares tradicionales, diseñados antes de 1997, los resultados muestran que son estructuras vulnerables. (Muñoz, 2001)

En el año, 2012. Realizo el estudio del “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%”, llegando a la conclusión que la reducción de la exigencia de rigidez lateral del código peruano de diseño sismorresistente a una deriva máxima de 1%, puede alcanzar ductilidades importantes del orden 12 o similar. (Jurado y Mendoza, 2012)

---

### 2.1.3. Antecedentes Locales

En cuanto a estudios realizados usando este tipo de análisis tenemos:

- Año 2010. Realizó el estudio del “Desempeño Sismorresistente del Edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Llegando a la conclusión que la estructura alcanza el Nivel Operacional para Sismo Frecuente, Nivel Funcional para Sismo Ocasional, Nivel de Resguardo de vida para Sismo Raro y Nivel de Colapso para Sismo Muy Raro. (Bardales, 2010)
- Año 2013 se realizó el estudio del “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca”. Los resultados muestran que 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% ( $D_t=2.2\text{cm}$ ), y permanecería en el rango operacional con un comportamiento elástico. Además su punto de desempeño se encuentra por debajo al de sismos frecuentes. (Chunque, 2013)
- Año 2013 se realizó el estudio del “Nivel de Desempeño Sismorresistente del Edificio “4J” de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Los resultados muestran que la estructura alcanza un desempeño excelente para los sismo aplicados en Y, ya que alcanza el nivel de desempeño de operacional. (Merino, 2013)

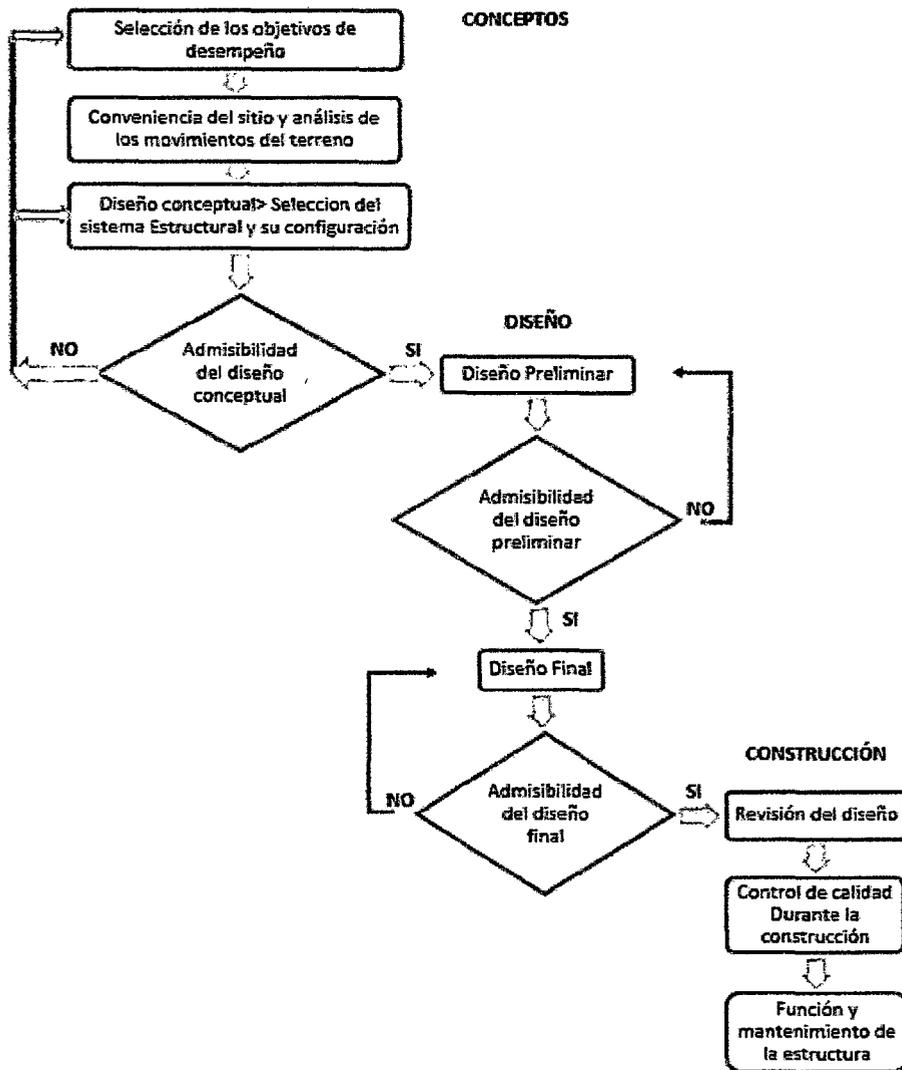
## 2.2. BASES TEÓRICAS

### 2.2.1. Diseño Basado en el Desempeño Sísmico.

Un concepto, aunque no es novedoso, que puede servir de base para el desarrollo de éstos procedimientos de diseño es el de Diseño Sísmico Basado en desempeño, en el cual el criterio de diseño es expresado en términos del logro de objetivos de desempeño previamente establecidos cuando la estructura es sometida a niveles de peligrosidad sísmica. (Alexander, 2006)

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño abarca: 1) La selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiada (**Fase Conceptual**); 2) el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales

de una estructura (**Fase Numérica**): y 3) la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (**Implementación**), de tal forma que para niveles de movimiento sísmico especificados y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de límites de utilidad. (Comité Visión 2000)



*Figura 2.1. Diagrama del marco conceptual de la "Ingeniería basada en el desempeño" (Comité Visión 2000 SEAOC 1995)*

---

### **2.2.2. Niveles 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, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como la de los elementos no estructurales y su contenido (equipos, servicios básicos u otros), relacionado con la función de la edificación.

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 los elementos estructurales o no estructurales, etc.). (SEAOCE, 1995).

#### **2.2.2.1. Niveles de desempeño en edificios según FEMA 356/1.5 y ASCE/SEI 41-06**

En paralelo con Visión 2000, la U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA), fundó un proyecto para la rehabilitación de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA 273 (1996) y el FEMA 274 (1996), los que fueron reevaluados y modificados, para posteriormente ser publicados como un estándar del ASCE (FEMA 356, 2000 estandarizado como ASCE/SEI 41-06, 2007). (Toledo, 2011)

El marco conceptual es similar al de Visión 2000, asocia niveles de desempeño con niveles de peligro; pero los niveles de peligrosidad sísmica son distintos (50/50, 20/50, 10/50 y 2/50) y define los niveles de desempeño como operacional (“operational”), ocupación inmediata (“immediate occupancy”, IO), seguridad de vida (“life safety”, LS) y prevención del colapso (“collapse prevention”, CP). (Toledo, 2011)

---

Los niveles de desempeño se representarán en dos grupos, Niveles de Desempeño Estructural y Niveles de Desempeño No Estructural, representados de forma alfanumérica.

#### **2.2.2.1.1. Rangos y Niveles del Desempeño Estructural**

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y dos intermedios. (Toledo, 2011)

Los niveles discretos son: ocupación inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Seguridad de vida (“Life Safety”, S-3), Prevención del colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No considerado (“Not Considered”, S-6). (Toledo, 2011)

Los niveles intermedios son: Control de daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños. (Toledo, 2011)

##### **a. Nivel de Desempeño Estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1)**

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento (muy poco daño estructural puede ocurrir, así como el riesgo de heridos es muy bajo).

##### **b. Nivel de Desempeño Estructural de “Control de Daños” (S-2)**

Se define como un rango continuo de daño entre los niveles de desempeño estructural S-3 (Seguridad de Vida) y el S-1 (Ocupación Inmediata). Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo.

##### **c. Nivel de Desempeño Estructural de “Seguridad de Vida” (S-3)**

Es el nivel de desempeño, que se define como el estado post-sismo que incluye daño estructural, pero conserva un margen contra el inicio de un parcial o total colapso. Algunos elementos estructurales pueden estar severamente

---

dañados, pero no se ha dado lugar la caída de escombros dentro o fuera del edificio.

Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera a que sea bajo. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o la instalación de elementos temporales previos a la reocupación.

**d. Nivel de Desempeño Estructural de “Seguridad Limitada” (S-4)**

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5.

**e. Nivel de Desempeño Estructural de “Prevención del Colapso” (S-5)**

Es el nivel de desempeño estructural que incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continua soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales

permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros. La estructura no es técnicamente reparable, ni es segura para su reocupación. Se podría producir el colapso ante una réplica.

**f. Nivel de Desempeño Estructural de “No Considerado” (S-6)**

En programas de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño No Considerado.

Un ejemplo de los niveles de desempeño estructural, que se encuentran en el FEMA 356, se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Niveles de Desempeño Estructural y Daños en Pórticos de Concreto Armado.

		Nivele de desempeño Estructural		
Elementos	Tipo	Prevención del Colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Pórticos de concreto	Primario	Amplio agrietamiento en elementos dúctiles. Limitado agrietamiento y fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas	Extensos daños a las vigas. Astillamiento de la cubierta y agrietamiento (< 1/8" de alto) de columnas. Menor agrietamiento en columnas no dúctiles. grietas en Juntas < 1/8" de ancho	Menor agrietamiento. No hay compresión (Esta por debajo de 0.003)
	Secundario	Extenso desprendimiento en las columnas y vigas. Daño articular severo. Algunos pandeos de refuerzo	Amplio agrietamiento en elementos dúctiles. Limitado agrietamiento y fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas	Menor Astillamiento en en columnas y vigas dúctiles. Flexión en vigas y columnas. Agrietamiento en las juntas < 1/16 de alto.
	Deriva	4% Transitorio o permanente	2% Transitorio 1% Permanente	1% Transitorio Permanente despreciable

Fuente: FEMA 356, 2000

#### 2.2.2.1.2. Niveles del Desempeño No Estructural

Lo niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos, que son:

Operativo ("Operational", N-A), Ocupación Inmediata ("Immediate Occupancy", N-B), Seguridad de Vida ("Life Safety", N-C), Reducción de daños ("Hazards Reduced", N-D), y No considerado ("Not Considered", NE).

Como componentes no estructurales se consideran a los elementos arquitectónicos como divisiones, revestimiento exterior y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alto voltaje, plomería, sistemas de extinción de fuego, luminarias. Los muebles como computadores y archivadores, se incluyen en las tablas del FEMA, pero generalmente no son cubiertas por requerimientos específicos.

---

**a. Nivel de Desempeño No Estructural Operativo (N-A)**

En este nivel de desempeño, se consideran que los componentes no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre-sísmicas. Los requerimientos y criterios de aceptación de diseño no están incluidos en el criterio de los niveles de desempeño, por lo que se debe de consultar a los requerimientos de fabricación para asegurar su desempeño, por ejemplo normativas mecánicas y/o eléctricas.

**b. Nivel de Desempeño No Estructural de Ocupación Inmediata (N-B)**

Este nivel de desempeño se define, como el estado de daño post-sísmico, que incluyen daños a los elementos no estructurales, pero los elementos de acceso al edificio (puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc.), se mantienen operativos y disponibles.

Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, así como los ocupantes se pueden mantener seguros dentro del mismo, pero algunas labores de limpieza e inspección deben ser requeridas.

Los componentes mecánicos y eléctricos dentro del edificio son estructuralmente seguros. Sin embargo algunos elementos pueden presentar algunos daños internos y estar inoperables. La energía, agua, gas natural líneas de comunicación y otros servicios para el normal funcionamiento del edificio pudieran no estar operativos. El riesgo de heridos mortales, debido al daño no estructural debe ser mínimo.

**c. Nivel de Desempeño No Estructural de Seguridad de Vida (N-C)**

El nivel de desempeño de Seguridad de Vida no estructural, es el estado de daño post-sísmico, que incluye daños a los componentes no estructurales, pero los daños no son peligrosos para la vida. Ocurren daños significativos y costosos, a los componentes no estructurales pero éstos no son arrojados ni caen, amenazando la seguridad de vida, ya sea en el interior o en el exterior del edificio. Las rutas de salida del edificio no están extensamente bloqueadas, pero podrían estar afectados por desperdicios ligeros. Los sistemas eléctricos, plomería, y sistemas de extinción de fuego han sido dañados, resultando en inundaciones

---

locales. Mientras pueden ocurrir heridos, por la falla de los elementos no estructurales, el riesgo de lesiones mortales es bajo.

**d. Nivel de Desempeño No Estructural de Reducción de Daños (N-D)**

Este nivel de desempeño se puede definir, como el estado post-sísmico que incluyen daños a los componentes no estructurales que pueden ocasionar caídas peligrosas, pero aún se mantienen los ambientes seguros y las caídas no ocurren en lugares de reuniones públicas.

**e. Nivel de Desempeño No Estructural No Considerado (N-E)**

En este nivel de desempeño se consideran a los proyectos de rehabilitación que no toman en cuenta los componentes no estructurales. Un ejemplo de los niveles de desempeño no estructural, que se encuentran en el FEMA 356, se puede apreciar en la siguiente tabla:

**Tabla 2.2. Niveles de Desempeño No Estructural y Daños en componentes Arquitectónicos.**

Componente	Nivele de desempeño Estructural			
	Peligro reducido (N-D)	Seguridad de vida (N-C)	Ocupación inmediata (N-B)	Operacional (N-A)
Revestimiento	Severa distorsión en conexiones. Flexión, fisuración distribuida y desprendimiento del revestimiento en elementos pero ninguna caída	Severa distorsión en conexiones. Flexión, fisuración distribuida y desprendimiento de revestimiento en elementos pero ninguna caída	Extensos daños a las vigas. Astillamiento de la cubierta y agrietamiento (< 1/8" de alto) de columnas. Menor agrietamiento en columnas no dúctiles. grietas en Juntas < 1/16" de ancho	Grietas menores (1/16 de ancho) o flexión en revestimiento
Vidrios	General destroz de vidrios y distorsión en marcos de áreas desocupadas. Pocos vidrios rotos en áreas ocupadas	Extensas grietas en vidrios, pocos vidrios rotos.	Algunas paneles con grietas, ninguna rota	Algunas paneles con grietas, ninguna rota
Divisiones	Daños distribuidos, algunos agrietamientos severos, y grietas en algunas zonas	Daño distribuido, algunas grietas severos	Agrietamiento alrededor 1/16" de ancho de abertura.	Agrietamiento alrededor 1/16" de ancho de abertura.
Techos	Daño extenso, Techos inclinados suspendidos, moderado grietas en techos macizos.	Daño extenso, Techos inclinados suspendidos, moderado grietas en techos macizos	Daños menores. Algunos baldosas interrumpidas. Pocos paneles rotos	Daños generalmente insignificantes. Paneles suspendidos, aislados

Fuente: FEMA 356-2000

### 2.2.2.2. Niveles de Desempeño según la propuesta de la ATC – 40 (Applied Technology Council) – volumen 1

Los niveles de desempeño determinados por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una composición de los niveles usados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos independientemente.

#### 2.2.2.2.1. Niveles para los elementos estructurales (ATC 40 - Volumen 1)

Se precisan tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados

---

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

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

- 
- e. **Estabilidad estructural, SP-5:** Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total.

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

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

#### 2.2.2.2.2. Niveles para los elementos no estructurales(ATC 40 - Volumen 1)

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida.

Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de "Non structural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E.

- a. **Operacional NP-A:** Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- b. **Ocupación inmediata NP-B:** A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- c. **Seguridad NP-C:** Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al

---

colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

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

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

#### **A. Niveles para las estructuras**

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 2.3 y se describen a continuación.

Tabla 2.3. Características de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño.

Niveles de Desempeño Para Elementos Estructurales						
Niveles Para Elementos No Estructurales	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: ATC-40-1996- Volumen 1

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

---

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

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

### **2.2.2.3. Niveles de Desempeño según HAZUS MH 2.1**

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA por sus siglas en inglés, publicó en 1999 el programa HAZUS que proviene de Hazards U.S. en el cual se presenta una metodología para la estimación de las pérdidas por sismos. Más que eso, HAZUS presenta información muy práctica que puede ser utilizada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una ciudad en forma bastante rápida. (Aguar y Bobadilla 2005).

HAZUS describe cualitativamente daños que va sufriendo el edificio, La gravedad de los daños en elementos estructurales, no estructurales y contenido (maquinas electromecánicas, tuberías) de un edificio es descrito por cuatro niveles, estos niveles se describen por el tipo de estructura y se han sacado del manual de programa Hazus Mh 2.1-2003, Según nuestra estructura de estudio, tenemos una estructura de concreto armado con muros de corte.

Se han descrito los niveles en las tablas siguientes:

*Tabla 2.4. Daño en Elementos Estructurales: Elementos de concreto*

<b>Daño Estructural</b>	<b>Descripcion</b>
<b>Ligero</b>	Finas grietas en algunas vigas y columnas cerca de las articulaciones o en las articulaciones.
<b>Moderado</b>	La mayoría de las vigas y columnas presentan grietas finas. Algunos elementos alcanzan su capacidad máxima de fluencia y empiezan a agrietarse. Existen desprendimiento de concreto.
<b>Extenso</b>	Algunos de los elementos alcanzan su capacidad máxima ductil y hay grandes grietas de flexión. El concreto se desprende y el refuerzo principal se pandea. En algunas columnas se rompen los estribos. Puede haber colapso parcial.
<b>Completo</b>	La estructura colapsa o está en peligro inminente de colapsar debido a rotura frágil de sus elementos o a la pérdida de estabilidad de sus porticos.

*Fuente: HAZUS-MH 2.1 - 2003*

*Tabla 2.5. Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques*

<b>Daño No Estructural</b>	<b>Descripcion</b>
<b>Ligero</b>	Los equipos no anclados se mueven. Se producen daños de tuberías o conductos adjuntos.
<b>Moderado</b>	Los movimientos son más grandes y el daño es más extenso. Hay fugas de tuberías en algunos lugares, maquinarias del ascensor puede requerir reajustarse.
<b>Extenso</b>	Los equipos sin anclajes se caen. Se rompen las conexiones de las tuberías y conductos, fugas se desarrollan en muchos lugares. Los equipos anclados estiran a pernos o deforman a anclajes.
<b>Completo</b>	Equipo está dañado por deslizamiento, vuelco o falla de sus anclajes y no es operable. Tuberías con fugas en muchos lugares. Algunas soportes de tuberías y conductos han colapsado, las tuberías y conductos han caído o culegan.

*Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003*

*Tabla 2.6. Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos y conductos.*

<b>Daño No Estructural</b>	<b>Descripcion</b>
<b>Ligero</b>	Los equipos no anclados se mueven. Se producen daños de tuberías o conductos adjuntos.
<b>Moderado</b>	Los movimientos son mas grandes y el daño es mas extenso. Hay fugas de tuberías en algunos lugares, maquinarias del ascensor puede requerir reajustarse.
<b>Extenso</b>	Los equipos sin anclajes se caen. Se rompen las conexiones de las tuberías y conductos, fugas se desarrollan en muchos lugares. Los equipos anclados estiran a pernos o deforman a anclajes.
<b>Completo</b>	Equipo esta dañado por deslizamiento, vuelco o falla de sus anclajes y no es operable. Tuberías con fugas en muchos lugares. Algunas soportes de tuberías y conductos an colapsado, las tuberías y conductos han caido o culegan.

*Fuente: HAZUS-MH 2.1 - 2003*

*Tabla 2.7. Daño en Elementos Estructurales: Muros de Corte de Concreto*

<b>Daño Estructural en Placas</b>	<b>Descripcion</b>
<b>Ligero</b>	Grietas diagonales en la mayoría de las superficies de concreto, desprendimiento del recubrimiento.
<b>Moderado</b>	La mayoría de superficies de muro de corte presenta grietas diagonales, algunos muros de corte ha superado su capacidad mostrando grandes grietas diagonales y el astillamiento de concreto en los extremos de la pared.
<b>Extenso</b>	La mayoría de muros de corte han excedido su capacidad de rendimiento, algunos muros han excedido sus capacidades última indicado a través de largas grietas, puede ocurrir colapso parcial debido a la insuficiencia de columnas no ductiles, no diseñados para resistir cargas laterales.
<b>Completo</b>	La estructura ha colapsado o está en inminente peligro de derrumbe debido a un fallo de la mayoría de los muros de corte y el fracaso de algunas vigas críticas o columnas. Se espera aproximadamente el 13% (Baja altura), 10% (Mediana altura) o el 5% (Alta altura) de las superficies total de edificios C2 con daño completo al colapso.

*Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003*

---

### **2.2.3. Peligro Sísmico**

Una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación del peligro sísmico en términos probabilísticos, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado. (Alva y Castillo, 1994).

El análisis de peligro sísmico se realiza aplicando la metodología desarrollada por Cornell (1968) en términos probabilísticos, metodología que fue modificada e implementada en el programa de computo RISK por MCGuire (1976), cuya metodología integra información sismotectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regional. (Alva y Castillo, 1994).

#### **2.2.3.1. Sismicidad Histórica e Instrumental**

Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX solo se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales, indicando que dicha actividad sísmica no es totalmente representativa, ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones remotas, que no fueron reportados. (Alva y Castillo, 1994).

La información sismológica instrumental del Perú se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina, 1985), que tiene eventos desde el año de 1900. Este catálogo fue actualizado hasta 1990-I con los datos verificados por el ISC (International Seismological Centre). Para la elaboración de este catálogo se consideraron los registros cuya magnitud  $m_b$  es mayor o igual a 4.0, ya que a partir de este valor los sismos adquieren importancia ingenieril. La información sismológica de 1990-II a 1991-II tiene carácter preliminar y ha sido recopilada del NEIC (National Earthquake Information Center) y del IGP (Instituto Geofísico del Perú). (Alva y Castillo, 1994).

#### **2.2.3.2. Parámetros Sismológicos**

En el Perú se han definido 20 fuentes sismogénicas, agrupados en Subducción y Continentales, cada fuente tiene características propias definidas por parámetros sismológicos: magnitud mínima de homogeneidad ( $M_{min}$ ), pendiente de la distribución Gutenberg-Richter ( $b$ ), tasa media anual de actividad sísmica ( $m$ ) y

---

magnitud máxima ( $M_{max}$ ). Las escalas de magnitud más utilizadas son  $m_b$  y  $M_s$ . Dependiendo de la escala utilizada, los sismos muestran valores asintóticos a partir de una cierta magnitud. Para evitar este problema de saturación de la magnitud se utilizará la magnitud  $M$  definida como  $\max. \{m_b, M_s\}$ . Para determinar la sismicidad de cada zona sismogénica se utiliza la expresión de Gutenberg y Richter. (Alva y Castillo, 1994).

$$\log N = a - bM \quad (2.1)$$

Donde:

$N$  = Número de sismos de magnitud  $M$  o mayor por unidad de tiempo

$a, b$  = Parámetros que dependen de la sismicidad de la zona.

Para determinar los valores de  $a$  y  $b$  se utilizó el método de la máxima verosimilitud que ajusta la recta al valor medio de los datos sobre la magnitud mínima de homogeneidad, incluida la máxima magnitud observada, normalizando el aporte que hacen los sismos de diferentes magnitudes. Esto hace que el valor de  $b$  refleje de mejor forma las características de la región. (Alva y Castillo, 1994).

La tasa  $\mu$  es la tasa media anual de ocurrencia de eventos mayores o iguales que la magnitud mínima de homogeneidad. Para determinar la tasa  $\mu$  se utiliza una variación del diagrama de Gutenberg y Richter, que consiste en dibujar un número acumulativo de eventos mayores a una determinada magnitud versus el tiempo. (Alva y Castillo, 1994).

### 2.2.3.3. Evaluación del peligro sísmico

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento  $A$  depende de la ocurrencia de otros eventos:  $E_1, E_2, \dots, E_n$ , mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la "Probabilidad Total". (Alva y Castillo 1994).

Se tiene para la probabilidad de ocurrencia de  $A$ :

---

$$P(A) = \sum_i^n P\left(\frac{A}{E_i}\right) * P(E_i) \quad (2.2)$$

Donde  $P\left(\frac{A}{E_i}\right)$ , es la probabilidad condicional que A ocurra, dado que  $E_i$  ocurra.

El nivel de excedencia se expresa de la manera siguiente:

$$RISK = 1 - e^{-\frac{t}{Ry(a)}} \quad (2.3)$$

**Donde:**

T : Tiempo de vida útil

Ry(a) : Periodo de retorno promedio en años de un sismo de intensidad > a.

El nivel de confianza se expresa como:

$$\text{Nivel de confianza} = 1 - RISK_i$$

#### 2.2.4. Movimientos Sísmicos de Diseño

El peligro sísmico debido al movimiento del suelo deberá estar basado en la localización del edificio con respecto a la falla causante. Las características regionales y geológicas del sitio específico, y un Nivel de Peligro Sísmico seleccionado. (Toledo, 2011)

Un movimiento sísmico provoca asentamientos y vibración del terreno, los cuales pueden producir daños que afecten el nivel de desempeño deseado para una estructura, dependiendo de la magnitud del sismo y características geológicas locales y regionales. El efecto de cada uno de estos componentes, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño. (Bardales, 2010)

El desempeño esperado de una estructura describe un comportamiento que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. (ATC 40, 1996)

Para cada nivel de movimiento especificado existen varios niveles de desempeño de la edificación. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, y la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC 1995).

Los niveles de movimiento sísmico asociados al concepto de riesgo sísmico son expresados de forma probabilística o determinística, en lo probabilístico el nivel de movimiento está asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en lo determinístico en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente especificada. Los niveles de movimiento sísmico están relacionados con un periodo medio de retorno o bien con la probabilidad de excedencia.

#### 2.2.4.1. Propuesta del comité VISIÓN 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El periodo de retorno " $T_R$ " (Intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con la probabilidad de excedencia " $p_e$ " para un número específico " $t$ " de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad (2.4)$$

Tabla 2.8. Niveles de Movimiento sísmico de diseño. (SEAOC, 1995)

Nivel de Movimiento sísmico	Intervalo de ocurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente:.. SEAOC 1995

#### 2.2.4.2. Propuesta del Applied Technology Council (ATC-40)

Utiliza tres niveles de movimientos sísmicos: Sismo de Servicio (SE), Sismo de Diseño (DE) y Sismo Máximo (ME)

Tabla 2.9. Niveles de Movimiento sísmico (ATC 40, 1996)

Nivel del Movimiento sísmico	Intensidad	Ocurrencia	Periodo Medio de Retorno T (años)	Probabilidad de Excedencia $p(\%) - t(\text{años})$
<b>SE</b> Sismo de Servicio	Baja – Moderada	Frecuente	72 años	50% en 50 años
<b>DE</b> Sismo de Diseño	Moderada – Severa	Poco Frecuente	475 años	10% en 50 años
<b>ME</b> Sismo Máximo	Severa - Muy severa	Rara	950 años	5% en 50 años

Fuente: ATC-40 1996

- **Sismo de Servicio, SE:** Su definición es probabilística. Se califica como sismo frecuente, ya que podría ocurrir más de una vez en la vida útil de la estructura, su magnitud puede tomarse aproximadamente como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.
- **Sismo de Diseño, DE:** Su definición es probabilística. Presenta una intensidad de moderada a severa y puede ocurrir una vez durante la vida de la estructura.
- **Sismo Máximo, ME:** Su definición es determinística como el máximo nivel de movimiento sísmico. Corresponde a una intensidad entre severos y muy severos, de muy rara ocurrencia. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. (Bardales, 2010)

#### 2.2.4.3. Adaptación para el Perú

En los últimos años se ha tratado de cuantificar el comportamiento que deberían tener las edificaciones frente a distintos niveles de severidad en los movimientos sísmicos.

Empleando la información con que se cuenta respecto a la sismicidad del país, es posible estimar las aceleraciones asociadas a los cuatro sismos de diseño para la costa del Perú. (Muñoz, 1999). La Tabla 2.9 muestra los periodos de retorno para estos sismos según el SEAOC, 1995, junto a la aceleración esperados en la costa del país, según los estudios del peligro sísmico desarrollados por ingenieros peruanos. (Alva, 1994 y PRISMA, 1997)

*Tabla 2.10. Sismos de Diseño, periodos de retorno y aceleraciones en la roca para la costa del Perú. (Muñoz, 1999)*

	<b>Sismos Frecuentes</b>	<b>Sismos Ocasionales</b>	<b>Sismos Raros</b>	<b>Sismos Muy raros</b>
<b>Periodo de Retorno</b>	45	75	≅ 500	≅ 1000
<b>Aceleración en la roca para la costa del Perú</b>	0.20	0.25	0.40	0.50

*Fuente: Muñoz 1999*

Los objetivos del diseño Sismorresistente se establecen precisando el nivel de daño que se acepta en una edificación luego de un sismo, de acuerdo a su importancia. Según el SEAOC se identifican tres tipos de edificaciones: Comunes (Viviendas, oficinas, etc.), edificios de seguridad crítica (como Hospitales) y edificios de seguridad crítica (Como plantas de procesamiento nuclear). (PRISMA, 1997)

*Tabla 2.11. Sismos de Diseño, aceleraciones máximas en la roca para la costa del Perú y comportamiento estructural deseado de edificios comunes.*

<b>Sismo de Diseño</b>	<b>Aceleración (g)</b>	<b>Comportamiento Estructural</b>
<b>Sismos Frecuentes (45 años)</b>	0.2	Perfectamente elástico
<b>Sismos Ocasionales (75 años)</b>	0.25	Prácticamente elástico
<b>Sismos Raros (500 años)</b>	0.4	Importantes incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez. Estructura reparable
<b>Sismos Muy raros (1000 años)</b>	0.5	Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de rigidez y resistencia. No resulta práctico la estructura

*Fuente: Muñoz 1999*

Los periodos de retorno y la Aceleración en la roca para la costa del Perú, son calculados de manera estadística y en base a información sísmológica instrumental del Perú, cuyo enfoque cercano se da en el *ítem. 2.2.3.*

### **2.2.5. Análisis Estático No Lineal**

O también conocido como el análisis Pushover. Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el ATC 40 y FEMA 356. Estos métodos tienen en común que las características no lineales (Fuerza-Deformación) de la estructura son representadas por la curva de capacidad. (Merino, 2013)

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  (Triangular, invertida, parabólica o uniforme) que se incrementan de manera monótonica (Cargas laterales creciente en un solo sentido) hasta que la estructura alcanza su capacidad última o colapso.

#### **2.2.5.1. Principales pasos para obtener la curva Capacidad**

Para obtener la curva de capacidad a partir del análisis push-over se tiene:

- Elegir las cargas, Como peso propio de la estructura y cargas vivas que actúen sobre la estructura.
- Aplicar estas cargas a la estructura, incluyendo un padrón de cargas horizontales de forma creciente y obtener la curva capacidad.
- Mediante el espectro de respuesta se determina la sollicitación de desplazamiento.
- A este nivel de desplazamiento se evalúa el comportamiento de la estructura.

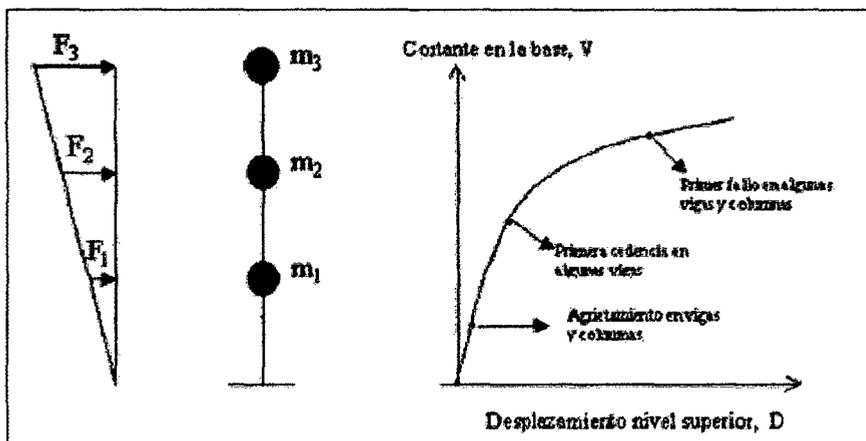


Figura 2.2. Esquema del proceso del Análisis Estático No Lineal. (Bardales 2010)

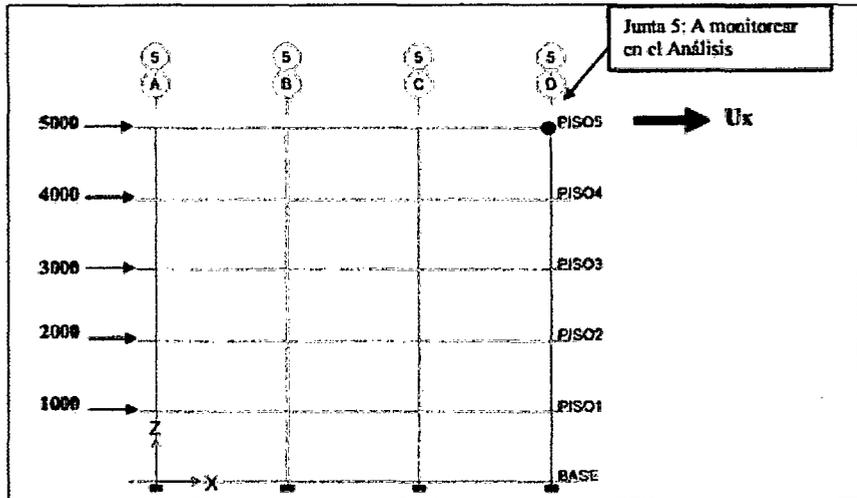
Como se ve en la figura 2.1. La curva Desplazamiento vs Cortante, va describiendo comportamiento de la estructura como: Agrietamiento en vigas y columnas, cedencia en algunas vigas, luego van fallando algunas vigas y columnas hasta llegar a un colapso.

### 2.2.5.2. Análisis Estático No Lineal en SAP 2000

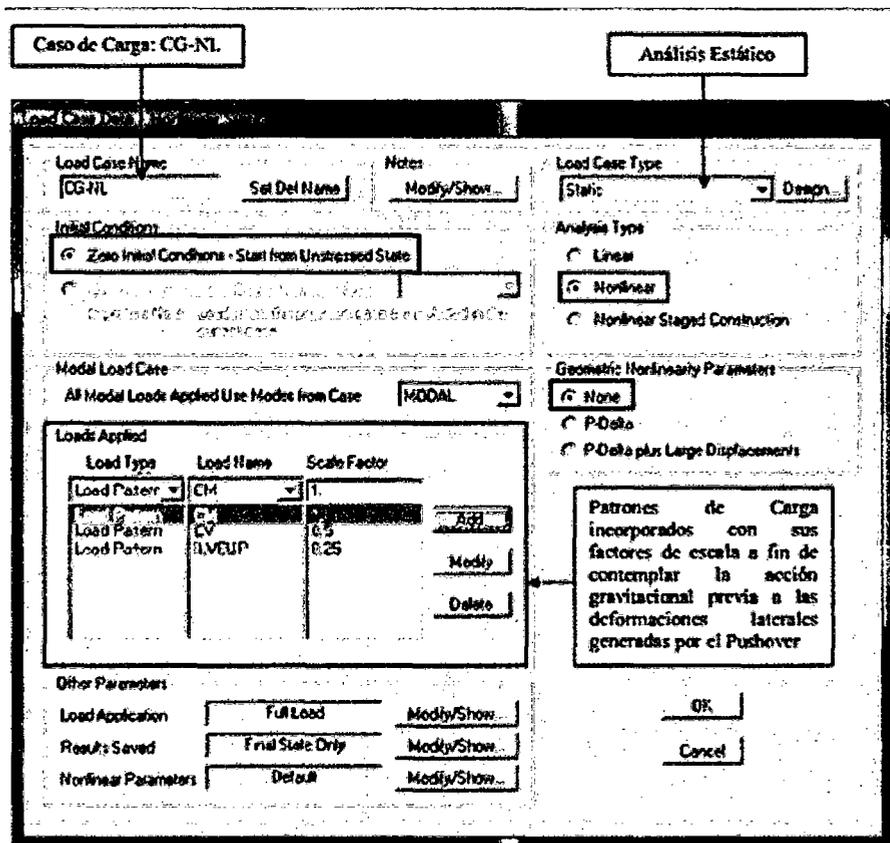
SAP 2000 es un software, que permite realizar este tipo de análisis y analizar a la estructura mediante la curva de capacidad y los espectros de respuesta.

Daremos un pequeño ejemplo como el programa realiza un análisis Pushover.

- Se considera una estructura sometido a cargas laterales y a cargas gravitacionales, teniendo presente que se determinará un punto de control que debe ser el del último piso.

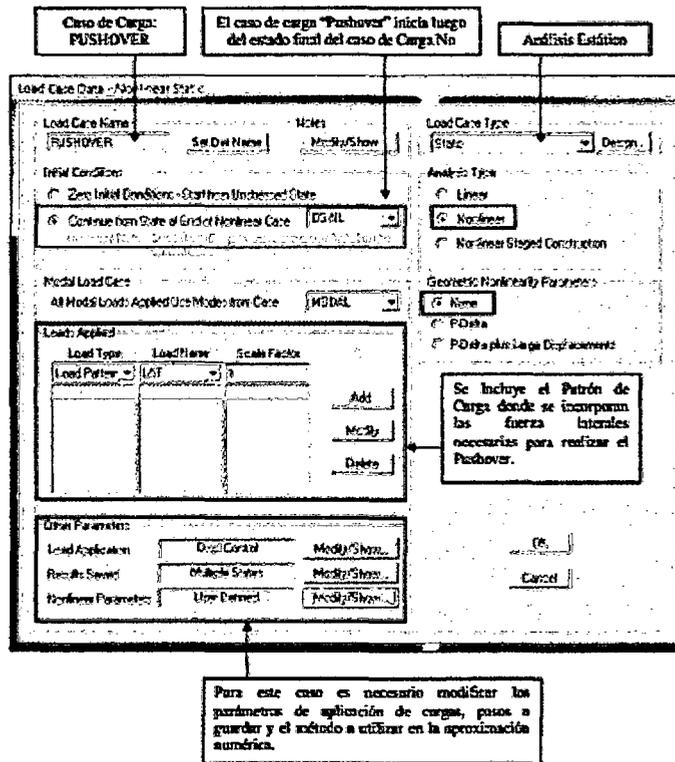


- b. Primero se define un caso de Carga Gravitacional No lineal “CG-NL” tal como se muestra a continuación

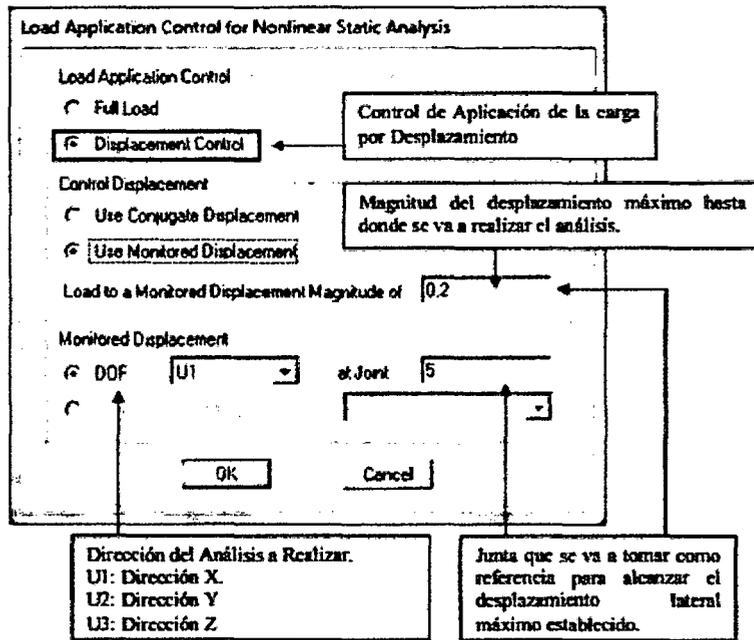


Para nuestro medio

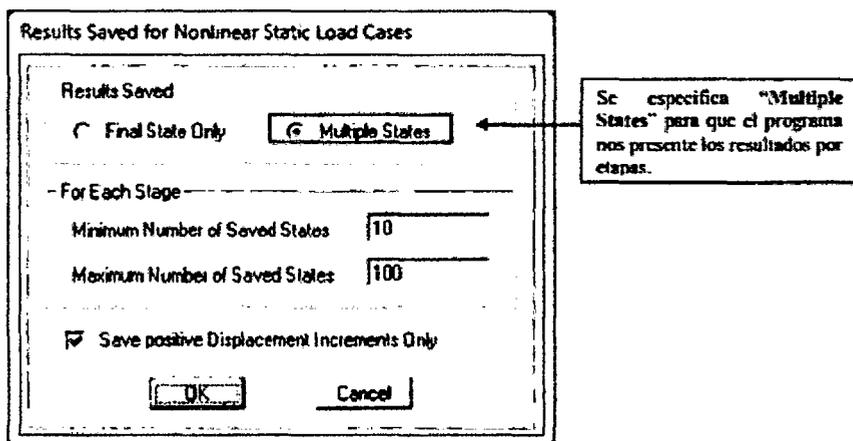
- c. Luego se define un caso de Carga Lateral No lineal “Pushover”, que se inicia en la deformada final del caso gravitacional No Lineal “CG-NL”, tal como se muestra a continuación.



- Configuración de la Aplicación de la carga lateral “Load Application”



- Configuración de la Aplicación de la carga lateral "Load Application"



Es así como se va trabajando el Análisis Estático No lineal en SAP 200, para el análisis de la estructura se requiere ingresar el espectro de respuesta, definir las rotulas plásticas, procedimiento que se realiza paso a paso en el Anexo 1.

## 2.2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA NTP E-030

Para la determinación del espectro de respuesta se usaron las fórmulas, factores y coeficientes de sitio de la Norma Técnica E-030 (Norma de Diseño Sismorresistente).

### 2.2.6.1. Zonificación

A cada zona se asigna un factor  $Z$  según se indica en la Tabla N° 1.

Tabla 2.12. Factores de Zona. NTP E-030

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: NTP E-030

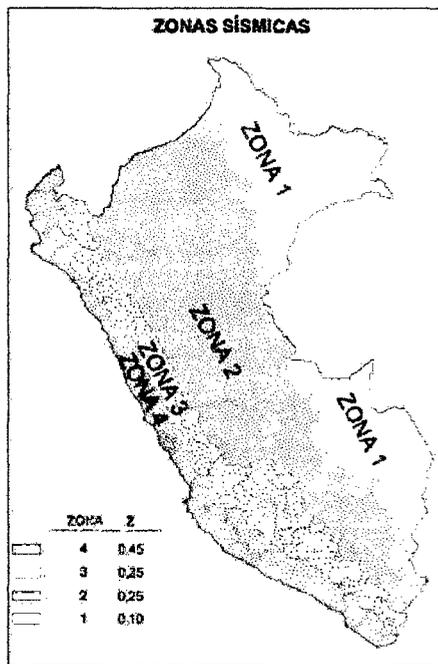


Figura 2.3. Zonas sísmicas

### 2.2.6.2. Parámetros Del Suelo

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos TP y TL dados en las Tablas N° 2.14.

Tabla 2.13. Parámetros del suelo. NTP E-030 (2014)

FACTOR "S"				
Tipo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
ZONA				
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: NTP E-030 -2014

Tabla 2.14. Periodo "T<sub>p</sub>" y "T<sub>L</sub>" NTP E-030 (2014)

Periodo "T <sub>p</sub> " y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: NTP E-030 -2014

### 2.2.6.3. Factor De Amplificación Sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica será determinado usando la siguiente fórmula y aplicando los factores necesarios que anteriormente fueron hallados.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T < T_p < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad (2.2-5)$$

$$T_p > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p * T_L}{T} \right) \quad (2.2-6)$$

Donde:

TP: Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

---

T: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

T<sub>L</sub>: Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

C: Factor de amplificación sísmica.

#### 2.2.6.4. Categorías De Las Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 2.15. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla 2.15 se usará según la clasificación que se haga.

(Norma Técnica E-030).

*Tabla 2.15. Categoría de las edificaciones. Fuente: Norma Técnica E-030. (2014)*

<b>CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES</b>		
<b>CATEGORIA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
<b>A</b>	Esenciales	1.5
<b>B</b>	Importantes	1.3
<b>C</b>	Comunes	1
<b>D</b>	Temporales	Ver reglamento

*Fuentes Norma Técnica E-030-2014*

#### 2.2.6.5. Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla 2.16 que se muestra a continuación.

*Tabla 2.16. Coeficiente de reducción (R). Fuente: Norma Técnica E-030.*

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R)</b>
<b>Acero</b>	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	8.00
<b>Otras estructuras de acero</b>	
Arriostres Excéntricos.	6.50
Arriostres Concéntricos	6.00
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos.	8.00
Dual.	7.00
De muros estructurales. Muros de ductilidad limitada.	4.00
	4.00
Albañilería Armada o Confinada.	3.00
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.00

*Fuente: Norma Técnica E-030.*

#### **2.2.6.6. Factores de Irregularidad ( $I_a$ , $I_p$ )**

El factor  $I_a$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor  $I_p$ , se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta. Los factores de irregularidad serán únicos en ambas direcciones de análisis.

**Tabla 2.17. Irregularidades estructurales en Altura. Fuente: Norma Técnica E-030**

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Factor de Irregularidad I<sub>a</sub></b>
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

*Fuente: Norma Técnica E-030*

**Tabla 2.18. Irregularidades estructurales en Altura. Fuente: Norma Técnica E-030**

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad I<sub>a</sub></b>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.75
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

*Fuente: Norma Técnica E-030*

### 2.2.6.7. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P \quad (2.2-7)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

2.2-8

### 2.2.7. CURVA DE CAPACIDAD

Del Análisis Estático No lineal, se obtiene la curva Capacidad, este es una curva de la Cortante vs el Desplazamiento horizontal de la estructura (V - D), la cual se representa en la Figura 2.4

Durante el Análisis Estático No Lineal, la cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas similares, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme. (Merino 2013)

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)

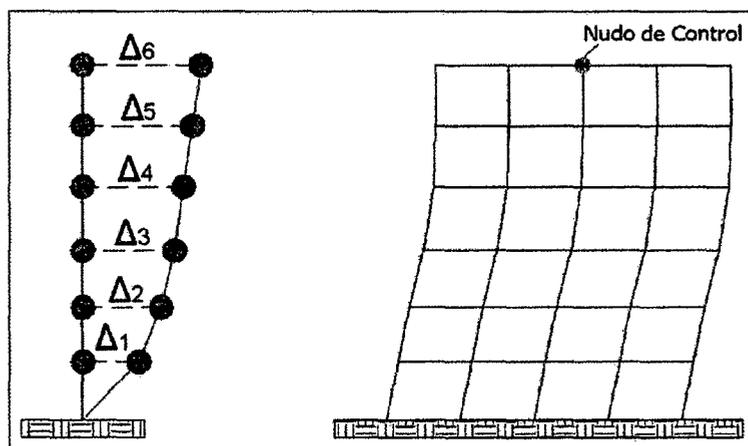
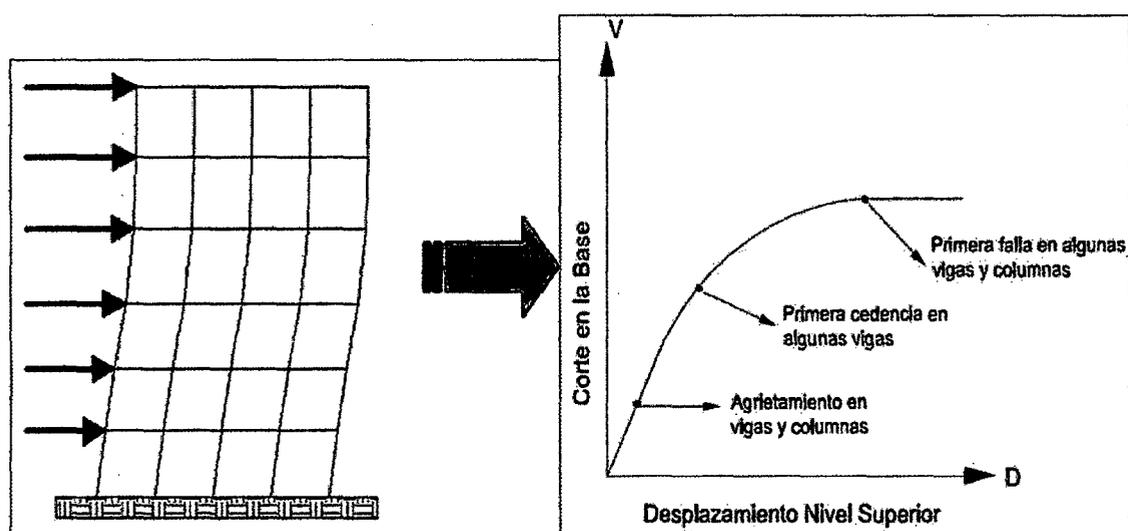


Figura 2.4. Desplazamientos de entresuelo y nudo de control.  
(Bonett 2003)

El proceso de análisis incremental se controla por un nudo determinado (generalmente en el techo, como muestra la Figura 2.4, este procedimiento en el SAP se determina como lo describe el ítem 2.2.5.2. 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. (Merino 2013)

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. (Chunque 2013)



*Figura 2.5. Representación del Pushover y de la Curva de Capacidad. (Fernández 2006)*

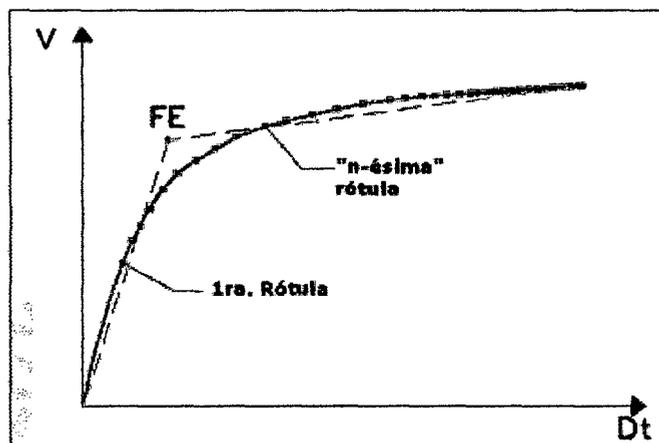
Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva Fuerza-Desplazamiento ( $V$ - $D_t$ ), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la Figura 2.5 con algunos puntos relevantes de la misma.

### 2.2.7.1. Fluencia Efectiva

La formación de la primera rótula representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo luego de la primera rótula no se produce un cambio

significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral, conforme se van formando más rótulas paulatinamente, va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta que se hace notorio el cambio y la estructura tiene una rigidez lateral significativamente menor. (Fernández 2006)

La fluencia efectiva, representa el límite entre el rango elástico y la incursión en el rango plástico de la estructura, en el que se genera un cambio importante de la rigidez de la estructura. El punto de fluencia efectiva se representa en la figura 2.6.



*Figura 2.6. Formación de rótulas y Representación del Punto de Fluencia Efectiva (Fernández 2006)*

#### **2.2.7.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad**

Para poder simplificar el modelo se construye un modelo bilineal con dos puntos notables de donde se puede definir el punto de Fluencia Efectiva ( $SD_y$ ,  $SA_y$ ) y Punto de Colapso ( $SD_c$ ,  $SA_c$ ), y para ello existen varios criterios para determinar el punto de fluencia.

##### **a. Criterio de las Rigideces Tangentes**

En este caso se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resistente, una en el rango elástico y la otra desde el punto de cortante máximo, la intersección de éstas tangentes define el punto de Fluencia Efectiva. (Aguilar 2003)

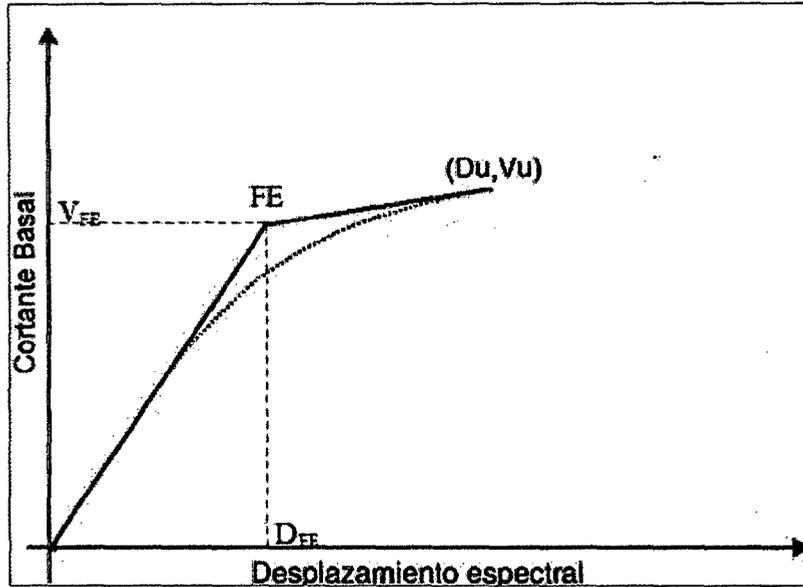


Figura 2.7. Criterio de las Rigideces Tangentes (Merino 2013)

**b. Criterio 03: Criterio de las Áreas Iguales**

El punto de fluencia efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal, se consideren aproximadamente iguales. (Aguiar y Mendoza 2003)

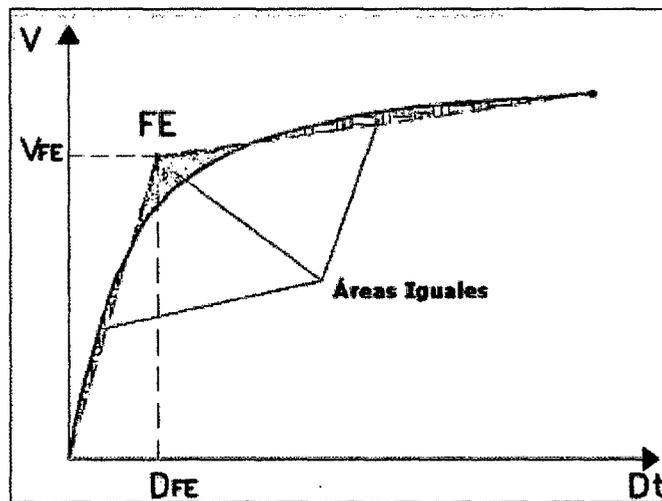
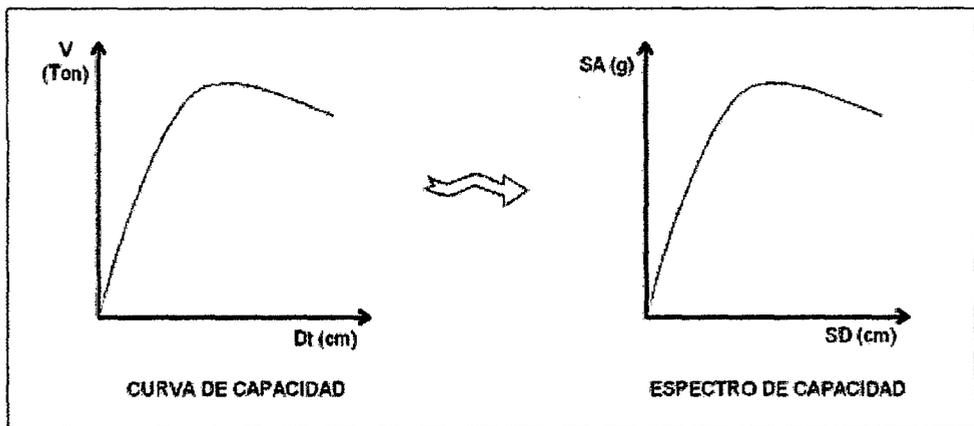


Figura 2.8. Criterio de las Áreas Iguales (Fernández 2006)

### 2.2.8. ESPECTRO DE CAPACIDAD

El espectro de Capacidad, es la representación de la aceleración espectral respecto del desplazamiento espectral, y esto se obtiene a partir de la curva de capacidad. Como se mencionó anteriormente (ítem 2.2.7), la curva capacidad está dado en términos del Cortante Basal ( $V$ ) y Desplazamiento del Techo ( $Dt$ ).

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (siglas del inglés "Acceleration - Displacement Response Spectral" que significa Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento. (Merino 2013)



*Figura 2.9. Transformación de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad.*

Para poder transformar cada punto de la Curva de Capacidad ( $V$ ,  $Dt$ ) a puntos del Espectro de Capacidad. ( $S_{Ai}$ ,  $S_{Di}$ ), se tiene en cuenta las siguientes ecuaciones:

$$S_{Di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \varphi_{1,n})} \quad (2.2-9)$$

$$S_{Ai} = \frac{V_i}{\alpha_1} \quad (2.2-10)$$

Donde:

$\alpha_1$ : masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

$\beta_1$ : factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_1, n$ : amplitud en el nivel  $n$ , de la forma de vibración del modo fundamental.

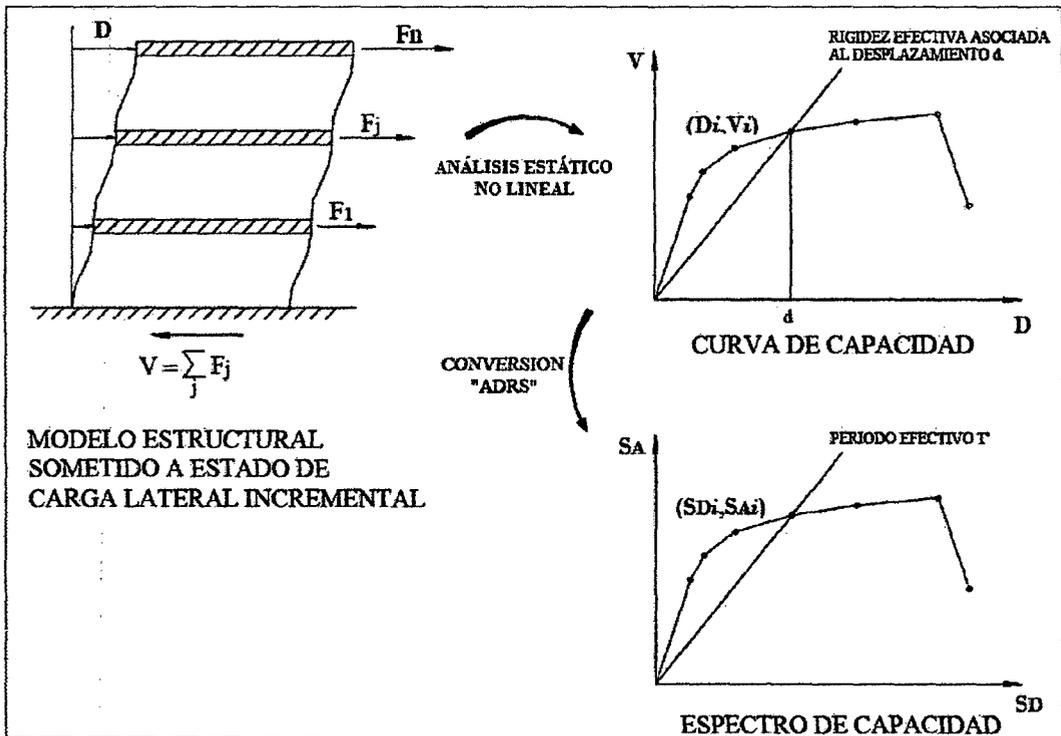


Figura 2.10. Secuencia para la obtención del Espectro de capacidad (Moreno 2006)

En esta representación (Fig 2.10), cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente  $\omega$ , donde  $\omega$  es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. (Merino 2013)

El periodo efectivo de la estructura T asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.2-11)$$

### 2.2.9. ESPECTRO DE DEMANDA

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral SD, con la aceleración espectral SA, y se los obtiene a partir de formas espectrales que relacionan la aceleración espectral con el período, que son las rectas inclinadas. (Merino 2013)

La Figura 2.11 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano).

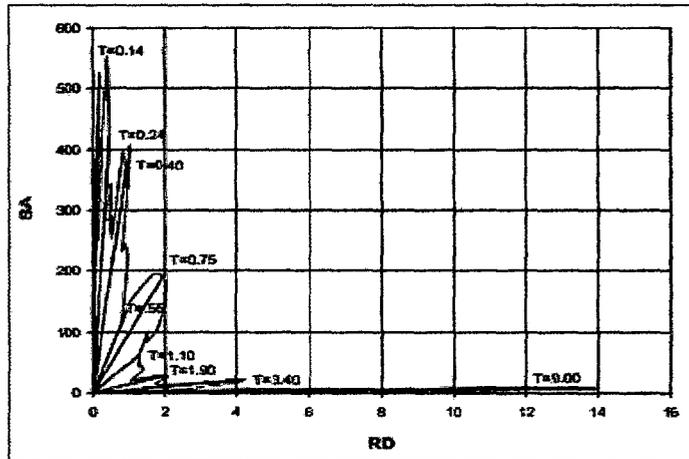


Figura 2.11. Espectro de Demanda del terremoto peruano de 1970 (Fernández 2006)

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La Figura 2.11 muestra el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana, para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años. (Chunque 2013)

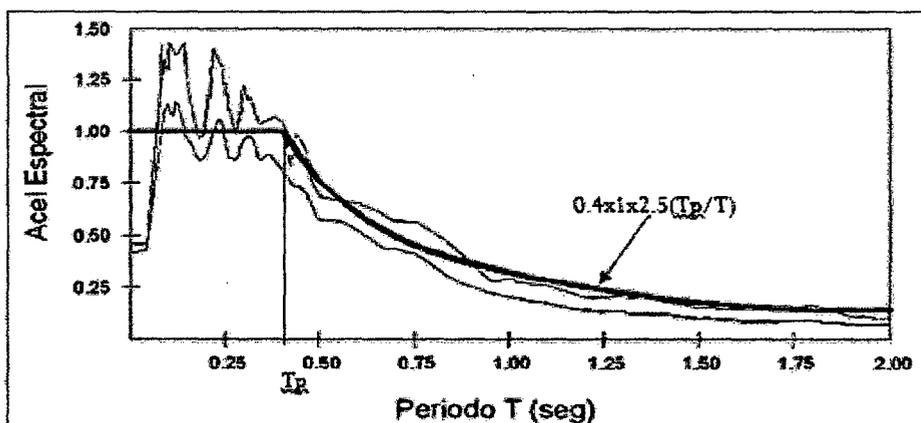


Figura 2.12. Espectro de aceleración de la Norma Peruana. (Fernández 2006)

La Figura 2.13 muestra el mismo espectro pero en su forma de Espectro de Demanda. Donde:

$$S_D = \frac{S_A}{W^2} \dots\dots\dots (2.2-12)$$

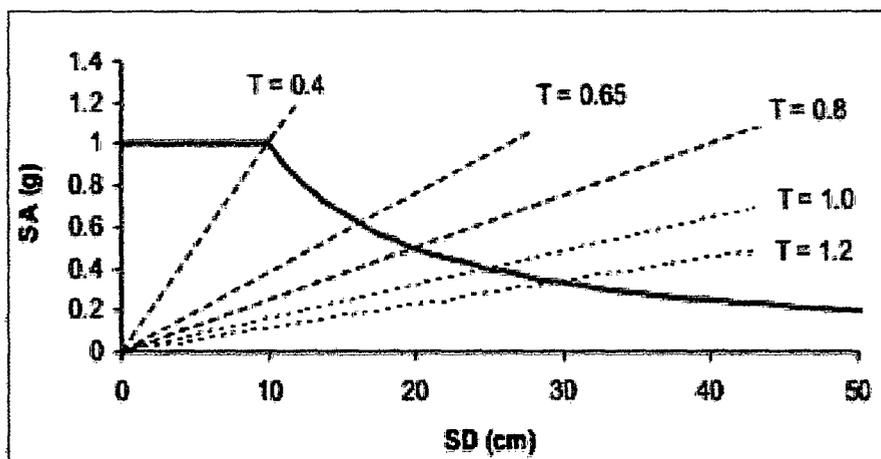


Figura 2.13. Espectro de Demanda de la Norma Peruana. (Fernández 2006)

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando un espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (SA como una fracción de la aceleración de la gravedad) respecto el desplazamiento espectral (SD). (Merino 2013)

Para cada punto (SA<sub>i</sub>, T<sub>i</sub>) del espectro de respuesta, le corresponde un punto (SA<sub>i</sub>, SD<sub>i</sub>) del espectro de demanda, según la siguiente fórmula

$$S_{Di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{Ai} \times g \quad (2.2-13)$$

*T<sub>i</sub> es el periodo en segundos*

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

máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento. (Moreno 2006)

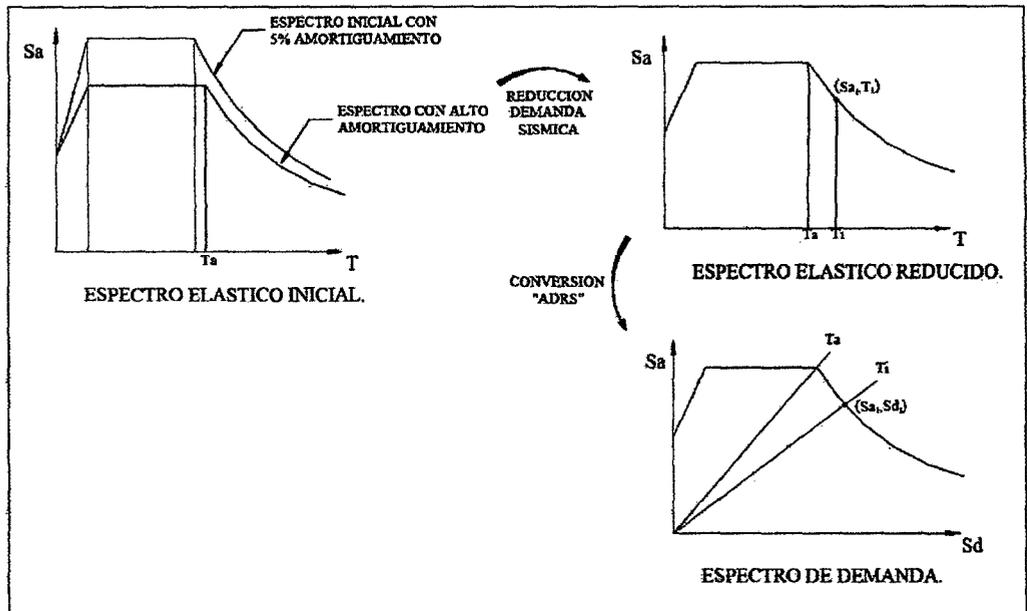


Figura 2.14. Secuencia para la obtención del Espectro de Demanda (Moreno 2006)

### 2.2.10. DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACIÓN

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. Es una expresión del comportamiento deseado que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural.

Finalmente el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño

considerado. La tabla 2.15 muestra la matriz propuesta por el Comité Visión 2000. (Chunque 2013)

**Tabla 2.19. Niveles recomendados de desempeño esperado para edificaciones**

		Operacional	Funcional	Resguardo de la 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)	Critico	Esencial	común	
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)	Critico	Critico	Esencial	común

*Fuente: Comité Visión 2000*

### 2.2.11. ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño se obtendrá de la superposición de las gráficas de los Espectro de Capacidad y Espectro de Demanda del sismo, éstos en formato de Desplazamiento – Aceleración. Podemos observar en ésta gráfica el comportamiento probable de la estructura ante una acción sísmica determinada y se puede determinar un desplazamiento lateral máximo de un sistema de un grado de Libertad (Punto de desempeño).

#### 2.2.11.1. Respuesta Elástica de Estructuras

El Espectro de Capacidad muestra los pares de valores fuerza por unidad de masa y desplazamiento de la estructura, mientras el Espectro de Demanda es un espectro elástico para estructuras de distintos periodos e igual amortiguamiento. Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 2.16, esta intersección constituye el punto de demanda buscado. (León y Quintana, citado por 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 (Chunque 2013).

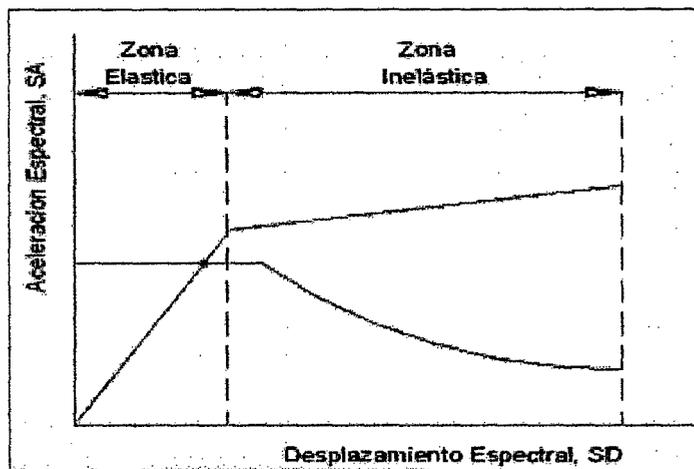


Figura 2.15. Intersección de espectros en la zona elástica (Fernández 2006)

### 2.2.11.2. Respuesta Inelástica de Estructuras

Si la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, como se observa en la figura 2.17., este punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal. (León y Quintana, citado por Fernández 2006)

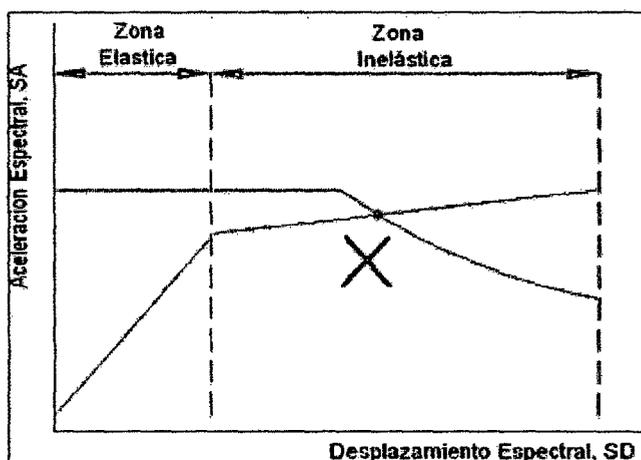


Figura 2.16. Intersección de espectros en la zona elástica (Fernández 2006)

Por tanto es necesario considerar que la demanda elástica se modifica en virtud de un amortiguamiento elástico equivalente pero de mayor amortiguamiento. El amortiguamiento elástico equivalente depende del nivel de desplazamiento

inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente. (Fernández 2006)

### a. Reducción del Espectro de Demanda

Se debe estimar un amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del Espectro de Capacidad, y a partir de éste parámetro estimar los factores de reducción.

La parte del amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ ), el cual a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento histerético ( $\beta_0$ ) que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, generalmente se asume 5%. (Chunque 2013)

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.14)$$

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).

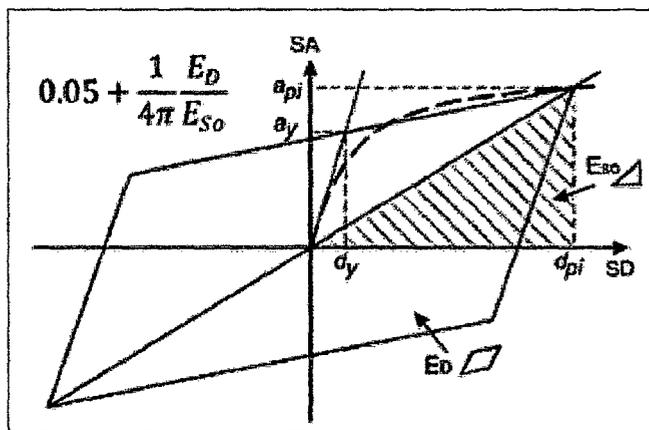


Figura 2.17. Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996)

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (2.15)$$

**Donde:**

$E_D$  : Energía disipada por el amortiguamiento. Es representada por el área encerrada por el lazo histerético o el área del paralelogramo.

$E_{S0}$  : Máxima energía de deformación. Es representada por el área del triángulo achurado.

El área  $E_D$ , se hallara de forma geométrica, se construirá 4 paralelogramos iguales como muestra la figura de la izquierda, y de acuerdo a la figura de la derecha se obtendrá el área sombreada.

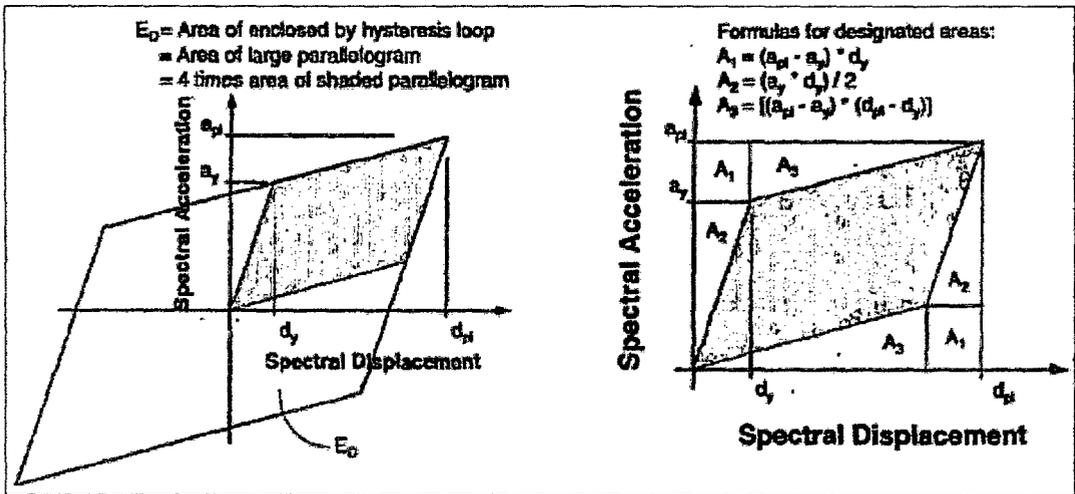


Figura 2.18. Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996)

Por lo tanto  $E_D$ , será cuatro veces el área sombreada.

$$E_D = 4 * (S_{Ai}S_{Di} - 2(A_1 + A_2 + A_3))$$

$$E_D = 4 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{Ai}S_{Dy}) \quad (2.16)$$

El área  $E_{S0}$  (Figura 2.18) es:

$$E_{S0} = (S_{Ai}S_{Di})/2 \quad (2.17)$$

Reemplazando (ec. 2.2 - 16) y (ec. 2.2 - 17), tenemos:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{4 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{Ai}S_{Dy})}{(S_{Ai}S_{Di})/2} \right)$$

$$\beta_0 = \frac{0.637 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{Ai}S_{Dy})}{S_{Ai}S_{Di}} \quad (2.18)$$

De la ecuación (2.2 - 14) y (2.2 - 18)

$$\beta_{EQ} = \frac{0.637*(S_{Ay}S_{Di} - S_{At}S_{Dy})}{S_{At}S_{Di}} + 0.05 \quad (2.19)$$

El tipo de comportamiento depende del comportamiento histerético y de la sismicidad, como se muestra en la Tabla 2.20

Tabla 2.20. Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento "k"

Tipo de Comportamiento Estructural	$\beta$ (%)	k
Tipo A	$\leq 16.25$	1.00
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{At}S_{Dy})}{S_{At}S_{Di}}$
Tipo B	$\leq 25.00$	0.67
	$> 25.00$	$0.845 - \frac{0.466 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{At}S_{Dy})}{S_{At}S_{Di}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0.33

Fuente: ATC-40 1996

Tabla 2.21. Tipo de Comportamiento Estructural

Tipo de Comportamiento Estructural	Características
Tipo A	Comportamiento estructural estable, cuyo comportamiento ético 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, cuyo comportamiento 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 sismo 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 duración.

Fuente: ATC-40 1996

El nuevo Espectro de Demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro ( $SR_A$  y  $SR_V$  respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento efectivo (ATC-40 1996)

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \times \ln(\beta_{EFF})}{2.12} \quad (2.20)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \times \ln(\beta_{EFF})}{1.65} \quad (2.21)$$

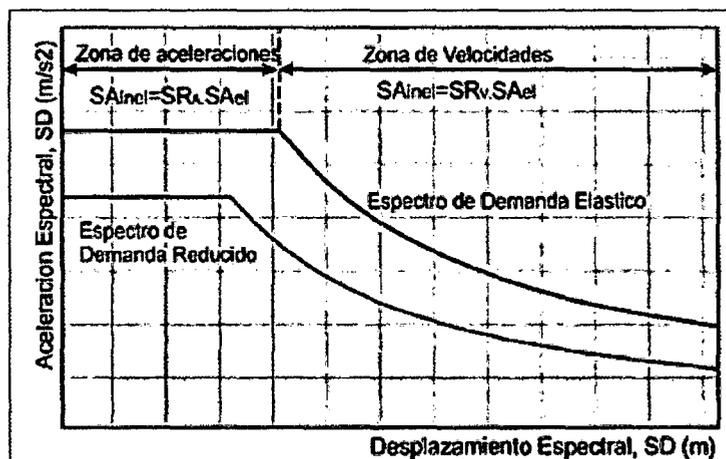
Los valores  $SR_A$  y  $SR_V$  obtenidos con estas ecuaciones, deberán ser mayores o iguales a los dados en la Tabla 2.22.

**Tabla 2.22. Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento "k"**

Tipo de Comportamiento Estructural	SRA	SRV
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC-40 1996

$SR_A$  corresponde a la zona de aceleraciones y  $SR_V$  a la zona de velocidades, estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales inelásticas.



**Figura 2.19. Derivación del Amortiguamiento Equivalente (ATC-40 1996)**

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

$$T'_p = T_p \left( \frac{SR_V}{SR_A} \right) \quad (2.22)$$

### 2.2.11.1. 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 v14 y que permite calcular el punto de desempeño. (Chunque 2013).

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 ( $P_0$ ) se debe seleccionar un punto del espectro de capacidad ( $P_c$ ) y se sigue el siguiente procedimiento:

- i. Se traza una línea radial de periodo secante que pase por el punto  $P_i$ .
- ii. Con las coordenadas del punto  $P_i$  ( $SD_i$ ,  $SA_i$ ), la ec. (2.19) y las Tablas 2.24 y 2.25, se calcula el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ )
- iii. Con  $\beta_{EQ}$ , se calculan los factores  $SR_A$   $SR_V$ , para producir el espectro elástico de demanda.

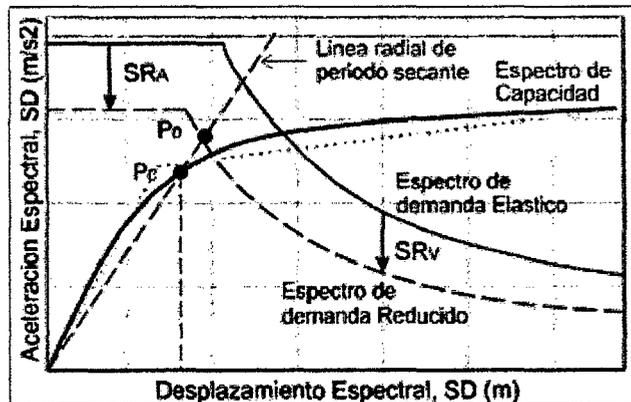
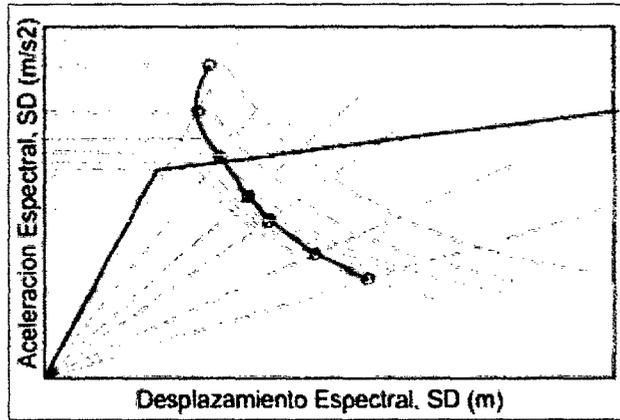


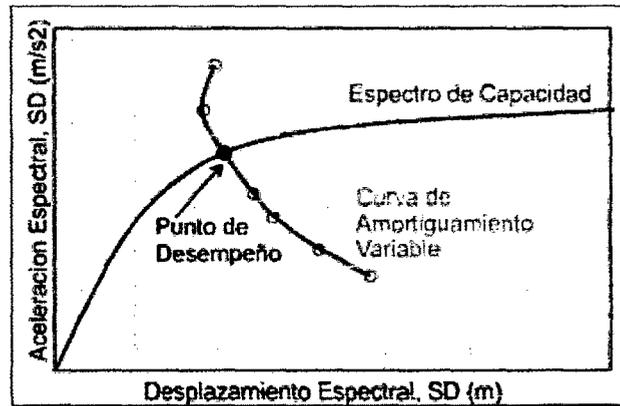
Figura 2.20. Reducción del espectro elástico de demanda por amortiguamiento equivalente (Fernández 2006)

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



*Figura 2.21. Intersección de líneas de periodo secante y espectros de demanda reducidos (Fernández 2006)*

- vi. Finalmente, el punto de desempeño se obtiene por la intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia en la Fig. 2.



*Figura 2.22. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV (Fernández 2006)*

### 2.2.12. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

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 la 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  $\Delta p$  a las cuales

se asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación (SEAOC 1999, p.414) propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura. Estos se detallan en la Tabla 2.16.

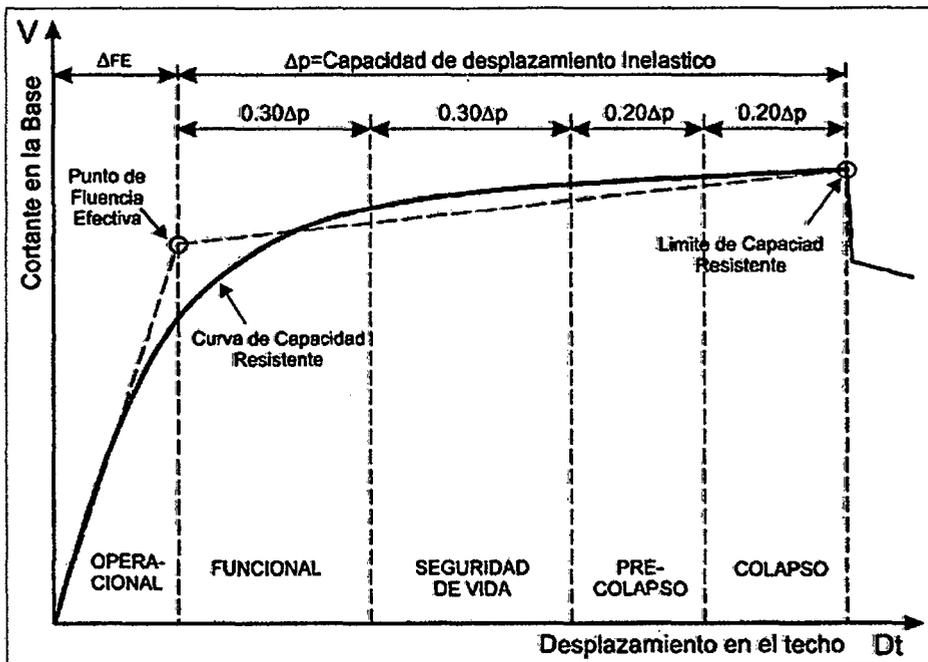
*Tabla 2.23. Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño*

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>	<b>RANGO DE DESPLAZAMIENTO</b>
<b>Operacional</b>	0 - $\Delta FE$
<b>Funcional</b>	$\Delta FE$ - $\Delta FE + 0.30\Delta p$
<b>Seguridad de Vida</b>	$\Delta FE + 0.30\Delta p$ - $\Delta FE + 0.60\Delta p$
<b>Cerca al Colapso</b>	$\Delta FE + 0.60\Delta p$ - $\Delta FE + 0.80\Delta p$
<b>Colapso</b>	$\Delta FE + 0.80\Delta p$ - $\Delta FE + \Delta p$

$\Delta FE$ : Desplazamiento correspondiente al punto de Fluencia Efectiva.  
 Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.  
 $\Delta p$ : Rango Plástico

*Fuente: SEAOC 1999*

La figura 2.23 muestra la sectorización de la curva de capacidad con los niveles de desempeño. (SEAOC 1999, p.414).



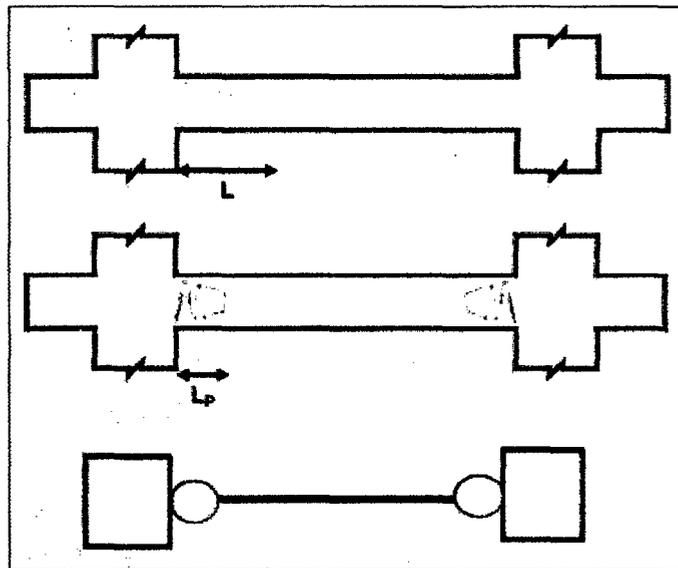
*Figura 2.23. Sectorización de la Curva de Capacidad. (SEAOC 1999)*

### 2.2.13. CAPACIDAD DE EDIFICIO

Para calcular la capacidad del edificio, es necesario conocer los diagramas momento curvatura de todos los elementos, y para ello es importante conocer las propiedades de los materiales.

#### 2.2.13.1. Diagrama Momento – Giro

Durante los eventos sísmicos, el daño no es uniforme, éste se concentra en los nudos de las vigas y columnas en una longitud determinada “L”, como se muestra en la Figura 2.6



*Figura 2.24. Concentración de rótulas en los extremos*

Para poder acercarnos a esta longitud “L”, en el modelo consideraremos una zona de daño equivalente, en el cual se concentra toda la deformación inelástica y el daño y la curvatura son constantes. Ésta zona se denomina rótula plástica con una longitud “Lp” (Figura 2.6).

La longitud Lp, es el 40 a 50% del peralte del elemento, ya que en esta longitud la curvatura es constante (Park et al. 1992. p. 142)

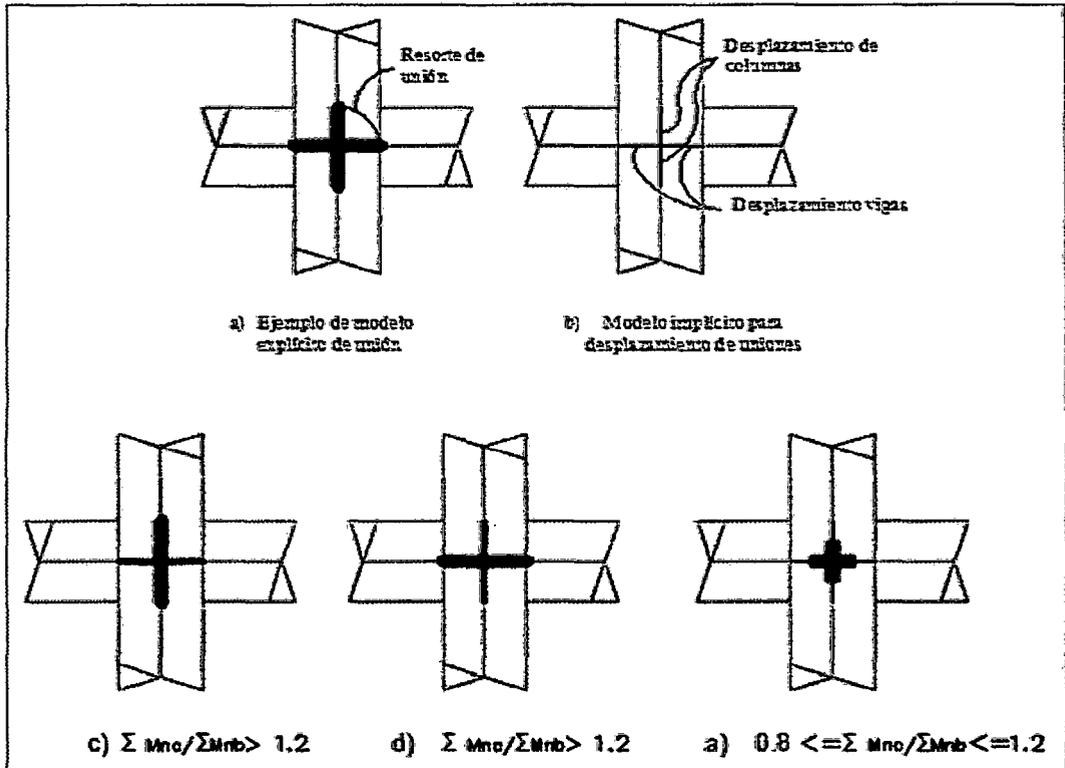


Figura 2.25. Modelamiento de uniones viga-columna. Adaptada de ASCE/SEI 41-06

Las propiedades de la sección, el momento de Inercia efectivo ( $I_{ef}$ ) y los momentos de fluencia ( $M_y$ ) de las vigas, columnas y placas del edificio las cuales podemos determinar empleando los diagramas momento- curvatura ( $M-\phi$ ), obtenidos con el programa SAP 200.V14, mediante su módulo Section Designer.

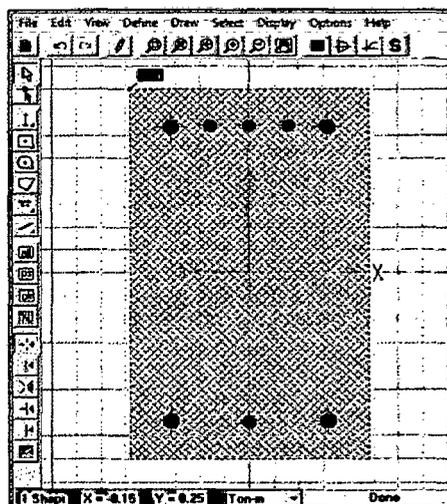


Figura 2.26. Sección de análisis dibujada en el Sección Designer del SAP2000

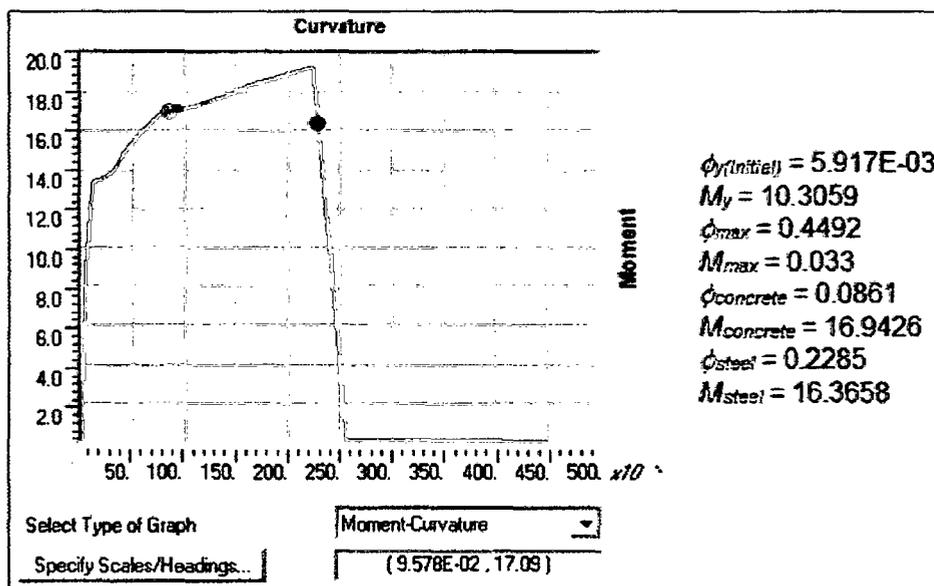


Figura 2.27. Diagrama Momento – Curvatura generado por el SAP2000

El diagrama Momento – Giro se obtiene multiplicando a la curvatura por la longitud de la rótula plástica  $L_p$  de cada sección de análisis. El código Fema 356, plantea un diagrama Momento – Giro simplificados con trazos rectos definidos por los puntos notables A, B, C, D y E.

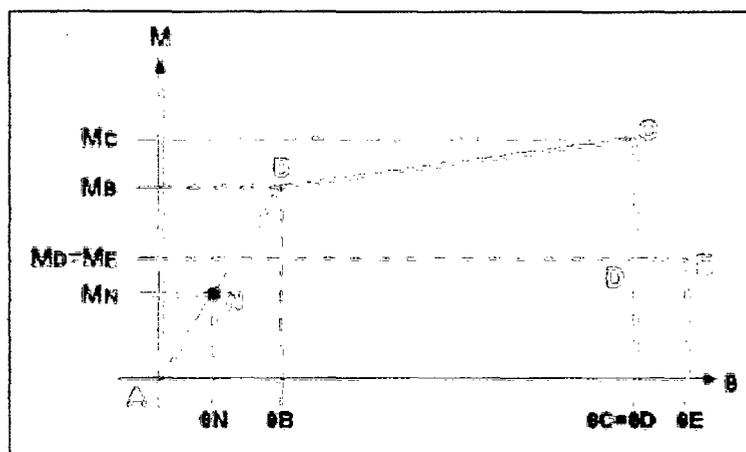


Figura 2.28. Diagrama Momento – Giro (Fernández 2006)

El punto  $A$  corresponde al momento último obtenido con las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana; el punto  $B$  representa la Fluencia Efectiva; el punto  $C$  corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula. Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima se produce una reducción

---

súbita de momento (hasta el 40%), conformando el punto *D*. Luego, el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto *C*) hasta que sobreviene la rotura, punto *E* (Fernández 2006).

#### **2.2.14. GENERACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS**

En SAP2000, la fluencia y post-fluencia puede ser modelada usando rótulas discretas definidas por el usuario, basados en la normativa FEMA 356, ATC – 40, 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.

##### **2.2.14.1. Criterios de Aceptación para deformación en elementos**

El código FEMA 356 (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. (Chunque 2013).

### 2.2.14.2. 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 en el centro y al final de la luz de cada viga

De acuerdo a los diagramas de Momento- Giro (item 2.2.13), se ingresan los valores al programa SAP 2000 normalizados según valores de fluencia ( $M_y$ ) de las secciones de cada elemento estructural

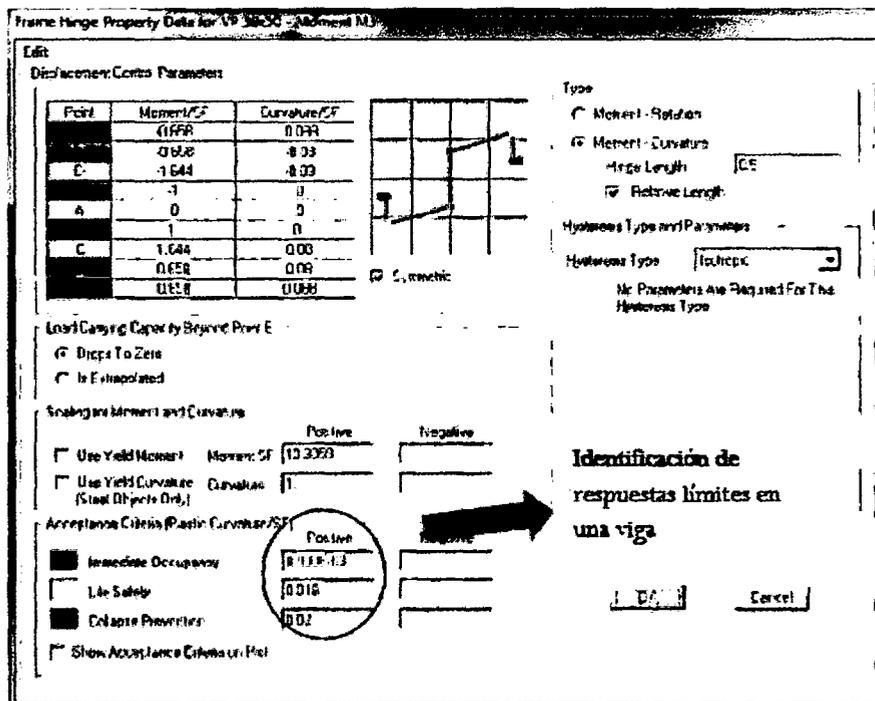


Figura 2.29. Generación de rótulas plásticas para Vigas

Para obtener los puntos (Operación inmediata, Seguridad de Vida y Cerca al Colapso), se tiene en cuenta las respuestas límites de las vigas.

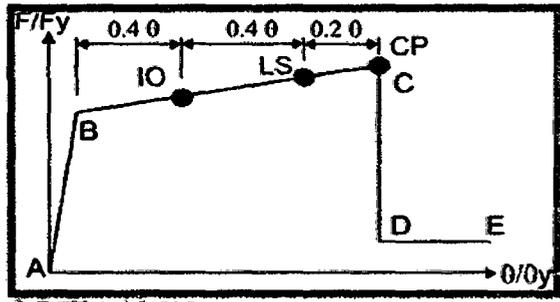


Figura 2.30. Identificación de respuestas límites en una viga (FEMA 2000, p. 6-21)

### 2.2.14.3. Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas y Placas.

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

Identificación de respuestas límites en una Columnas

Moment Rotation Data for C1 33x50 - Interacting P-M2-M3

Select Curve: Axial Force: 0, Angle: 0, Curve #1: [M2, M3, P]

Point	Moment/Yield Mom	Curvature/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.589	0.15
	0.639	0.15
	0.639	0.165

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Acceptance Criteria (Plastic Deformation, LSF):

- Immediate Occupancy: 0.403E-03
- Life Safety: 0.0281
- Collapse Prevention: 0.0375

Moment Curvature Information:

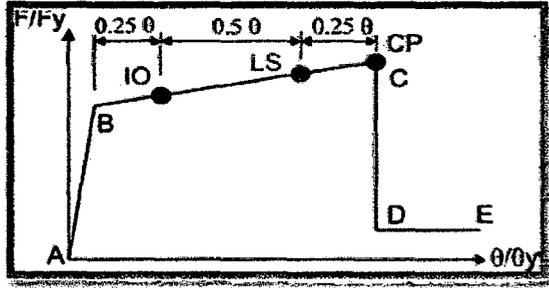
- Symmetry Condition: Double
- Number of Axial Force Values: 1
- Number of Angles: 2
- Total Number of Curves: 2

Angle is Moment About:

- 0 degrees - About Positive M2 Axis
- 90 degrees - About Positive M3 Axis
- 180 degrees - About Negative M2 Axis
- 270 degrees - About Negative M3 Axis

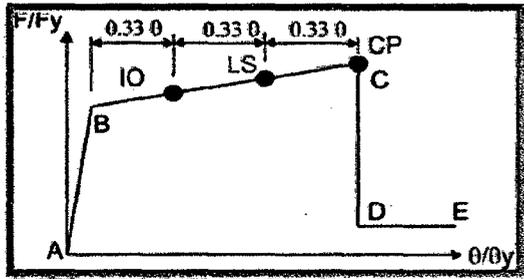
Figura 2.31. Generación de rótulas plásticas para Columnas

Para obtener los puntos (Operación inmediata, Seguridad de Vida y Cerca al Colapso), se tiene en cuenta las respuestas límites de las Columnas.



**Figura 2.32. Identificación de respuestas límites en una Columna (FEMA 2000. p. 6-22)**

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, para placas lleva el mismo procedimiento que para columnas y se tiene en cuenta las respuestas límites siguientes:



**Figura 2.33. Identificación de respuestas límites en muro de concreto controlado por flexión (FEMA 2000. p. 6-22)**

En el Anexo 1 se detalla paso a paso como se ingresan estos datos en el programa SAP 2000.

---

## **2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS**

### **2.3.1. Capacidad**

Representación de la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. Ésta depende de la capacidad de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura. (ATC, 1996. p.8-3)

### **2.3.2. Curva de Capacidad**

Es una gráfica de la carga lateral vs el desplazamiento horizontal de la estructura (V-D), que se obtiene del Análisis Estático No lineal (Pushover).

### **2.3.3. Deriva de Entrepiso**

Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación divididos por la altura de los entrepisos.

### **2.3.4. Desempeño Estructural**

El desempeño estructural describe un comportamiento sísmico de una estructura, sometida a diferentes niveles sísmicos. De acuerdo a las características de ocupación, importancia del tipo de estructura según reglamento (NTE E030 2014), la estructura debe ser capaz de alcanzar el desempeño objetivo, cuya matriz muestra el SEOCE 1995.

### **2.3.5. Diagrama Momento Giro**

Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento Curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud (LP) de la rótula plástica.

### **2.3.6. Edificaciones Esenciales**

Son aquellas edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de

---

refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos. (NTE E-030, 2014)

### **2.3.7. Espectro de Capacidad**

Es la gráfica que representa la Curva de Capacidad en coordenadas de aceleración espectral y desplazamiento espectral.

### **2.3.8. Espectro de Demanda**

Es la representación gráfica de un determinado sismo representando el movimiento del suelo mediante el método de Espectro – capacidad

### **2.3.9. Nivel de Desempeño**

Estado limite los daños o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post-terremoto del edificio.

El nivel de desempeño de un edificio es la combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural. (ATC-40, 1996. P. 3-1).

### **2.3.10. Nudo de Control de Desplazamiento**

Es el nudo ubicado en el centro de masa del techo de una edificación usado en el Análisis Estático no Lineal (AENL) para medir los efectos de originados por los movimientos sísmicos en la estructura. (FEMA 356, 2000)

### **2.3.11. Punto de Desempeño**

Es la 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 de coeficiente) (ATC 40, 1996. p. 8-22).

---

### **2.3.12. Rótula Plástica**

Una rótula plástica es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica. A la rótula plástica le corresponde una longitud  $L_p$  correspondiente a una aproximación de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. (Park et al. 1992. p. 142).

### **2.3.13. Relación Momento Curvatura**

La relación momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de post fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento  $M_u$ , la curvatura última  $\phi_u$ , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

### **2.3.14. Análisis Pushover**

Es un Análisis Estático No Lineal en donde se incrementa un patrón de fuerzas laterales (triangular, invertida, parabólica o uniforme) hasta alcanzar su capacidad última o el colapso, para poder obtener una Curva de Capacidad de la estructura.

### **2.3.15. 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. p. xii).

### **2.3.16. 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. p. xii).

#### **2.3.17. Espectro de Respuesta Elástico**

Son espectros suavizados, que relacionan el desplazamiento espectral  $S_D$ , con la aceleración espectral  $S_A$ .

#### **2.3.18. 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. p. xiv).

#### **2.3.19. 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).

Es el nivel de movimiento del suelo o agitación del sitio durante un terremoto dado, El ATC, especifica tres niveles de riesgo sísmico (Sismo de servicio, Sismo de diseño y Sismo máximo)

---

## CAPÍTULO III

---

### MATERIALES Y MÉTODOS

---

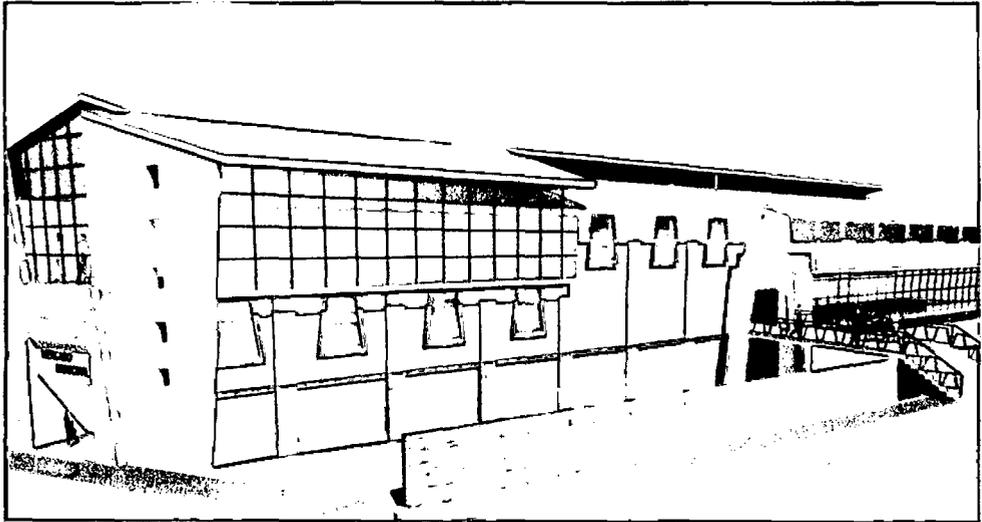
#### 3.1. LOCALIZACIÓN

La presente investigación determinará el nivel de desempeño sísmico de la edificación, que corresponde al Mercado de Abastos de los Baños del Inca Modulo C, ubicada en la intersección de los jirones Lloque Yupanqui y Yahuar Huaca, Distrito de Baños del Inca, Provincia de Cajamarca, Departamento de Cajamarca, Perú.

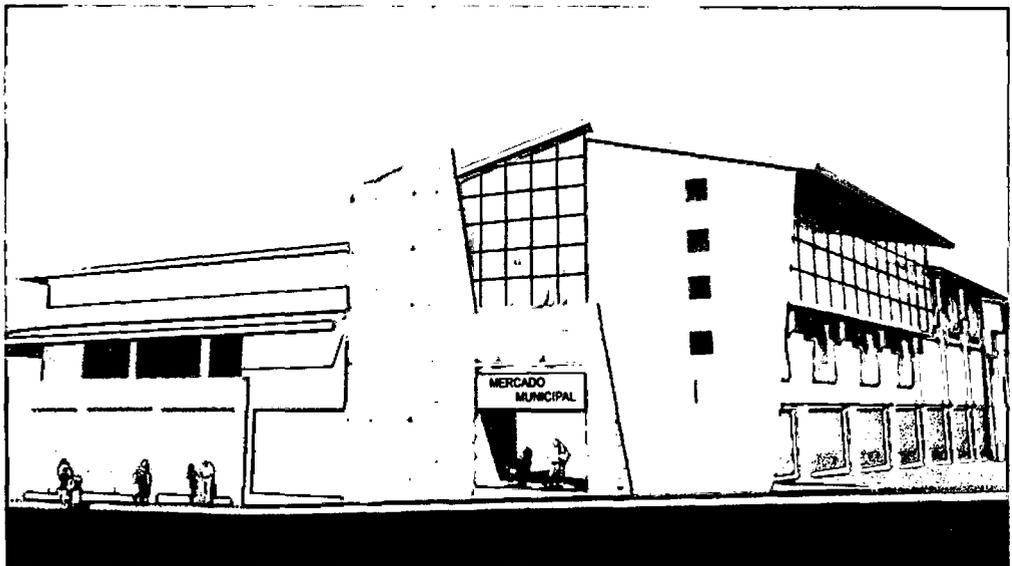
Las condiciones ambientales, climáticas y sísmicas del lugar son las siguientes:

Altitud	:	2 750 m
Zona Sísmica	:	Zona III

Se presenta un perfil de suelo blando con presencia de componentes químicos como el azufre por la presencia del agua caliente.



*Figura 3.1. Parte lateral derecha del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca*



*Figura 3.2. Parte Frontal del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca*

---

## **3.2. PROCEDIMIENTO**

### **3.2.1. Recolección de información.**

- Recolección de la información de este proyecto, como son planos de arquitectura, y de estructuras, para ello se trabajó con el expediente Técnico y las modificaciones que se hicieron durante la construcción.
- Recolección de los estudios de mecánica de suelos (*Anexo 2*), del cual se obtendrán el tipo de suelo y la capacidad portante del suelo, el cual ayudará a definir el espectro de respuesta para los sismos en ambas direcciones. (X e Y)
- Ensayos de los especímenes de concreto (*Anexo 3*), de donde obtendremos la resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de las vigas, columnas y placas. Las muestras fueron tomadas in situ durante la ejecución de la obra ensayadas en modernas máquinas para determinar su resistencia. Estos estudios (De Mecánica de Suelo y de la rotura de probetas) se le pedirá a la Municipalidad Distrital de los Baños del Inca.

### **3.2.2. Evaluación de la estructura.**

- Verificación de planos con la estructura construida.
- Evaluación de la súper estructura y subestructura haciendo un análisis patológico primario, examinando visualmente la estructura, tanto en la forma constructiva y en la finalización de ella.
- Una vez obtenido y con ayuda de los planos del expediente y los resultados de los, simularemos y analizaremos la estructura con software computacionales, el cual requiere del ingreso de datos en información descrita anteriormente.
- Con los diagramas obtenidos, una vez modelado la estructura (Curvas de capacidad de la estructura y demanda sísmica) se definirá el nivel de desempeño que posee la estructura.
- Se concluirá definiendo el nivel de desempeño de la estructura, y se dará algunas recomendaciones si este, se encuentre en un nivel que comprometa la seguridad de los ocupantes o para un reforzamiento de la estructura.

### 3.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura a analizar es un edificio en base a columnas y vigas de concreto armado las cuales resisten a cargas de gravedad transmitidas por una losa de concreto armado. Está constituida por 3 niveles de diferentes alturas, en la dirección Y tiene 7 pórticos espaciados por 4.5 m excepto el último que tiene un espaciamiento de 4.6m. La notación de columnas y vigas se trató de tomar con la misma de los planos estructurales del expediente Técnico.

#### 3.3.1. Vigas Principales y Secundarias

*Tabla 3.1. Características de las vigas del modelo estructural*

SECCIÓN	h (m)	B (m)	Refuerzo	
			Superior	Inferior
VP - 30x50	0.5	0.3	2Ø3/4" +3Ø 5/8"	2Ø3/4" +1Ø 5/8"
VP - 30x40 A	0.4	0.3	3Ø5/8" +2Ø 1/2"	2Ø5/8" +2Ø 1/2"
VP - 30x40 B	0.4	0.3	3Ø5/8"	2Ø5/8"
VA - 30x40	0.4	0.3	2Ø5/8"	2Ø5/8"

#### 3.3.2. Columnas

*Tabla 3.2. Características de las vigas del modelo estructural*

SECCIÓN	h (m)	B (m)	Refuerzo
C1 - 30x50	0.5	0.3	3Ø 5/8" + 2Ø 5/8" +2Ø 5/8" +3Ø 5/8"
C1 - 30x50	0.5	0.3	2Ø 5/8" + 2Ø 5/8" +2Ø 5/8" +2Ø 5/8"
C1 - 80x50	0.8	0.5	3Ø 3/4" + 3Ø 3/4" +3Ø 3/4" +3Ø 3/4"
C1 - 80x50	0.8	0.5	6Ø 3/4" + 6Ø 5/8"

### 3.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las características y propiedades de los materiales, propiedades geométricas del edificio y de cada uno de sus elementos estructurales y las cargas a las que está expuesta, todas estas características y propiedades se incluyeron en el modelamiento de la estructura realizado en el programa SAP 2000.

Para el modelamiento de la estructura se consideraron las siguientes propiedades obtenidas de las especificaciones técnicas de los planos estructurales y o ensayos:

### 3.4.1. Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto

- Módulo de elasticidad:

$$E = 15000\sqrt{f'c} \quad (3.4-1)$$

- Peso unitario:

$$\gamma = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

*Tabla 3.3. Resumen del  $f'c$  del concreto en los elementos estructurales del Módulo C - Mercado de Abastos Baños del Inca*

Descripción	$f'c$ (Anexo 3) kg/cm <sup>2</sup>	$E$
Escalera	243.46	234048.072
Columnas 1ero y 2do piso	257.93	240902.989
Columnas 3er piso	196.83	210444.173
Losa Aligerada y Vigas 1 y 2do piso	202.39	213395.759
Losa aligerada y vigas 3er piso	230.1	227535.711
Placa	215.86	220382.622
Losa techo	188.87	206144.973

La tabla 3.3, muestra la resistencia a compresión de los elementos de la estructura, cuyos datos fueron obtenidos de ensayos en laboratorio durante la ejecución del proyecto. Anexo 3

### 3.4.2. Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero

- Esfuerzo de fluencia:

$$F'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Peso unitario:

$$\gamma = 7.850 \text{ Tn/m}^3$$

$$E = 2 \times 10^7 \text{ Tn/m}^2$$

---

### 3.5. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Antes de realizar un análisis mediante un programa computacional se realizará un análisis patológico primario.

#### 3.5.1. Durante la ejecución

Durante la ejecución del proyecto, hubo algunos malos procedimientos constructivos, además de ello el suelo presentó humedad en el terreno de cimentación debido a la napa freática.

- a. **Humedad en el Terreno de cimentación:** Esto es debido a la ubicación de la napa freática, como se sabe el terreno presenta una napa freática a unos 2.2 m promedio bajo el nivel del terreno, además de componentes químicos como el azufre. Si esto no es controlado dicha humedad ascendería través de los cimientos y los muros produciendo formación de hongos y corrosión.

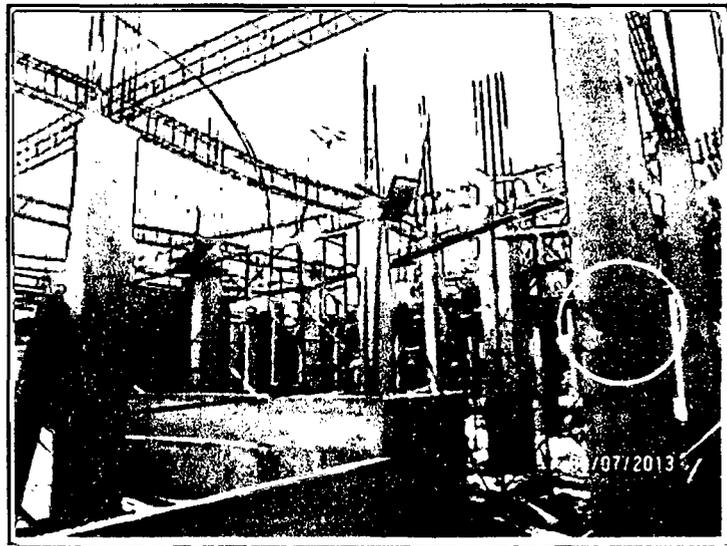


*Figura 3.3. Tratamiento de la Humedad en zapata*

- b. **Malos procesos constructivos:** Las figuras 3.4 y 3.5, mostrarían un mal procedimiento de construcción, se ve un desprendimiento de concreto en las esquinas, cerca de las juntas en las columnas esto debido a un mal vibrado de concreto en el llenado de columnas.



*Figura 3.4. Junta fría en columnas del Mercado de Abastos de los Baños del Inca*

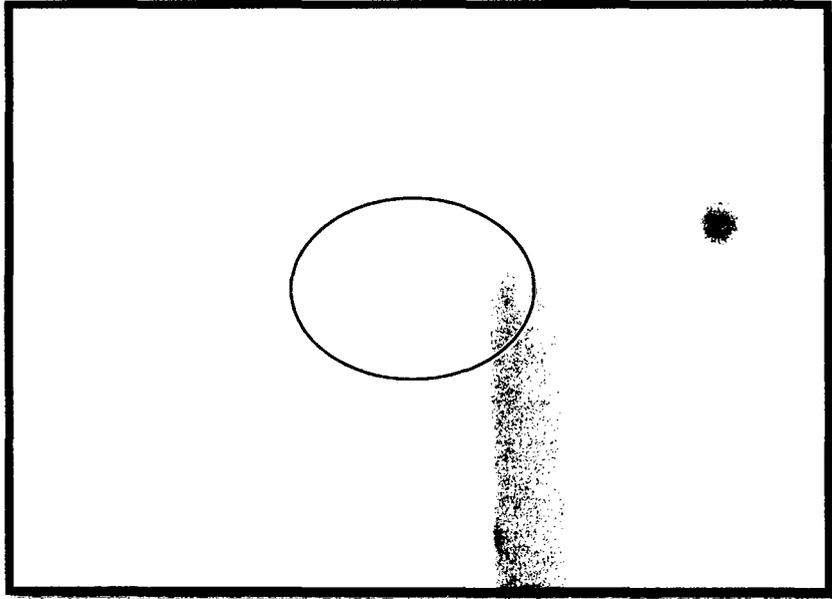


*Figura 3.5. Junta fría en columnas del Mercado de Abastos de los Baños del Inca*

### **3.5.2. Después de la construcción.**

En la estructura se encontró fisuras y grietas, en elementos no estructurales, la mayoría en juntas de construcción.

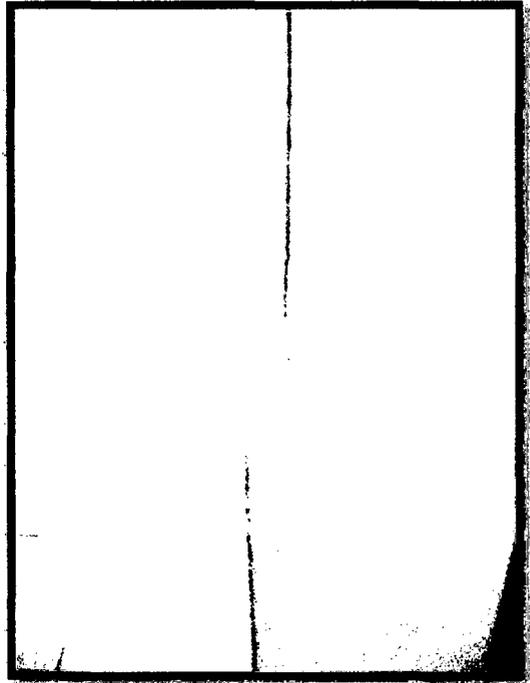
- 
- c. **Fisuras:** Aberturas que en general tiene una anchura inferior al milímetro y que afecta sólo a la superficie del material o del elemento constructivo o al acabado superficial superpuesto. (Broto)



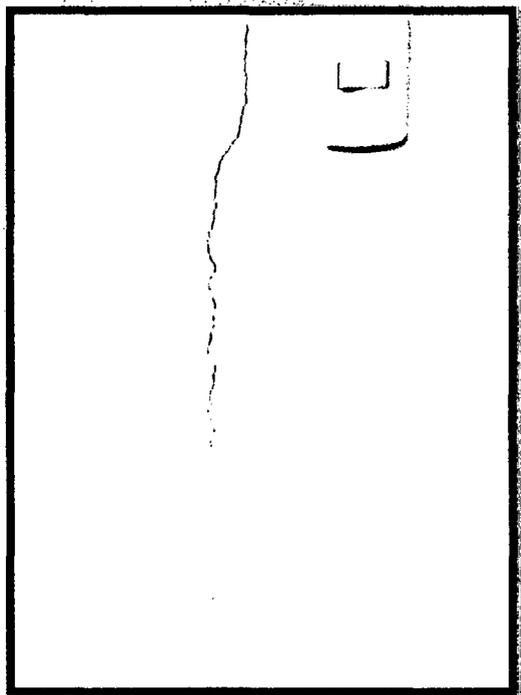
*Figura 3.6. Fisura en esquina del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca*

**Causas:**

- Dicha fisura podría a verse producido por las características del material, o por el peso propio del elemento (Viga sobre muro), pero que es mínima, poco considerable.
  - Otro factor podría ser: Cargas debido a movimientos propios, dilatación debido a la temperatura, humedad y fraguado.
- d. **Grietas:** Son aberturas de más de un milímetro de ancho y que afecta a todo el espesor del material o del elementos constructivo, por lo que provoca la pérdida de sus consistencia y de su integridad. (Broto )



*Figura 3.7. Grieta en junta de construcción en separación de Módulos C y D del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Primer piso)*



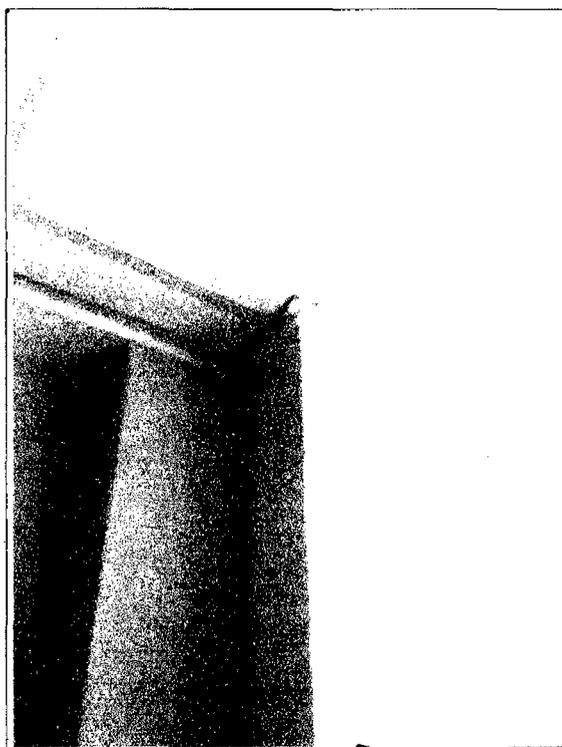
*Figura 3.8. Grieta en junta de construcción en separación de Módulos C y D del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Segundo piso)*

---

**Causas:**

- Dicha fisura podría a verse producido por las características del material, en este caso el recubrimiento, que se habría dado por la fabricación defectuosa del mortero o por el mal procedimiento constructivo, produciendo una mala adherencia con la junta.
- Otro factor podría ser: Cargas debido a movimientos propios, dilatación debido a la temperatura, humedad y fraguado.

e. **Humedad en el techo:** Se puede definir como la presencia de agua no deseada en el techo, que puede producir corrosiones en los tijerales y o afectar las baldosas.



**Figura 3.9.** Presencia de Humedad a causa de lluvias en el Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. (Techo)

**Causas:**

- Mal procedimiento constructivo.
- Fuertes lluvias en la zona.

### 3.6. METRADO DE CARGAS

#### 3.6.1. Cargas permanentes (Muerta)

- Losa: 350 Kg/m<sup>2</sup>
- Acabados : 100 Kg/m<sup>2</sup>
- Tabiquería fija : 120 Kg/m<sup>2</sup>

#### 3.6.2. Cargas Vivas

- Áreas de servicio: 250 Kg/m<sup>2</sup>
- Escaleras y corredores : 400 Kg/m<sup>2</sup>

#### 3.6.3. Metrado de Cargas de la escalera

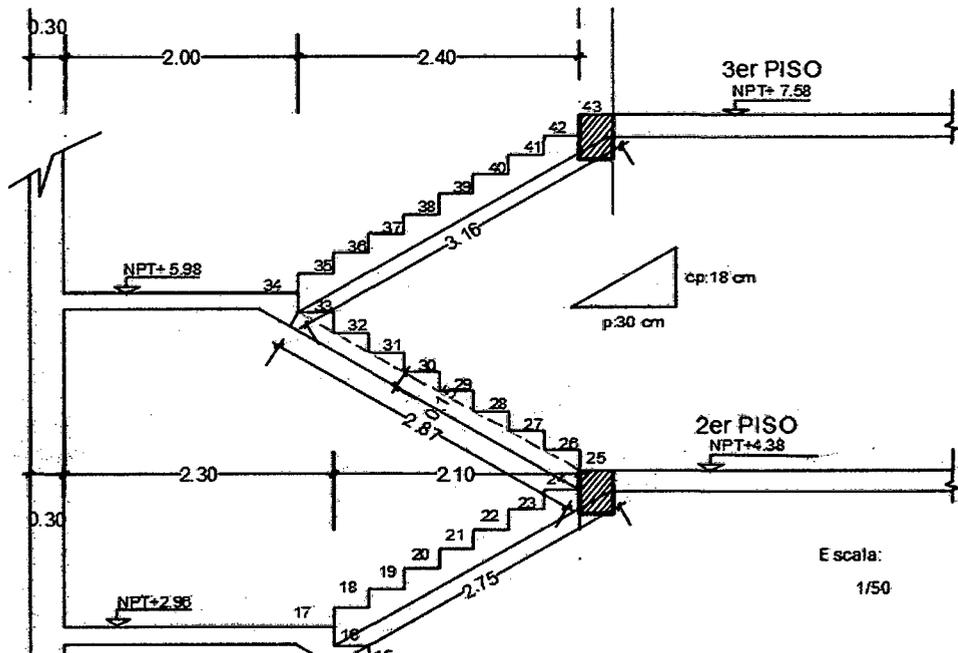


Figura 3.10. Corte de la escalera del Módulo C, Mercado de Abastos de los Baños del Inca

#### NOTACIÓN:

Paso	: p	= 0.30m
Contrapaso	: cp	= 0.180 m
Espesor de		
La garganta	: t	= 0.20 m

$$\text{Ancho tramo : B} = 2.50 \text{ m}$$

**Tramo inclinado**

$$\text{Peso propio (kg/m)} = \gamma B \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right] \quad (3.6 -1)$$

$$\text{Peso propio (kg/m)} = 2400 \times 2.50 \left[ \frac{0.18}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left( \frac{0.18}{0.30} \right)^2} \right] = 1440.02$$

**Peldaños y garganta**

$$\text{Piso terminado (kg/m)} = 100 * 2.44 = 244.00$$

---


$$\text{Carga Permanente (kg/m): WD} = 1649.46$$

$$\text{S/C (kg/m)} : \text{WL} \quad 400 \times 2.50 = 1000.00$$

**Descanso**

$$\text{Peso de losa (0.20 x 2.50) x 2400} = 1200.00$$

$$\text{Piso Terminado} \quad 100 \times 2.50 = 250.00$$

---


$$\text{Carga Permanente (kg/m): WD} = 1450.00$$

$$\text{S/C (kg/m)} : \text{WL} \quad 400 \times 2.50 = 1000.00$$

**Reacciones debido a Carga Permanente (kg)**

$$\sum M_A = 0$$

$$R1_D \times 4.40 = 1649.46(3.20) + 1200(1)$$

$$R1_D \times 4.40 = 6478.27$$

$$R1_D = 1472.33 \text{ Kg/m}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R2_D \times 4.10 = 1649.46(1.05) + 1200(3.10)$$

$$R1_D \times 4.10 = 5451.933$$

$$R2_D = 1329.74 \text{ Kg/m}$$

---

**Reacciones debido a Carga Viva (kg)**

$$\sum M_A = 0$$

$$R1_L \times 4.40 = 1000(4.40)$$

$$R1_L = 1000 \text{ Kg/m}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R2_L \times 4.40 = 1000(4.40)$$

$$R2_L = 1000 \text{ Kg/m}$$

**3.7. MODELO ESTRUCTURAL**

Para el análisis estructural se ha utilizado el software de cálculo electrónico SAP2000 v14, tomando las consideraciones de NTP E.030 (RNE 2014), ASCE 7-10, ASCE/SEI 41-06, ATC -40 y SEAOC 1999. Para realizar el desempeño de la estructura se tuvo lo siguiente.

**a. Peso propio:**

Para el análisis Estático No lineal primero es necesarios someterle a la estructura a cargas por gravedad, por ello el peso de la edificación será de acuerdo a la N.T.E. E030 2014 (Capítulo 4.3).

$$CGLN = 1.0CM + 0.5CV + 0.25CVT \dots\dots\dots (3.6 - 2)$$

**Donde:**

CGLN : Carga por gravedad no Lineal

CM : Carga muerta

CV : Carga Viva

CVT : Carga Viva de Techo

**b. Rigidez.**

Las rigideces de los componentes deberán tomar en cuenta el comportamiento a flexión, corte axial y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo.

(Toledo 2011). Tomaremos del reglamento ASCE/SEI 41-06 sección 6.3.1.2, los valores para el cálculo lineal del edificio:

**Tabla 3.4. Valores de la rigidez efectiva de los componentes**

Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a Corte	Rigidez Axial
Vigas no pretensadas	$0.30E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	-
Vigas pretensadas	$E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	-
Columnas con compresión debido al diseño de cargas de gravedad $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.70E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debido al diseño de cargas de gravedad $\leq 0.1A_g f'_c$	$0.30E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
Union Viga - Columna	Ver sección 6.4.2.2.1		$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas planas no pretensadas	Ver sección 6.4.2.2.1	$0.40E_c A_g$	-
Losas planas pretensadas	Ver sección 6.4.2.2.1	$0.40E_c A_g$	-

*Fuente: ASCE/SEI 41-06*

Se trabajará con los valores presentados para las rigideces efectivas de la tabla, solo se realizará el siguiente cambio: La rigidez a flexión no pretensada, según ATC-40 se tomará como  $0.5 E_c I_g$ , y la rigidez al corte en muros agrietados será  $0.5E_c A_w$  teniendo lo siguiente:

**Tabla 3.5. Valores de la rigidez efectiva de los componentes**

Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a Corte	Rigidez Axial
Vigas	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	-
Columnas	$0.70E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
Placas	$0.50E_c I_g$	$0.5E_c A_w$	$E_c A_g$

### 3.8. DIAGRAMA DE MOMENTO- CURVATURA Y MOMENTO –GIRO

Los diagramas de momento de giro se obtuvieron a partir de los datos de las relaciones momento curvatura obtenidos con la aplicación de la función “Section Designer” del programa SAP 2000, para lo cual se modeló las secciones correspondientes a la ubicación de las rótulas plásticas ubicadas en vigas principales, en vigas secundarias y en columnas. Para obtener el giro correspondiente en cada punto representativo del diagrama Momento Giro, y como

---

ya se definió anteriormente, se multiplica cada valor de la curvatura por la longitud de cada rótula plástica ( $L_p$ ). El rango para determinar la longitud de la rótula plástica es de 0.4 – 0.5 (Park et al 1992. P. 142), pero tomaremos 0.50, siguiendo la sugerencia del ATC-40. p. 9.44. Por lo tanto  $L_p$  está dada por la siguiente fórmula:

$$L_p = 0.5xh \quad (3.3)$$

Donde:

$L_p$  = Longitud de rótula plástica

$h$  = Peralte del elemento

Para obtener los diagramas de Momento – Giro, en SAP-2000 se tendrá lo siguiente:

- a. Las secciones (Vigas, columnas y placas), se dibujaran en la aplicación de SAP2000 (Section Desingner), como lo indica la Figura.2.26 del ítem 2.2.13.1.
- b. Una vez dibujada, se entra a las opciones de esta aplicación de donde obtendremos os momentos de fluencia y los diagramas Momento – Curvatura.
- c. Para los diagramas Momento – Giro, Se halla multiplicando la longitud plástica teniendo en cuenta la ec. (3.3), por los puntos del diagrama Momento – Curvatura.

### **3.8.1. Diagramas de Momento Giro para Vigas de la Estructura**

A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de vigas principales y secundarias que se usarán para modelar las rótulas plásticas en el programa SAP 2000.

- a. Diagrama Momento Giro para las rotulas ubicadas en los extremos y centro de las vigas VP-30x50

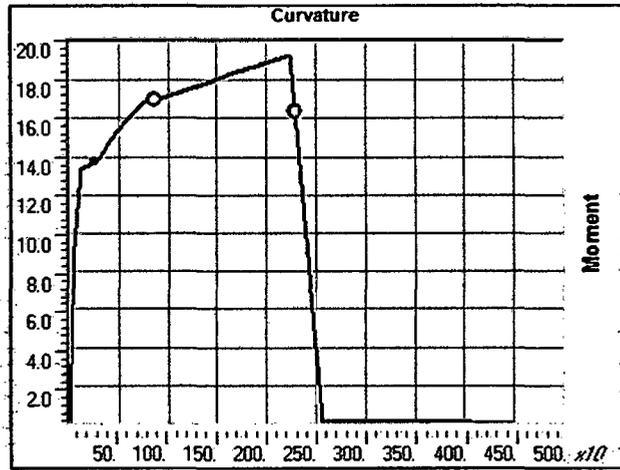


Figura 3.11. Diagrama de curvatura de VP 30x50

Tabla 3.6. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30x50

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
VP 30x50 	- E	-6.777	-0.088	0.250	-0.022
	- D	-6.777	-0.080	0.250	-0.020
	- C	-16.943	-0.080	0.250	-0.020
	- B	-10.306	-0.006	0.250	-0.001
	A	0.000	0.000	0.250	0.000
	B	10.306	0.006	0.250	0.001
	C	16.943	0.080	0.250	0.020
	D	6.777	0.080	0.250	0.020
	E	6.777	0.088	0.250	0.022

Tabla 3.7. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50

IO	LS	CP
0.0061	0.0154	0.0200

### DIAGRAMA MOMENTO - GIRO

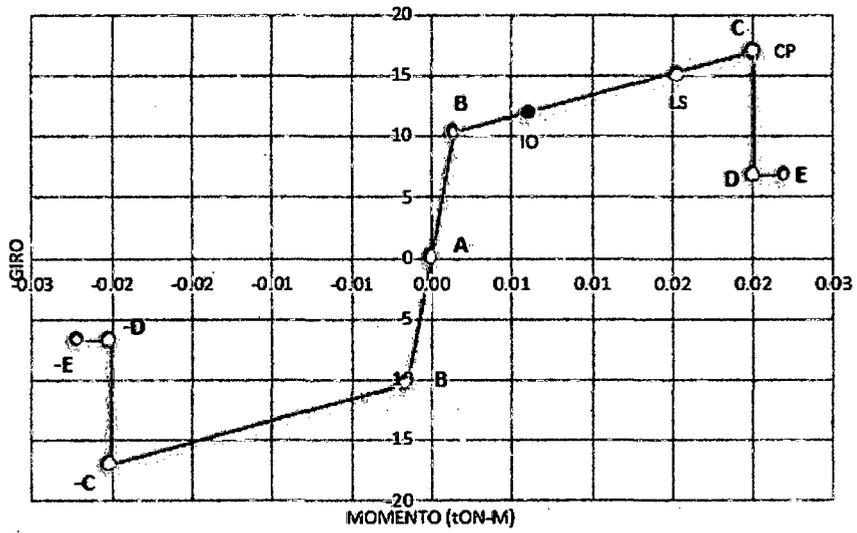


Figura 3.12. Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X50

### b. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las vigas VP 30x40A

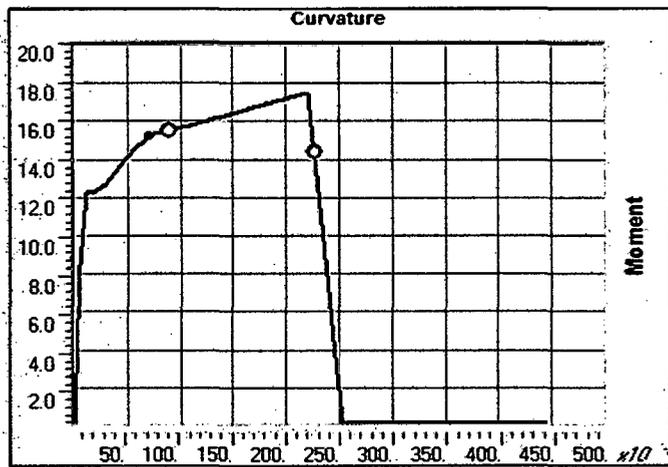
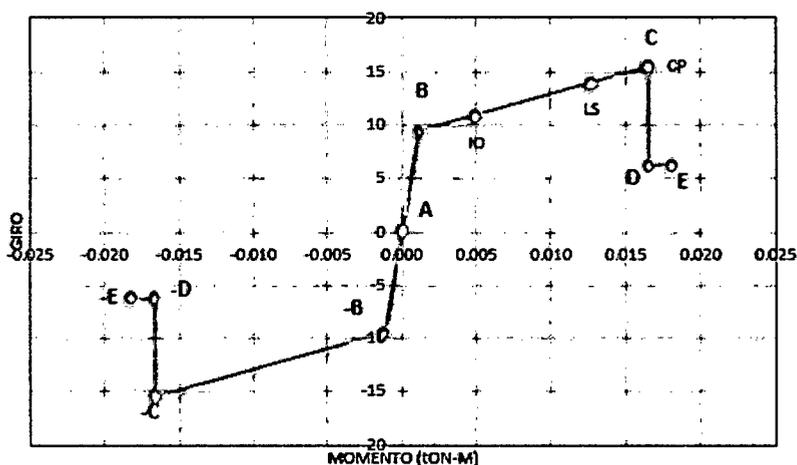


Figura 3.13. Diagrama de curvatura de VP 30X40A

**Tabla 3.8. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40A**

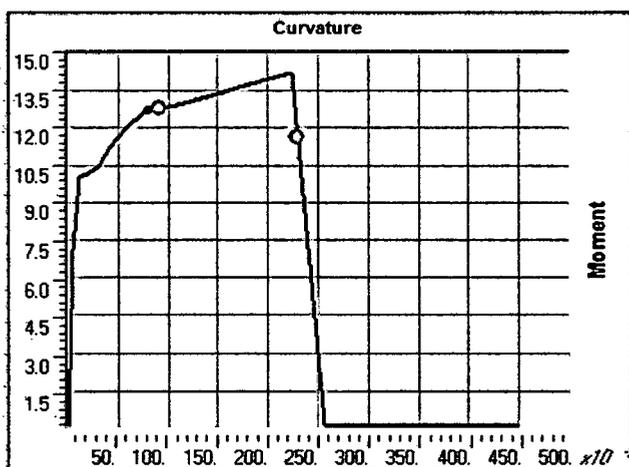
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
VP 30x40 A 	- E	-6.207	-0.091	0.200	-0.018
	- D	-6.207	-0.083	0.200	-0.017
	- C	-15.517	-0.083	0.200	-0.017
	- B	-9.387	-0.006	0.200	-0.001
	A	0.000	0.000	0.200	0.000
	B	9.387	0.006	0.200	0.001
	C	15.517	0.083	0.200	0.017
	D	6.207	0.083	0.200	0.017
	E	6.207	0.091	0.200	0.018

**DIAGRAMA MOMENTO - GIRO**



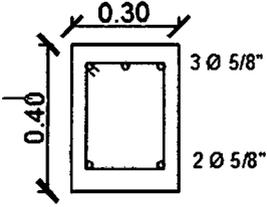
**Figura 3.14. Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40A**

**c. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las vigas VP 30X40B**



**Figura 3.15. Diagrama de curvatura de VP 30X40B**

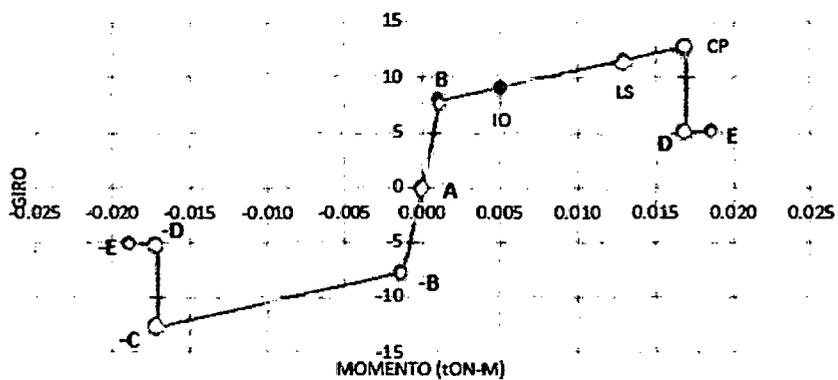
**Tabla 3.9. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40B**

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
	-E	-5.111	-0.094	0.200	-0.019
	-D	-5.111	-0.085	0.200	-0.017
	-C	-12.777	-0.085	0.200	-0.017
	-B	-7.781	-0.006	0.200	-0.001
	A	0.000	0.000	0.200	0.000
	B	7.781	0.006	0.200	0.001
	C	12.777	0.085	0.200	0.017
	D	5.111	0.085	0.200	0.017
	E	5.111	0.094	0.200	0.019

**Tabla 3.10. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50**

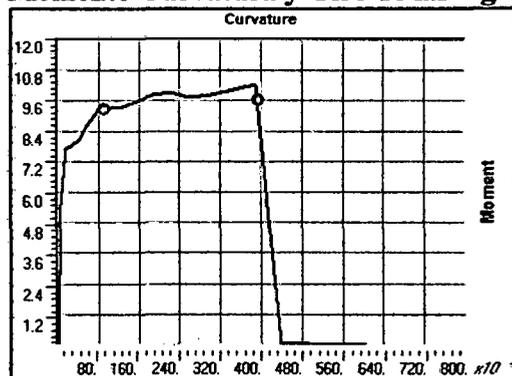
IO	LS	CP
0.0051	0.0131	0.0170

**DIAGRAMA MOMENTO - GIRO**



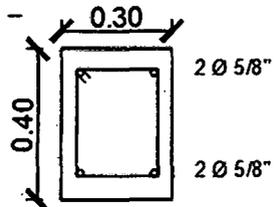
**Figura 3.16. Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40B**

**d. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las vigas VP 30X40**



**Figura 3.17. Diagrama de curvatura de VP 30X40**

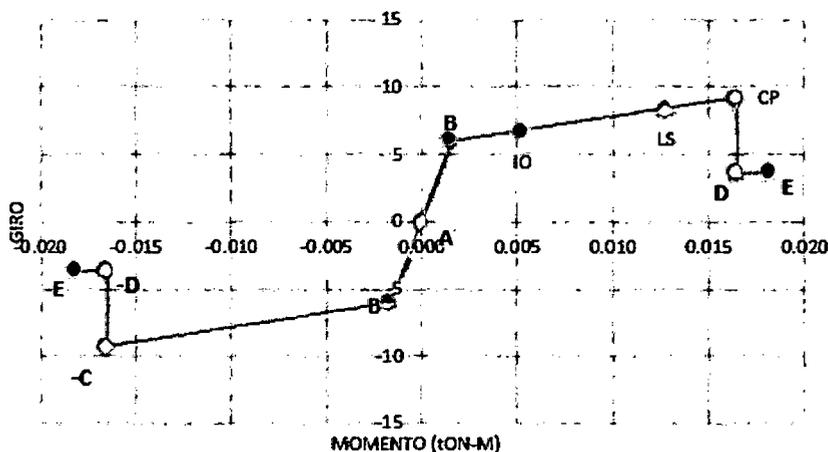
**Tabla 3.11. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VA 30X40**

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
	- E	-3.698	-0.091	0.200	-0.018
	- D	-3.698	-0.083	0.200	-0.017
	- C	-9.245	-0.083	0.200	-0.017
	- B	-5.965	-0.008	0.200	-0.002
	A	0.000	0.000	0.200	0.000
	B	5.965	0.008	0.200	0.002
	C	9.245	0.083	0.200	0.017
	D	3.698	0.083	0.200	0.017
	E	3.698	0.091	0.200	0.018

**Tabla 3.12. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50**

IO	LS	CP
0.0053	0.0128	0.0165

### DIAGRAMA MOMENTO - GIRO

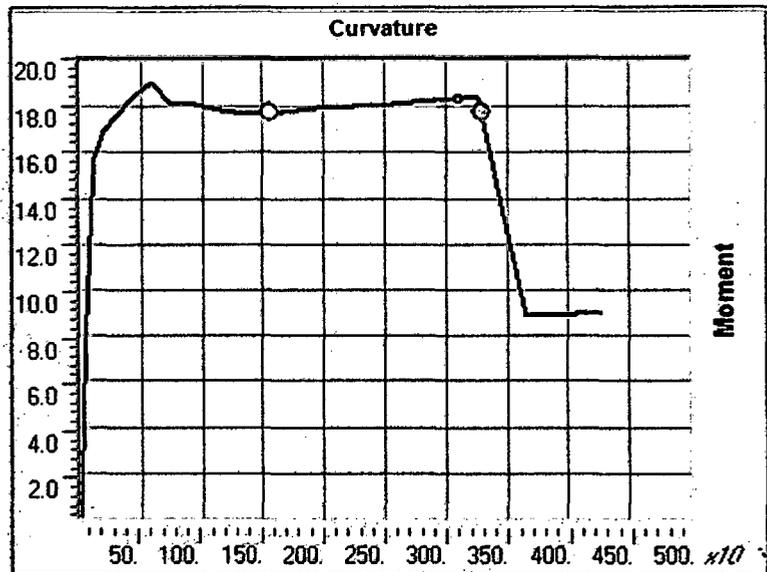


**Figura 3.18 Diagrama de momento de giro en los extremos de las vigas VP 30X40**

### 3.8.2. Diagramas de Momento Curvatura y Giro para columnas

A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de vigas principales y secundarias que se usarán para modelar las rótulas plásticas en el programa SAP 2000.

a. **Diagrama Momento Curvatura y Giro de las columnas de primer piso C1 30X50**



**Figura 3.19.** Diagrama de curvatura de columnas de primer piso C1 30X50

**Tabla 3.13.** Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas de primer piso C1 30X50

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
<p>C1 (30x50)</p>	-E	-7.093	-0.165	0.250	-0.041
	-D	-7.093	-0.150	0.250	-0.037
	-C	-17.731	-0.150	0.250	-0.037
	-B	-11.091	-0.006	0.250	-0.002
	A	0.000	0.000	0.250	0.000
	B	11.091	0.006	0.250	0.002
	C	17.731	0.150	0.250	0.037
	D	7.093	0.150	0.250	0.037
	E	7.093	0.165	0.250	0.041

**Tabla 3.14.** Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50

IO	LS	CP
0.0106	0.0285	0.0375

### DIAGRAMA MOMENTO - GIRO

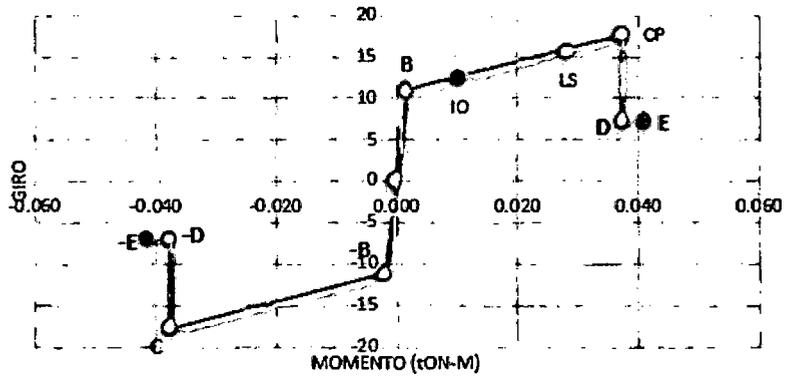


Figura 3.20. Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de primer piso C1 30X50

### b. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las columnas de segundo piso C2 30X50

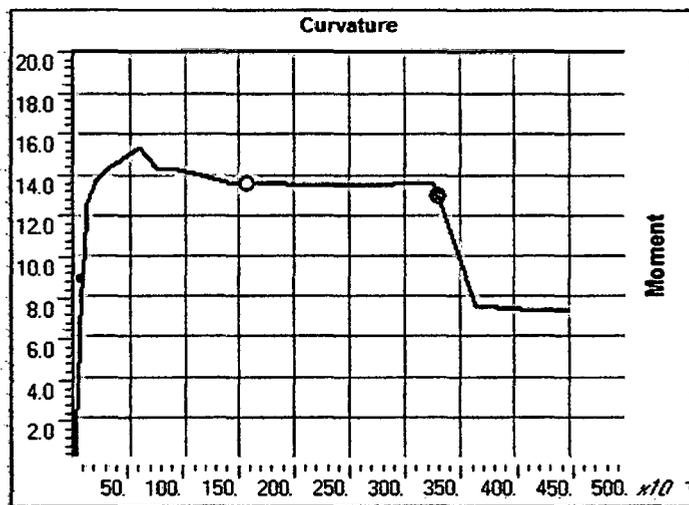


Figura 3.21. Diagrama de curvatura de columnas de segundo piso C2 30X50

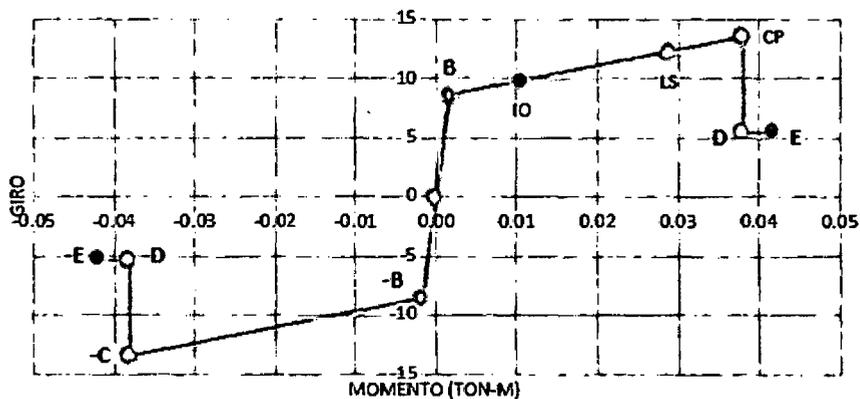
**Tabla 3.15. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas de segundo piso C2 30X50**

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
	- E	-5.417	-0.167	0.250	-0.042
	- D	-5.417	-0.152	0.250	-0.038
	- C	-13.543	-0.152	0.250	-0.038
	- B	-8.609	-0.006	0.250	-0.002
	A	0.000	0.000	0.250	0.000
	B	8.609	0.006	0.250	0.002
	C	13.543	0.152	0.250	0.038
	D	5.417	0.152	0.250	0.038
	E	5.417	0.167	0.250	0.042

**Tabla 3.16. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50**

IO	LS	CP
0.0107	0.0289	0.0380

**DIAGRAMA MOMENTO - GIRO**



**Figura 3.22. Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de segundo piso C2 30X50**

c. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las columnas T de primer piso C8

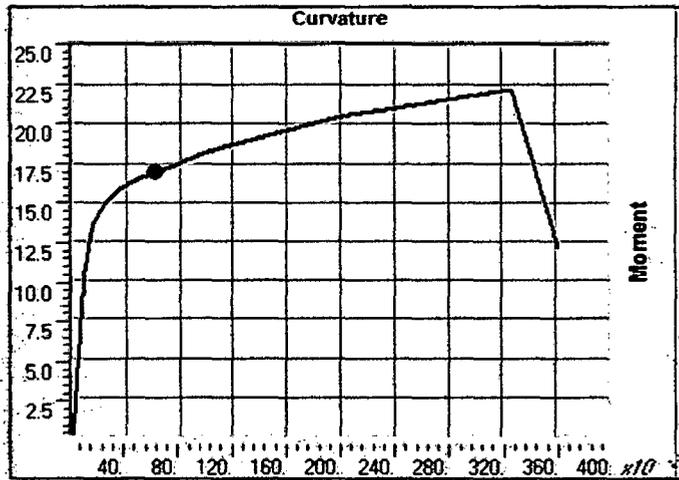


Figura 3.23. Diagrama de curvatura de columnas T de primer piso C8

Tabla 3.17. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas T de primer piso C8.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
	- E	-6.778	-0.056	0.250	-0.014
	- D	-6.778	-0.051	0.250	-0.013
	- C	-16.946	-0.051	0.250	-0.013
	- B	-11.774	-0.011	0.250	-0.003
	A	0.000	0.000	0.250	0.000
	B	11.774	0.011	0.250	0.003
	C	16.946	0.051	0.250	0.013
	D	6.778	0.051	0.250	0.013
	E	6.778	0.056	0.250	0.014

Tabla 3.18. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50

IO	LS	CP
0.0053	0.0103	0.0128

### DIAGRAMA MOMENTO - GIRO

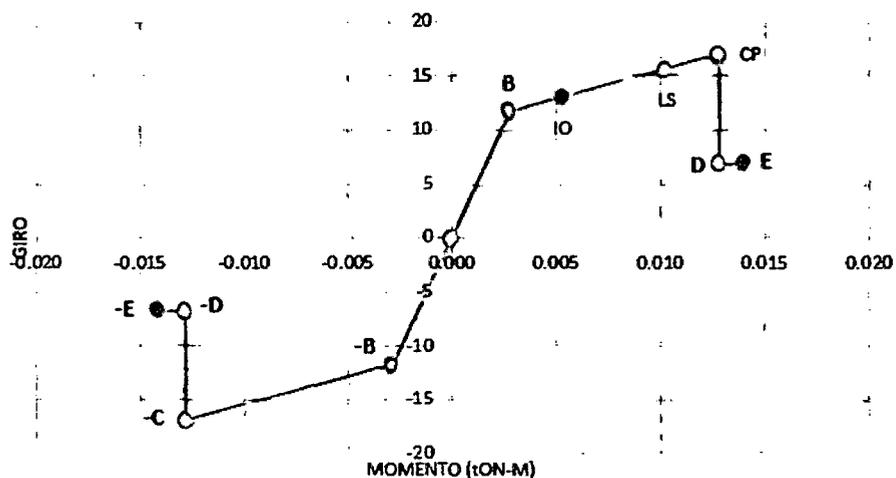


Figura 3.24. Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas T de primer piso C8

- d. Diagrama Momento Curvatura y Giro de las columnas de T de segundo piso C8

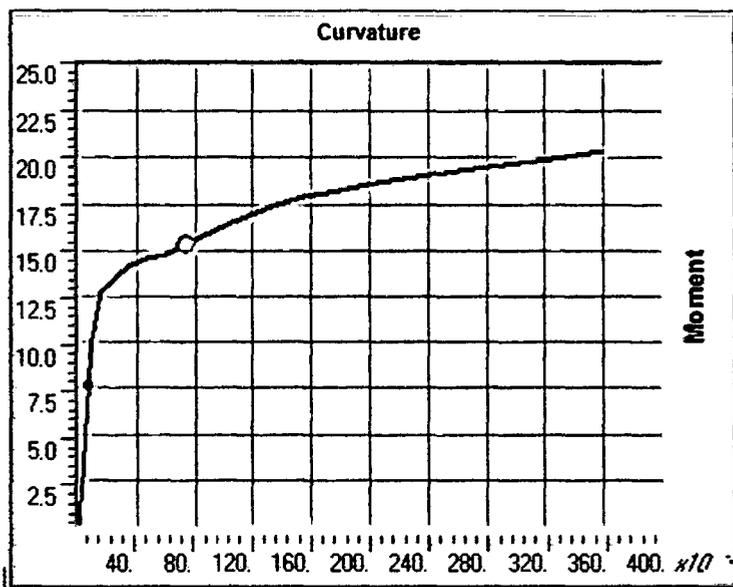


Figura 3.25. Diagrama de curvatura de columnas de T de segundo piso C8

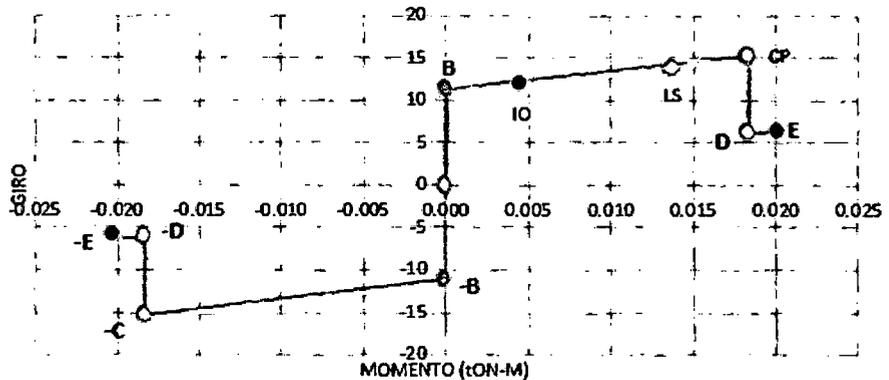
**Tabla 3.19. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en columnas T de 2do piso C8**

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA	Lp	GIRO
	- E	-6.123	-0.081	0.250	-0.020
	- D	-6.123	-0.073	0.250	-0.018
	- C	-15.308	-0.073	0.250	-0.018
	- B	-11.209	0.000	0.250	0.000
	A	0.000	0.000	0.250	0.000
	B	11.209	0.000	0.250	0.000
	C	15.308	0.073	0.250	0.018
	D	6.123	0.073	0.250	0.018
	E	6.123	0.081	0.250	0.020

**Tabla 3.20. Criterios de Aceptación para la Articulación VP 30x50**

IO	LS	CP
0.0046	0.0138	0.0183

**DIAGRAMA MOMENTO - GIRO**



**Figura 3.26. Diagrama de momento de giro en los extremos de las columnas de T de segundo piso C8**

**3.9. ESPECTRO DE RESPUESTA**

Para la determinación del espectro de respuesta se usaron las fórmulas, factores y coeficientes de sitio de la NTP E-030, 2014 (Norma de Diseño Sismorresistente). A continuación se determina toda la información necesaria para elaborar el espectro de respuesta de la estructura para Cajamarca.

De acuerdo al acápite 2.2.5

*Tabla 3.21. Datos para el espectro de respuesta*

<b>DATOS GENERALES</b>		
<b>Departamento</b>		Cajamarca
<b>Zona Sísmica</b>		3.00
<b>Factor de Zona</b>	Z	0.35
<b>Edificación</b>		Mercado
<b>Tipo de Edificación</b>		Importante
<b>Categoría de la Edificación</b>		B
<b>Factor de Uso</b>	U	1.30
<b>Sistema estructural</b>		Sistema Dual
<b>Configuración Estructural</b>		Regular
<b>Coefficiente de Reducción</b>	R <sub>x</sub>	8.00
	R <sub>y</sub>	7.00
<b>Tipo de Suelo</b>		S3
<b>Descripción del Suelo</b>		Suelo Flexible
<b>Parámetros del Suelo (S) =</b>	S	1.20
	T <sub>p</sub>	1.00
	T <sub>L</sub>	1.60

Con la información necesaria, anteriormente determinada, se procedió a calcular los valores de los factores de amplificación sísmica para cada periodo T y para cada dirección, luego el valor de la aceleración espectral, para así poder hallar el espectro de aceleraciones que se ingresará en el modelo estructural realizado en el SAP2000 para realizar el análisis estático no lineal.

Los valores de los factores de amplificación sísmica sin el factor de la aceleración de la gravedad y de las aceleraciones espectrales se muestran en la tabla 3.11, que se muestra a continuación.

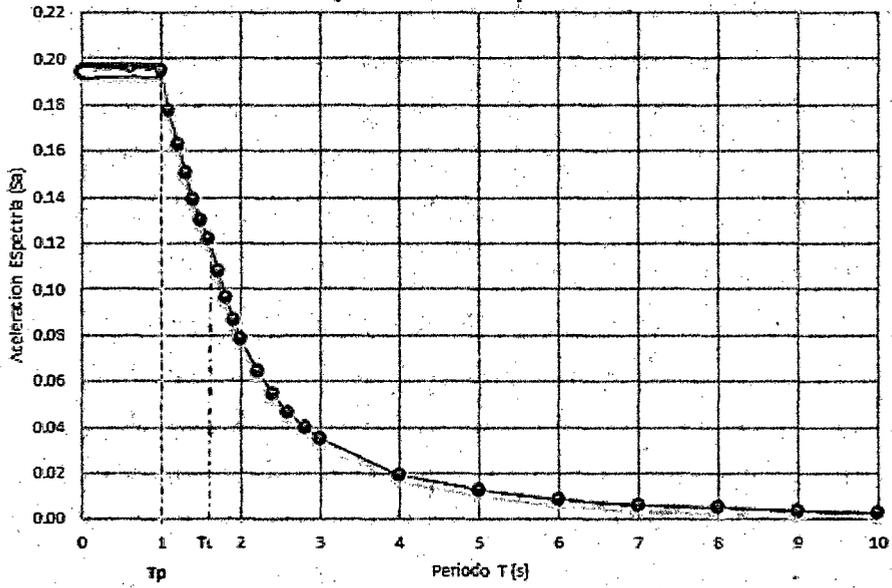
**Tabla 3.22. Valores de la aceleración espectral en ambas direcciones y de los coeficientes de amplificación**

<b>T</b>	<b>C</b>	<b>Sax/g</b>	<b>Say/g</b>	<b>T</b>	<b>C</b>	<b>Sax/g</b>	<b>Say/g</b>
0.000	2.500	0.171	0.195	0.950	2.500	0.171	0.195
0.020	2.500	0.171	0.195	1.000	2.500	0.171	0.195
0.040	2.500	0.171	0.195	1.100	2.273	0.155	0.177
0.060	2.500	0.171	0.195	1.200	2.083	0.142	0.163
0.080	2.500	0.171	0.195	1.300	1.923	0.131	0.150
0.100	2.500	0.171	0.195	1.400	1.786	0.122	0.139
0.120	2.500	0.171	0.195	1.500	1.667	0.114	0.130
0.140	2.500	0.171	0.195	1.600	1.563	0.107	0.122
0.160	2.500	0.171	0.195	1.700	1.384	0.094	0.108
0.180	2.500	0.171	0.195	1.800	1.235	0.084	0.096
0.200	2.500	0.171	0.195	1.900	1.108	0.076	0.086
0.250	2.500	0.171	0.195	2.000	1.000	0.068	0.078
0.300	2.500	0.171	0.195	2.200	0.826	0.056	0.064
0.350	2.500	0.171	0.195	2.400	0.694	0.047	0.054
0.400	2.500	0.171	0.195	2.600	0.592	0.040	0.046
0.450	2.500	0.171	0.195	2.800	0.510	0.035	0.040
0.500	2.500	0.171	0.195	3.000	0.444	0.030	0.035
0.550	2.500	0.171	0.195	4.000	0.250	0.017	0.020
0.600	2.500	0.171	0.195	5.000	0.160	0.011	0.012
0.650	2.500	0.171	0.195	6.000	0.111	0.008	0.009
0.700	2.500	0.171	0.195	7.000	0.082	0.006	0.006
0.750	2.500	0.171	0.195	8.000	0.063	0.004	0.005
0.800	2.500	0.171	0.195	9.000	0.049	0.003	0.004
0.850	2.500	0.171	0.195	10.000	0.040	0.003	0.003
0.900	2.500	0.171	0.195				

La siguiente figura muestra el espectro de respuesta que relaciona los valores obtenidos de la aceleración espectral calculados para cada valor del periodo T, incluido el valor de la aceleración de la gravedad (Ver Figura 3.28).

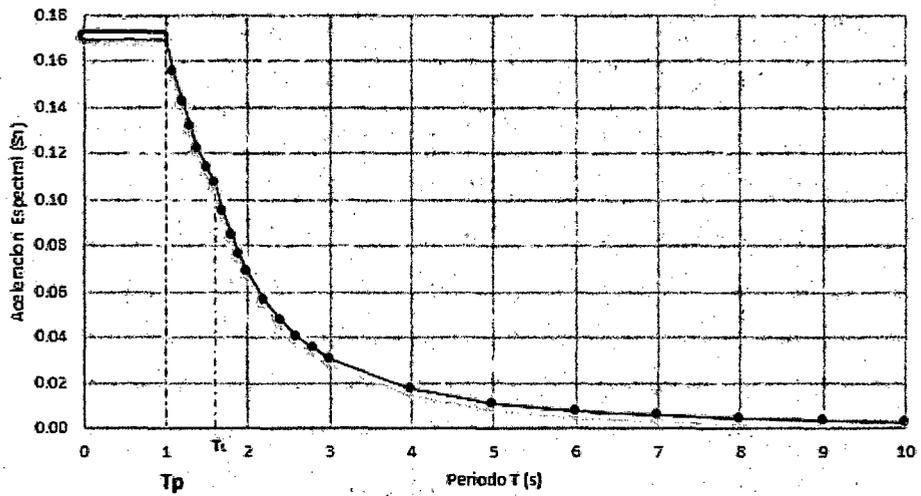
Se considera un valor T hasta 10, siendo necesarios ya que de acuerdo a la NTE. E030, 2014, T<sub>L</sub> define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

### Espectro de Respuesta



*Figura 3.27. Espectro de respuesta del Mercado De Abastos de los Baños del Inca, calculado para la dirección X.*

### Espectro de Respuesta



*Figura 3.28. Espectro de respuesta del Mercado De Abastos de los Baños del Inca, calculado para la dirección Y.*

---

### **3.10. CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA**

Se obtuvieron las curvas de capacidad representativas, una para cada sentido del sismo (X y Y). Para el análisis estático no lineal se definieron los siguientes casos o combinaciones de carga:

#### **a) Combinación de Carga Gravitacional**

Para esto se usó una de las combinaciones carga propuestas por N.T.E. E030 2014 (Capítulo 4.3). ec. (3.2)

#### **b) Análisis Estático No Lineal**

El Análisis Estático No Lineal, va procediendo luego del análisis de la combinación de la carga gravitacional (CGNL) Para nuestro caso se determinaron dos casos de carga no lineal, uno para la dirección X y otra para la dirección Y

##### **3.10.1. Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje X**

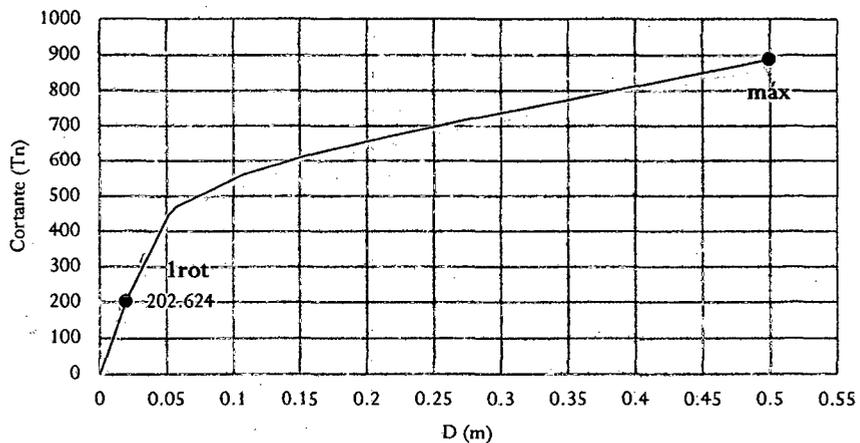
La estructura luego de ser sometida a cargas laterales automáticamente por el SAP2000, definiendo el nudo de control (Nudo en el techo), tomamos del programa los valores del desplazamiento (En el nudo de control), y valores del cortante basal.

**Tabla 3.23. Valores de los representativos de la curva de capacidad para el sismo en la dirección X**

PASOS	DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO (m)	CORTANTE BASAL (Tn)
0	0.000368	0
1	0.019	202.624
2	0.051	445.503
3	0.057	468.954
4	0.107	562.280
5	0.160	620.513
6	0.214	667.772
7	0.267	711.394
8	0.335	763.569
9	0.385	801.570
10	0.464	861.110
11	0.500	888.322

De la tabla 3.23 se obtiene la curva de capacidad estructural que relaciona la cortante basal y el desplazamiento registrado en el techo de la estructura mediante el nudo de control de desplazamientos. La curva de capacidad en la dirección X se muestra a continuación en la Figura 3.29.

**CURVA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN X**

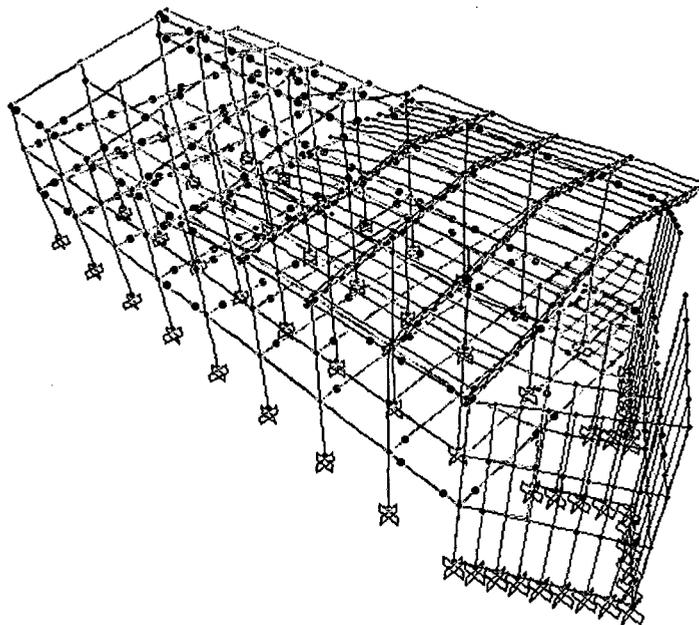


**Figura 3.29. Curva de Capacidad (Sismo en X).**

El programa SAP2000 relaciona el giro de las rótulas con los diferentes niveles de desempeño dados por el ATC-40, asignándole a cada uno un color diferente que cambia a medida que crece el giro de la rótula plástica, como se muestra en la Figura 3.30 y Tabla 3.24

*Tabla 3.24. Datos de la relación momento curvatura y obtención del giro en vigas VP 30X40A*

Nivel de Desempeño			LS	EP	C	D	
ATC - 40	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso



*Figura 3.30. Rótulas plásticas para sismos en Dirección "X"*

### 3.10.1.1. Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad "X"

Para la sectorización de la curva de capacidad usamos el criterio de las Áreas iguales (ítem. 2.2.7.2).

Para determinar los niveles de desempeño propuestos por la SEAOC 1999. Tabla 2.27. El procedimiento a seguir para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de

capacidad, para lo que se usó el criterio de las rigideces tangentes, y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

**Tabla 3.25. Principales puntos de la Curva de Capacidad, Dirección "X"**

Descripción	Dirección "X"	
	$\Delta t$ (cm)	V (Tn)
Primera rótula	1.939	202.624
Fluencia Efectiva	6.423	523.2373
Colapso	49.9632	888.3218

La sectorización de la curva de capacidad en el rango plástico se realizará según el criterio propuesto por la SEAOC conforme a lo que se indica el ítem 2.2.12, Tabla 2.27.

Los valores del desplazamiento del nudo de control asociados a cada nivel de desempeño calculado según la Tabla 2.23 determinan los valores límites para cada uno de los niveles de desempeño propuestos por la SEAOC. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la Tabla 3.26.

**Tabla 3.26 Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño**

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Límite inferior	Límite superior
Operacional	0	0.06423
Funcional	0.06423	0.1948506
Seguridad de Vida	0.1948506	0.3254712
Cerca al Colapso	0.3254712	0.4125516
Colapso	0.4125516	0.499632

### SECTORIZACIÓN DE CURVA CAPACIDAD EN X

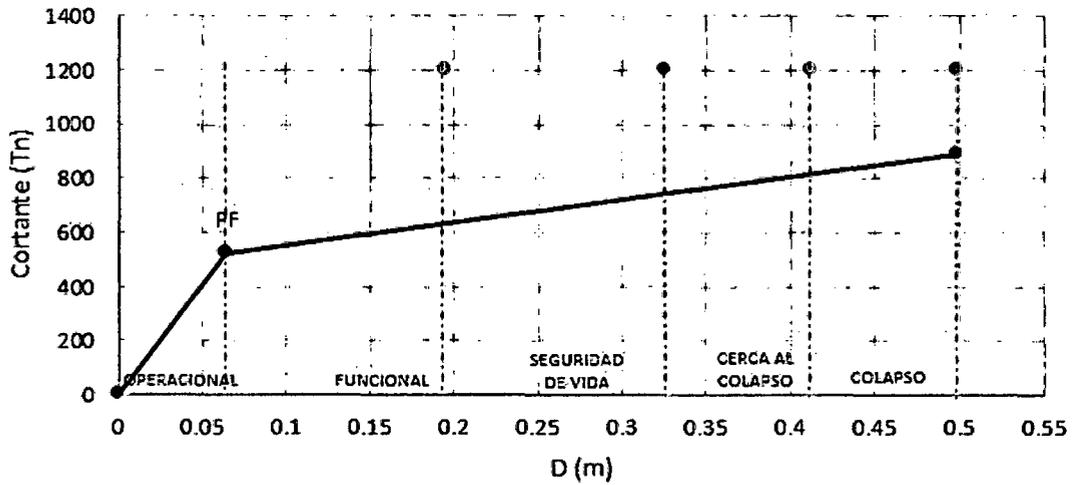


Figura 3.31. Representación Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X

### 3.10.2. Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección del Eje Y

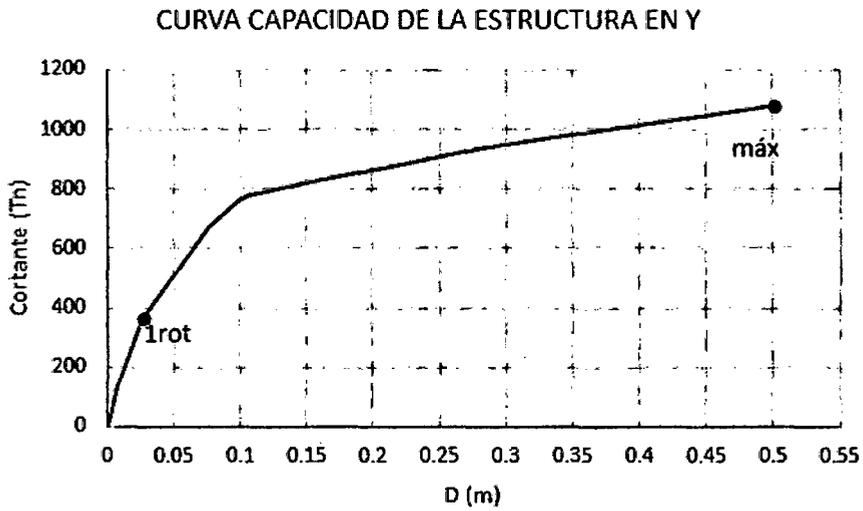
De acuerdo al ítem anterior.

Tabla 3.27. Valores de los representativos de la curva de capacidad

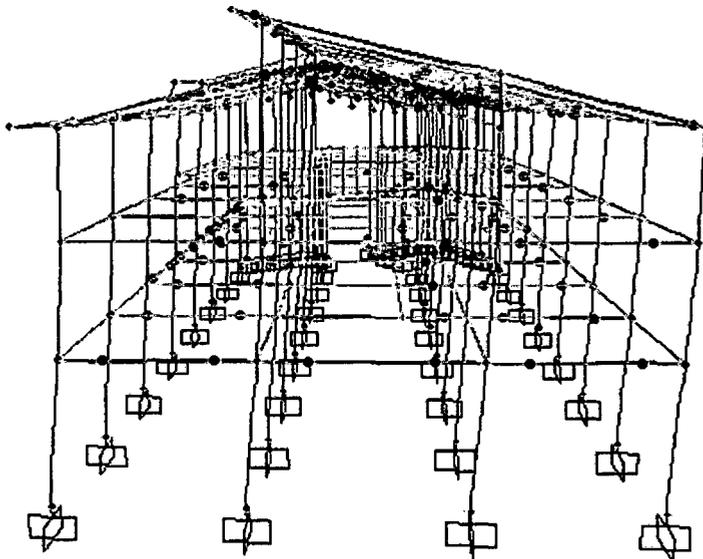
PASOS	DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO (m)	CORTANTE BASAL (Tn)
0	0.000707	0
1	0.008	134.858
2	0.027	364.691
3	0.077	670.021
4	0.100	760.101
5	0.107	776.188
6	0.163	829.188
7	0.217	877.247
8	0.280	930.995
9	0.336	971.936
10	0.428	1031.709
11	0.495	1072.595
12	0.501	1075.492

**Tabla 3.28. Principales puntos de la Curva de Capacidad, Dirección "X"**

Descripción	Dirección "X"	
	$\Delta l$ (cm)	V (Tn)
Primera rótula	2.652	202.624
Fluencia Efectiva	7.31	735.831
Colapso	50.0707	1075.492



**Figura 3.32. Curva de Capacidad (Sismo en Y).**



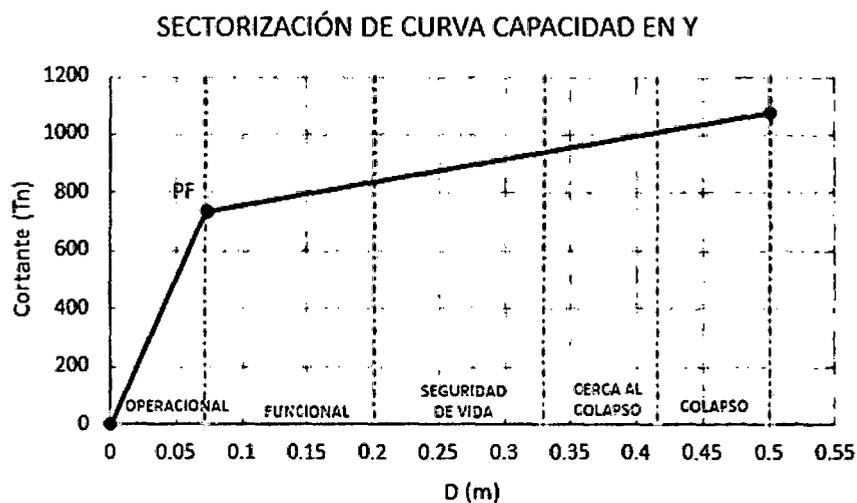
**Figura 3.33. Curva de Capacidad (Sismo en Y).**

### 3.10.2.1. Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad “Y”

Para la transformación a modelo Bilineal se usó el criterio de áreas iguales.

*Tabla 3.29 Valores de desplazamiento para cada nivel de desempeño*

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESPLAZAMIENTO	
	Limite inferior	Limite superior
Operacional	0	0.0731
Funcional	0.0731	0.2013821
Seguridad de Vida	0.2013821	0.3296642
Cerca al Colapso	0.3296642	0.4151856
Colapso	0.4151856	0.500707



*Figura 3.34. Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X*

### 3.11. DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Como ya se indicó, la estructura en estudio corresponde a la categoría B (Edificación Esencial) de la NTE E.03-2014, por lo que se tendrá en cuenta los niveles para los sismos ocasional, raro y muy raro como lo indica la Tabla 3.30 propuesta por la SEAOC

**Tabla 3.30. Niveles de Desempeño Alcanzados por Edificaciones Esenciales para los sismos indicados**

1: Instalaciones Básicas 2: Instalaciones Esenciales 3: Instalaciones de Seguridad Crítica 0: Desempeño Inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	I. Esencial	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	I. Esencial	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	I. Esencial	1

Se calculó los puntos de desempeño para los sismos ocasional, raro y muy raro, para el caso del sismo aplicado en la dirección X y para el sismo aplicado en la dirección Y. Para esto se usaron los coeficientes sísmicos  $C_a$  y  $C_v$  indicados a continuación para cada tipo de sismo.

**Tabla 3.31. Coeficientes sísmicos para cada sismo**

Sismo de Diseño	$C_a$	$C_v$
Ocasional	0.25	0.25
Rar	0.40	0.40
Muy Raro	0.50	0.50

Cabe indicar que también se realizará el análisis de la estructura para el espectro de respuesta calculado en el ítem 3.3, que es el espectro representativo de Cajamarca para la categoría A (Edificación Esencial), según la NTE E.030, 2014.

### 3.11.1. Punto de desempeño de la Estructura para Sismo en X

En la Tabla 3.20 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección X, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control  $\Delta$  versus la cortante basal  $V$  y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral  $SD$  versus la aceleración espectral  $SA$ . Para nuestro

análisis del nivel de desempeño de la estructura usaremos el par correspondiente a ( $\Delta$ , V), debido a que la curva de capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dichas curvas de capacidad.

Tabla 3.32. Puntos de desempeño para los sismos indicados en la dirección X

DIRECCION	SISMO	V (Tn)	$\Delta$ (m)	Sa (m)	Sd (m)	T (seg)	B (%)
X-X	Diseño	344.244	0.038	0.177	0.028	0.779	0.065
	Ocasional	499.49	0.072	0.265	0.044	0.828	0.091
	Raro	556.741	0.104	0.320	0.069	0.929	0.14
	Muy raro	596.627	0.138	0.357	0.088	0.991	0.159

Para determinar el Nivel de desempeño Sísmico alcanzado por la estructura para cada nivel de movimiento sísmico se compara con la curva de Capacidad en la Dirección "X" y la Sectorización de dicha curva.

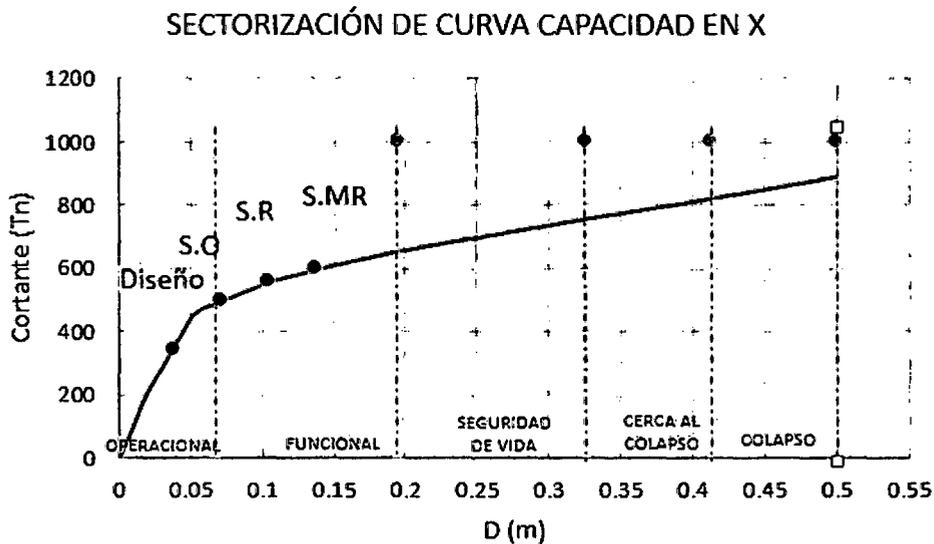


Figura 3.35. Niveles de Desempeño Sísmico por la Estructura (Dirección "X")

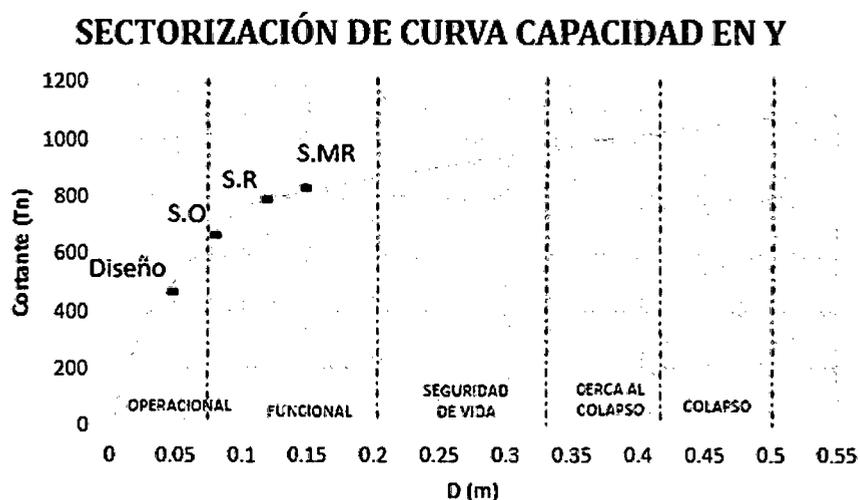
### 3.11.2. Punto de desempeño de la Estructura para Sismo en Y

En la Tabla 3.21 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección Y

**Tabla 3.33. Puntos de desempeño para los sismos indicados en la dirección Y**

DIRECCION	SISMO	V (Tn)	$\Delta$ (m)	Sa (m)	Sd (m)	T (seg)	B (%)
X-X	Diseño	470.314	0.044	0.169	0.032	0.874	0.052
	Ocasional	670.021	0.078	0.274	0.053	0.884	0.056
	Raro	793.954	0.116	0.421	0.085	0.898	0.062
	Muy raro	830.316	0.146	0.520	0.106	0.906	0.063

Para determinar el Nivel de desempeño Sísmico alcanzado por la estructura para cada nivel de movimiento sísmico se compara con la curva de Capacidad en la Dirección “Y” y la Sectorización de dicha curva



**Figura 3.36. Niveles de Desempeño Sísmico por la Estructura (Dirección “Y”)**

### 3.12. EVALUACIÓN DE DAÑOS CON HAZUS – MH 2.1

Hazus MH 2.1 es un programa que se encarga de evaluar la Vulnerabilidad sísmica, en forma aproximada en especial de ciudades empleando el método del Espectro de Capacidad. Fue desarrollado en los Estados Unidos en 1999.

Para la evaluación

Para evaluar la estructura, primero lo clasificaremos de acuerdo al tipo de estructura. Con las derivas máximas ingresaremos a la curva de fragilidad y se determinará el grado de vulnerabilidad de la estructura en términos de daño. (Aguar 2006)

### 3.12.1. Tipo de Estructura

HAZUS Agrupa a las estructuras en modelos de acuerdo a sus características de materiales y pisos, de acuerdo a eso para el tipo de estructura que estamos evaluando será “C2L”, ya que cuenta con muros de corte.

Tabla 3.34. Tipo de estructura del Mercado De Abastos de los Baños del Inca

Tipo de Edificio	Descripción	Altura			
		Rango		Típico	
		Nombre	Pisos	Pisos	Pies
C2L	Estructuras de concreto armado formadas por vigas y columnas, con muros de corte.	Bajos	1 - 3	2	20
C2M		Medianos	4 - 7	5	50
C2H		Altos	8+	12	120

Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003. p. 15-8

### 3.12.2. Niveles de Daño

HAZUS propone cuatro niveles de daño que son: Leve, Moderado, Extenso y Completo, cuya descripción se menciona en el ítem 2.2.2.3, en las tablas 2.4, 2.5, 2.6 y 2.7

### 3.12.3. Niveles de Diseño Sísmico

HAZUS presenta cuatro niveles de diseño denominados: *pre-norma, bajo, moderado y alto*. El nivel de diseño pre-norma sirve para estructuras que no se hallan en zonas sísmicas, el nivel de diseño bajo para estructuras que se hallan en zonas de muy baja sismicidad, el nivel de diseño moderado para aquellas que se encuentran en zonas de moderada intensidad sísmica y el nivel de diseño alto para estructuras que se hallan en zonas de alta peligrosidad sísmica.

Para cada Nivel de Diseño Sísmico se tiene una deriva máxima de entrepiso, como se muestra en la Tabla 3.38.

De acuerdo a la Norma Sismo resistente (NTE E-030, 2014), Baños del inca – Cajamarca se encuentra en una zona de alta sismicidad (Zona 3), por ello nuestra evaluación Con HAZUZ-MH 2.1, debe ser con el Nivel de Diseño Sísmico Alto.

Tabla 3.35. Máximas derivas entre piso "γ" para estructuras C2L

Niveles de Daños	Niveles de Diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0032	0.0040	0.0040	0.0040
Moderado	0.0061	0.0076	0.0084	0.0100
Extenso	0.0158	0.0197	0.0232	0.0300
Completo	0.0400	0.0500	0.0600	0.0800

Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003. p. 15-48. (Tablas 5.9)

### 3.12.4. Curvas de Fragilidad Estructural

Las curvas de fragilidad representan una estimación de la probabilidad acumulada de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. La metodología HAZUS obtiene las curvas de fragilidad en función del punto de demanda en coordenadas espectrales ( $S_A, S_D$ ).

Para poder obtener las curvas de fragilidad, se modela como una distribución logarítmica normal acumulativa.

Para daños estructurales, dado el desplazamiento espectral  $S_D$  la probabilidad de superar a un nivel de daño  $d_s$ , se modela como:

$$P(d_s/S_d) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_s}} * \ln\left(\frac{S_D}{\bar{S}_{D,d_s}}\right) \right] \quad (3.1)$$

**Donde:**

$\bar{S}_{D,d_s}$  : Valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del nivel de daño  $d_s$ .

$\beta_{d_s}$  : Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del nivel de daño  $d_s$ .

$\Phi$  : Es la función de distribución acumulativa normal estándar.

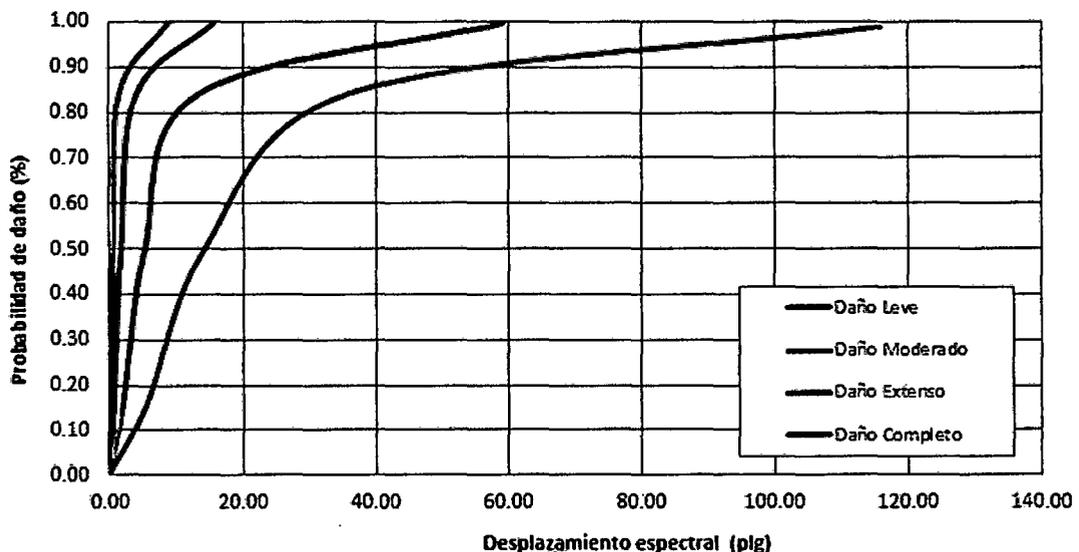
El desplazamiento espectral del punto de demanda es el parámetro utilizado para encontrar el nivel de daño estructural y daño no estructural ( $S_D$ ). El daño de los contenidos se encuentra en función a la aceleración espectral del punto de demanda. ( $S_A$ ).

A partir de los parámetros de las Tablas 3.39, 3.40, 3.41 y la ec. (3.1), se construyen las Curvas de Fragilidad Estructural con las cuales se puede estimar el daño estructural, no estructural y en los contenidos del Mercado de Bastos de Los Baños del Inca.

**Tabla 3.36. Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ )**

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$
Pre-norma	0.58	1.11	1.10	1.09	2.84	1.07	7.20	0.93
Bajo	0.72	1.04	1.37	1.02	3.55	0.99	9.00	0.95
Moderado	0.72	0.91	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
Alto	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92

Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003. p. 15-48. (Tablas 5.9)

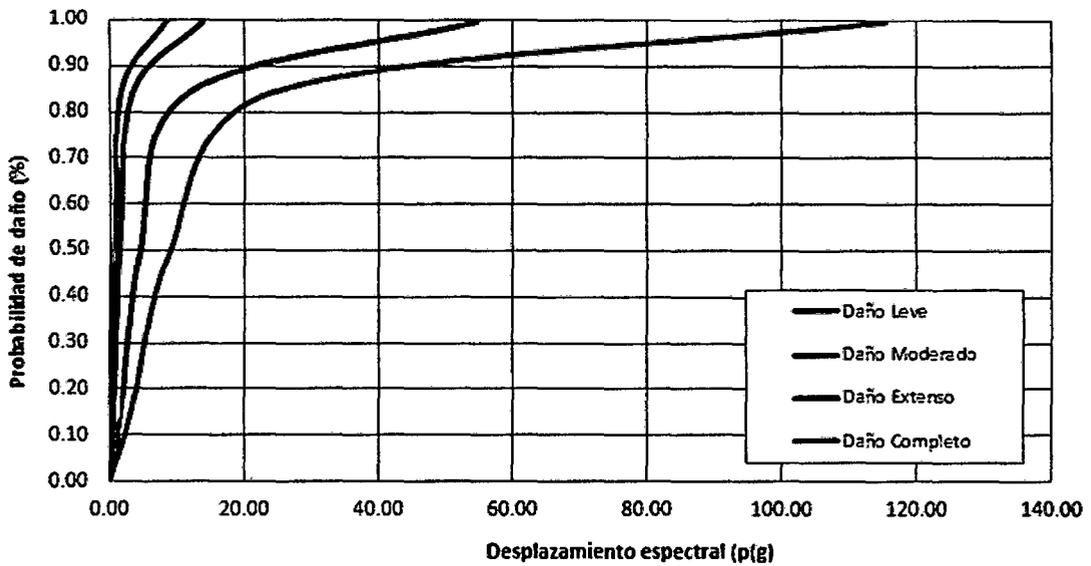


**Figura 3.37. Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño Estructural – Estructuras C2L)**

**Tabla 3.37. Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño No Estructural en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (p/g) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ )**

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$
Pre-norma	0.72	1.14	1.44	1.08	4.50	0.97	9.00	1.00
Bajo	0.72	1.08	1.44	1.05	4.50	0.95	9.00	0.99
Moderado	0.72	0.96	1.44	1.00	4.50	1.06	9.00	0.95
Alto	0.72	0.87	1.44	0.88	4.50	0.97	9.00	0.99

Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003. p. 15-53. (Tablas 5.11)

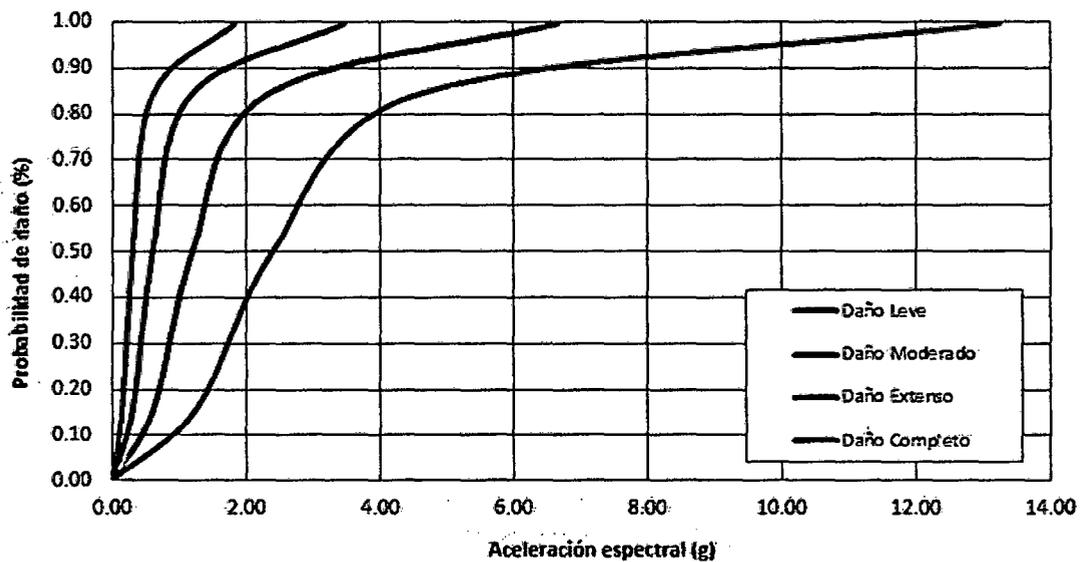


**Figura 3.38. Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño No Estructural – Estructuras C2L)**

**Tabla 3.38. Parámetros de las curvas de fragilidad para Daño en Contenidos en Estructuras C2L. Desplazamiento espectral medio (p/g) y Desviación Lognormal Estándar ( $\beta$ )**

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$	Medio	$\beta$
Pre-norma	0.20	0.65	0.40	0.67	0.80	0.67	1.60	0.67
Bajo	0.20	0.66	0.40	0.67	0.80	0.66	1.60	0.66
Moderado	0.25	0.68	0.50	0.66	1.00	0.68	2.00	0.68
Alto	0.30	0.69	0.60	0.67	1.20	0.66	2.40	0.64

Fuente: HAZUS-MH 2.1- 2003.p. 15-59 (Tablas 5.13)



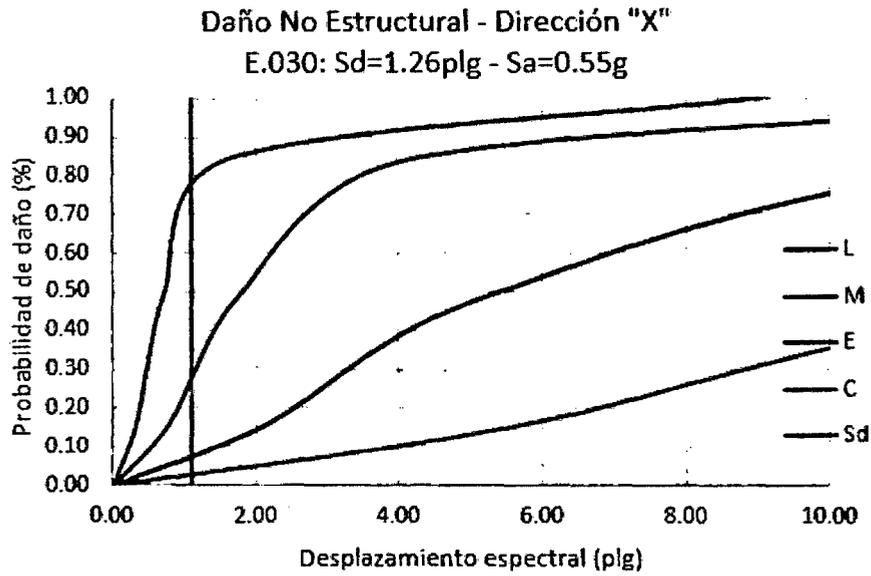
**Figura 3.39.** Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto. Daño en Contenidos - Estructuras C2L)

### 3.12.5. Estimación de Daños

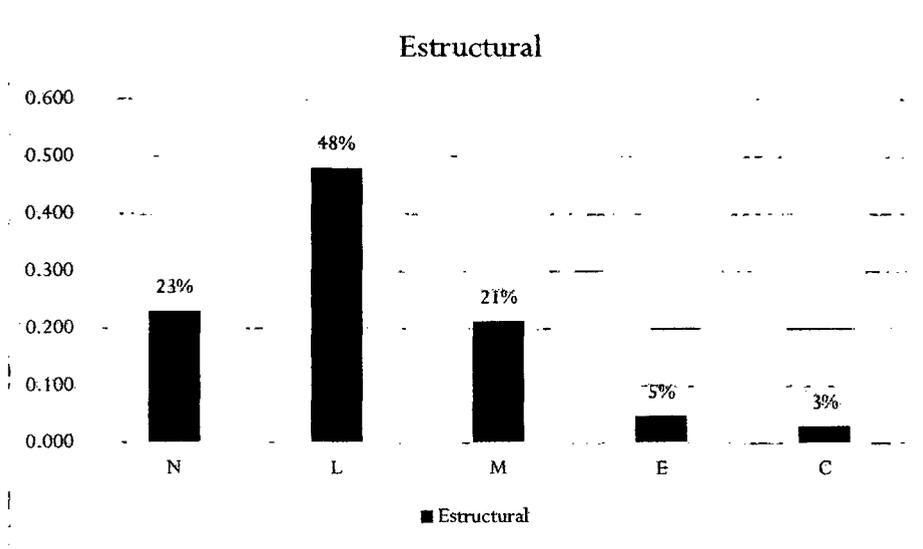
Para no tener complicaciones con las unidades, se ha creído conveniente convertir los puntos de desempeño alcanzados por la estructura a unidades inglesas, que serán usados conjuntamente con las curvas de fragilidad para estimar de forma porcentual los niveles de daños estructural, no estructural y contenido del Módulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca.

**Tabla 3.39.** Puntos de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura para los Niveles de Movimiento Sísmico considerados.

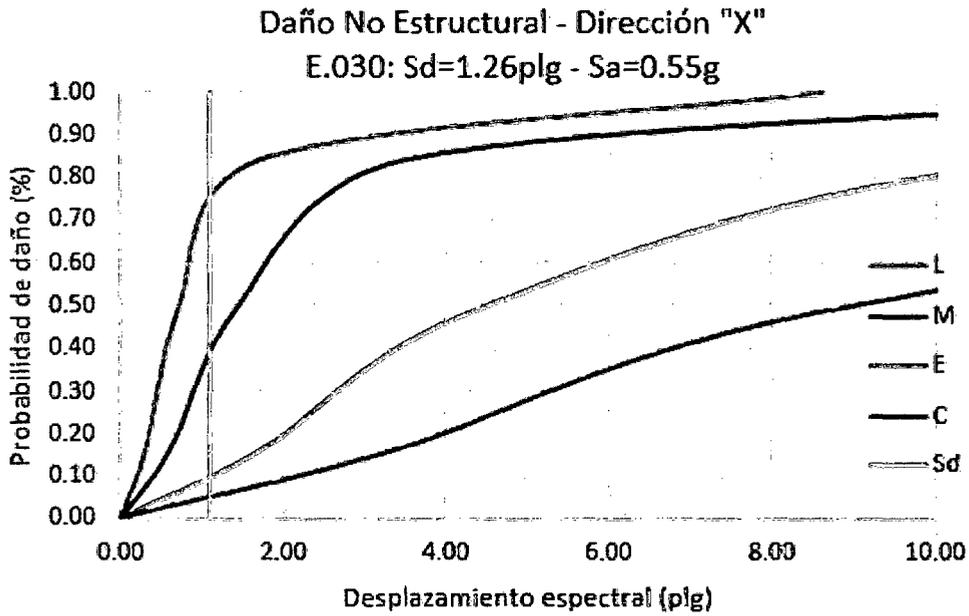
Nivel del Movim. Sísmico	Dirección "X"		Dirección "Y"	
	Sa (g)	Sd (plg)	Sa (g)	Sd (plg)
S. Diseño	0.58	1.10	0.55	1.26
Ocasional	0.87	1.73	0.90	2.09
Raro	1.05	2.72	1.38	3.35
Muy Raro	1.17	3.46	1.71	4.17



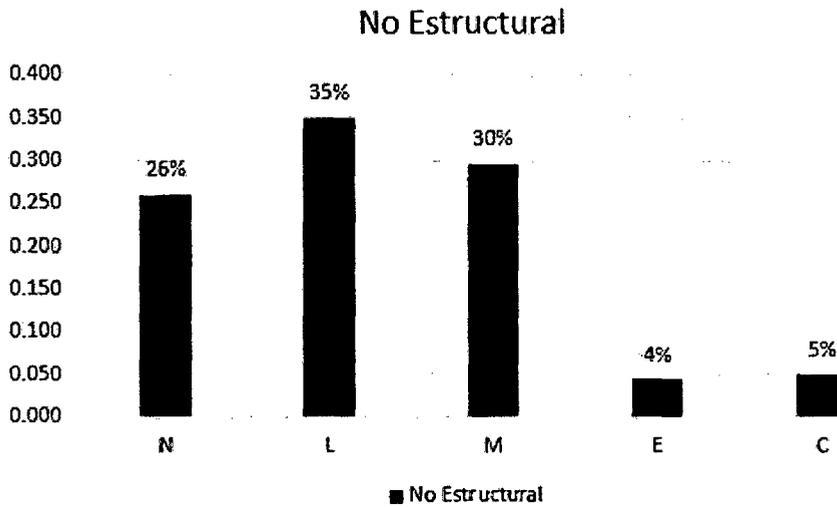
**Figura 3.40.** Estimación de Daño Estructural para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"



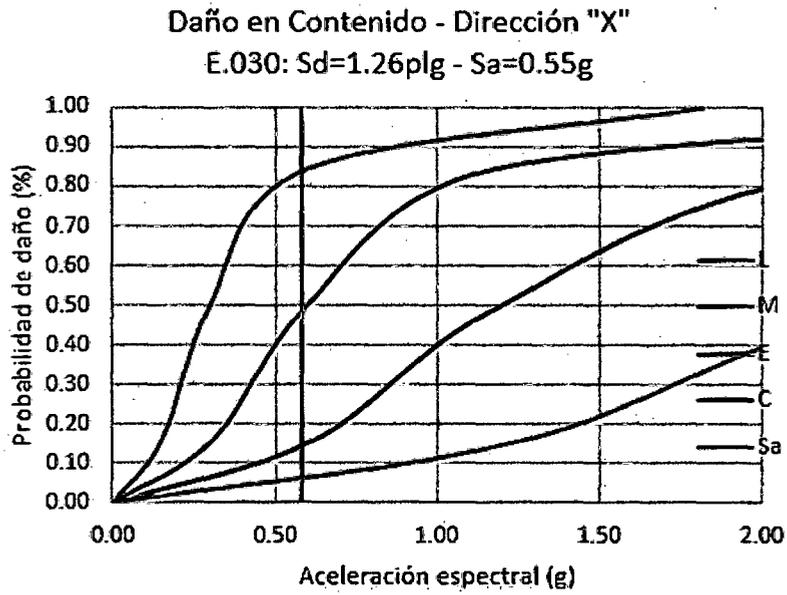
**Figura 3.41.** Estimación de Daño Estructural en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"



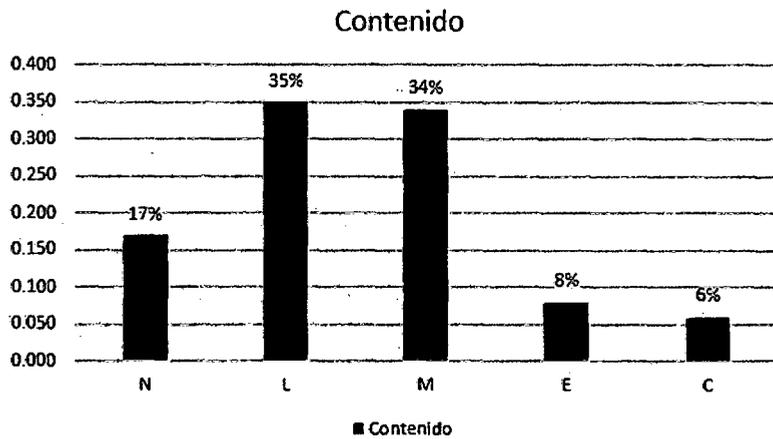
**Figura 3.42.** Estimación de Daños No Estructural para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"



**Figura 3.43.** Estimación de Daño No Estructural en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"



**Figura 3.44.** Estimación de Daño en Contenidos para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"



**Figura 3.45.** Estimación de Daño en Contenidos en porcentajes para el Nivel de Movimiento Sísmico Con Norma E-030 en la dirección "X"

### 3.13. IDESPLAZAMIENTO LATERALES Y DERIVAS

La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030, establece que para estructuras de concreto armado la deriva (desplazamiento de entrepiso

dividido entre la altura del entrepiso) no debe exceder el 0.007, o su equivalente en porcentaje, el 0.7 %

$$\frac{\Delta}{h_e} \leq 0.007 \quad (3.1)$$

### 3.13.1. Desplazamientos y derivas para sismos en dirección X

Tabla 3.40. Desplazamientos Laterales (m) – dirección “X”

PISO	ALTURA (m)	Sismo Diseño	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy raro
PISO 1	4.090	0.0039	0.0068	0.012	0.0154
PISO 2	7.330	0.0040	0.0064	0.011	0.0143
PISO 3	11.220	0.0034	0.0064	0.009	0.0123

Tabla 3.41. Derivas Laterales (%) – dirección “X”

PISO	ALTURA (m)	Sismo Diseño	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy raro
PISO 1	4.090	0.3912	0.6846	1.198	1.5403
PISO 2	7.330	0.3956	0.6412	1.119	1.4325
PISO 3	11.220	0.3387	0.6417	0.927	1.2299

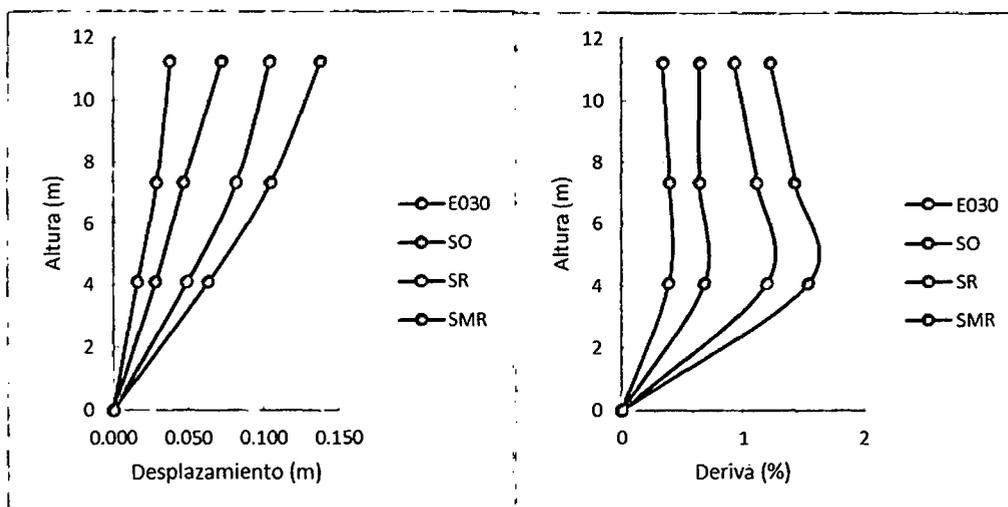
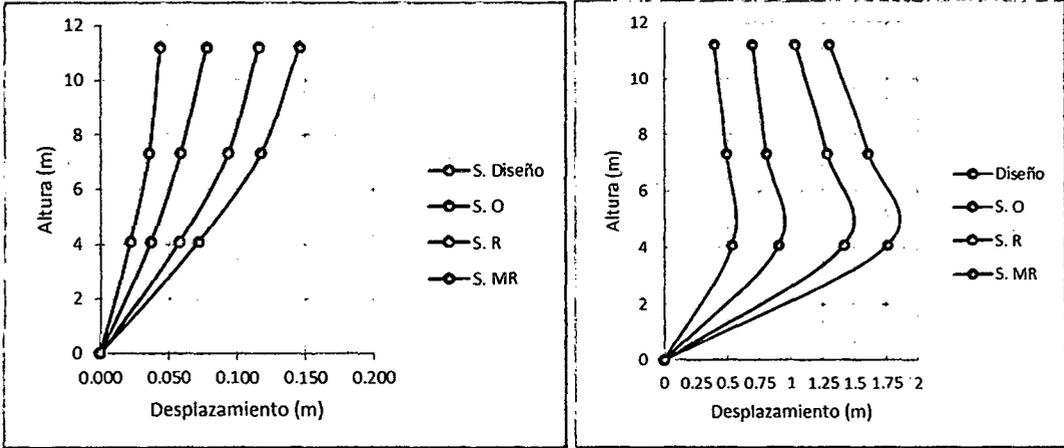


Figura 3.46. Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal X-X)



**Figura 3.47.** Desplazamientos y derivas demandados por 3 niveles de sismo (Dirección Longitudinal Y-Y)

**Tabla 3.42.** Desplazamientos Laterales (m) – dirección “Y”

PISO	ALTURA (m)	Sismo Diseño	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy raro
PISO 1	4.090	0.0054	0.0090	0.014	0.0176
PISO 2	7.330	0.0049	0.0080	0.013	0.0161
PISO 3	11.220	0.0039	0.0070	0.010	0.0130

**Tabla 3.43.** Derivas Laterales (%) – dirección “Y”

PISO	ALTURA (m)	Sismo Diseño	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy raro
PISO 1	0.000	0.5379	0.9046	1.418	1.7604
PISO 2	4.090	0.4911	0.8049	1.282	1.6098
PISO 3	7.330	0.3922	0.6952	1.034	1.3012

---

## CAPÍTULO IV

---

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

---

#### 4.1. ANALISIS DE RESULTADOS

##### 4.1.1. Niveles de desempeño de acuerdo a los niveles de sismos en la Dirección X

La tabla 4.1 muestra con un aspa el desempeño alcanzado y muestra también como la casilla sombreada de color anaranjado los niveles de desempeño sísmico que debería alcanzar la estructura.

*Tabla 4.1. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en la dirección X y los niveles según la SEAOC*

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel Demanda	Sismo Diseño	X			
	Sismo Ocasional		x		
	Sismo Raro		x		
	Sismo Muy raro		x		

##### 4.1.2. Niveles de desempeño de acuerdo a los niveles de sismos en la Dirección Y

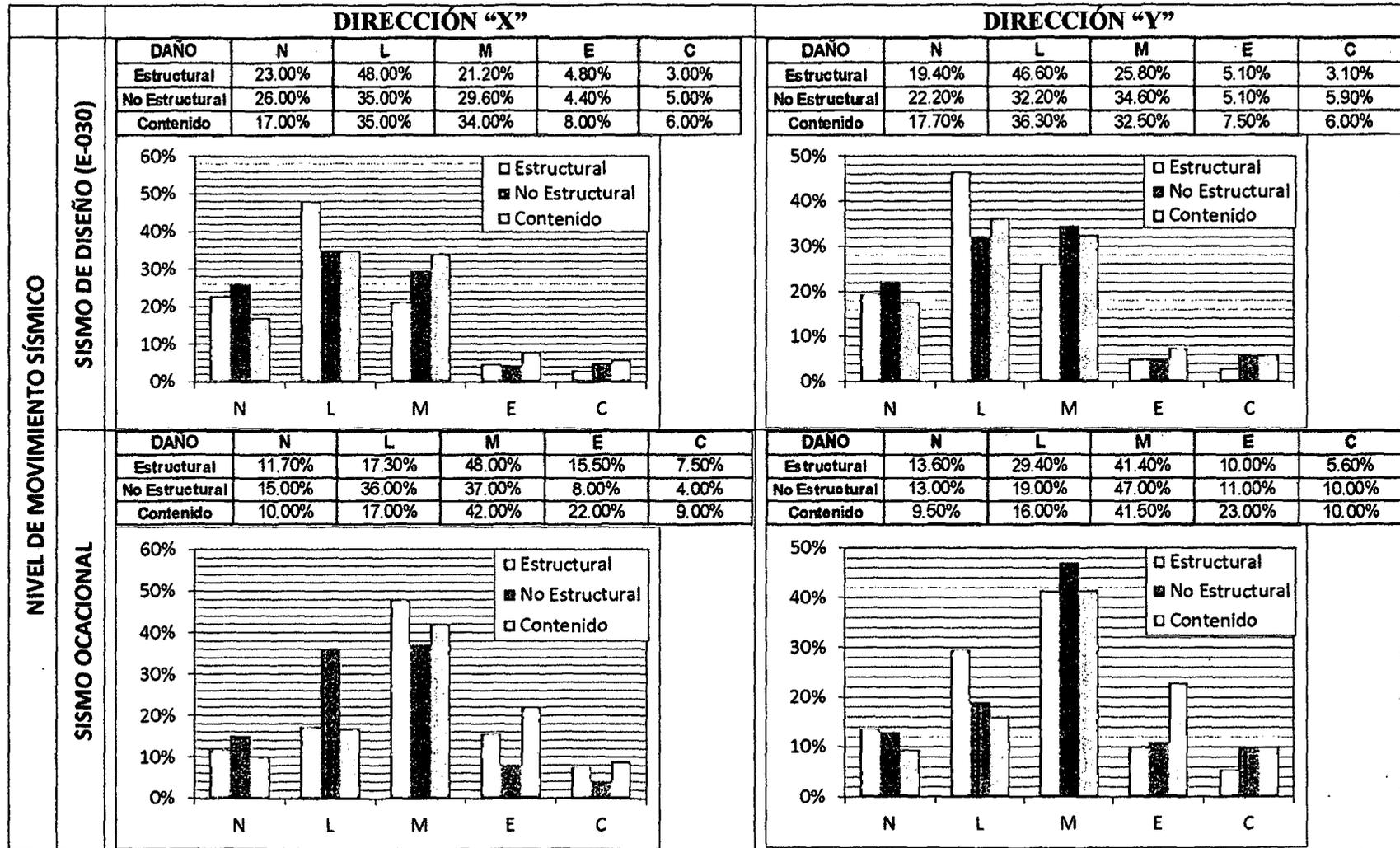
La grafica 4.2 muestra con un aspa el desempeño alcanzado y muestra también como la casilla sombreada de color anaranjado los niveles de desempeño sísmico que debería alcanzar la estructura.

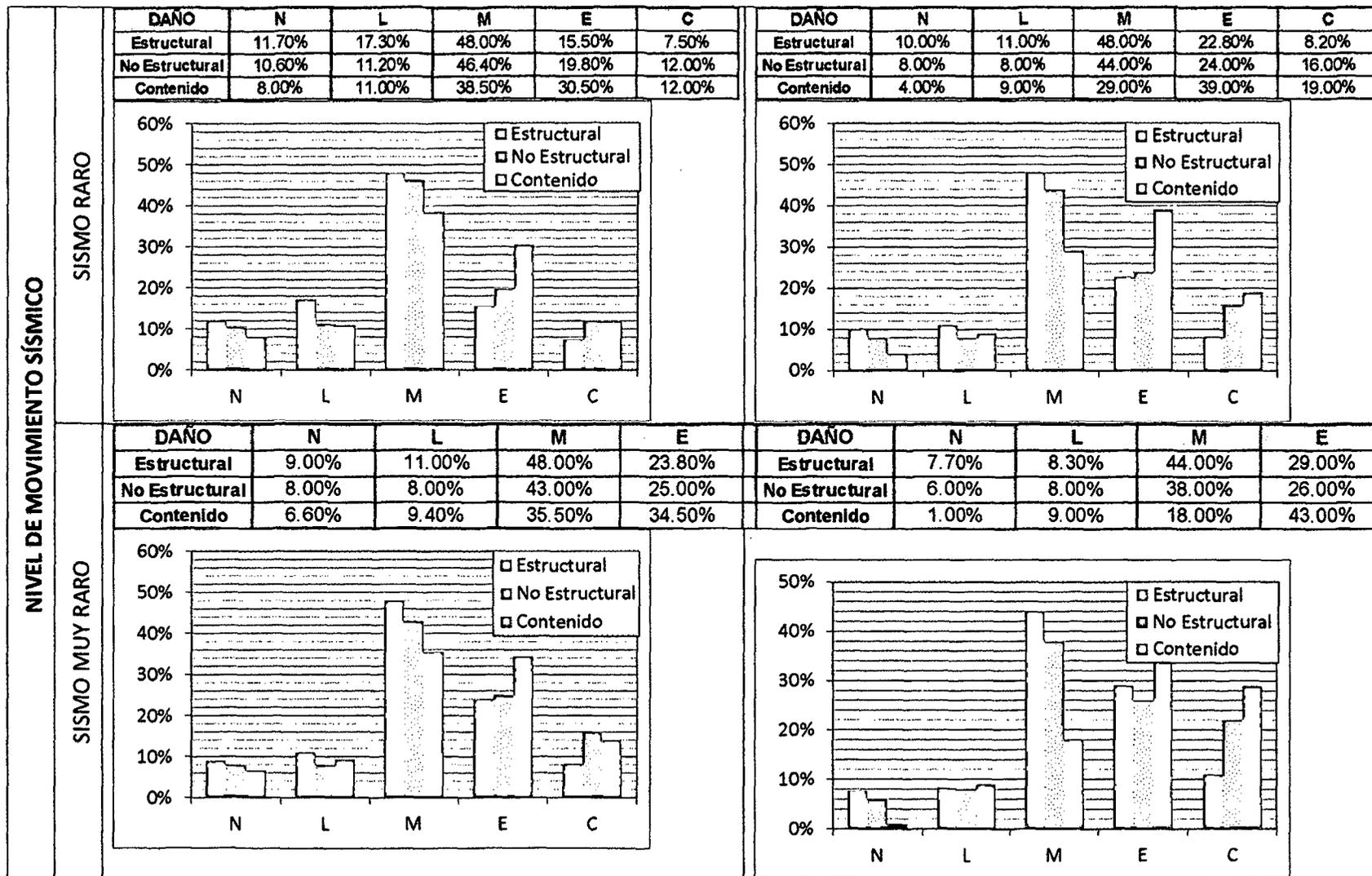
**Tabla 4.2. Comparación entre los niveles alcanzados para sismos en la dirección X y los niveles según la SEAOC**

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
<b>Nivel Demanda</b>	<b>Sismo Diseño</b>	x			
	<b>Sismo Ocasional</b>		x		
	<b>Sismo Raro</b>		x		
	<b>Sismo Muy raro</b>		x		

#### 4.1.3. Estimación de Daños con HAZUS – MH 2.1

A continuación se muestra la estimación de daños con HAZUS – MH 2.1 para los diferentes niveles de sismo.





---

## **4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **4.2.1. Niveles de Desempeño alcanzado**

#### **a. Niveles de desempeño alcanzados para los sismos aplicados en X**

Los resultados que muestran la Tabla 4.1 y la Figura 3.34 indican que para el espectro de respuesta calculado según la norma E-030 (NTP, 2014), El mercado de Abastos de los Baños del Inca, alcanza un nivel OPERACIONAL con daños despreciables, agrietamientos imperceptibles y sin necesidad de reparaciones en los elementos estructurales. Alcanza un mejor nivel de desempeño ya que al tratarse de un sismo raro el límite permisible es el nivel de desempeño funcional, lo que muestra una buena resistencia lateral de la estructura, sobre todo en elementos estructurales (Vigas, columnas).

Para el sismo ocasional la estructura alcanza el nivel FUNCIONAL, lo que indica no estar conforme a la SEAOC. La estructura muestra agrietamientos leves en algunas vigas secundarias del primer nivel. La estructura continúa siendo segura y puede ser usada inmediatamente sin necesidad de realizar ninguna reparación.

Para el sismo raro la estructura alcanza el nivel FUNCIONAL lo que indica que la estructura se desempeña de manera correcta para un sismo de este nivel. La estructura presenta daños moderados en elementos no estructurales y puede ser usada inmediatamente permitiendo reparaciones leves.

Para el sismo muy raro la estructura alcanza el nivel FUNCIONAL, lo que indica que la estructura se desempeña mejor de lo esperado, ya que para un sismo ya que la SEAOC considera que la estructura podría alcanzar el nivel de desempeño de seguridad de vida. Se presentan agrietamiento de mediana importancia en algunas vigas del primer y segundo nivel y agrietamientos leves en algunas columnas del tercer nivel. También aparecen agrietamientos leves en las bases de las columnas del primer nivel. Es posible que se requieran reparaciones menores (como reparaciones de tarrajeos) antes de que la estructura vuelva a cumplir su función.

---

### **b. Niveles de desempeño alcanzados para los sismos aplicados en Y**

Los resultados que muestran la Tabla 4.2 y la Figura 3.35 que para el espectro de respuesta calculado con la norma E.030 (NTP, 2014), indican:

Para el sismo ocasional, en un nivel tope de desempeño FUNCIONAL, lo que indica un comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de este sismo en la dirección, éstos resultados explican la ocupación normal de la estructura y escasas reparaciones

Para el sismo raro y para el sismo muy raro la estructura alcanza el nivel de desempeño FUNCIONAL, lo que indica un excelente desempeño de la estructura ante la ocurrencia de estos sismos en la dirección Y. estos resultados se explican debido a la las alas de las columnas T en la dirección Y. No comprometen la seguridad de la edificación, necesitando reparaciones leves en elementos no estructurales

#### **4.2.2. Derivas de Entrepiso de la Estructura**

##### **a. Derivas de entrepiso para los sismos en dirección X**

Las derivas de entrepiso para el espectro de respuesta (NPE, 2014), sismo ocasional presentan una derivas menor al 0.7 % que recomienda la norma. Como podemos ver en la Figura 3.46, las derivas alcanzadas para estos sismos son correctas para la estructura de concreto armado.

Para el sismo raro y sismo muy raro se excede el límite de 0.7 % ya que se alcanza un máximo de 0.927 %, para sismo raro y 1.23 % para sismo muy raro como muestra la tabla 3.41.

##### **b. Derivas de entrepiso para los sismos en dirección Y**

Las derivas de entrepiso para el espectro de respuesta (NPE, 2014), sismo ocasional presentan una derivas menor al 0.7 % que recomienda la norma. Como

---

podemos ver en las figuras 3.47 las derivas alcanzadas para estos sismos son correctas para la estructura de concreto armado.

Para el sismo raro y sismo muy raro se excede el límite de 0.7 % ya que se alcanza un máximo de 1.03 %, para sismo raro y 1.30 % para sismo muy raro como muestra la Tabla 3.43.

#### **4.2.3. La estructura de acuerdo a HAZUS-MH 2.1**

##### **a. Sismos en Dirección “X”.**

- Para el nivel de Sismo de diseño (Con la norma NTE 030, 2014), los daños en un gran porcentaje son leves, sufriendo en mayor cantidad la parte estructural (48%)
- Para sismo Ocasional el nivel incrementa situándose mayor daño en el nivel moderado, con daños por debajo del 50%
- Cuando el Nivel de Movimiento Sísmico es Raro, los daños en su mayoría siguen siendo moderados, con daños extensos tanto en elementos estructurales y no estructurales menores al 50%. El porcentaje de nivel de daño de colapso es importante, especialmente para los elementos no estructurales (12%) y es probable se requiera reemplazar a los mismos
- Para el Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro, se observa mayor deterioro de los elementos en elementos estructurales y no estructurales. Los elementos con daños leves son muy pocos (11 %). Los daños moderados (48%) y extensos (23.80%) son muy importantes, esperándose agrietamientos, desprendimiento del tarrajeo en muchos elementos e incluso pueden acontecer fallas locales. El 8.20% de elementos estructurales y el 16% de los elementos no estructurales se hallan en peligro inminente de colapsar.

---

**b. Sismos en Dirección “Y”**

- Para el nivel de Sismo de diseño (Con la norma NTE 030, 2014), los daños en un gran porcentaje son leves, sufriendo en mayor cantidad la parte estructural con un porcentaje menor al 50%
- Para sismo Ocasional el nivel incrementa situándose mayor daño en el nivel moderado, presentando daños por debajo del 50%.
- Cuando el Nivel de Movimiento Sísmico es Raro, los daños en su mayoría siguen siendo moderados, con daños extensos tanto en elementos estructurales y no estructurales menores al 50%. El porcentaje de nivel de daño de colapso es importante, especialmente para el contenido (19%) y es probable se requiera reemplazar a los mismos
- Para el Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro, se observa mayor deterioro de los elementos en elementos estructurales y no estructurales. Los elementos con daños leves son muy pocos (8.30 %). Los daños moderados (44%) y extensos (29%) son muy importantes, esperándose agrietamientos, desprendimiento del tarrajeo en muchos elementos e incluso pueden acontecer fallas locales. El 11.0% de elementos estructurales y el 22.0% de los elementos no estructurales se hallan en peligro inminente de colapsar.

---

# CAPÍTULO V

---

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

### 5.1. CONCLUSIONES

- a. El análisis lineal es una herramienta numérica que sirve para calcular la ductilidad global de una edificación, muestra la formación de rotulas plásticas y se emplea en el diseño sísmico basado en desempeño
- b. Los análisis pushover muestran que los daños en los límites IO, LS y CP se suelen alcanzar en primer lugar en las vigas de acoplamiento, seguido del fallo a flexión en la base de los muros
- c. La estructura alcanza un desempeño correcto para los sismos de diseño aplicados en la dirección X, Y, según lo indicado por la SEAOC, pero no cumplen para sismos ocasionales.
- d. La estructura presenta derivas menores al 0.7% para sismos ocasionales en la dirección X e Y, estando acorde con la NTE E.030-2014.
- e. La deriva alcanzada por la estructura para el sismo raro y muy raro aplicado en la dirección X excede levemente al límite propuesto por la NTE E.030-2014., pero no afecta al desempeño de la estructura.
- f. Para garantizar un adecuado nivel de resistencia, es necesario disponer unos valores suficientes de área y de momento de inercia de muros.

---

## **5.2. RECOMEDACIONES**

- a.** Realizar evaluaciones sísmicas empleando HAZUS, en estructuras importantes o en la Ciudad Universitaria.
- b.** Fomentar en la población la importancia de diseño sísmico con por desempeño, ya que te permite realizar un mejor diseño sísmico, economizando a largo tiempo.
- c.** Actualización de las consultoras dedicadas especialmente a la elaboración de estructuras de clase esencial e importante, para elaborar proyectos acorde con las normas extranjeras.

---

## REFERENCIAS

- Aguiar, R. y Bobadilla, C. (2005). “Curvas de fragilidad para estructuras de H/A de Ecuador menores a siete pisos” Revista Ciencia, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Vol.8, N° 2. Quito, Ecuador.
- Alva Hurtado, Jorge y Castillo Aedo, Jorge Luis. Peligro. 1994. “Sísmico en el Perú”. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- ATC. “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1”. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996
- ASCE/SEI 7-02. “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”. Revision of ASCE 7-98, 2010
- ASCE/SEI 41-06. 2007. “Seismic rehabilitation of Existing Buildings”. American Society of Civil Engineers., Reston, VA.
- ASCE/SEI 7-10. “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010
- Bardales Chuquilín, William (2010). Tesis “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio 2B de la universidad Nacional de Cajamarca”. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Bonett, R. 2003. “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”. Universidad politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Cabrera, H. 2014. “Comportamiento no-lineal de edificios de concreto reforzado de mediana altura”. In ICG. Diseño Sismorresistente. 4 ed. Lima, Perú. p. 182-188
- Chunque Pajares, Juan (2013). Tesis “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio A de la universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca”. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Computers and Structures, Inc. (2010), SAP 200 v14 Educational, Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual. C.S.I. Berkeley, California, U.S.A.

- 
- FEMA 356 (2000). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), Washington, D.C.
  - FEMA 440 (2005). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA 440), Washington, D.C.
  - Fernández Villegas, Jhonny Ángel (2006). Tesis "Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
  - HAZUS-MH 2.1 (2003). Technical Manual "Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model". Department of Homeland Security. FEMA. Mitigation Division. Washington, D.C.
  - Moreno Gonzáles, Rosangel (2006). "Estudio de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de los Edificios de la Ciudad de Barcelona". Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
  - Muñoz, A. (1999). "Ingeniería Sismorresistente". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima
  - Muñoz, A. (2001). "Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos" XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
  - NTE-020, "Cargas", Servicio Nacional de Normalización Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENCICO), Lima, Perú, 1997.
  - NTE-060, "Concreto Armado", Servicio Nacional de Normalización Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENCICO), Lima, Perú, 2009.
  - NTE-030, "Diseño Sismorresistente", Servicio Nacional de Normalización Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENCICO), Lima, Perú, 2014.
  - Park Robert, Paulay Thomas Y Priestley M. J. Nigel (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". United State

- 
- SEAOC (1995). "A Framework for Performance Based Design". Visión 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California, United Sate.
  - SEAOC Blue Book (1999). "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". Seismology Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California, United Sate.
  - Toledo Espinoza Vlacev. (2011). "Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño - PBEE". Comunidad para la Ingeniería Civil.

## ANEXO 01

### PROCEDIMIENTO REALIZADO CON EL PROGRAMA SAP200

1. Se creó las líneas de coordenadas en los tres ejes de acuerdo a los espaciamientos obtenidos de los planos y verificados en campo.

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL Units: Tonf. m. C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc. ▲
1	K	0.	Primary	Show	Start	
2		1.41	Primary	Show	Start	
3		3.76	Primary	Show	Start	
4	L	5.1	Primary	Show	Start	
5	pl	5.9	Primary	Show	Start	
6		7.125	Primary	Show	Start	
7	pl	8.17	Primary	Show	Start	
8	M	11.1	Primary	Show	Start	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc. ▲
1		0.	Primary	Show	Start	
2		2.73	Primary	Show	Start	
3		4.34	Primary	Show	Start	
4		4.93	Primary	Show	Start	
5	13	6.75	Primary	Show	Start	
6		7.74	Primary	Show	Start	
7	14	10.79	Primary	Show	Start	
8	15	15.29	Primary	Show	Start	

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc. ▲
1		0.	Primary	Show	Start	
2	Z1	4.09	Primary	Show	Start	
3	Z2	7.33	Primary	Show	Start	
4	Z3	10.34	Primary	Show	Start	
5	00	10.84	Primary	Show	End	
6		11.22	Primary	Show	Start	
7		11.69	Primary	Show	Start	
8		12.54	Primary	Show	Start	

Display Grids as:  Ordinates  Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

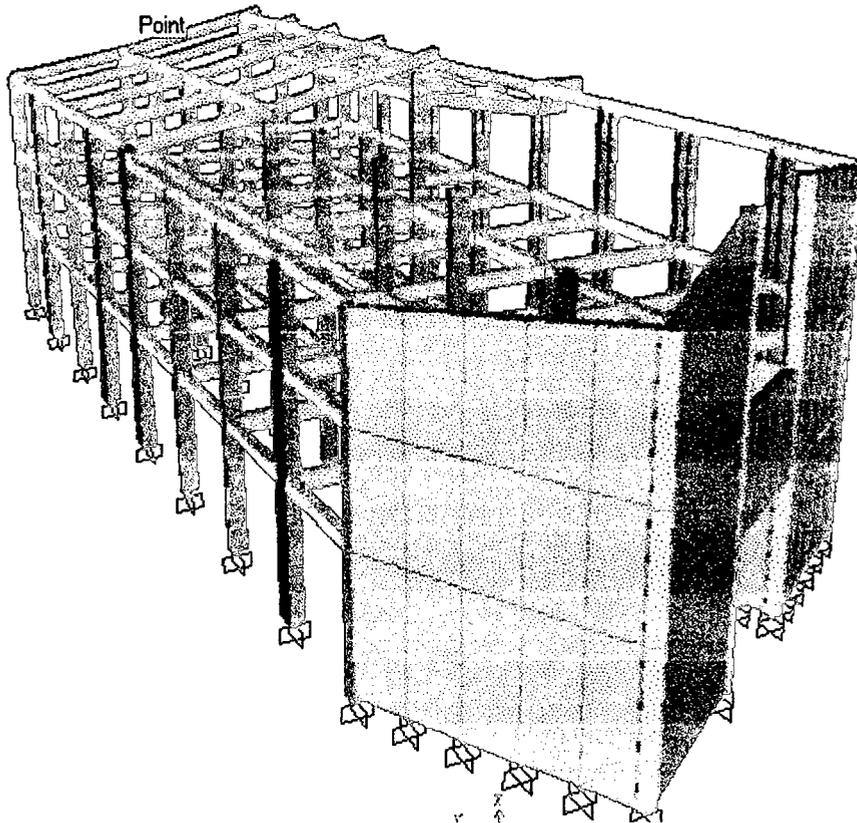
Bubble Size: 1.5

Reset to Default Color

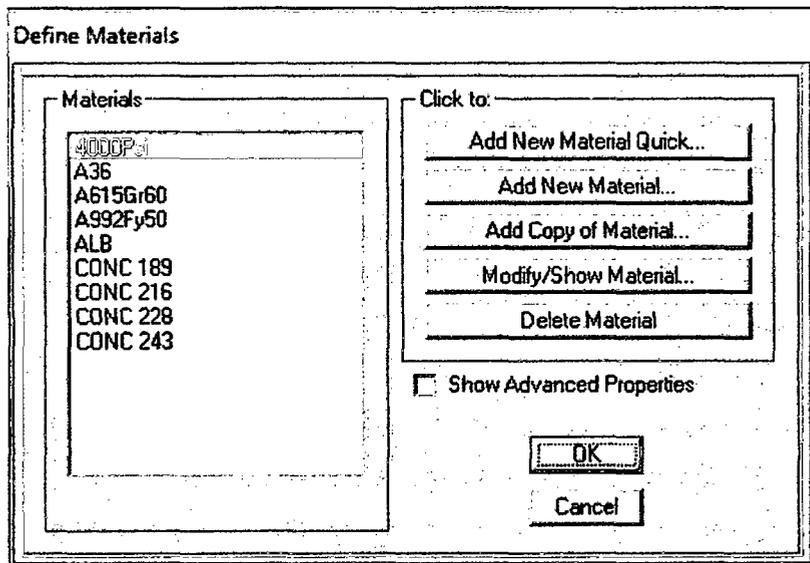
Reorder Ordinates

OK Cancel

2. Se creó el modelo de la estructura, dibujando solamente los elementos estructurales.



3. Ahora definiremos los materiales y sus propiedades. Seleccionamos en la barra principal la opción "Define" y luego la opción "Materials", con la cual aparece la siguiente ventana y elegimos "Add New Material".



4. Se muestra la siguiente ventana en la cual podemos definir nuestros materiales y sus propiedades.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CDNC 216

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units: Tonf. m. C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2204540.8

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 958496

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 2160

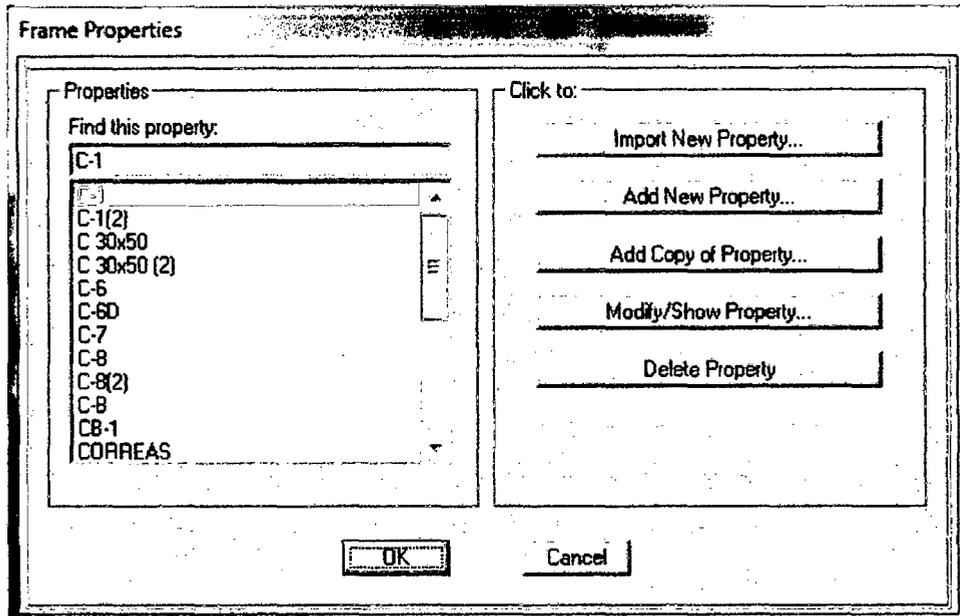
Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [ ]

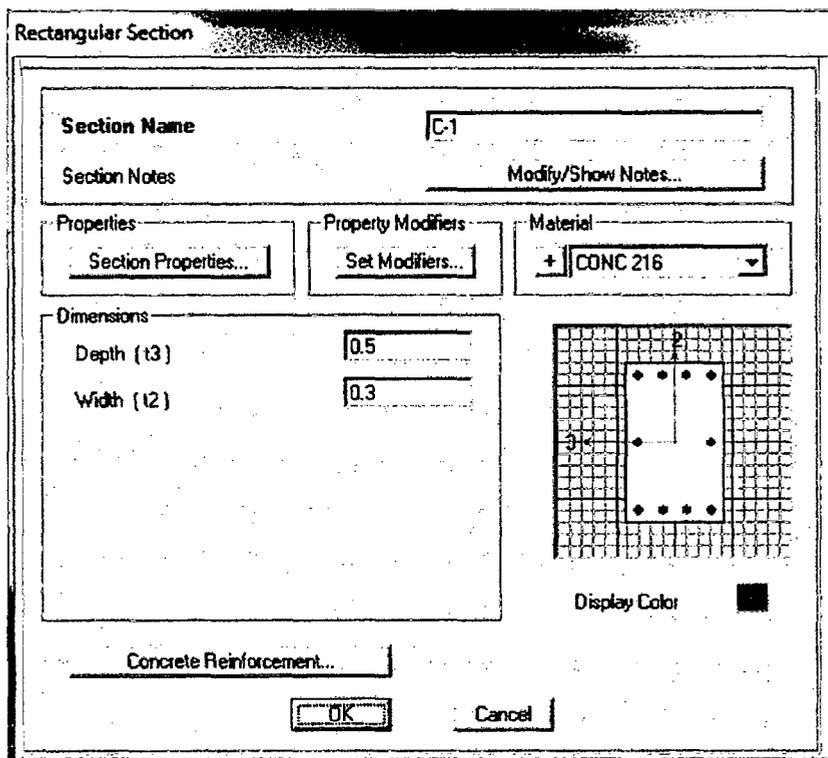
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

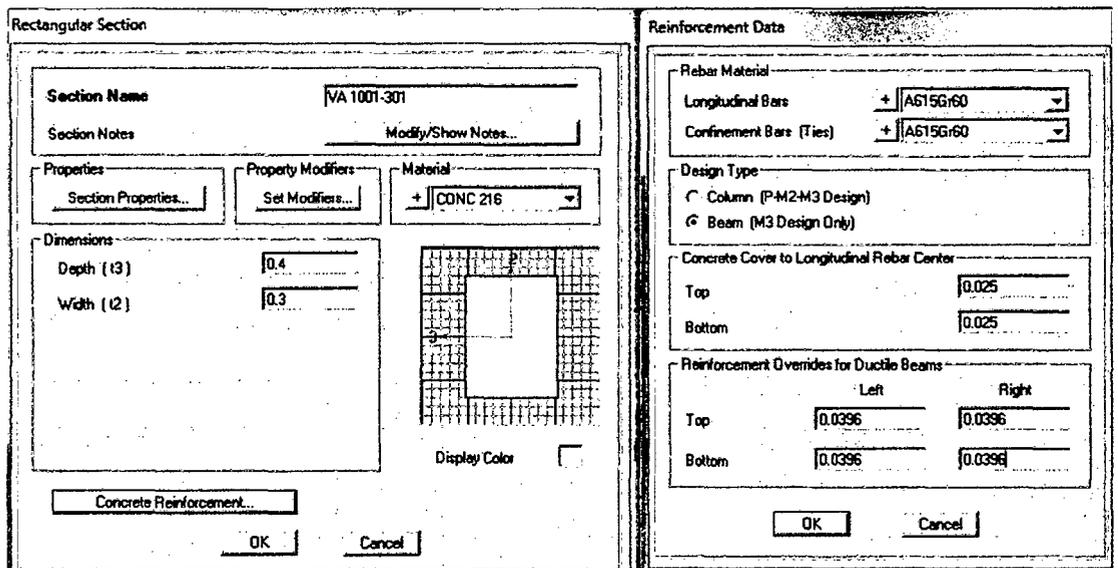
5. Una vez definidos los materiales se definen las secciones de los elementos estructurales y el acero de refuerzo. Seleccionamos la opción "Define" de la barra de menú principal y elegimos la opción "Frame sections", con lo cual aparece la siguiente ventana mostrada en la figura en la que se elige la opción "Add New Property".



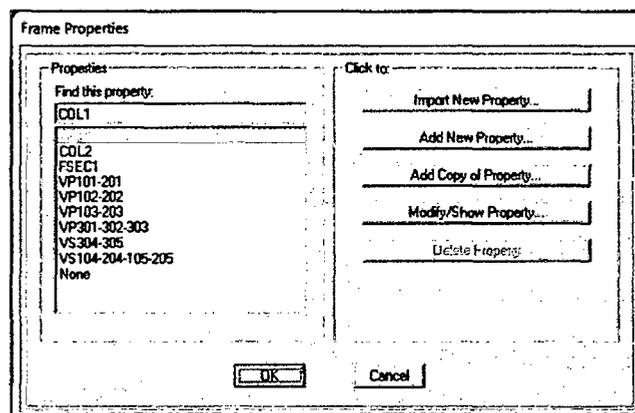
6. En el paso siguiente, al haber elegido la opción anterior, aparece la ventana de la figura en la que definimos el ancho (Width) y peralte (Depth) del elemento. Para asignar el acero de refuerzo seleccionamos la opción Concrete Reinforcement (reforzamiento del concreto).



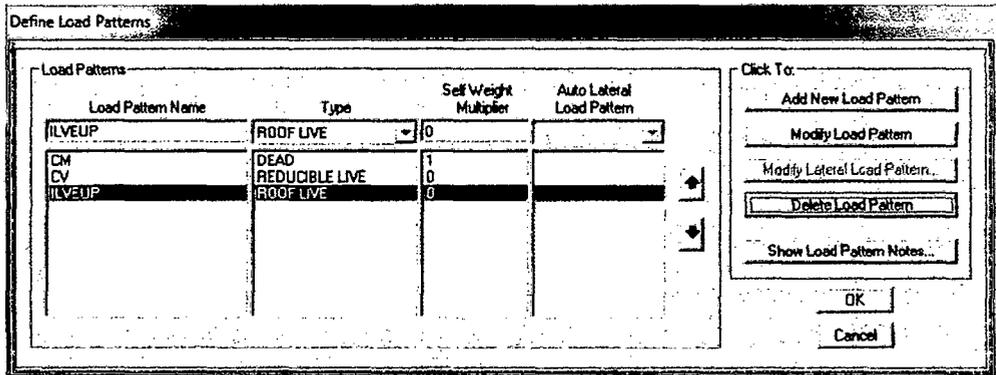
7. Al elegir la opción “Concrete Reinforcement” podemos definir las propiedades del acero de refuerzo, tanto para columnas como vigas. En las imágenes siguientes se muestra las ventanas para asignar el acero de refuerzo, a la izquierda se muestra el acero de refuerzo para columnas y a la derecha para las vigas.



8. A continuación asignaremos las secciones ya definidas a los elementos dibujados anteriormente, para esto se selecciona los elementos que compartan la misma sección y se selecciona de la barra de menú principal la opción “Assign”/ “Frame”/ “Frame Section” y automáticamente aparece la siguiente ventana en la que se elige la sección a asignar y pulsamos OK.



9. A continuación se definen los patrones de carga. Para la presente investigación se determinó la carga muerta (CM), carga viva (CV) y la carga viva de techo (CVT). Para esto se elige la opción “Define”/ “Load Patterns” y automáticamente se muestra la definición de los tres patrones de carga.



10. En base a los patrones de carga se definen los casos de carga. Para la presente investigación se definen dos casos: el caso de carga gravitacional no lineal (CGNL) y el caso para el análisis estático no lineal (AENL). Para esto se elige la opción de la barra de menú principal “Define”/ “Load Cases” y para el CGNL queda definido de la siguiente manera.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL      Set Def Name      Notes:      Modify/Show...      Load Case Type: Static      Design...

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case [ ]  
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:  
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	0.5
Load Pattern	ILVEUP	0.25

Add      Modify      Delete

Other Parameters:  
 Load Application: Full Load      Modify/Show...  
 Results Saved: Final State Only      Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: Default      Modify/Show...

OK      Cancel

11. Para el caso AENL se repite el paso anterior y este caso queda determinado de la siguiente manera. Este paso se realiza para los sismos en X y los sismos en Y.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: AENLX    Set Def Name    Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Static    Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case    CGNL

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	LX	1.
Accel	UY	0.3

Add    Modify    Delete

Other Parameters

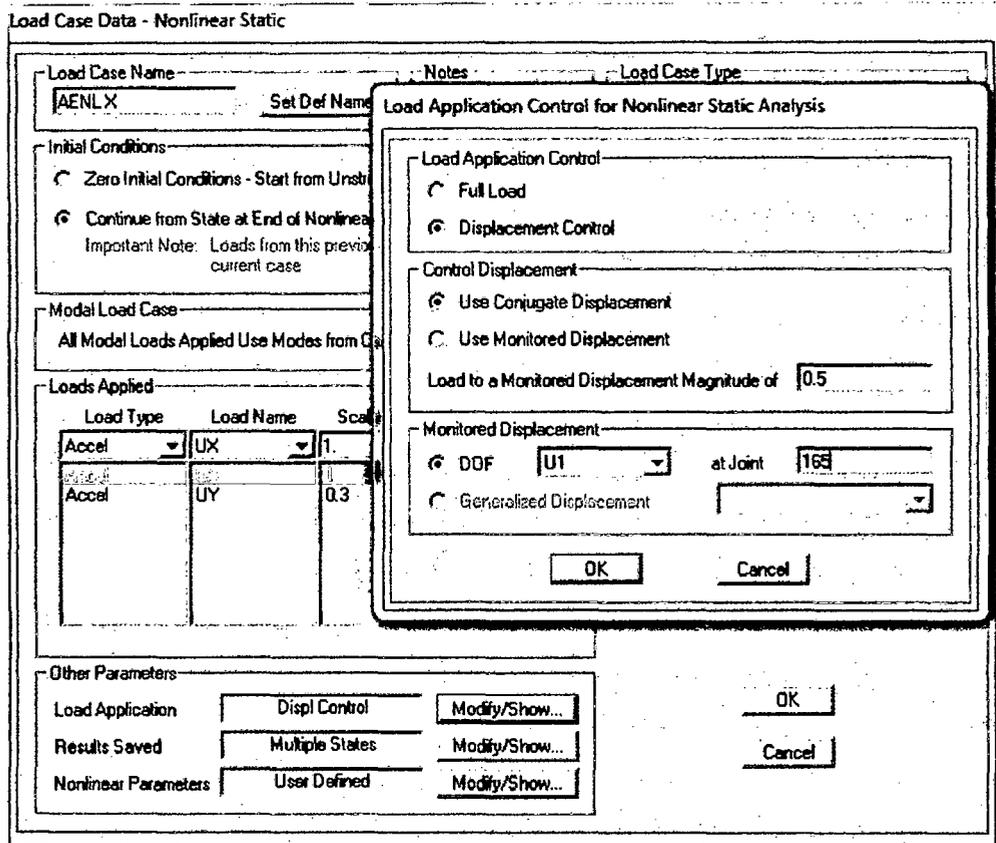
Load Application: Displ Control    Modify/Show...

Results Saved: Multiple States    Modify/Show...

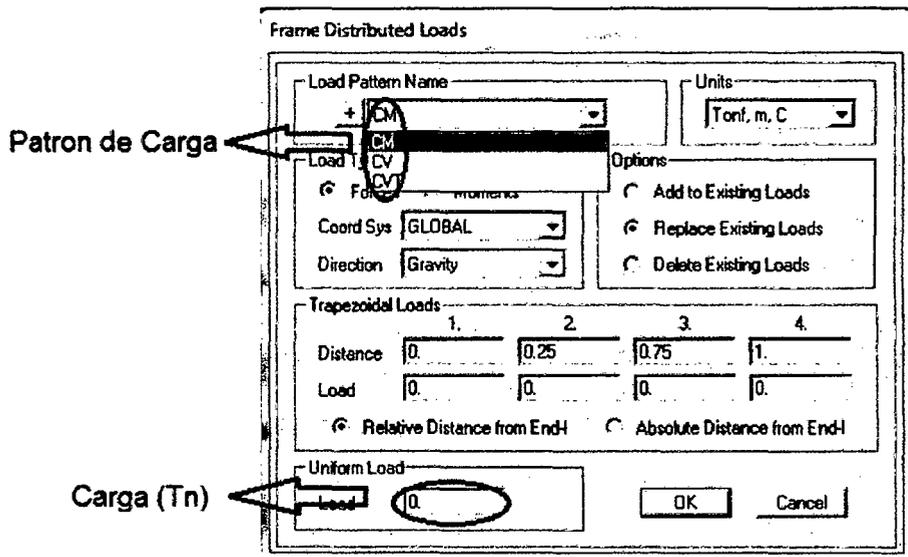
Nonlinear Parameters: User Defined    Modify/Show...

OK    Cancel

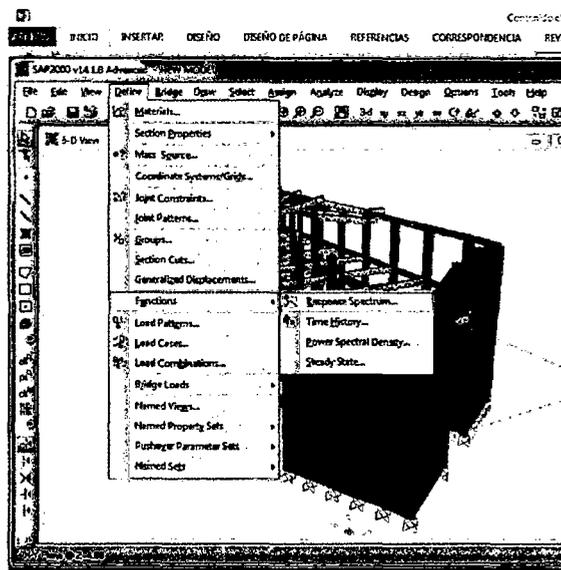
12. De la ventana anteriormente mostrada se elige la opción Modify/Show de la opción "Load Application" en la que se muestra la siguiente ventana donde se define el desplazamiento controlado y el nudo de control de desplazamiento que en nuestro caso es el nudo 165.



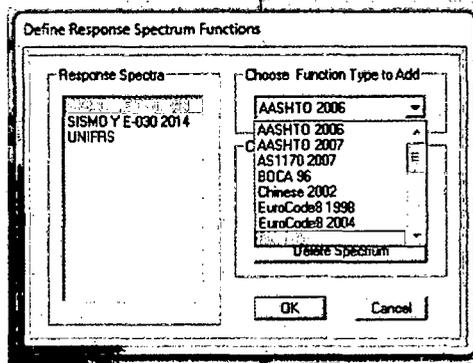
13. Para la asignación de las cargas a los elementos estructurales se selecciona a los elementos que se desee y se elige la opción de la barra de menú principal “Assign”/ “Frame Loads” y de acuerdo al tipo de carga que se desee asignar se puede seleccionar “Point” para cargas puntuales y “Distributed” para cargas distribuidas. Al elegir “Distributed” se muestra la siguiente ventana.



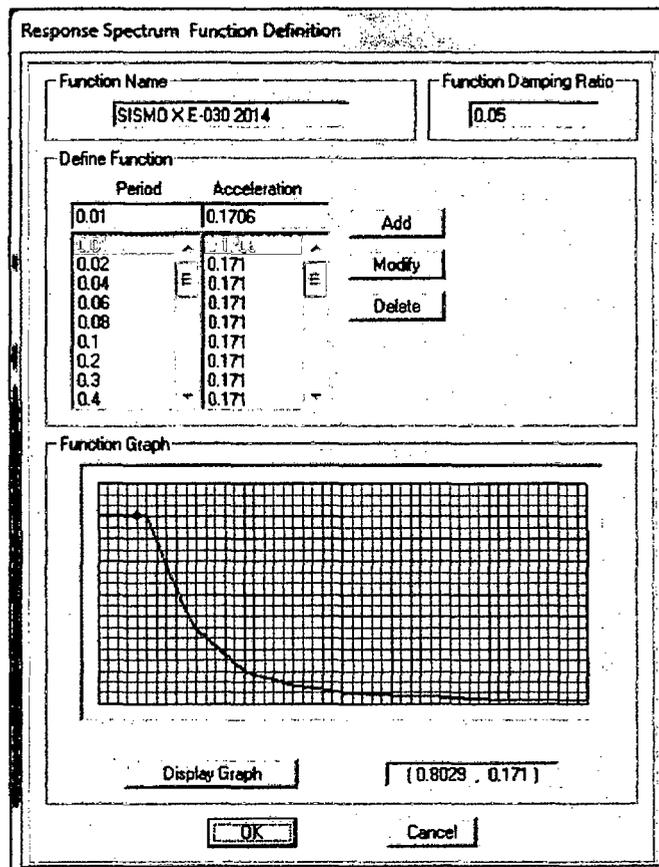
14. Para realizar el análisis estático no lineal para el espectro calculado procedemos a elegir la opción “Functions”/ “Response Spectrum”.



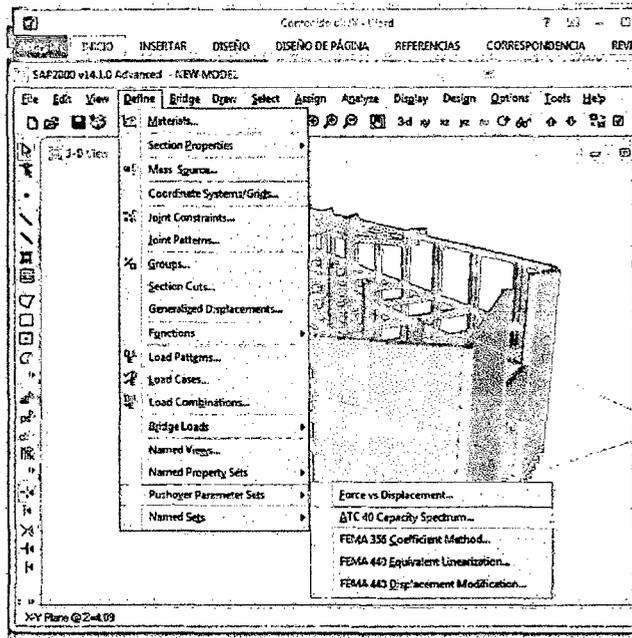
15. Para cargar el espectro al programa, la información debe estar en un archivo .txt y se lo carga eligiendo en la casilla “Choose Function Type to Add” la opción “From File”, como lo muestra la imagen.



16. Una vez cargado el espectro se muestra la gráfica Periodo vs. Aceleración Espectral.



17. Para realizar el análisis estático no lineal se debe elegir qué criterio seguir y definir sus parámetros. Para esto seleccionamos “Define”/ “Pushover Parameter Sets”, y como se va a usar el procedimiento propuesto por el ATC-40, seleccionamos “ATC 40 Capacity Spectrum”, de la siguiente manera.



18. Al elegir la opción anterior aparece la ventana siguiente en la que elegimos las coordenada en las que queremos obtener la curva de capacidad ( $S_a-S_d$ ) y también se elegirá la forma en que queremos que se realice el análisis, esto es con el espectro de repuesta calculado o usando cos coeficiente  $C_a$  y  $C_v$ .

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name: Name  Units:

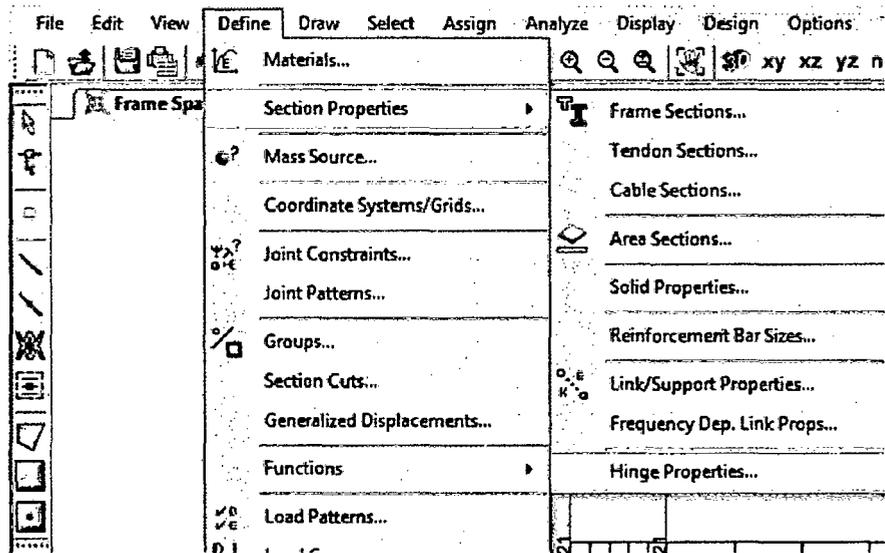
Plot Axes:  Sa - Sd  Sa - T  Sd - T Axis Labels and Range:

Demand Spectrum Definition:  Function:  SF   User Coeffs: Ca  Cv

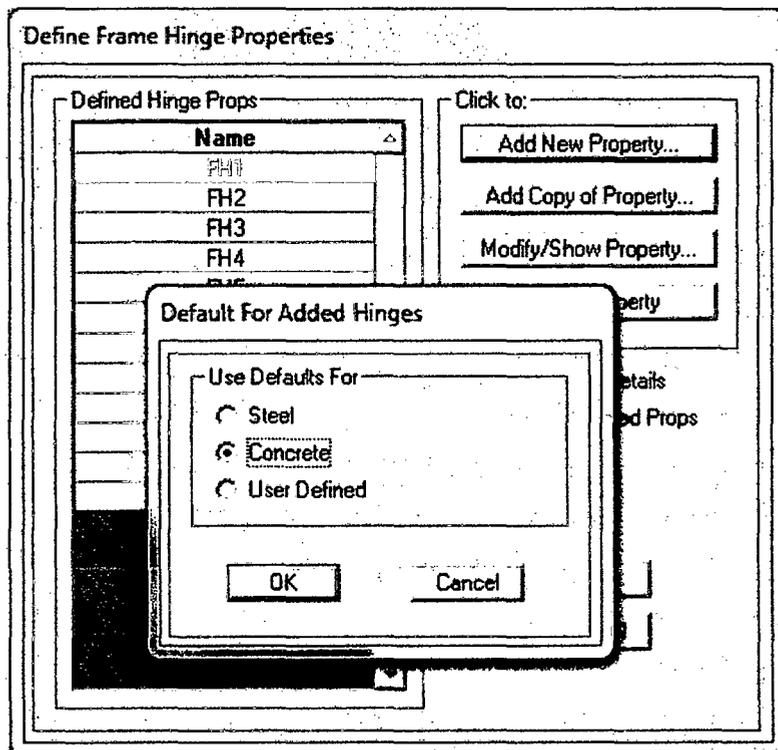
Damping Parameters Definition: Inherent + Additional Damping:  Structural Behavior Type:  A  B  C  User

Items Visible On Plot:  Show Capacity Curve Color   Show Family of Demand Spectra Color  Damping Ratios:      Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color   Show Constant Period Lines at:     Color

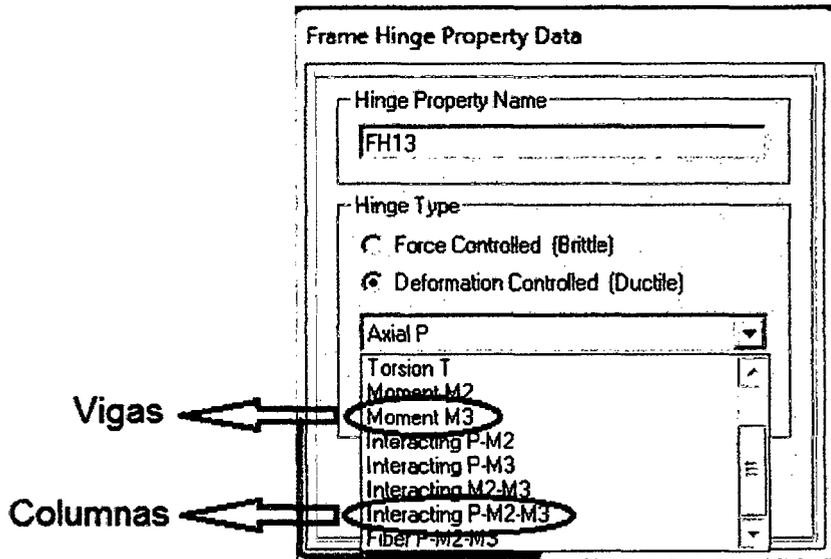
19. Ahora se asignan las rótulas plásticas en los elementos, para vigas se asignaron tres rótulas y para columnas solo dos. Se selecciona “Define”/ “Section Properties”/ “Hinge Properties”.



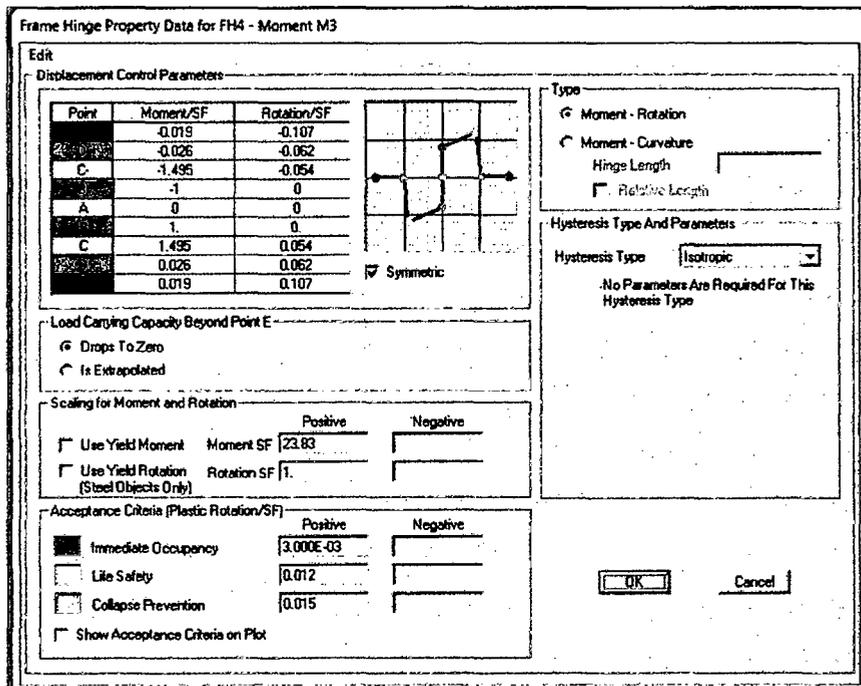
20. En la ventana que aparece automáticamente seleccionamos “Add New Property” y muestra una nueva ventana donde elegimos el material de los elementos estructurales que en nuestro caso son de concreto (Concrete).



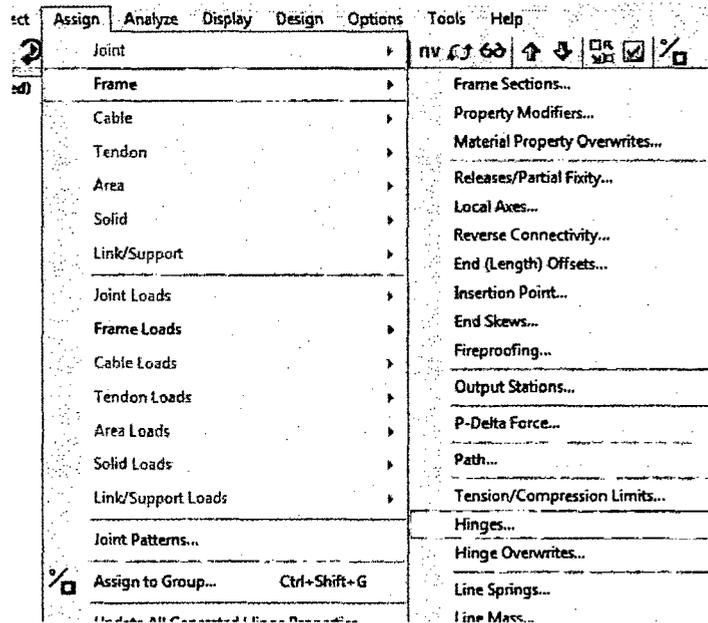
21. Para vigas elegimos “Moment M3” y para columnas elegimos “Interacting P-M2-M3”.



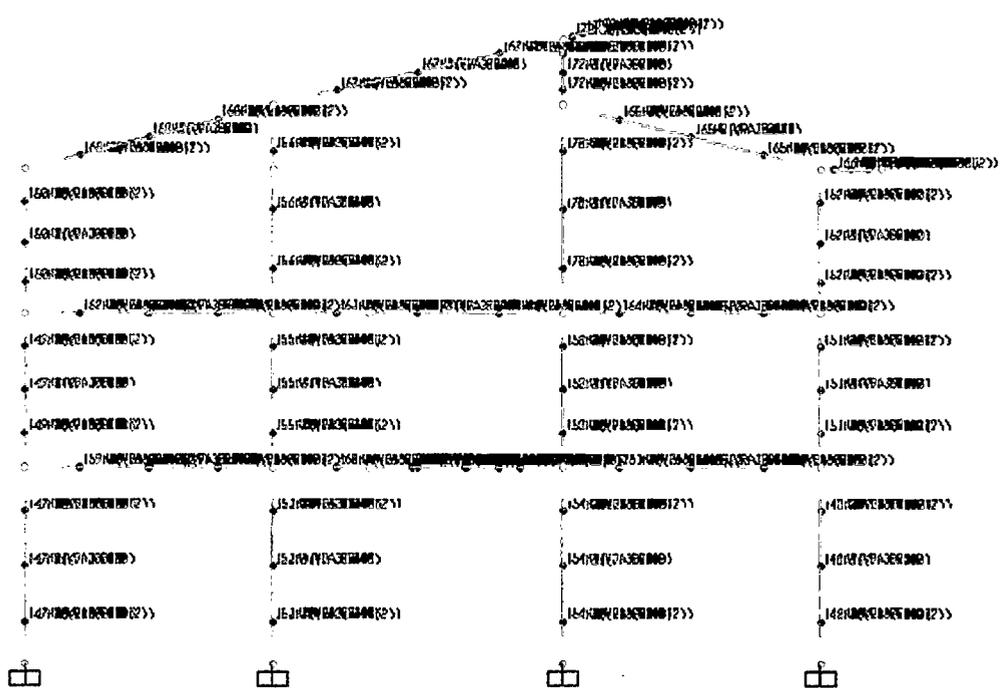
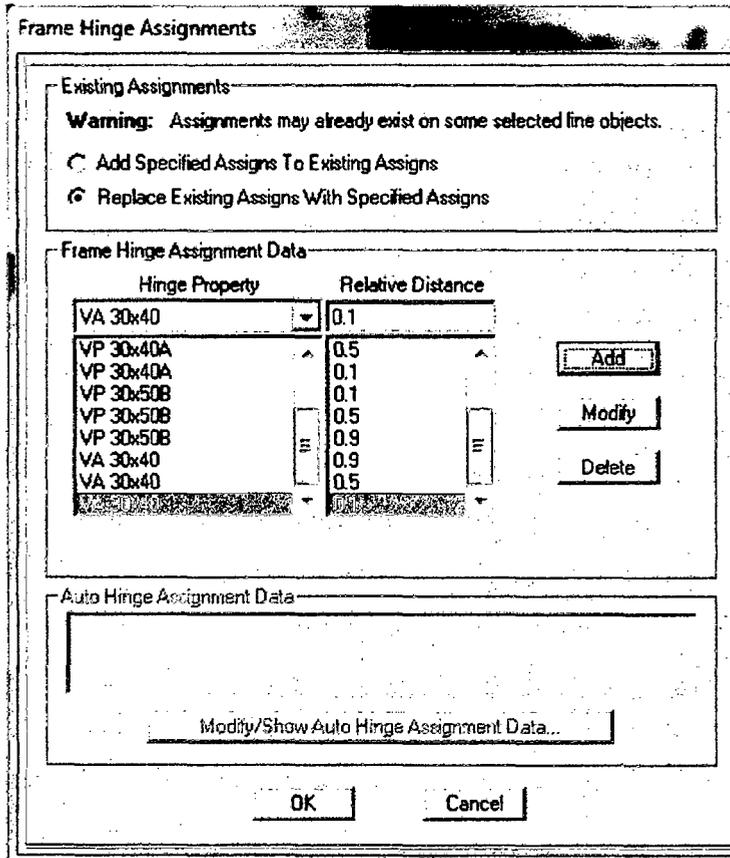
22. Al elegir el tipo de rótula aparecerá la ventana para asignar valores a los diagramas de momento giro, determinando así los valores de los puntos A, B, C, D, E.



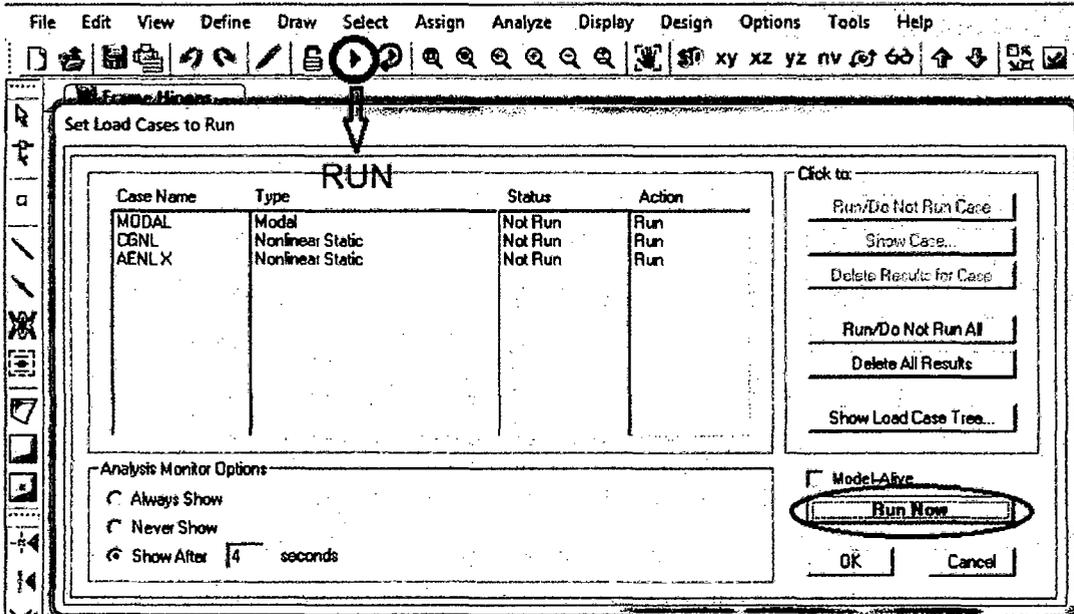
23. Para asignar las rótulas en los elementos, asignamos los elementos y seleccionamos "Assign"/ "Hinges".



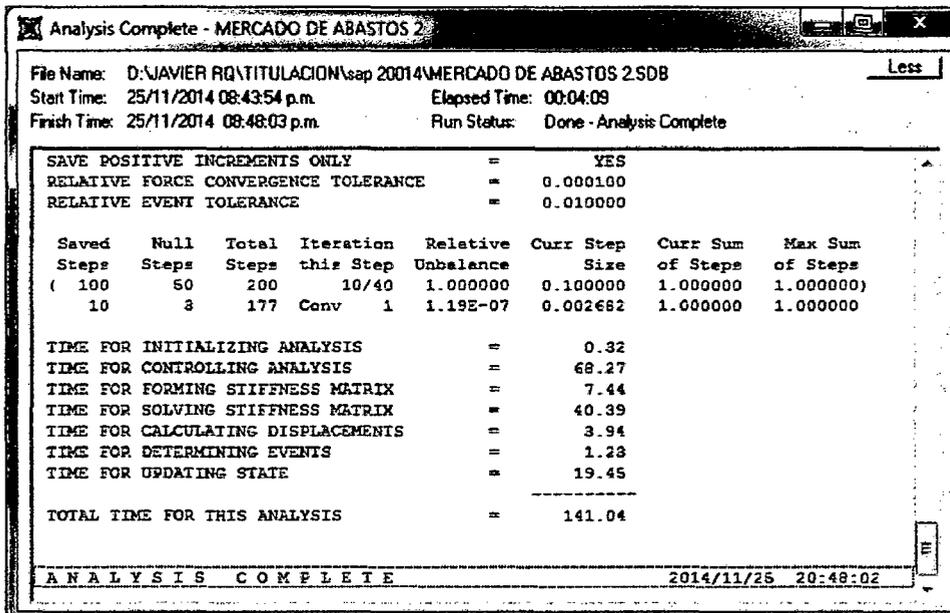
24. Elegimos el tipo de rótula anteriormente definidas, y le asignamos una distancia relativa respecto a la longitud total. En la imagen se muestra un tipo rótula asignada a una viga en tres puntos distintos correspondientes al 10%, 50% y 90% de la longitud total. La segunda imagen muestra con un punto rojo las tres rótulas en vigas y dos en columnas de una vista del modelo de la estructura.



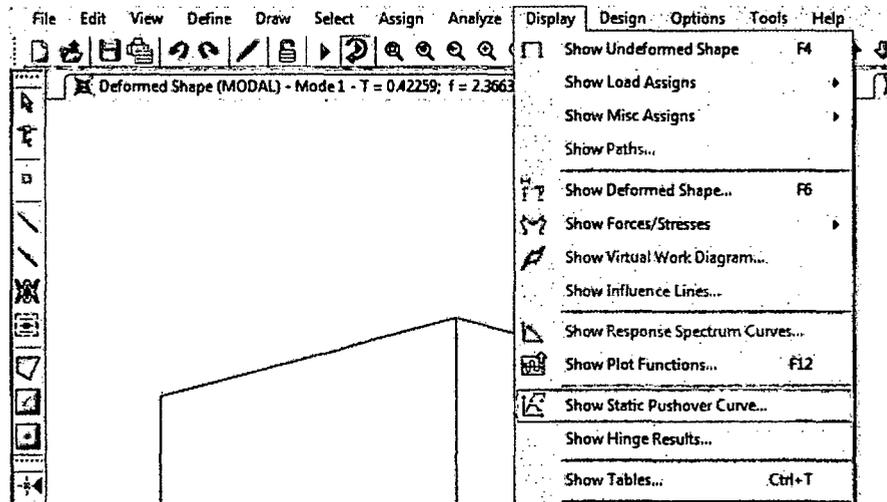
25. Al haber realizado los pasos anteriores podemos comenzar el análisis estático no lineal pulsando el botón “Run” y en la ventana que aparece “Run Now”.



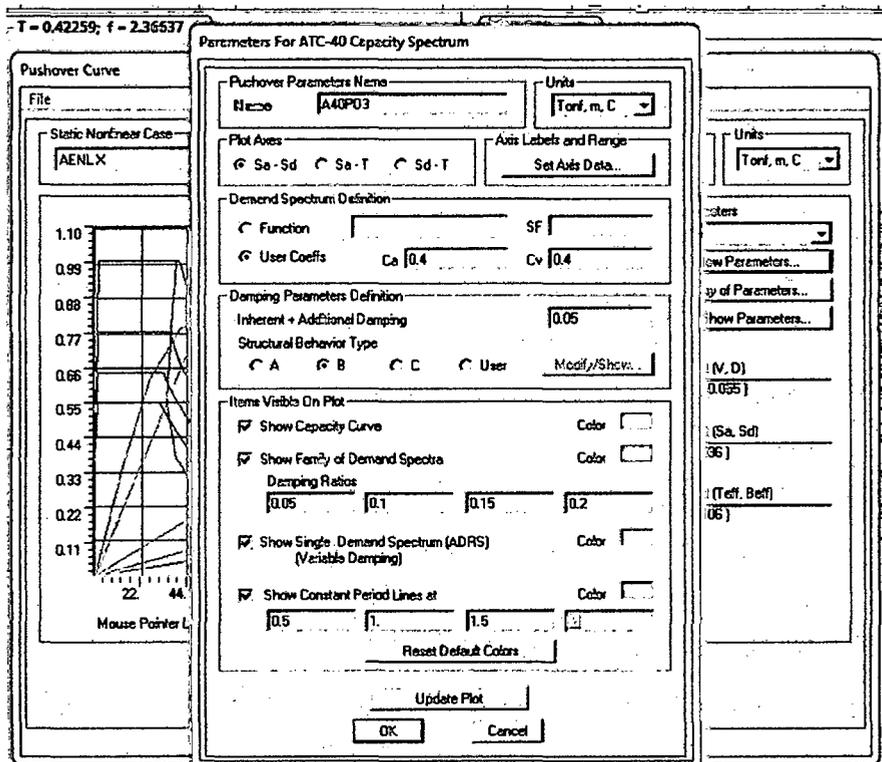
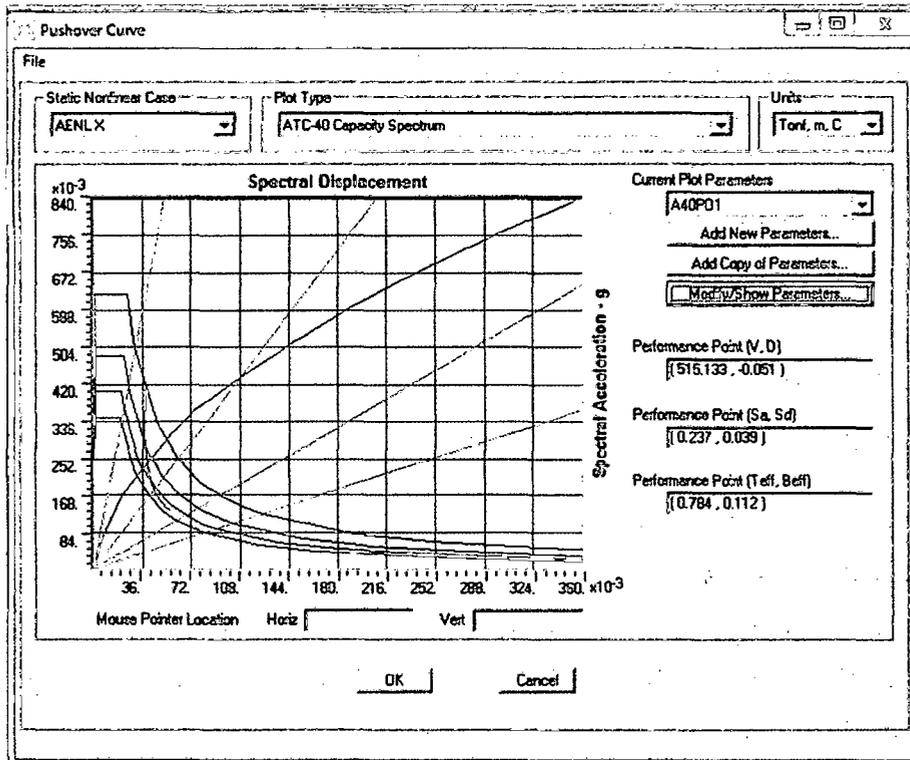
26. Aparecerá la siguiente ventana que muestra el avance del análisis y en caso de producirse un error o haber definido incorrectamente algún parámetro nos mostrará un aviso de lo ocurrido.



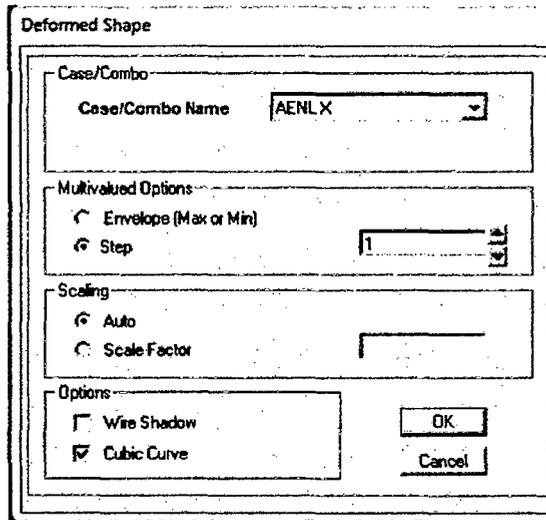
27. Cuando el análisis termine seleccionamos “Display”/ “Show Static Pushover Curve” para ver la curva de capacidad y el punto de desempeño.



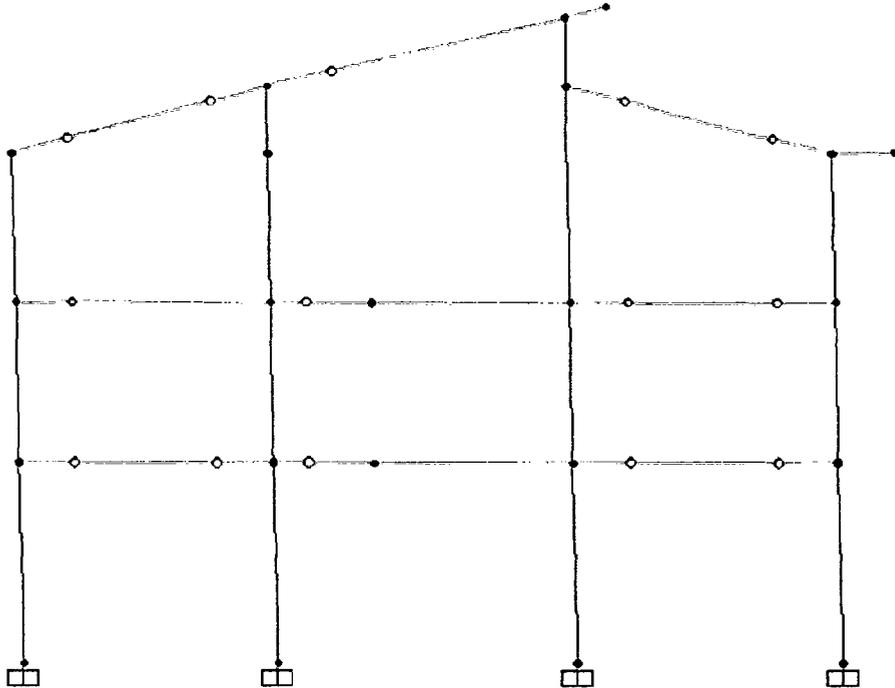
28. Para visualizar las curvas de capacidad y puntos de desempeño para el espectro de respuesta calculado con la norma E-030, para el sismo ocasional, raro y muy raro, seleccionamos la opción “Modify/Show Parameters”
29. Seleccionando “Function” elegiremos el espectro de respuesta y seleccionando “User Coeffs” asignaremos los coeficientes correspondientes a cada sismo. Seleccionamos OK después de haber completado este paso.



30. Para visualizar la secuencia de aparición de rótulas seleccionamos “Display”/ “Show Deforme Shape”



31. Seleccionamos ok y mostrará la secuencia de aparición de rótulas.





# ANEXOS

---

## ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

---

Se adoptará un coeficiente de seguridad de 3, con el objeto de:

- Prevenir las variaciones naturales en la resistencia al corte del suelo.
- Preveer asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.
- Las incertidumbres implicadas en los métodos ó fórmulas a utilizarse para la determinación de la carga última de falla.

### Cálculo de Asentamientos

Aplicando el Método Elástico

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} \times L_f$$

Reemplazando valores se tiene:

$$S_{i \text{ centro}} = 4.42 \text{ cm}$$

$$S_{i \text{ medio}} = 3.85 \text{ cm.}$$

$$S_{i \text{ esquina}} = 2.21 \text{ cm.}$$

$$\text{Promedio } S_i = 3.49 \text{ cm.} < 1.5''$$

### Agresividad de los Suelos:

Según los resultados de los Análisis Químicos obtenidos, vemos que los suelos están dentro de los parámetros permisibles.

### Recomendaciones Adicionales.

El Tipo de Cimentación sugerida será la de ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS DE CIMENTACION (salvo mejor parecer del Ingeniero estructural) a una profundidad mínima de -2.00 mts.; para una edificación máxima de tres pisos.

### Normatividad

La normatividad usada en la realización de los diferentes ensayos físicos y mecánicos en la exploración de los suelos de fundación es la vigente, entre las que se pueden indicar:

- Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones

### h- SISMICIDAD Y GEOLOGIA

*Simón Homar Pereira*  
INGENIERO CIVIL  
CIR N° 15133

*Carlos D. ...*  
INGENIERO  
Reg. Dip. ...



*J. Simón*



teniendo en cuenta el perfil estratigráfico y el tipo de suelo que se hallan constituyendo.

### Cálculo y Análisis de la Capacidad Admisible de Carga

Luego de haber expuesto las principales características del subsuelo de cimentación en base al estudio de campo y a la interpretación de los resultados de laboratorio procedimos a desarrollar el cálculo de la presión de apoyo admisible del terreno de fundación.

Al no tener el diseño arquitectónico y estructural, hemos calculado la capacidad portante, tomando en cuenta los resultados del ensayo de Corte Directo realizados en la Universidad Nacional de Cajamarca y de los resultados de laboratorio realizado con cada una de las muestras de los estratos encontrados.  
(Ver Hoja de Cálculo y Cuadro de Resumen)

#### *Parámetros de Resistencia*

#### PARA SUELOS ARCILLOSOS LIMOSOS DEL TIPO CL.

Profundidad de Cimentación	:	- 2.00 mts.
Sección platea	:	2.00 mts.
Peso Unitario	:	1.820 gr./cm <sup>3</sup>
Clasificación SUCS.	:	CL (Arcillas limosas)
Angulo de Fricción Interna prom.	:	20°
Cohesión (C)	:	0.20 Kg/cm <sup>2</sup>

*[Handwritten Signature]*  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. N° 7319

#### *Factores de Capacidad de Carga*

N <sup>o</sup> c : coeficiente de cohesión	=	10.10
N <sup>o</sup> q : coeficiente de sobrecarga	=	3.20
N <sup>o</sup> α : coeficiente por peso de masa	=	1.80

*[Handwritten Signature]*  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. CIP. N°



De la observación de los Límites Líquidos se puede establecer que dentro de los niveles de cimentación estos se encuentran entre 26.30% y 34.00%

**Índice Plástico: (IP)**

Los índices plásticos del suelo del lugar están entre 11.51% y 18.50%; de lo cual se deduce que su grado de plasticidad corresponden a suelos de plasticidad media a alta.

**Índices de Compresión: (Cc)**

Con el objeto de tener una idea de las características de compresibilidad del subsuelo de la zona, se ha determinado en base al Límite Líquido, el índice de Compresión de los suelos (Cc), están entre 0.11 (baja) a 0.16 (Media); por lo que podemos afirmar que es factible que se presenten asentamientos diferenciales, por lo que se tendrá en cuenta las recomendaciones dadas en el presente informe.

**Proporción de Vacíos: (e)**

Se aprecia que en los niveles de cimentación de las calicatas no existen grandes diferencias entre las proporciones de vacíos de los suelos de la zona que es inferior a la unidad y cuyos valores se encuentran entre 0.58 y 0.64; concluyéndose que el subsuelo del lugar puede catalogarse como suelos flojos, por lo que se tendrá que tomar en cuenta las sugerencias dadas.

**Grado de Saturación: (ST%)**

En lo referente al grado de saturación del subsuelo de la zona, en la época en que se realizó el estudio, éstos se encontraban entre 42.00% y 58.09% lo cual indican que presentan un estado de humedad de húmedos a saturados.

**RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION**

**Tipo Propuesto de Cimentación**

Teniendo en consideración las características del suelo, propiedades físico mecánicas, perfiles estratigráficos, esfuerzos de trabajo y condiciones de la napa freática, se PROPONE que el tipo de cimentación mas apropiado sería mediante la construcción de ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS DE CIMENTACION (salvo mejor parecer del Ingeniero Estructural).

~~estructura~~ se cimenta sobre un terreno estable, por lo que esta ha sido determinada



SINDICATO DE INGENIEROS CIVILES  
INGENIERO CIVIL  
CIR N° 12129  
*Carlos D. A. ...*  
Carlos D. A. ...  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIR N° ...

Mezcla de arcillas y limos, de plasticidad media, de color marrón, Resistencia en estado seco: De media a alta, Dilatancia: De lenta a ninguna. Tenacidad: Media. Compresividad: Baja, Densidad Natural es de 1.81 gr/cm<sup>3</sup>.

**De -2.50 m. a -3.50 mts.: ARENAS ARCILLOSAS DEL TIPO: SC**

Mezcla de arenas y arcillas de color gris de baja plasticidad, Dilatancia: Ninguna. Tenacidad: Alta. Compresividad: Media, Densidad Natural es de 1.79gr/cm<sup>3</sup>. Presentan filtraciones a partir de -2.50 mts. Por la cercanía al río y a las lagunas de oxidación. Suelos Saturados.

**CALICATA C3:**

**De -0.00 m.(cota asumida a partir del terreno natural) a -0.30 mts.:** Material de préstamo (No se extrajo muestra)

**De -0.80 m. a -2.10 mts.:** ARCILLAS INORGÁNICAS DEL TIPO: CL

Mezcla de arcillas y limos, de plasticidad media, de color marrón, Resistencia en estado seco: De media a alta, Dilatancia: De lenta a ninguna. Tenacidad: Media. Compresividad: Baja, Densidad Natural es de 1.81 gr/cm<sup>3</sup>.

**De -2.50 m. a -3.50 mts.:** ARENAS ARCILLOSAS DEL TIPO: SC

Mezcla de arenas y arcillas de color gris de baja plasticidad, Dilatancia: Ninguna. Tenacidad: Alta. Compresividad: Media, Densidad Natural es de 1.79gr/cm<sup>3</sup>. Presentan filtraciones a partir de -2.10 mts. Por la cercanía al río y a las lagunas de oxidación. Suelos Saturados.

**e.- NIVEL FREÁTICO.**

Se debe indicar y enfatizar que en las calicatas a partir de -2.20 mts. (promedio) existen filtraciones laterales de agua, provenientes a la cercanía del Nivel Freático río y al canal de riego existente en la cabecera del terreno materia del presente estudio; por lo que hay que tener en cuenta las recomendaciones dadas en el presente informe.

*Simón*  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 24332

**f.- ANALISIS DE LA CIMENTACION**

De acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración de campo realizado en la zona, en base a las calicatas C1, C-2, y C3; luego de la interpretación de los resultados de los ensayos de Laboratorio, se ha confeccionado para este efecto el **Cuadro N° 1:**

**CUADRO DE RESUMEN DE RESULTADOS DE PARAMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DEDUCIDOS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN,** en base al cual se desarrolló los siguientes análisis.

**Límites Líquidos: (LL)**



*Carlos D. A.*  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N°

Los resultados de los ensayos de Mecánica de Suelos se encuentran en los Anexos y el Cuadro de Resumen de Resultados de los Parámetros Físicos y Mecánicos deducidos para el Diseño de la Cimentación.

Los ensayos realizados fueron:

**ENSAYOS ESTANDAR**

- Contenido Natural de Humedad	ASTM D 2216
- Análisis granulométrico por lavado	ASTM D 422
- Límites de Consistencia	ASTM D 4318
- Peso Específico	ASTM D 854
- Densidad Natural	ASTM D 4253
- Clasificación de suelos SUCS	ASTM D 2487

**1.- PERFIL DEL SUELO.**

**DESCRIPCION DEL SUBSUELO DE CIMENTACION**

De acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración de campos realizados en la zona, en base a las calicatas C1, C2 y C3 y luego de un exhaustivo estudio de los récords de las excavaciones, así como, de los resultados de los ensayos de Laboratorio, se puede establecer los siguientes Perfiles Estratigráficos:

**CALICATA C1 :**

**De -0.00 m.(cota asumida a partir del terreno natural) a -0.95 mts.: Material de préstamo (No se extrajo muestra)**

**De -0.95 m. a -2.50 mts.: ARCILLAS INORGANICAS DEL TIPO: **CL****

Mezcla de arcillas y limos, de plasticidad media, de color marrón, Resistencia en estado seco: De media a alta, Dilatancia: De lenta a ninguna. Tenacidad: Media. Compresividad: Baja, Densidad Natural es de 1.82 gr/cm<sup>3</sup>.

**De -2.50 m. a -3.50 mts.: ARENAS ARCILLOSAS DEL TIPO: SC**

Mezcla de arenas y arcillas de color gris de baja plasticidad, Dilatancia: Ninguna. Tenacidad: Alta. Compresividad: Media, Densidad Natural es de 1.78gr/cm<sup>3</sup>. Presentan filtraciones a partir de -2.20 mts. Por la cercanía al río y a las lagunas de oxidación. Suelos Saturados.

**CALICATA C2 :**

**De -0.00 m.(cota asumida a partir del terreno natural) a -1.20 mts.: Material de préstamo (No se extrajo muestra)**

**De -1.20 m. a -2.50 mts.: ARCILLAS INORGANICAS DEL TIPO: CL**



Carlo...  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N°...

*[Handwritten signature]*



---

# ANEXOS

---

## ESTUDIOS DE ESPECÍMENES DE CONCRETO

---

---



JOSE LEZAMA LEIVA

INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10208787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

001159

Jr. Huánuco N° 442

1106

Teléf. 365006 - Cel. 976625363 - 976666525

RFC Claro 993551722 - 993551713

Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

### CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL

**MATERIAL:** CONCRETO SIMPLE

**OBRA:** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA

**UBICACIÓN:** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.

**NORMA TECNICA:** A.S.T.M. C 39M-10

**SOLICITANTE:** CONSORCIO ATAHUALPA

ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura MN	Carga Rotura Kg	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Diametro cm	Resistencia Máxima kg./cm <sup>2</sup>	% obtenido
1	18/11/13	28/12/13	40	COLUMNETAS 3er PISO MODULO "C"	340.39	34710	175	15.20	191.28	109
2	23/11/13	28/12/13	35	VIGUETAS EN MUROS ESBELTOS 3er PISO MODULO "D"	411.55	41967	210	15.20	231.27	110
3	25/11/13	28/12/13	33	VIGAS DE CIMENTACION MODULO "E"	389.77	39746	210	15.20	219.03	104
4	26/11/13	28/12/13	32	DINTELES 3er PISO MODULO "D"	405.69	41369	210	15.10	231.01	110
5	28/11/13	28/12/13	30	LOSA DE PUENTE PEATONAL	395.20	40299	210	15.00	228.05	109
6	30/11/13	28/12/13	28	COLUMNAS ADMINISTRACION SECTOR "E"	388.69	39635	210	15.20	218.43	104

**OBSERVACIONES:** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Residente de Obra y del Ing° Johnny López Chacón - Supervisor de Obra.

El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 28 de Diciembre del 2013

*Jose L. Lezama Leiva*  
 José L. Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.P. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA**  
 REG. C.I.P. Nº 14061 - RUC 1026678711  
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

Jr. Huánuco Nº 442  
 Telef. 365006 - Cel. 976625363 - 976666525  
 RPC Claro 993551722 - 993551713  
 Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

**CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL**

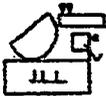
**MATERIAL :** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA :** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACIÓN :** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA :** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE :** CONSORCIO ATAHUALPA

ENSAYO Nº	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura MN	Carga Rotura Kg	fc kg/cm2	Diametro cm	Resistencia Máxima kg./cm2	% obtenido
1	04/01/14	21/03/14	76	LOSA DE TECHO DE CISTERNA	445.63	45442	210	15.20	250.42	119
2	18/02/14	21/03/14	31	LOSA DE PATIO DE MANIOBRAS	418.89	42715	210	15.00	241.72	115
3	20/02/14	21/03/14	29	LOSA DE PATIO DE MANIOBRAS	400.81	40871	210	15.20	225.24	107
4	26/02/14	21/03/14	23	LOSA LLENA MESONES PUESTO DE VENTAS MODULO "A" (PATIO CENTRAL)	388.89	39656	210	15.10	221.44	105

**OBSERVACIONES :** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Residente de Obra y del Ing° Jimmy López Chacón - Supervisor de Obra.  
 El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 21 de Marzo del 2014

José L. Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.P. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.L.P. N° 14061 - RUC 10286787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

J. Huancayo N° 442

Teléfono: 365096 - Cel. 976025363 - 976666325

RFC Chao 993551722 - 993551713

Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

## CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL

**MATERIAL:** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA:** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACIÓN:** DISTRITO: LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA:** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE:** CONSORCIO ATAHUALPA

ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura MN	Carga Rotura Kg	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro cm	Resistencia Máxima kg./cm <sup>2</sup>	% obtenido
1	05/10/13	22/11/13	48	LOSA EN ESCALERA 1° Y 2° TRAMO MODULO "C"	422.03	43035	210	15.00	243.53	116
2	07/10/13	22/11/13	46	VIGUETAS EN MUROS ESBELTOS 1er PISO MODULOS "C" y "D"	410.10	41819	210	15.20	230.46	110
3	16/10/13	22/11/13	37	LOSA EN ESCALERA 3° y 4° TRAMO MODULO "C"	404.30	41227	210	15.10	230.22	110
4	24/10/13	22/11/13	29	COLUMNETAS 3er PISO MODULO "A" y "B"	336.24	34287	175	15.20	188.95	108

**OBSERVACIONES:** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huayña Vigo - Residente de Obra y del Ing° Jonny López Chacón - Supervisor de Obra.  
 El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 22 de Noviembre del 2013

  
 José Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.F. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA**  
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711  
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

Jr. Hérolesco N° 442  
 Telef. 365096 - Cel. 976625363 - 97666525  
 RPC Claro 993551722 - 993551713  
 Cajamarca

**ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS**

**CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL**

**MATERIAL :** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA :** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACIÓN :** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA :** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE :** CONSORCIO ATAHUALPA

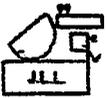
ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura kN	Carga Rotura Kg	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro cm	Resistencia Máxima kg./cm <sup>2</sup>	% obtenido
1	24/09/13	30/10/13	36	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 2do PISO MODULO "D"	415.63	42383	210	15.20	233.57	111
2	26/09/13	30/10/13	34	COLUMNAS Y PLACA 3er PISO MODULO "D"	425.68	43407	210	15.10	242.39	115
3	27/09/13	30/10/13	33	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 3er PISO MODULO "B"	411.32	41943	210	15.20	231.14	110
4	28/09/13	30/10/13	32	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 3er PISO MODULO "C"	398.75	40661	210	15.00	230.10	110
5	30/09/13	30/10/13	30	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 3er PISO MODULO "D"	405.66	41366	210	15.20	227.96	109
6	30/09/13	30/10/13	30	LOSA EN ESCALERA 3° Y 4° TRAMO ESCALERA INTERIOR MODULO "A"	419.87	42815	210	15.10	239.08	114

**OBSERVACIONES :** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Residente de Obra y del Ing° Jhony López Chacón - Supervisor de Obra.

El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 30 de Octubre del 2013

José L. Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.P. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA**  
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 1026670711  
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

Jr. Hualuco N° 442  
 Telef. 305096 - Cel. 978825363 - 978668525  
 RPC Claro 983551722 - 983551713  
 Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

**CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL**

**MATERIAL :** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA :** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACION :** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA :** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE :** CONSORCIO ATAHUALPA

ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura kN	Carga Rotura Kg	Fc kg/cm2	Diametro cm	Resistencia Mínima kg/cm2	% obtenido
1	02/09/13	30/09/13	28	COLUMNAS 2do PISO SECTOR C y D	458.98	46803	210	15.20	257.93	123
2	04/09/13	30/09/13	26	COLUMNAS 3er PISO SECTOR A	455.16	46414	210	15.20	255.78	122
3	06/09/13	30/09/13	24	COLUMNAS 3er PISO SECTOR A	441.23	44993	210	15.20	247.95	118
4	11/09/13	30/09/13	19	COLUMNAS 3er PISO SECTOR A	405.50	41350	210	15.20	227.87	109
5	13/09/13	30/09/13	17	COLUMNAS 3er PISO SECTOR D	398.80	40666	210	15.20	224.11	107
6	16/09/13	30/09/13	14	COLUMNAS 2° PISO SECTOR D	388.17	39582	210	15.20	218.13	104
7	17/09/13	30/09/13	13	PLACA 2° PISO SECTOR C	384.12	39169	210	15.20	215.86	103
8	19/09/13	30/09/13	11	COLUMNAS 2° PISO SECTOR D	377.10	38454	210	15.20	211.91	101
9	19/09/13	30/09/13	11	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 2do PISO SECTOR C	360.15	36725	110	15.20	202.39	96
10	20/09/13	30/09/13	10	COLUMNAS 3er PISO SECTOR B	354.42	36141	210	15.20	199.17	95
11	21/09/13	30/09/13	9	COLUMNAS 3er PISO SECTOR C	350.26	35717	210	15.20	196.83	94
12	23/09/13	30/09/13	7	LOSA ALIGERADA Y VIGAS 3er PISO SECTOR A	324.33	33073	210	15.20	182.26	87

**OBSERVACIONES :** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Residente de Obra y del Ing° Jhony López Chacón - Supervisor de Obra.  
 El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 30 de Septiembre del 2013

José L. Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. C.I.P. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA**  
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711  
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

Jr. Huánuco N° 442  
 Telef. 365096 - Cel. 976625363 - 976666525  
 RPC Claro 993551722 - 893551713  
 Cajamarca

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

**CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAxIAL**

**MATERIAL :** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA :** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACIÓN :** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA :** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE :** CONSORCIO ATANKUALPA

ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura kN	Carga Rotura Kg	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Díametro cm	Resistencia Máxima kg./cm <sup>2</sup>	% obtenido
1	15/08/13	22/08/13	7	LOSA DE TECHO MODULO C	336.10	34273	210	15.20	188.87	90
2	15/08/13	22/08/13	7	LOSA DE TECHO MODULO C	333.90	34048	210	15.20	187.64	89

**OBSERVACIONES :** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Residente de Obra y del Ing° Jency López Chacón - Supervisor de Obra.  
 El Consultor no ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 22 de Agosto del 2013

José L. Lezama Leiva  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP. 14061



**JOSE LEZAMA LEIVA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA**  
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 1026678711  
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

Jr. Holmco N° 442  
 Telef. 365086 - Cel. 976625363 - 97666552  
 RPC Claro 993551722 - 993551713  
 Cajamarca

**ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS**

**CERTIFICADO DE ENSAYOS A COMPRESION UNIAXIAL**

**MATERIAL :** CONCRETO SIMPLE  
**OBRA :** CONSTRUCCION DEL MERCADO DE ABASTOS DE LOS BAÑOS DEL INCA, DISTRITO DE LOS BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA  
**UBICACIÓN :** DISTRITO : LOS BAÑOS DEL INCA. PROVINCIA: CAJAMARCA. REGION: CAJAMARCA.  
**NORMA TECNICA :** A.S.T.M. C 39M-10  
**SOLICITANTE :** CONSORCIO ATAHUALPA

ENSAYO N°	Fecha Fabricación	Fecha de Ensayo	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura tN	Carga Rotura Kg	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro cm	Resistencia Máxima kg/cm <sup>2</sup>	% obtención
1	10/05/13	10/06/13	31	VIGA DE CIMENTACION SECTOR A	553.28	56419	210	15.30	306.67	146
2	15/05/13	10/06/13	26	VIGA DE CIMENTACION SECTOR A	375.80	38321	210	15.20	211.18	101
3	22/05/13	10/06/13	19	VIGA DE CIMENTACION SECTOR C	384.53	39211	210	15.20	216.09	103
4	29/05/13	10/06/13	12	COLUMNA SECTOR A	347.77	35463	210	15.20	195.43	93
5	29/05/13	10/06/13	12	COLUMNA SECTOR B	338.25	34492	210	15.20	190.08	91
6	29/05/13	10/06/13	12	VIGA DE CIMENTACION SECTOR D	370.88	37819	210	15.20	208.42	99
7	29/05/13	10/06/13	12	VIGA DE CIMENTACION SECTOR D	367.81	37506	210	15.20	206.69	98

**OBSERVACIONES :** Los especímenes de concreto han sido alcanzados e identificados por un representante del Consorcio solicitante y ensayados en presencia del Ing° Segundo Huaylla Vigo - Responsable de Obra y del Ing° Jesus López Chacón - Supervisor de Obra.  
 El Consultor se ha intervenido en la elaboración y muestreo de los especímenes de concreto en obra; por tanto solo se responsabiliza por los ensayos a compresión realizados con los especímenes en el Laboratorio.

Cajamarca, 10 de Junio del 2013

**Jose L. Lezama Leiva**  
**INGENIERO CIVIL**  
**REG. C.I.P. 14061**



---

## ANEXOS

---

## PLANOS

---