

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA,
UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).”**

PRESENTADO POR:

NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES
SERGIO ANTONIO OSORIO RODRÍGUEZ
EDGARDO ARTURO VARGAS

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DE 2006.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ

SECRETARIA GENERAL :

LICDA. ALICIA MARGARITA RIVAS DE RECINOS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUÍS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación Previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA
BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).”**

Presentado por :

NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES

SERGIO ANTONIO OSORIO RODRÍGUEZ

EDGARDO ARTURO VARGAS

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

PH.D.-ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

MSC. - ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

San Salvador, Enero de 2006.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

PH.D.-ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

MSC. - ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

AGRADECIMIENTOS.

Son muchas las personas que han colaborado en la realización de este trabajo de graduación, es por ello que de manera especial queremos hacer públicos nuestros agradecimientos:

A DIOS: Por iluminar nuestro camino en la realización de este proyecto, por no desampararnos en los momentos más difíciles por los cuales tuvimos que pasar. Gracias señor por la oportunidad que nos has dado de alcanzar nuestra meta, pero sobre todo, gracias por darnos la vida y mantener firme nuestra fe.

AL ING. MARIO NIETO LOVO: Quizá el tiempo no sea suficiente para agradecerle todo lo que ha hecho por nosotros, su amistad y apoyo han sido fuente de ánimos, esperanza, y sobre todo, motivo para seguir adelante. Sus consejos y forma de ver la realidad, serán siempre un gran regalo para nosotros. Gracias por ser nuestro amigo incondicional.

A NUESTROS DOCENTES DIRECTORES: Gracias por ayudarnos a llegar al final de este trabajo de graduación, por darnos sus conocimientos sin ningún pretexto, y por estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento.

AL Dr. MANUEL LÓPEZ MENJÍVAR: Por ser el mejor ejemplo a seguir, por ser un profesional que siempre quiere regalar sus conocimientos. Por enseñarnos y guiarnos en este trabajo de graduación, por ser un amigo y maestro, con dedicación ejemplar. Gracias Doctor por impulsarnos en este proyecto.

AL PERSONAL DOCENTE DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL: Gracias por enseñarnos todo lo básico sobre nuestra carrera, por ser los mejores maestros, por mostrarnos el camino a seguir.

DEDICATORIA.

A DIOS: Por darme la vida y oportunidad de luchar para alcanzar mis metas, iluminando mí camino en cada instante.

A MIS PADRES: Nicolás Guevara y Fidelina Morales, por darme su apoyo incondicional en todos los momentos difíciles de mi vida, por darme su amor, que ha sido el mejor alimento para alcanzar mis metas, por ser mis amigos y darme ánimos de seguir adelante. Gracias por ser el mejor ejemplo de padres.

A MIS HERMANOS: Jorge Ángel Guevara, Dina Arely Guevara, Álvaro Guevara y Kaleb Guevara, por apoyarme emocionalmente, por impulsarme a seguir el camino que un día decidí recorrer, por enseñarme que soy capaz de lograr lo que quiero en esta vida.

A JORGE ÁNGEL GUEVARA: Mi hermano mayor, que siempre ha estado conmigo enseñándome el camino a seguir y la forma de superar cada problema, gracias por apoyarme en todas las etapas difíciles de mi carrera, por estar ahí cuando te necesitaba. Gracias por ser más que un hermano, gracias por ser mi amigo.

A ROSMERY: Por todo el apoyo, cariño y comprensión que me ha brindado en la lucha por alcanzar mi sueño de ser ingeniero civil, gracias por llenarme de esperanza, por enseñarme a tener fe y mirar siempre hacia delante con el mayor optimismo.

A MI ABUELITA: Gracias abuelita, por darme tu apoyo incondicional, por darme aliento y enseñarme a ser fuerte. Por enseñarme lo importante que es tener fe.

A MIS AMIGOS: Por ayudarme cuando los necesitaba, y por compartir conmigo todo lo bueno y malo en la vida universitaria.

DE MANERA MUY ESPECIAL A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Gracias por ser mis amigos incondicionales, por soportar mis inquietudes y bromas. Edgardo Vargas Y Sergio Antonio, les agradezco de todo corazón por ser parte de este proyecto, que de no ser por ustedes, no hubiera salido adelante.

NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES.

DEDICATORIA.

A DIOS TODOPODEROSO: por darme la vida, fuerza y entereza necesaria para culminar una de mis metas Gracias Señor por estar siempre cuando te he necesitado y haberme iluminado.

A MIS PADRES: Antonio Osorio y Maribel Rodríguez por su apoyo, sus consejos, su cariño, su sacrificio, su amor y especialmente por estar ahí en los momentos mas difíciles y darme ánimos para continuar y no desfallecer en ningún momento. Gracias por todo, los amo.

A MIS HERMANOS: Guillermo y Karlita por el apoyo que me brindaron a cada momento, ustedes han sido uno de mis incentivos para llegar a esta meta.

A MIS ABUELOS: Antonio Argueta (Q.D.D.G), María B. Osorio, José A. Rodríguez, y María E. Gámez (Q.D.D.G.) por brindarme todo su apoyo y cariño.

A MI FAMILIA: Por el apoyo que me han dado en más de algún momento mil gracias por su ayuda y colaboración.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS: Nicolás y Edgardo por brindarme su amistad y apoyo en la elaboración de esta investigación y hacer posible la culminación de una de nuestras metas, sin su ayuda esto no hubiera sido posible.

A MIS AMIGOS: A los que de una u otra forma me ayudaron en la culminación de mi carrera y que además me brindaron su apoyo y consejos en los momentos adecuados.

SERGIO ANTONIO OSORIO RODRÍGUEZ.

DEDICATORIA.

A DIOS TODOPODEROSO: Por su ayuda Divina y por nunca permitir que me rindiera ante los problemas, y darme fuerzas para poder culminar mis metas.

A MI MADRE: Marta Vargas, quien con su irreclinable cariño y brillante ejemplo de superación, a iluminado el sendero de mi existencia.

A MI ABUELA: Adela Vargas, por la ayuda y el apoyo que en todos los aspectos me a brindado.

A MI TIO: Erick Cabrera (Q.E.P.D.), por la ayuda y ejemplo de superación así como por ser mi modelo de una persona justa y recta.

A MI TIA: Margarita de Cabrera, por la ayuda y apoyo, así como por los consejos que me ha dado.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE TESIS: Y a todas aquellas personas que directa o indirectamente contribuyeron al logro de una de mis metas.

EDGARDO ARTURO VARGAS.

RESUMEN.

El análisis estático no lineal pushover, es una técnica que está siendo aceptada a nivel mundial para conocer el comportamiento no lineal de edificios, ya que es una técnica que incorpora directamente las características no lineales de los materiales y que al utilizarse en combinación con la metodología de niveles de desempeño, que considera el comportamiento de una estructura para diferentes intensidades sísmicas, forman una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de edificios sometidos a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades.

El presente trabajo de graduación se ha desarrollado en seis etapas, un preámbulo y cinco capítulos. La primera etapa corresponde al preámbulo que trata las generalidades del trabajo de investigación, en el cual se plantean objetivos, alcances, limitaciones y la justificación por la cual se ha llevado a cabo este trabajo de investigación.

La parte inicial del primer capítulo presenta las generalidades sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones; los diferentes métodos que pueden ser aplicados, las diferentes clasificaciones de vulnerabilidad, la forma de cuantificarla y además, se menciona de forma general, el daño sísmico en estructuras; la segunda parte presenta un marco teórico sobre los diferentes métodos estáticos o dinámicos que existen para conocer la respuesta estructural de un edificio, ya sea para el rango lineal o no lineal.

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico extendido sobre el análisis estático no lineal pushover, que detalla todos los parámetros que deben ser definidos claramente para conocer con mayor exactitud, el comportamiento no lineal de la estructura evaluada. También se presenta el marco teórico correspondiente a la evaluación estructural por niveles de desempeño, y al final del capítulo, se desarrolla la metodología de evaluación que más adelante se aplicaría para conocer el comportamiento del edificio en estudio.

El tercer capítulo corresponde a la aplicación de la técnica de pushover, primero se presenta una descripción técnica del edificio analizado, a continuación la calibración de los modelos en los programas de análisis estructural SAP2000 y SeismoStruct, la cual se llevó a cabo con un análisis modal. Se definieron los dos patrones de carga a utilizar y los parámetros de alarma para conocer la secuencia de daños en los elementos.

En el cuarto capítulo se muestra la evaluación estructural de elementos por niveles de desempeño sísmico. Primero se realiza un ejemplo del análisis de los resultados de la técnica del pushover, este ejemplo se desarrolla para la dirección x positiva. También se presentan esquemas en planta y elevación, en los cuales se detallan los elementos con capacidades excedidas. Al final se presenta el análisis general de los resultados, en el cual se menciona el comportamiento del edificio sometido a excitaciones sísmicas.

Se finaliza con el quinto capítulo que corresponde a las conclusiones y recomendaciones obtenidas a través del desarrollo del trabajo de investigación.

Para tener una mejor visualización del comportamiento de los elementos estructurales, se presenta una sección de anexos, en donde se muestra el proceso de evaluación paso a paso de los marcos estructurales denominados: 3-x y 6-y, para los estados límites de colapso, daño severo y daño limitado.

ÍNDICE.

PREÁMBULO.....	1
1. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	11
1.1 Introducción.	11
1.2 Vulnerabilidad sísmica.	12
1.2.1 Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.....	13
1.2.1.1 Vulnerabilidad sísmica estructural.....	13
1.2.1.2 Vulnerabilidad sísmica no estructural.....	15
1.2.1.3 Vulnerabilidad sísmica funcional.	16
1.2.2 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	18
1.2.2.1 Técnicas directas.....	18
1.2.2.2 Técnicas indirectas.....	21
1.2.2.3 Técnicas convencionales.....	22
1.2.2.4 Técnicas híbridas.	23
1.2.3 Cuantificación de la vulnerabilidad.	23
1.2.3.1 Técnicas relativas.....	24
1.2.3.2 Técnicas Absolutas.	25
1.2.4 Daño sísmico.....	31
1.2.4.1 Tipos de daños.	32

1.2.4.2 Clasificación de los indicadores de daño.....	33
1.2.4.3 Representación del daño.....	34
1.2.4.4 Estados discretos de daño.....	35
1.3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	38
1.3.1 Procedimientos lineales.....	38
1.3.1.1 Análisis estático lineal.....	39
1.3.1.2 Método de superposición modal.....	43
1.3.1.3 Análisis dinámico lineal.....	48
1.3.2 Procedimientos no lineales.....	50
1.3.2.1 Análisis estático no lineal.....	51
1.3.2.2 Análisis dinámico no lineal.....	65
1.4 Modelación de la no Linealidad de los Materiales.....	66
1.4.1 Modelo de plasticidad concentrada.....	67
1.4.2 Modelo de plasticidad por fibras.....	70
2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.....	76
2.1 Introducción.....	76
2.2 Definición del análisis estático no lineal “Pushover”.....	77
2.2.1 La Técnica de Pushover tradicional.....	78
2.2.1.1 Patrón de cargas laterales.....	81
2.2.1.2 Curva de capacidad.....	82

2.2.1.3 Desplazamiento esperado.....	83
2.2.2 Técnica del Pushover usando modelos espaciales.....	84
2.2.2.1 Análisis plano.....	85
2.2.2.2 Modelo de cálculo.....	87
2.2.3 Demanda sísmica.....	89
2.2.3.1 Sistema equivalente de un grado de libertad.....	91
2.2.3.2 Modelo bilineal de la curva de capacidad.....	92
2.2.3.3 Desplazamiento esperado para el sistema equivalente de un GL.....	95
2.2.3.4 Desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad.....	96
2.2.4 Modelos de plasticidad.....	98
2.2.5 Criterios de regularidad estructural.....	100
2.2.5.1 Criterios de regularidad en planta.....	101
2.2.5.2 Criterios de regularidad en elevación.....	102
2.2.6 Evolución de la técnica del pushover.....	103
2.3 Comportamiento del concreto reforzado ante excitaciones sísmicas.....	107
2.3.1 Propiedades mecánicas del concreto reforzado.....	108
2.3.1.1 Concreto simple (Concreto sin Confinamiento).....	109
2.3.1.2 Relación esfuerzo-deformación del acero.....	111
2.3.1.3 Concreto reforzado (concreto confinado).....	113
2.3.2 Comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas.....	115
2.3.2.1 Explicación del comportamiento histórico de forma física.....	116
2.3.2.2 Modelos analíticos del comportamiento histerético.....	120

2.3.2.3 Modelos propuestos por la FEMA.....	129
2.4 Niveles de desempeño.....	132
2.4.1 Clasificaciones del nivel de desempeño.	133
2.4.1.1 Propuesta ATC-40 y FEMA-356.....	133
2.4.1.2 Propuesta Código Italiano.....	140
2.4.2 Desempeño esperado de la edificación.....	141
2.4.2.1 Propuesta del ATC-40.....	142
2.4.2.2 Propuesta FEMA-356.....	145
2.4.2.3 Propuesta del Código Italiano.....	146
2.5 Metodología de Evaluación.....	147
2.5.1 Descripción del edificio en estudio.....	148
2.5.2 Definición de estados límites.....	149
2.5.3 Patrón de cargas y masas a utilizar.....	156
2.5.3.1 Carga inicial.....	157
2.5.3.2 Patrón de cargas laterales.....	158
2.5.4 Definición de mecanismos de falla.....	160
2.5.5 Calidad de materiales y secciones efectivas a modelar.....	164
2.5.6 Modelación.....	164
2.5.6.1 Descripción de programas.....	165
2.5.6.2 Tipos de análisis.....	165
2.5.7 Evaluación estructural.....	167

3. APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE PUSHOVER.....	179
3.1 Introducción.	179
3.2 Descripción técnica del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura.....	180
3.3 Calibración de modelos lineales.....	187
3.3.1 Modelo estructural en SAP2000.	188
3.3.1.1 Análisis modal.....	191
3.3.2 Modelo estructural en SeismoStruct.	192
3.3.2.1 Cálculo del factor de confinamiento efectivo.	193
3.3.2.2 Modelación del diafragma rígido.....	201
3.3.2.3 Análisis modal.	209
3.3.3 Confrontación de modelos y resultados.....	211
3.4 Análisis de pushover.	215
3.4.1 Dirección de la aplicación de cargas.....	216
3.4.1.1 Ecuación de giro de los ejes para aplicación de cargas inclinadas.	217
3.4.2 Distribución de cargas y cálculo del cortante basal.	220
3.4.2.1 Distribución de Fuerzas en base al porcentaje de masa de cada nivel.....	224
3.4.2.2 Distribución Modal.	227
3.4.3 Criterios de alerta de daños.....	231

4. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS POR DESEMPEÑO	
SÍSMICO.....	238
4.1 Introducción.	238
4.2 Análisis de pushover en la dirección x positiva.	239
4.2.1 Estado límite de colapso.	239
4.2.2 Estado límite de daño severo.	246
4.2.3 Estado límite de daño limitado.	247
4.3 Evaluación de la capacidad estructural por desempeño sísmico.....	251
4.4 Comportamiento del edificio según los niveles de desempeño.	265
4.4.1 Estado límite de colapso.	266
4.4.2 Estado límite de daño severo.	269
4.4.3 Estado límite de daño limitado.	271
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	274
5.1 Conclusiones.	274
5.1.1 Espectro de respuesta elástico.....	274
5.1.2 Comportamiento estructural por niveles de desempeño.	276
5.1.3 Acero de refuerzo y secciones de elementos estructurales.	280
5.1.4 Curva de capacidad.	281
5.1.5 Configuración geométrica.....	281
5.1.6 Análisis estático no lineal pushover.....	282

5.2 Recomendaciones.	282
REFERENCIAS.	285
ANEXOS.	290

ÍNDICE DE FIGURAS.**CAPITULO I**

Figura 1. 1	Gráfica de funciones de vulnerabilidad. Tomado de Bonett Díaz, 2003.	29
Figura 1. 2	Ejemplo de curvas de fragilidad. Tomado de Bonett Díaz, 2003.	30
Figura 1. 3	Diagrama equivalente de un grado de libertad.....	41
Figura 1. 4	Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad.	50
Figura 1. 5	Curva de capacidad.	52
Figura 1. 6	Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad.	52
Figura 1. 7	Espectro de Capacidad.	56
Figura 1. 8	Espectro de demanda sísmica.....	58
Figura 1. 9	Espectro de capacidad-demanda. Tomado de SSCS, 1996.....	60
Figura 1. 10	Representación bilineal de la curva de capacidad.	63
Figura 1. 11	Diagrama momento curvatura.	67
Figura 1. 12	Modelo de plasticidad concentrada.	69
Figura 1. 13	Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.....	72
Figura 1. 14	Modelo de miembro estructural con secciones de Gauss.	73
Figura 1. 15	Modelo de ejes de referencias.....	73
Figura 1. 16	Aplicación del modelado por fibras.....	75

CAPITULO II

Figura 2. 1	Esquema de la Técnica del Pushover.	79
Figura 2. 2	Curva de Capacidad.....	83

Figura 2. 3	Esquema de cálculo de la curva de capacidad resistente.....	85
Figura 2. 4	Esquema de cálculo de un pushover plano.....	86
Figura 2. 5	Notación de los ejes de coordenadas de piso.....	88
Figura 2. 6	Espectro de respuesta elástico [CEN, 2002].....	90
Figura 2. 7	Modelo bilineal de la curva de capacidad.	94
Figura 2. 8	Espectro de respuesta elástico en formato ADRS.	97
Figura 2. 9	Modelos de plasticidad. Tomado de Aguiar Falconi, 2002.....	98
Figura 2. 10	Criterios de regularidad para edificios.....	103
Figura 2. 11	Curvas de resistencias del concreto simple.	110
Figura 2. 12	Curvas esfuerzos-deformación para el concreto simple.....	111
Figura 2. 13	Curva esfuerzo-deformación del acero.....	112
Figura 2. 14	Curva esfuerzo-deformación del acero bajo cargas cíclicas.....	112
Figura 2. 15	Curva esfuerzo-deformación del C/R con diferente confinamiento.....	114
Figura 2. 16	Curva esfuerzo deformación del C/R bajo cargas cíclicas dinámicas.....	116
Figura 2. 17	Fase de carga inicial para una sección de concreto reforzado.....	117
Figura 2. 18	Fase de descarga de la sección de concreto reforzado.....	118
Figura 2. 19	Fase de recarga de sección de concreto reforzado.....	118
Figura 2. 20	Modelo histerético elastoplástico.	122
Figura 2. 21	Modelo histerético de Clough.....	124
Figura 2. 22	Modelo histerético de Takeda.....	126
Figura 2. 23	Modelo histerético variante de Takeda.....	126
Figura 2. 24	Modelo histerético Q-Hyst.	127

Figura 2. 25 Modelo histerético de Roufaiel y Meyer.	129
Figura 2. 26 Modelo de reducción de rigidez.	130
Figura 2. 27 Modelo de degradación de rigidez máxima.....	131
Figura 2. 28 Modelo elástico no lineal.....	132
Figura 2. 29 Espectros de respuesta elástico para los diferentes estados límites.....	153
Figura 2. 30 Espectro elástico definido por la NTDS.	154
Figura 2. 31 Mecanismos de falla por transmisión de momentos.....	161
Figura 2. 32 Direcciones de aplicación de carga monotónica creciente.	166
Figura 2. 33 Compatibilidad de deformaciones.....	173
Figura 2. 34 Diagrama de evaluación del nudo.....	177

CAPITULO III

Figura 3. 1 Fachada principal de la Biblioteca de la FIA.....	180
Figura 3. 2 Fachada lateral de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura.	181
Figura 3. 3 Ubicación de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura.....	181
Figura 3. 4 Planta de Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura.	182
Figura 3. 5 Disposición del sistema de losa.	183
Figura 3. 6 Sección típica de viga principal.	184
Figura 3. 7 Disposición en planta de vigas secundarias.....	185
Figura 3. 8 Sección típica de columna.....	185
Figura 3. 9 Disposición de columnas en planta.....	187
Figura 3. 10 Modelo estructural 3D en SAP2000 (Vista Frontal).	191

Figura 3. 11 Modelo estructural 3D en SAP2000 (Vista Lateral).....	191
Figura 3. 12 Deformada modal para el primer modo de vibración.....	192
Figura 3. 13 Sección transversal de la columna 1.....	194
Figura 3. 14 Nomograma “Relaciones de esfuerzos de confinamiento efectivo”.....	198
Figura 3. 15 Modelo de diafragma con tensores de rigidez equivalente.....	202
Figura 3. 16 Componentes de fuerzas en los tensores.	207
Figura 3. 17 Componentes de deformación en los tensores.....	207
Figura 3. 18 Modelo estructural en SeismoStruct.....	209
Figura 3. 19 Modelo estructural con masas en SeismoStruct.	210
Figura 3. 20 Deformada modal para el primer modo de vibración en SeismoStruct.....	211
Figura 3. 21 Comparación de deformadas modal.	214
Figura 3. 22 Primer sistema de referencia.....	216
Figura 3. 23 Segundo sistema de referencia.....	217
Figura 3. 24 Diagrama para la rotación de los ejes.	218
Figura 3. 25 Diagrama de la distribución de las fuerzas en cada nivel.....	225
Figura 3. 26 Curva esfuerzo-deformación de una sección de concreto reforzado.....	235
Figura 3. 27 Curva de Capacidad.....	236

CAPITULO IV

Figura 4. 1 Curva de Capacidad de MDOF.....	240
Figura 4. 2 Curva de capacidad SDOF.....	242
Figura 4. 3 Comparación de MDOF versus SDOF.	243

Figura 4. 4	Modelo bilineal de la curva de capacidad.	244
Figura 4. 5	Espectro de capacidad.	245
Figura 4. 6	Establecimiento del punto de desempeño E.L. de CO.	246
Figura 4. 7	Establecimiento del punto de desempeño E.L. de DS.	247
Figura 4. 8	Curva de capacidad de MDOF de E.L. de DL.	248
Figura 4. 9	Curva de Capacidad SDOF.	249
Figura 4. 10	Modelo bilineal de la curva de capacidad de E.L. de DL.	249
Figura 4. 11	Punto de desempeño E.L. de DL.	251
Figura 4. 12	Niveles de desempeño en la curva de capacidad.	254
Figura 4. 13	Representación de elementos dañados E.L. de CO.	257
Figura 4. 14	Representación de elementos dañados E.L. de DS.	259
Figura 4. 15	Representación de elementos dañados para E.L. de DL.	261

CAPITULO V

Figura 5. 1	Representación gráfica de niveles de desempeño.	275
-------------	--	-----

ÍNDICE DE TABLAS.**CAPITULO I**

Tabla 1. 1 Forma general de las matrices de probabilidad de daño.	27
Tabla 1. 2 Valores del factor modificador C_o	62
Tabla 1. 3 Valores del factor modificador C_2	64

CAPITULO II

Tabla 2. 1 Regularidad estructural y modelos a utilizar.....	101
Tabla 2. 2 Niveles de desempeño de la edificación.	138
Tabla 2. 3 Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.....	144

CAPITULO III

Tabla 3. 1 Cuadro de clasificación de vigas secundarias.	184
Tabla 3. 2 Cuadro de clasificación de columnas.....	186
Tabla 3. 3 Secciones utilizadas de vigas.	189
Tabla 3. 4 Períodos de vibración en SAP2000.....	191
Tabla 3. 5 Resumen de resultados para las diferentes secciones.	200
Tabla 3. 6 Periodos de vibración en SeismoStruct.....	210
Tabla 3. 7 Comparación de períodos de vibración.....	212
Tabla 3. 8 Distribución de la fuerza según la masa del edificio.	224
Tabla 3. 9 Porcentaje de masa del nivel 3.....	226
Tabla 3. 10 Fuerza distribuida en los nudos.....	227

Tabla 3. 11 Desplazamiento en los ejes “X”, “Y” y “Z”.....	228
Tabla 3. 12 Porcentaje del desplazamiento.....	229
Tabla 3. 13 Distribución modal en altura para el Eje “X”.....	229
Tabla 3. 14 Distribución modal en altura para el Eje “Y”.....	229
Tabla 3. 15 Distribución Modal en Planta.	230

CAPITULO IV

Tabla 4. 1 Factor de participación modal.....	241
Tabla 4. 2 Evaluación de nudos del primer nivel.....	265

PREÁMBULO

La filosofía de diseño sísmico tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos, y para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal pushover (Análisis de colapso), el cual será aplicado al edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando diferentes niveles de desempeño sísmico. Además de presentar la metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, también se presentan los lineamientos del análisis estático no lineal que se utilizarán para la evaluación del edificio en estudio, que se encuentran propuestos por El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA-356 y 440), por El Código Europeo “Eurocódigo 8” y otros.

El análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis estático lineal y el análisis no lineal dinámico. La base de este análisis es la definición de la no linealidad de los materiales constituyentes de la estructura.

El análisis de pushover no cuenta con una extensa base teórica; está basado en la asunción que los múltiples grados de vibración de una estructura están directamente relacionados a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. Es un método simple y eficiente para estudiar la capacidad resistencia-deformación de una estructura, bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. El análisis se realiza manteniendo las cargas gravitacionales constantes y aplicando a la estructura un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica. Luego de tener la fuerza concentrada en cada nivel, ésta se distribuye en planta para cada nudo principal, proporcional a su masa tributaria.

Para realizar este análisis, se incorpora directamente la respuesta inelástica del material. La estructura se empuja hacia un desplazamiento esperado (o hasta el colapso) que se obtiene a través de los códigos de diseño de cada país, y que representa el desplazamiento máximo probable que la estructura experimentará bajo una demanda sísmica, obteniendo así las deformaciones y las fuerzas internas de la estructura. Cada iteración en el aumento de la carga lateral define el par ordenado fuerza lateral – desplazamiento. Con todas las iteraciones realizadas se grafica cada par ordenado para obtener la curva de capacidad o curva de pushover, la cual muestra como varía la rigidez de la estructura bajo la aplicación de cargas incrementales. La secuencia del agrietamiento, rótulas plásticas y fallas de los componentes estructurales, se puede observar durante todo el procedimiento, hasta que el desplazamiento máximo esperado es excedido o hasta que la estructura colapsa.

Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal se auxiliará de programas asistidos por computadora. Para realizar el análisis estático no lineal del edificio en estudio, se hará uso del programa de análisis y diseño estructural SAP2000 en su versión no lineal, y también se utilizará el programa de análisis estructural SeismoStruct.

Desde hace aproximadamente 30 años (1975 en Nueva Zelanda, por Park y Paulay) se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras. De estos estudios se obtuvo que se podían realizar análisis dinámicos no lineales, que para efectos prácticos resultó demasiado complejo y por lo tanto frecuentemente impracticable, es así como surgen los métodos de análisis estáticos no lineales; que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales. El análisis estático no lineal pushover (Análisis de colapso) nace como una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia – deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. [Bonett Díaz, 2003]

Los antecedentes con los que se cuentan para que este estudio sea factible realizarlo, están basados en el fenómeno sísmico que representa una de las manifestaciones más impactantes de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de las infraestructuras creadas por el hombre, demuestran el potencial devastador de este fenómeno, por lo que se hace necesario estudiar el comportamiento estructural de los edificios, cuando exceden su capacidad elástica.

San Salvador ha sido destruida al menos en 15 ocasiones durante los últimos 200 años. Los últimos sismos ocurridos en el país han puesto en evidencia el pobre funcionamiento de estructuras antiguas, y la necesidad de evaluar todas aquellas estructuras que han sido diseñadas con criterios de normativas antiguas o inadecuadas, y todas las estructuras diseñadas sin ningún criterio de sismo resistencia.

En el país un gran porcentaje de las edificaciones han sido sometidas a sollicitaciones sísmicas debido a los eventos del 19/06/1982 y 10/10/1986. En adición, ha habido nuevas demandas sísmicas impuestas en las estructuras por los eventos de 13/01/2001 y 13/02/2001 con la consiguiente reducción de su capacidad debido al daño acumulado.

Existen varias maneras de evaluar la capacidad sísmica de una estructura: Análisis por fuerza lateral equivalente, espectro de respuesta modal, análisis no lineal estático y dinámico; pero se conoce que el mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que la demanda de fuerzas y deformaciones internas puede ser determinada con suficiente precisión; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de un grupo de registros de acciones sísmicas, que tomen en cuenta las incertidumbres y diferencias en severidad, características de frecuencia y duración; provocado por la ruptura de algunas características y distancias a las fallas que pueden causar un sismo en la región [Seneviratna & Krawinkler, 1998].

Cuando todos estos parámetros no se encuentran definidos, es mejor hacer uso del método de análisis estático no lineal Pushover.

Hasta la fecha en nuestro país existen pocos estudios relacionados con la aplicación del análisis estático no lineal pushover (Análisis de Colapso); debido a que es la nueva filosofía de análisis que se está extendiendo a nivel mundial por la necesidad de evaluar el comportamiento inelástico de las estructuras ante un movimiento sísmico.

Los estudios realizados relacionados con este tema se encuentran en países que han profundizado en estas investigaciones, y que han comenzado su aplicación en diferentes estructuras.

Entre los proyectos a los cuales se les ha realizado un estudio no lineal podemos mencionar el edificios de mampostería no reforzada del distrito de l'Eixample de Barcelona, edificios de mampostería no reforzada en la ciudad de Manizales en Colombia y el evaluación del hospital Dr. Domingo Luciani en Venezuela.

Para el presente estudio, se ha tomado de referencia el edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, el cual ha soportado hasta la fecha los eventos sísmicos del 13 de Enero de 2005 con magnitud de 7.7 grados medidos en escala Richter, 13 de Febrero de 2005 con 6.6 grados, y recientemente el sismo del 7 de Octubre de 2005, con una magnitud de 6.2 grados medidos con la escala de Richter. Por lo que necesitamos

saber el estado de resistencia de este edificio, ya que posee una gran importancia debido a su funcionalidad.

La habilidad de una estructura de soportar demandas sísmicas depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Un edificio, luego de soportar acciones sísmicas de gran intensidad, puede sufrir daños de forma global o parcial. El comportamiento de cada elemento dentro de los límites de diseño es fundamental para prevenir el daño estructural del edificio; pero debido a la frecuente exposición a movimientos sísmicos, el comportamiento de cualquier elemento puede variar, de un rango lineal a un rango no lineal.

Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, que incorpore directamente las propiedades inelásticas de los materiales utilizados.

Entonces la interrogante es:

¿Que metodología eficiente se puede utilizar para conocer el comportamiento de una estructura, luego de estar expuesta a movimientos sísmicos de gran intensidad o a sismos frecuenciales?

En este estudio se presenta una metodología que puede ser utilizada para la evaluación de la capacidad estructural de edificios construidos en zonas de alta sismicidad. En el

caso de zonas con actividad sísmica alta, se considera la información de la aceleración sísmica registrada en la zona para la definición de la demanda sísmica. A partir de toda la información recopilada para el estudio se generará un modelo los programas SAP2000 y SeismoStruct, que permitirá realizar un análisis de colapso (Análisis de pushover) para obtener la distribución de daños en dicha estructura en los niveles de desempeño considerados en esta evaluación. Además se presenta el tema de vulnerabilidad sísmica, los diferentes estudios de vulnerabilidad y las metodologías que existen para realizar la evaluación.

Al finalizar el estudio, se realizará un análisis de resultados comparando el comportamiento de la estructura con los parámetros internacionales de desempeño sísmico, es decir, comparar la respuesta estructural de los diferentes niveles de desempeño, con la respuesta esperada de la estructura.

A continuación se especifican los aspectos que se pretenden llevar a cabo para este estudio, que en forma general tiene como objetivo evaluar la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover); y en forma particular:

- Conocer la metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, propuestas por diferentes reglamentos.

-
- Describir los conceptos básicos del análisis estático no lineal pushover (Análisis de Colapso), como patrones de cargas a utilizar, modelos de múltiples grados de libertad, modelos de un grado de libertad, espectros de respuesta, etc.
 - Aplicar la metodología propuesta por el ATC-40, FEMA-356, Eurocódigo 8 y otros, referente al análisis de pushover, para evaluar la capacidad estructural del edificio ya mencionado.
 - Mostrar el uso de la nueva filosofía de diseño, la cual se basa en la evaluación estructural para diferentes niveles de comportamiento sísmico, y describir los principales criterios que son utilizados en diferentes normativas internacionales.
 - Verificar el nivel de respuesta esperado, cuando utilizamos los parámetros sísmicos que plantea la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país.
 - Capturar la posible secuencia de daños que la estructura experimentaría, si se sometiera a cargas sísmicas similares a las aplicadas en el análisis de pushover.

Es importante mencionar que la realización de este trabajo enfoca una serie de limitaciones, entre las que podemos mencionar:

-
- El análisis estático no lineal pushover (análisis de colapso) se realizará utilizando como herramienta el programa SeismoStruct, especializado en el análisis estructural de edificios.
 - La falta de información sobre los procesos constructivos del edificio, los planos constructivos finales, que incluyen reforzamiento adicional, sistema de pilotes en la cimentación, sistema de losa aligerada, todos ellos en conjunto hacen que la resistencia de diseño del edificio no pueda ser evaluada de forma completamente real.
 - No se cuenta con un informe de modificaciones que se hallan realizado a la estructura en estudio; para el análisis se utilizarán las condiciones iniciales de diseño del edificio. Si se realizó alguna modificación en el edificio los resultados que obtengamos del comportamiento de dicha estructura no estarán acorde a la situación actual del edificio.
 - No se cuenta con el conjunto de planos originales de dicho edificio, solo se conocen detalles estructurales iniciales.

El desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño , no ha sido cuantificado, debido a que generalmente solo se considera un nivel de movimiento del terreno, para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos

de naturaleza mas frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos recientes en Estados Unidos (1994) y en Italia (1997), donde muchas estructuras con diseño sismorresistente no colapsaron, pero las pérdidas económicas fueron de gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos del comportamiento de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. [Bonett Díaz, 2003].

Para esclarecer los objetivos del comportamiento de las estructuras ante sismos de diferente intensidad, se desarrolla esta investigación que contribuye con la nueva filosofía de diseño, que toma en cuenta esta variedad de intensidades sísmicas, que al final proporcionará un criterio de diseño sismorresistente que evitará daños en estructuras y a la vez pérdidas económicas.

La utilización de diferentes niveles de desempeño sísmico en la evaluación estructura de edificios, hace posible conocer la respuesta de diferentes estructuras de acuerdo a su nivel de importancia.

La realización de este trabajo se justifica por la necesidad de implementar la nueva filosofía de diseño, que en países con alta actividad sísmica como el nuestro, es necesario aplicar para conocer la posible respuesta no lineal de los edificios.

1. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL.

1.1 Introducción.

En este capítulo se introducen los conceptos de vulnerabilidad sísmica y se explican los métodos de evaluación de la capacidad estructural que forman parte del marco teórico para el desarrollo del presente trabajo.

La necesidad de realizar un análisis de vulnerabilidad se evidencia en países con un bajo control en el diseño sismorresistente de estructuras, donde además, el esfuerzo que se realiza para reducir la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones existentes, no es suficiente. Por lo anterior, ante eventos de naturaleza sísmica de intensidad moderada y alta, la pérdida de vidas humanas y la magnitud de los daños físicos, sociales y económicos, han originado verdaderas catástrofes, como las ocurridas recientemente en nuestro país el 13 de enero y 13 de febrero de 2001.

Los terremotos ponen en evidencia las limitaciones que poseen los códigos de diseño para predecir el comportamiento adecuado de las estructuras. El desempeño por sismo de aquellas no está claramente definido en estos códigos, debido a que todos los enfoques utilizados no conducen a un eficiente control de los daños en la estructura, por que la mayoría de puntos de vista utilizados solo consideran un nivel de movimiento del terreno, para el cual la estructura no debería colapsar. Las previsiones de diseño utilizan

un sismo representativo para cada zona, el cual se elige en base a su intensidad y periodo de retorno, pero éstas raramente reconocen que pueden ocurrir daños considerables y a la vez grandes pérdidas económicas, debido a la ocurrencia de sismos frecuentes de menor intensidad.

En éste capítulo se presentan las metodologías más importantes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, se describen las principales características de cada una de ellas que permiten cuantificar la vulnerabilidad sísmica y el daño en estructuras. Se presenta las diferentes modalidades de cuantificación y los conceptos de daño sísmico que están íntimamente relacionado con este tipo de evaluación.

Los métodos de análisis para la evaluación de la capacidad estructural para edificios bajo la acción sísmica, esencialmente se dividen en métodos estáticos y dinámicos, y éstos se pueden aplicar para el rango lineal y para el rango no lineal; es decir, se puede analizar las propiedades elásticas de los materiales utilizados o bien incorporar las propiedades no lineales de ellos. En este capítulo se realiza una breve descripción de cada uno de ellos, dando énfasis al método de análisis estático no lineal.

1.2 Vulnerabilidad sísmica.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como la tendencia específica a ser afectado o de ser susceptible a

sufrir daño, ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con las características físicas y estructurales de diseño.

1.2.1 Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.

Para la realización de un buen estudio de vulnerabilidad se tiene la necesidad de establecer una clasificación en la cual se vean implicados todos los elementos que interactúan en la estructura, como son elementos funcionales, estructurales y no estructurales, los cuales cada uno de ellos incorporará partes específicas en el diseño y funcionamiento de la edificación.

Es por ello que se divide la edificación en tres aspectos básicos como son: Elementos estructurales, elementos no estructurales y los atributos de funcionalidad en el edificio; que afectan tanto de forma particular como total a los aspectos antes mencionados y a los cuales se les establece la vulnerabilidad existente en caso de un sismo [OPS, 2000].

En todo caso, sólo se podrá realizar un estudio de vulnerabilidad integral cuando se incorporen todos los aspectos a ser evaluados (estructural, no estructural y funcional).

1.2.1.1 Vulnerabilidad sísmica estructural.

La vulnerabilidad estructural está asociada a los componentes estructurales, y se refiere a aquellos elementos que forman parte del sistema resistente o estructura de la edificación. Esto incluye cimentaciones, columnas, muros de carga, vigas y diafragmas (losas y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia las cimentaciones), y se establece como la facilidad con que los

componentes estructurales pueden sufrir daño ante la ocurrencia de un sismo [OPS, 2000].

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura; además está relacionado con la calidad de los materiales utilizados, las características de los elementos estructurales, su disposición en el diseño resistente y con las cargas actuantes.

Los daños estructurales se pueden catalogar en términos cualitativos o cuantitativos, esto para establecer el nivel de deterioro de una estructura, y de esta manera representar la vulnerabilidad estructural a la que la construcción está comprometida.

Desde el punto de vista cualitativo, se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya disposición se estipula en la observación e identificación de deterioros o daños característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo. Un ejemplo de esto ocurre cuando a causa de sismos fuertes es común que se presenten grietas diagonales en columnas causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En las vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y

aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión, que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo.

La realización de pruebas a modelos para observar su respuesta después de la acción de un sismo, ha permitido evaluar el daño estructural desde un enfoque cuantitativo, utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como, derivas de piso, deformaciones de los elementos (columnas, vigas, losas, etc.), demanda de ductilidad, energía disipada, etc. Al establecer la cuantificación del daño estructural no se establece un criterio único, ya que se generan una gran diversidad de modelos que son elaborados para facilitar la aplicación a un gran número de tipologías de estructuras de diferentes características.

1.2.1.2 Vulnerabilidad sísmica no estructural.

El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, repellos, cielos

falsos, etc.), que cumplen funciones específicas en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos [OPS, 2000].

Los elementos no estructurales generalmente poseen un mayor costo que la estructura resistente, además estos elementos tienden a sufrir un mayor daño en comparación con la estructura a causa de sismos de magnitud moderada y baja, por lo cual una edificación puede permanecer en pie después de un evento sísmico pero a la vez inhabilitado por la pérdida o deterioro de los elementos no estructurales.

Como ejemplo de ello, es posible destacar situaciones en donde algunos componentes no estructurales pueden incidir o favorecer a la presentación de fallas estructurales. Como muestra, la presencia de escaleras, elementos de mamposterías y pesados revestimientos, pueden alterar las propiedades de respuesta de la edificación ante un sismo, introduciendo excentricidades y otros efectos torsionales indeseables.

1.2.1.3 Vulnerabilidad sísmica funcional.

La vulnerabilidad sísmica funcional describe la tendencia de una instalación de percibir una perturbación en su funcionamiento como consecuencia entre otras cosas, a la mala distribución y relación entre los espacios arquitectónicos y la interrupción de los servicios proporcionados por la edificación, así como de los procesos administrativos

(contrataciones, adquisiciones, rutinas de mantenimiento, etc.) y a las diferentes relaciones de dependencia física y funcional entre las diferentes áreas de un edificio.

Existen muchos factores por los que la vulnerabilidad se puede presentar en la edificación, algunos de estos se mencionan a continuación:

- Una distribución inadecuada de las áreas de servicios.
- La ausencia de un plan de emergencia que produzca los resultados necesarios para evitar la decaída funcional de la edificación.
- Una inadecuada distribución y relación entre espacios arquitectónicos, así como ineficientes sistemas de evacuación y vías de escape.
- Inapropiados sistemas de comunicación, señalización y vías de acceso.

Al proporcionar cuidado a todos aquellos requerimientos que garanticen en mayor o menor grado, el mantenimiento de las condiciones de funcionalidad y utilidad ante un sismo, se podrá establecer condiciones que produzcan resultados satisfactorios en el ámbito funcional.

Para el ingeniero estructural, el aspecto funcional parece no entrar en el alcance del diseño, más bien es un compromiso del responsable de la organización y administración de la edificación. Lo ideal para garantizar una mayor eficiencia de la utilización de las instalaciones sería realizar un estudio multidisciplinario en todas las etapas de vida de la estructura; diseño, construcción y en la actividad propia de ésta.

1.2.2 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Existe una variedad de metodologías propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, las cuales pretenden establecer una medida de los daños probables que serán provocados sobre la estructura y los usuarios de ésta por las diferentes aceleraciones de un movimiento sísmico; las cuales dependiendo de la naturaleza y objetivo del estudio, información disponible, características del elemento o estructura, resultado esperado y para quien será la información, hacen énfasis en los daños sísmicos sobre componentes estructurales, no estructurales y funcionales.

A continuación se presenta una clasificación de las metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica; en la que se especifican la necesidad de resultados que el evaluador pudiera requerir.

Las técnicas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se agrupan en 4 grandes grupos: Técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas. A continuación se explican cada una de ellas según como lo expresa Bonett Díaz [2003].

1.2.2.1 Técnicas directas.

Estas técnicas predicen, con un solo paso, el daño causado por un sismo a una estructura, a partir de dos tipos de métodos: Los tipológicos y los mecánicos.

Los métodos tipológicos consideran las estructuras como elementos de clases, que están definidas por los materiales, las técnicas de construcción y todos los factores que puedan afectar la respuesta sísmica. La vulnerabilidad se define, para este método, como la

probabilidad que una estructura de un tipo específico, sufra un nivel de daño para una intensidad sísmica dada. La evaluación de la probabilidad de daño se basa en los daños observados en sismos pasados.

Estas técnicas requieren una investigación de campo bastante simple, no obstante, los resultados sólo son válidos en un sentido estadístico. Ciertamente, la definición de las relaciones entre daño e intensidad sísmica utilizando esta metodología, requiere de una cantidad fundamental de datos y es válida tan sólo para la región o ciudad analizada o para poblaciones con construcciones similares. Su principal limitación es que no permite tener en cuenta las modificaciones que han sufrido las estructuras a lo largo de su vida útil, como por ejemplo reparaciones.

Los métodos mecánicos hacen la predicción de un efecto sísmico por medio de modelos mecánicos adecuados para los edificios. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura.

A. Métodos analíticos basados en modelos simples: Estos métodos deben tener la capacidad de analizar un gran número de estructuras en un período de tiempo corto. Para esto se utilizan métodos analíticos con modelos simples, que sólo requieren unos pocos parámetros de entrada, mediante los cuales es posible evaluar el comportamiento sísmico de las construcciones. Se trata por tanto de encontrar un

método simple, que consuma poco tiempo de análisis y que sea adecuado para la elaboración eficiente de escenarios sísmicos.

B. Métodos de análisis detallados: Estos métodos sólo son aplicables a los edificios que puedan ser representados por modelos mecánicos y, generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a la utilización de análisis detallados y modelos más refinados que no son adecuados para proyectos donde es necesario evaluar la vulnerabilidad de un gran número de estructuras.

Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: 1) El análisis lineal (estático y dinámico) y 2) El análisis no lineal (estático y dinámico).

1. Análisis estático lineal: La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad y con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan, mediante un análisis estático lineal, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura. Este tipo de procedimientos se utiliza principalmente para propósitos de diseño, su uso se limita a estructuras regulares donde el primer modo de vibración es el predominante.

2. Análisis dinámico lineal: La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de

amortiguamiento, la acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal.

3. Análisis estático no lineal: En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material; la representación más común para este análisis es la curva de capacidad de carga o curva “pushover”, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.
4. Análisis dinámico no lineal: en este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales o simulados. Éste es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica.

Estos métodos se encuentran desarrollados en la sección. 1.3.

1.2.2.2 Técnicas indirectas.

Estas técnicas, determinan en primer lugar, un índice de vulnerabilidad y luego establecen una relación entre el daño y la intensidad sísmica, mediante estudios post-

terremoto y estudios estadísticos. En su concepto original, estos métodos son útiles únicamente para evaluaciones sísmicas de edificios a gran escala. Un ejemplo de la aplicación de esta técnica es el método del índice de vulnerabilidad, que consiste en hacer una clasificación de los edificios mediante la observación de sus características físicas, apoyándose en cálculos estructurales simplificados, intentando identificar los parámetros más importantes que controlan el daño estructural. La clasificación se realiza mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad. Este índice se relaciona directamente con el grado de daño de la estructura mediante el uso de funciones de vulnerabilidad. El método utiliza listados de datos de daños observados en edificios después de un sismo. Las funciones de vulnerabilidad permiten formular el índice para cada grado de intensidad de un terremoto y evaluar de manera rápida y sencilla la vulnerabilidad sísmica de edificios, lo cual resulta muy útil para el desarrollo de estudios urbanos a gran escala.

1.2.2.3 Técnicas convencionales.

Son esencialmente diseñadas por el evaluador e introducen un índice de vulnerabilidad independiente de la predicción del daño. Se utilizan para comparar las diferentes construcciones de una misma tipología en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores cuya contribución a la resistencia sísmica es evaluada por estructuristas expertos. Los índices dan una medida relativa de la vulnerabilidad, pero los resultados obtenidos son difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones, debido a las diferencias existentes entre los factores considerados. Existen básicamente dos grupos de métodos; los primeros se basan en calibrar experimentalmente las diferentes

características físicas de las estructuras; los segundos en la evaluación de la relación capacidad-demanda de los edificios de manera simplificada, como por ejemplo utilizando el cortante basal distribuido en fuerzas horizontales equivalentes o mediante un análisis modal.

1.2.2.4 Técnicas híbridas.

Se consideran en este conjunto de técnicas todas aquellas que con la intención de mejorar los resultados obtenidos con la aplicación de un solo método, se hacen uso de dos o más métodos con el fin de suplir todas las necesidades del evaluador y de este modo realizar una evaluación más completa y eficiente.

1.2.3 Cuantificación de la vulnerabilidad.

A continuación se describen algunas estrategias comúnmente utilizadas para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Las técnicas se pueden dividir en relativas y absolutas [Safina Melone, 2002].

Los términos relativos y absolutos se denominan de este modo ya que los primeros no permiten de manera directa estimar los daños esperados para un evento sísmico, sino que permiten calificar de manera relativa la mayor o menor predisposición de una estructura a sufrir daño, mientras que los segundos conducen a relaciones claras que permiten estimar de manera directa los daños físicos esperados para los diferentes niveles de la acción sísmica.

1.2.3.1 Técnicas relativas.

Se destacan como técnicas relativas las basadas en la definición de clases de vulnerabilidad e índices de vulnerabilidad

A. Clases de vulnerabilidad: Es muy factible clasificar las construcciones en grupos de vulnerabilidad similar o en clases de vulnerabilidad. Esto se fundamenta en la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido edificaciones con características similares. La clasificación está basada en datos empíricos de daños causados por terremotos sobre las construcciones similares y utilizan la capacidad técnica de ingenieros estructuristas experimentados en el área, para relacionar las características de la estructura seleccionada con el comportamiento observado en estructuras semejantes que se han sometido a acciones sísmicas anteriores.

B. Índices de vulnerabilidad: Los índices de vulnerabilidad se disponen como parámetros relativos que permiten cuantificar la predisposición de una edificación a sufrir daños, es decir su vulnerabilidad; están basados en la inspección de los principales componentes de una edificación, tanto estructurales como no estructurales y en la identificación y establecimiento de deficiencias sísmicas potenciales. Esta metodología pretende calificar las características de diseño sismorresistente y la calidad de la construcción, mediante un coeficiente llamado índice de vulnerabilidad, obtenido a través de la valoración de parámetros estructurales preestablecidos por ingenieros estructuristas.

A través de la elaboración de funciones de vulnerabilidad se puede correlacionar los índices de vulnerabilidad con los niveles de daño obtenidos o esperados para un sismo dado, y ser empleados indirectamente para describir el daño producido. Estos índices proporcionan una medida relativa de la vulnerabilidad sísmica de una tipología de edificaciones de una región y son muy limitados para comparar diferentes tipos de edificaciones; por ejemplo, mampostería reforzada contra concreto armado, debido a que ambos tipos de construcciones usan diferentes factores que son considerados en la evaluación.

Por sus características, los métodos que conducen a un índice de vulnerabilidad pueden calificarse como subjetivos, ya que la calificación de las edificaciones se hace mediante la observación de sus características físicas o apoyándose en cálculos estructurales simplificados.

1.2.3.2 Técnicas Absolutas.

Como técnicas absolutas para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica se mencionan las basadas en la definición de matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad.

A. Matrices de Probabilidad de Daño: Las matrices de probabilidad de daño expresan en forma ponderada, la probabilidad de obtener un determinado nivel de daño, esto es, condicionada por cada tipo de estructura sujeta a un sismo con un determinado nivel de severidad. Para la representación de la severidad del movimiento, generalmente emplean parámetros de práctica interpretación como la intensidad

macrosísmica (Escala Richter, Escala de Mercalli Modificada) o la aceleración pico del terreno. Para representar el daño, generalmente emplean alguna escala de los estados o grados de daños.

Su determinación se hace a través del procesamiento de los resultados de levantamiento de daños después de terremotos, o bien, después de la recopilación de opiniones de expertos sobre la materia, para cada uno de los grupos de edificaciones clasificados de acuerdo con las clases de vulnerabilidad predefinidas.

Como ejemplo definido de matrices de probabilidad de daño, se destacan las propuestas por el Consejo de Tecnología Aplicada [SSCS, 1996], fundamentadas en la experiencia y juicio de reconocidos expertos, con un total de 91 tipos de instalaciones, que cubren una amplia variedad de configuraciones estructurales de edificaciones, puentes, presas, túneles, torres, etc. La severidad del movimiento se describe a través de la intensidad de Mercalli Modificada (IMM) para los grados comprendidos entre VI y XII. El daño se clasifica en 7 estados discretos asociados a un factor central de daño que corresponde con diferentes estados de daño predefinidos.

La Tabla 1.1, reproduce a manera de ejemplo, la forma general de las matrices de probabilidad de daño para la instalación clasificada como tipo 89, correspondiente a

una edificación alta, de concreto armado, a base de pórticos, sin capacidad dúctil y sin consideraciones sísmicas especiales.

En la tabla se especifica en la primera columna los siete estados discretos de daño, los cuales varían desde 1 que expresa ausencia de daño hasta un valor de 7 que corresponde a un estado de destrucción, en la segunda columna se establece el rango de factor de daño para cada estado en porcentaje, en la columna tres se encuentra dispuesto el valor medio del rango de factores para cada estado, en las columnas comprendidas entre la número cuatro y la número diez se colocan las probabilidades de daño en porcentaje para cada intensidad de Mercalli Modificada desde un valor de VI hasta el valor de XII y para cada estado de daño

Estado de Daño	Rango Factor Daño (%)	Factor Central Daño (%)	Probabilidad de daño en porcentaje Para c/IMM y estado de daño						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1- Sin Daño	0	0.0	0.1						
2- Mínimo	0-1	0.5	27.0	2.2					
3- Ligero	1-10	5.0	72.9	89.3	32.2	3.0			
4- Moderado	10-30	20.0		8.5	66.9	68.1	19.9	3.9	0.1
5- Pesado	30-60	45.0			0.9	28.9	74.2	57.8	12.4
6- Mayor	60-100	80.0					5.9	38.3	84.3
7- Destrucción	100	100.0							3.2

Tabla 1. 1 Forma general de las matrices de probabilidad de daño propuesta por [SSCS, 1996].

B. Funciones de vulnerabilidad: Las funciones de vulnerabilidad se denominan como relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la relación existente entre el daño y la intensidad del movimiento sísmico, para cada tipo de edificación. Estas relaciones pueden ser derivadas a partir del ajuste matemático de un conjunto de observaciones de daños para diferentes tipologías estructurales; es decir, vulnerabilidad observada o generada a través de un proceso de simulación matemática o con el uso de modelos estructurales también llamada vulnerabilidad calculada.

Una variante muy común de este método la constituyen las funciones de vulnerabilidad expresadas en términos del índice de vulnerabilidad. En este formato, la calificación de la vulnerabilidad de la estructura se hace a través del índice de vulnerabilidad, de manera que los niveles de daño esperados para un sismo determinado pueden ser correlacionados a través de las funciones de vulnerabilidad.

Se presentan en la figura 1.1, a manera de ejemplo, una grafica generada por medio de funciones de vulnerabilidad donde se ven involucrados los factores en el eje de las abscisas la vulnerabilidad acumulada y en el ejes de las ordenadas el daño sísmico ambos son trazados en base a tres tipos de intensidades de acciones sísmicas.

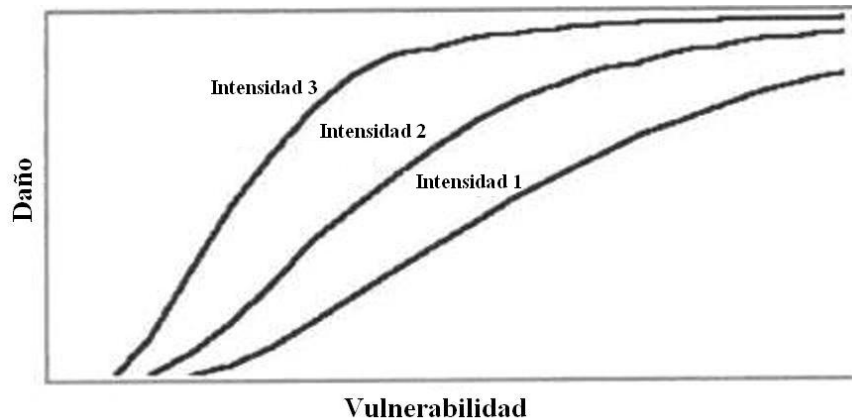


Figura 1. 1 Gráfica generada a partir de funciones de vulnerabilidad. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

C. Curvas de fragilidad: Al igual que las funciones de vulnerabilidad, las curvas de fragilidad representan relaciones movimiento sísmico-daño para diferentes tipos de edificaciones. Estas relaciones pueden derivarse a partir de la información ponderada asociada a los parámetros que sirven para describir el movimiento y el daño. Generalmente se expresan como la probabilidad acumulada de alcanzar o superar un determinado estado de daño, para una tipología de estructura dada, expuesta a diferentes niveles de severidad del movimiento sísmico. Lo cual provoca una diferencia con las funciones de vulnerabilidad, ya que las curvas de fragilidad describen de manera continua y acumulada la probabilidad de excedencia de los estados límites de daño convencionalmente adoptados.

Al igual que para las matrices de probabilidad de daño, también se proponen curvas de fragilidad basadas en la información de las matrices de probabilidad de daño del Consejo de Tecnología Aplicada [SSCS, 1996] para 40 tipologías de edificaciones.

En este caso, los resultados de las opiniones de expertos fueron ajustados a través de regresiones numéricas y asociadas a seis estados de daños, designados por un factor de daño central o medio.

Utilizando como base las matrices de probabilidad de daño, es posible construir las curvas de fragilidad asociadas a éstas. La figura 1.2 representa una curva de fragilidad asociada a los valores reportados, para una estructura tipificada con un tipo de vulnerabilidad específica, en el eje de las abscisas se colocan las intensidades macrosísmicas, y en el eje de las ordenadas se ubican las probabilidades acumuladas de daño esto se hace para cada demanda establecida en este ejemplo las demandas varían desde D1 hasta D5.

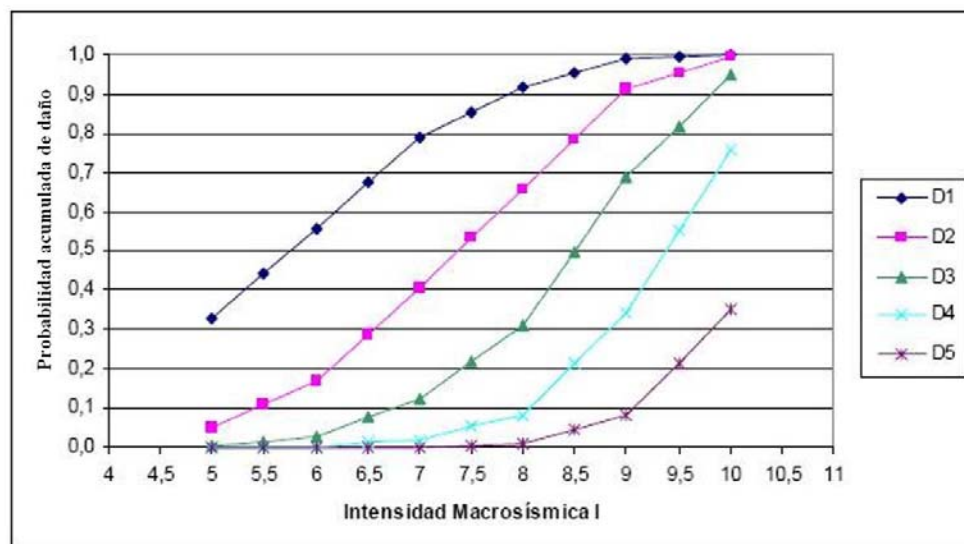


Figura 1. 2 Ejemplo de curvas de fragilidad. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

1.2.4 Daño sísmico.

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso; en este caso terremotos; sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Pero desde el punto de vista estructural, generalmente es relacionado con deformaciones irreversibles en la estructura (deformaciones inelásticas), por lo tanto, cualquier cantidad de daño debe ser preferiblemente asociada a un cierto aporte de deformación [Safina Melone, 2002].

La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos, es planteada mediante la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

En la actualidad, se incluye la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual, se dispone de información detallada sobre los efectos que son producidos cuando se sobrepasa el límite elástico de ellos. Es posible evaluar el comportamiento de un material mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, pero para obtener un comportamiento global de la estructura es necesario que los resultados obtenidos para todos los materiales deban de conjuntarse, para ello existe un amplio conjunto de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura.

Es de hacer notar que la evaluación cuantitativa del daño se vuelve complejo, ya que la gran variedad de tipos estructurales y sus propiedades como de las características de las acciones sísmicas aplicadas a la estructura, genera que no se logre establecer un solo criterio unificado.

1.2.4.1 Tipos de daños.

El daño físico que puede sufrir una edificación generalmente se califica como:

- A. Estructural: Depende del comportamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente tales como, vigas, columnas, muros, losas, etc. Se relaciona con las características de los materiales que le componen, su configuración y ensamblaje, el tipo del sistema resistente y las características de la acción. Se cuantifica mediante índices de daño correspondientes a cada uno de los elementos estructurales, cuya ponderación sobre parte o la totalidad de la estructura, permite la definición de los llamados índices de daño globales.

- B. No estructural: Asociados a los elementos arquitectónicos y los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios, así como del contenido de la edificación. Se relaciona con los niveles de deformación y distorsión que sufre la estructura, y en ocasiones, con las aceleraciones a las que está sometida durante el proceso de ejecución del evento sísmico.

- C. El daño económico: Se define como la relación entre los costos de reparación y los costos de reposición, e incluyen tanto los costos de daño físico directo como los

costos de daños indirectos. Pretende representar el daño en términos de pérdidas económicas o costos financieros tomando en cuenta los efectos negativos que perjudican a los diferentes componentes estructurales y no estructurales y generalmente se hace a través de métodos empíricos, teóricos y subjetivos.

Los estudios de vulnerabilidad buscan describir los daños físicos que sufren las edificaciones como resultado de la acción de un sismo con determinadas características. Su cuantificación depende de la manera concreta como se describan los daños, lo cual da origen a diferentes escalas de medición. Existen diversas escalas de medidas del daño, cuantitativas y cualitativas, que intentan describir el estado global de la estructura después de la ocurrencia de un terremoto.

1.2.4.2 Clasificación de los indicadores de daño.

Diferentes esquemas para clasificar varios índices de daño son propuestos y discutidos por los expertos, un esquema efectivo desde el punto de vista del análisis de vulnerabilidad, está relacionado con la parte de la estructura para la cual se describe el daño. De esta forma, se pueden distinguir tres clases: local, intermedio y global, dependiendo si ellos se refieren al daño en un elemento, en una parte de la estructura (tal como un piso de la estructura) o en toda la estructura, respectivamente. La determinación del daño intermedio y global supone una concentración de los daños locales por medio de “factores de ponderación o coeficientes de pesos promedios” [Bonett Díaz, 2003].

1.2.4.3 Representación del daño.

A continuación se describen las cuatro representaciones del daño más utilizadas:

- A. Representaciones mecánicas: Implican la definición de un modelo teórico que permita describir el comportamiento de la estructura a través de los índices de daño. Usualmente estos índices se expresan como función de ciertos parámetros de daño los cuales pueden dividirse en dos clases principales: 1) Parámetros basados en el nivel alcanzado por la demanda de un cierto recurso (deformación, resistencia, disipación de energía, etc.) y 2) Parámetros basados en la degradación experimentada por ciertas variables (rigidez, frecuencia fundamental, etc.).

- B. Representaciones físicas: Son representaciones directas que no requieren de un modelo analítico preestablecido. Se basan en descripciones cualitativas del daño por medio de palabras de diagnóstico (menor, daño sustancial, moderado, etc.). El inconveniente se presenta, cuando desde el punto de vista para la interpretación del daño, se produce imprecisión en la definición de los estados, conduciendo de esta forma a incertidumbres en las operaciones que se llevan en campo a la hora de valorar los daños en una estructura mediante una simple palabra.

- C. Representaciones orientadas a pérdidas: Requieren la definición de modelos de pérdidas, las cuales cuantifican el valor relativo de una pérdida como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. Igualmente, existen también relaciones de daño funcional, que expresan la degradación de alguna función en el

sistema dañado. Estas representaciones son las que se utilizan con más frecuencia, debido a su relación con una especie de contexto socio-económico y más acorde con el daño económico.

D. Representaciones orientadas a reglas de deducción: Es una representación de fácil aplicación, pero además, es bastante compleja ya que su implementación requiere de chequeos sustanciales ante los casos ensayados. Hasta el momento, este tipo de representación ha sido restringida para análisis especializados.

1.2.4.4 Estados discretos de daño.

Los estados discretos de daño representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) Los daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales, 2) El riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes de la edificación y 3) La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto [Bonett Díaz, 2003].

Se correlaciona un calificativo con una descripción detallada que incluya los tres aspectos mencionados. Por lo tanto, los estados discretos de daño corresponden a una descripción cualitativa de los efectos producidos por un sismo sobre los elementos, los ocupantes y el funcionamiento de una estructura. El uso de una descripción cualitativa hace que la definición de los estados discretos de daño sea con un carácter algo subjetivo.

A continuación se presentan algunas de las clasificaciones que se han realizado, como expresa Bonett Díaz, 2003:

A. Clasificación de acuerdo a los daños observados.

Esta clasificación establece que a partir de los daños observados después de la ocurrencia de un sismo y mediante el uso de ensayos de laboratorio, se puede considerar cinco estados de daño:

- Sin daño: En el peor de los casos se producen pequeñas fisuras en el hormigón.
- Ligero: Se producen grietas en varios elementos estructurales.
- Moderado: Agrietamiento severo y se producen algunos desprendimientos de concreto.
- Severo: Aplastamiento del concreto y pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo.
- Colapso.

B. Clasificación de acuerdo a su posterior utilización.

La clasificación esta basada en daños observados y en la disponibilidad de la estructura para ser utilizada después del sismo, se define tres categorías, las cuales son aplicables a estructuras de concreto armado y mampostería reforzada:

- Utilizable: Los daños estructurales son leves, lo cual permite que la estructura puede ser utilizada inmediatamente después de ocurrido el sismo.

- Temporalmente utilizable: Los daños estructurales varían entre moderados y severos, por lo tanto, la estructura puede estar temporalmente inutilizable.
- Completamente inutilizable: Los daños estructurales son severos. Se puede producir el colapso parcial o total del edificio. La estructura no puede ser utilizada después del sismo.

C. Clasificación de acuerdo a la reparación de la estructura.

Se describen cuatro estados de daño en función de la reparación de la estructura, para ello utilizan la siguiente categorización:

- Sin daño o daños leves
- Reparable
- Irreparable
- Colapso

D. Clasificaciones combinadas.

Cuando no solo se toma en cuenta un solo conjunto de elementos, sino que también se incluyen los daños a todos los demás elementos, se establece una clasificación combinada, por ejemplo, se adopta una escala de cinco estados discretos que incluyen los daños no estructurales, el tiempo que permanece fuera de funcionamiento la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes, esto es:

- Sin daño

- Leve: Daños menores en elementos no estructurales. La estructura continua funcionando con normalidad en menos de una semana.
- Moderado: Daños no estructurales considerables, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por 3 meses. El riesgo que se produzca pérdida de vidas humanas es mínimo.
- Severo: Los daños estructurales aumentan y es posible que la estructura deba estar cerrada por un período largo de tiempo. En el peor de los casos puede ser necesario demoler la estructura. Hay un alto riesgo que se produzcan pérdidas de vidas humanas.
- Colapso Total o muy severo: Los daños son irreparables y hay una probabilidad muy alta que se produzcan pérdidas de vidas humanas.

1.3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.

La capacidad estructural es la habilidad que posee un edificio de soportar demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y procedimientos no lineales, los cuales se pueden aplicar considerando a un modelo estático o dinámico.

1.3.1 Procedimientos lineales.

Los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional de una relación tensión-deformación lineal, pero incorporan ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, para permitir

una mejor consideración de probables características no lineales para la respuesta sísmica.

Estos procedimientos generalmente se utilizan cuando las estructuras poseen una regularidad estructural en planta y en elevación. Si la estructura posee una o más irregularidades, los procedimientos lineales no se podrán utilizar.

Los procedimientos lineales pueden brindar resultados inexactos si se aplican a edificios con sistemas estructurales irregulares; es decir, asimetría geométrica en planta y en elevación, a menos que sea capaz de responder al movimiento sísmico de manera elástica. Un análisis lineal se puede desarrollar de forma estática o dinámica.

1.3.1.1 Análisis estático lineal.

El análisis estático lineal se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de fuerzas sobre la altura del edificio y fuerzas internas.

En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

La magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensidad que, cuando se aplique el modelo elástico del edificio, se obtengan desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño.

Se realizan modificaciones para la respuesta del desplazamiento del edificio para tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal de la estructura, ya que los desplazamientos son los mejores indicadores del daño en un rango no lineal. En este rango los cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerzas corresponden a cambios grandes en la demanda del desplazamiento lateral del edificio; es decir, cuando la estructura se comporta de forma no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada ocasiona un gran desplazamiento lateral.

Si el edificio responde esencialmente de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas que se calculen serán aproximaciones de las fuerzas esperadas para el sismo de diseño.

La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad (figura 1.3) con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la primera estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura, usando relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina, a partir del espectro de respuesta apropiado, la aceleración espectral S_a , la cual multiplicada por la masa m de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza se distribuye en toda la altura del edificio, las

fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis estático lineal.

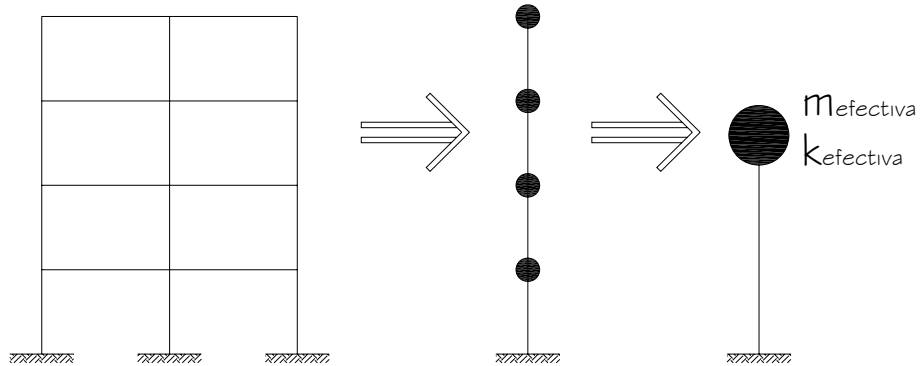


Figura 1.3 Diagrama equivalente de un grado de libertad.

i) Distribución vertical de fuerzas sísmicas.

De acuerdo a las disposiciones establecidas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [ASCE, 2000], la distribución vertical en altura de la fuerza sísmica, se puede calcular utilizando la expresión:

$$F_x = C_{vx} V \tag{1-1}$$

$$C_{vx} = \frac{\omega_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n \omega_i h_i^k} \tag{1-2}$$

Donde:

C_{vx} : Factor de distribución vertical

$K = 2.0$ para $T \geq 2.5$ segundos y

$K = 0$ para $T \leq 0.5$ segundos, donde T es el periodo de vibración de la estructura.

V : Carga lateral del edificio

ω_i : Porción del peso total del edificio W asignado a un nivel i .

ω_x : Porción del peso total del edificio W asignado al nivel x .

h_i : Altura (en metros) desde la base del edificio hasta el nivel i .

h_x : Altura (en metros) desde la base del edificio hasta el nivel x .

Donde el subíndice i se especifica para cualquier entrepiso de la estructura y el subíndice x es para el entrepiso en estudio.

Cuando se presente un valor de T que no coincida con los valores mostrados, se puede realizar una interpolación lineal.

ii) Distribución horizontal de la fuerza sísmica.

Las fuerzas sísmicas para cada nivel se pueden determinar, utilizando la siguiente expresión:

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{\omega_x}{\sum_{i=x}^n \omega_i} \quad [1-3]$$

Donde:

F_{px} : Fuerza total inercial para el nivel x

F_i : Carga lateral aplicada al nivel i .

ω_i : Porción del peso total del edificio W asignado a un nivel i .

ω_x : Porción del peso total del edificio W asignado al nivel x .

Donde el subíndice i se especifica para cualquier entrepiso de la estructura y el subíndice x es para el entrepiso en estudio.

Este tipo de procedimientos se utiliza principalmente para propósitos de diseño y se encuentran incorporados en la mayoría de los códigos de diseños.

Su uso se limita a estructuras donde el primer modo de vibración es el predominante.

1.3.1.2 Método de superposición modal.

Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales. Este método, luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución numérica de estas ecuaciones implica una gran reducción del tiempo de cómputo. Con este método se obtiene la respuesta completa, en su variación en el tiempo, de los desplazamientos de los nudos y fuerzas en los elementos debidos a un movimiento determinado en la base.

i) Ventajas del análisis modal.

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad bajo una demanda sísmica. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta del número de oscilaciones de un

grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, el cortante basal y el cortante de entrepiso, que pueden usarse de la misma forma como en el procedimiento de fuerza lateral estática. El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de una estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática. Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

ii) Procedimiento del análisis modal.

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en seleccionar un espectro de respuesta sísmica apropiado, aplicando una técnica de análisis dinámico para un modelo matemático de la estructura, combinando la respuesta de un número suficiente de modos para asegurar que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

iii) Análisis espectral modal.

Es un análisis dinámico elástico de una estructura que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta

estructural total. Las respuestas modales máximas se calculan utilizando las ordenadas de la curva de espectro de respuesta apropiada que corresponda a los periodos modales. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural total aproximada.

Los parámetros de respuesta correspondientes incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, deben denominarse Parámetros de Respuesta Elástica.

En primer lugar se determinan las frecuencias, las formas modales y los factores de participación de cada modo de vibración. Luego se calcula la respuesta R_n (Por ejemplo, la aceleración) en cada grado de libertad para cada modo en particular, utilizando la respuesta espectral, los factores de participación modal y las formas modales. Para determinar las respuestas total R para cada coordenada, se asume como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC), así:

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N R_n^2} \quad [1- 4]$$

Por ejemplo si se necesita calcular, la aceleración absoluta para cada modo se puede escribir:

$$[z_n] = [\ddot{x}_n + \ddot{y}_n] = \beta_n [\varphi_n] S_{An} \quad [1-5]$$

Donde:

$\left[\ddot{x}_n + \ddot{y}_n \right]$: Es la aceleración absoluta de un sistema de un grado de libertad.

β_n : Es el factor de participación modal.

$[\varphi_n]$: Vector de forma modal para un modo en particular.

S_{An} : Es la aceleración que proviene del espectro de respuesta para un modo específico, es decir la respuesta máxima de aceleración durante el sismo.

Si $[z_n] = R_n$ se puede escribir:

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N (\beta_n [\varphi_n] S_{An})^2} \quad [1-6]$$

Con los valores de aceleración absoluta es fácil encontrar las fuerzas inerciales para cada masa de la estructura, el cortante basal, cortantes de entrepiso, y también las velocidades y desplazamientos en cada grado de libertad utilizando relaciones entre los valores espectrales de aceleración, velocidad y desplazamientos [Salazar, 2001].

iv) Número de Modos.

Debe satisfacerse el requisito de incluir todos los modos importantes, demostrando que en los modos considerados, por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura este incluida en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural, tales como: el Análisis de Eigenvectores o el Análisis de los Vectores de Ritz.

v) Combinación de Modos.

Las fuerzas máximas del elemento, desplazamientos, fuerzas cortantes por piso y reacciones de base para cada modo, deben combinarse mediante métodos reconocidos, tales como: El método CQC (Combinación Cuadrática Completa), método descrito por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo (1981). El método GMC (Combinación Modal General), método descrito por Gupta (1990). El método RCSC (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados), y el método ABS (La suma de valores absolutos).

Cuando se utilicen modelos tridimensionales para el análisis, los efectos de interacción modal deben considerarse cuando se combinen las máximas modales.

vi) Factor de participación modal.

Los factores de participación para los n modos correspondientes, son referidos al sistema de coordenadas globales X, Y y Z. Y se define como:

$$\beta_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} \quad [1-7]$$

Donde

m_i : Es la masa para el nivel i

φ_{in} : Es la frecuencia natural de vibración para el nivel i

β_n : Factor de participación modal.

vii) Relación masa participación.

La relación masa - participación para un modo dado, es muy importante para calcular la respuesta de una carga de aceleración en cada una de las direcciones globales. Esto es útil para determinar la exactitud del análisis del espectro de respuesta y el análisis dinámico cronológico. La relación masa - participación no proporciona una información sobre la exactitud de análisis dinámico cronológico sujeta a otras cargas.

La suma acumulativa de la relación masa - participación para todos los modos hasta el modo n es registrada con los valores individuales para cada modo. Esto proporciona una medida simple de cuantos modos son requeridos para lograr un nivel dado de exactitud para una carga de aceleración del suelo.

1.3.1.3 Análisis dinámico lineal.

La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (figura 1.4) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal.

El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modales se combinan usando métodos como “La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” ó método de mínimos cuadrados. Si el análisis dinámico se realiza usando el método del espectro de respuesta, se deberá calcular la respuesta modal máxima de todos los modos necesarios para obtener el 90% de participación de masa del edificio, en cada una de las dos direcciones horizontales principales ortogonales del edificio [ASCE, 2000].

El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros de sismos reales o acelerogramas sintéticos. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan usando un análisis dinámico lineal. Si se realizan tres o más análisis, la respuesta máxima de los parámetros de interés pueden ser usados para el diseño. Si se usan siete o más pares del análisis temporal para el registro de movimientos sísmicos; se puede utilizar el promedio de todas las respuestas de los parámetros de interés para el diseño [ASCE, 2000].

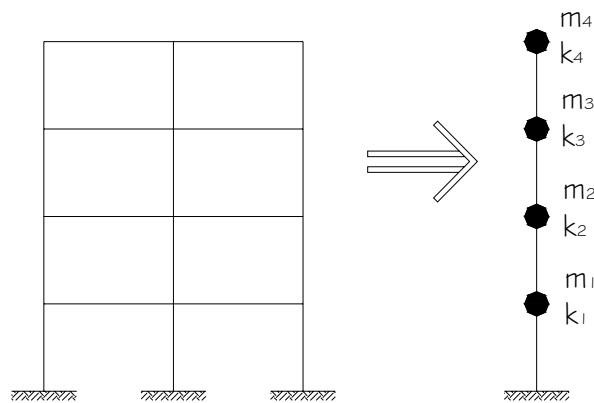


Figura 1. 4 Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad.

1.3.2 Procedimientos no lineales.

Con el uso de estos procedimientos, es posible aproximarse a lo que en verdad sucede en el edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

La primera y más intuitiva estrategia, consiste en estimar la sobre-resistencia local y global de un edificio existente. Es conocido que la respuesta inelástica y la demanda de ductilidad de desplazamiento de un edificio depende en gran medida de su resistencia actual, la cual comúnmente es mayor que la considerada en el diseño. La relación entre la resistencia actual y la supuesta por el código de diseño define la sobre-resistencia estructural. Los procedimientos no lineales se pueden desarrollar de forma estática o dinámica.

1.3.2.1 Análisis estático no lineal.

Cuando un edificio se somete a movimientos del terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables. Entonces la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante movimientos sísmicos y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento utilizado.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificios existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

A. Análisis de colapso (Pushover); es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas.

En este análisis la estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad

máxima. Utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes, los estados límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes en la estructura, que corresponde a la curva de capacidad.

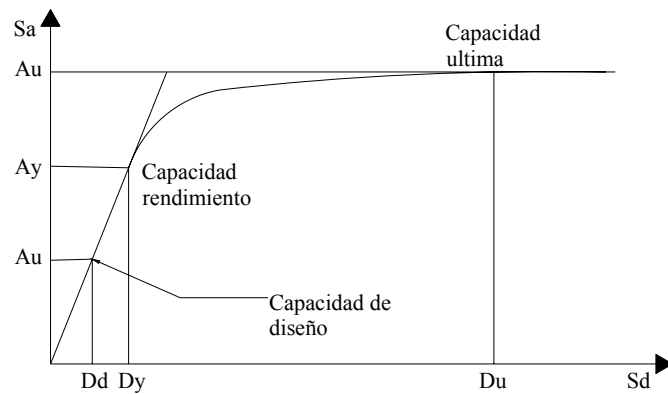


Figura 1. 5 Curva de capacidad.

La forma en la que están distribuidas las fuerzas laterales, ya sean fuerzas constantes, lineales, parabólicas, etc., aplicadas a la estructura, tiene gran influencia en la determinación de la curva de capacidad.

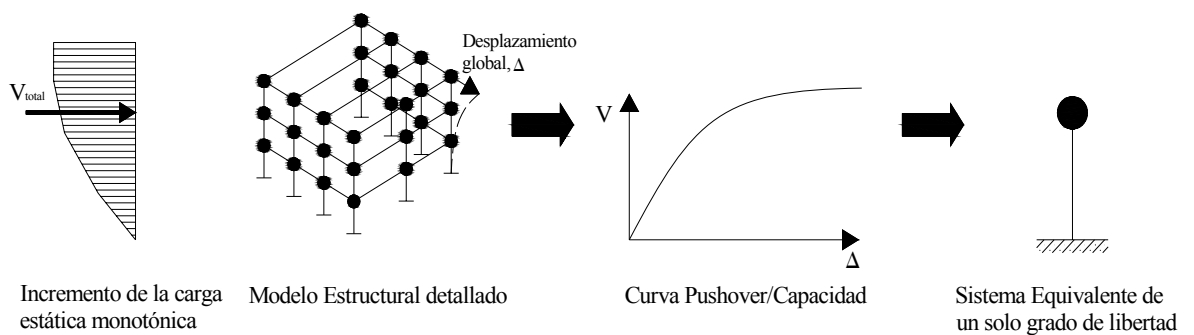


Figura 1. 6 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad.

En este tipo de análisis un modelo matemático incorpora directamente las características no lineales fuerza-deformación de los componentes del edificio. Es importante, tener en cuenta que, aunque este método se basa en los desplazamientos, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la determinación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones:

- Se sabe de manera general, que el daño estructural es función tanto de la deformación como de la energía sísmica. El procedimiento utilizado en el análisis de pushover asume implícitamente que el daño estructural depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada en la estructura. Entonces, la aplicabilidad de esta medida de daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática [Bonett Díaz, 2003].
- El análisis de pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, por lo que, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía relacionada con las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis. Por lo que recientemente han propuesto

mejorar el método, tales como el análisis de colapso adaptable (Adaptive pushover) usando fuerzas o desplazamientos [Antonio & Pinho, 2004a, 2004b].

- B. El método del espectro capacidad-demanda; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de un edificio a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda [SSCS, 1996]. El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base procedimientos del análisis modal. Es necesario mencionar que estos procedimientos solo son válidos para estructuras de comportamiento lineal, pero su uso en estructuras de comportamiento no lineal, puede dar una buena aproximación que permita la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas [Safina Melone, 2002].

De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan las propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además del conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un correcto criterio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima del edificio, que servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

i) Espectro de capacidad.

Este se determina utilizando un análisis estático no lineal de un modelo representativo de la estructura, se determina la curva de capacidad para varios incrementos de carga lateral, la curva de capacidad consiste en una serie de segmentos de rectas de pendientes decrecientes, asociados a la progresiva degradación de la rigidez de la estructura, la cedencia de elementos y en general, al daño.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), es decir a un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento; donde se representa la aceleración espectral S_a , respecto al desplazamiento espectral S_d , denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto (V_{oi}, Δ_{ni}) , de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) , del espectro de capacidad.

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 * \varphi_{1,n})} \qquad S_{ai} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \qquad [1-8] \text{ y } [1-9]$$

Donde

α_i : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_i : Factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$: Amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

S_{di} : Desplazamiento espectral.

S_{ai} : Aceleración espectral.

Δn_i : Desplazamiento para el nivel i

V_{oi} : Fuerza cortante para el nivel i

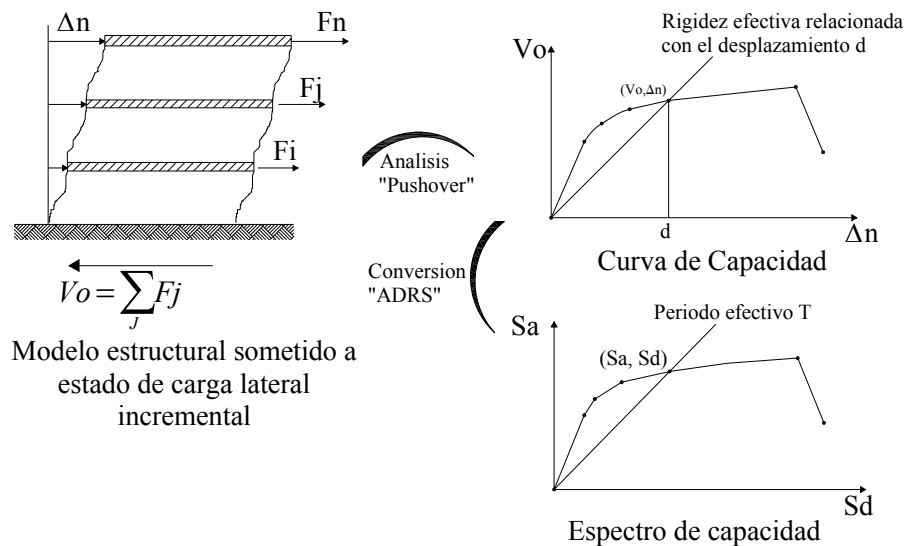


Figura 1. 7 Espectro de Capacidad.

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$. De manera que el período efectivo de la estructura T' asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como

$$T' = \frac{2\pi}{\omega} \quad [1-10]$$

Donde

ω : Es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral.

T' : Período efectivo de la estructura asociado al desplazamiento espectral.

ii) Espectro de demanda.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (figura 1.8), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto el desplazamiento espectral S_d .

Para dicha conversión cada punto (S_{ai}, T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de demanda, según:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g \quad [1-11]$$

Donde

g : Aceleración de la gravedad.

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un

período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos corresponden con los valores pseudos-espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo.

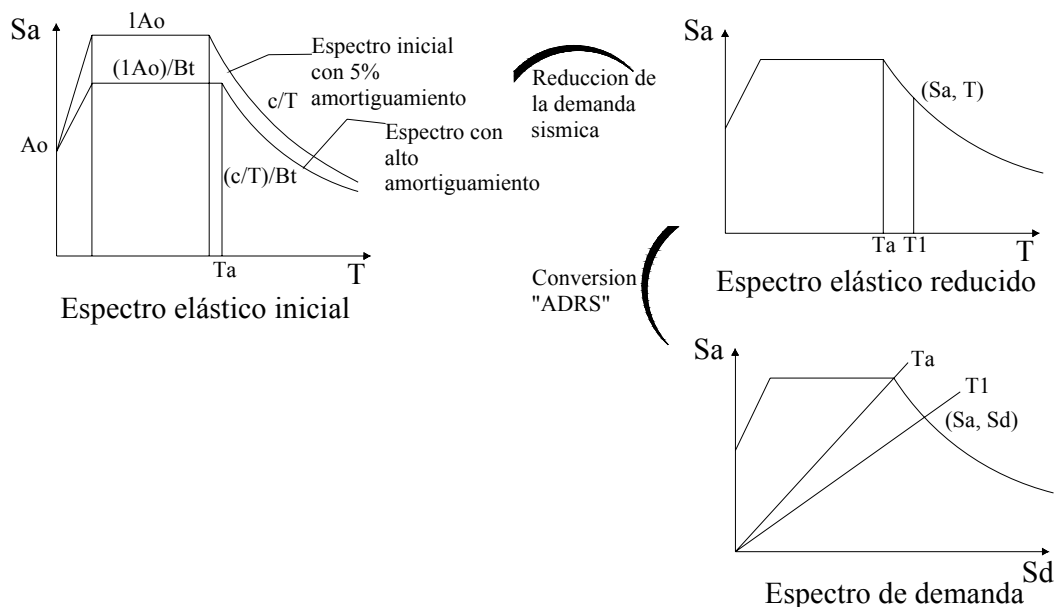


Figura 1. 8 Espectro de demanda sísmica.

iii) Estimación de la respuesta sísmica máxima.

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño (A, d) , donde se igualan la demanda y la capacidad (figura 1.9). Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δ_n y cortante basal V_o , usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

$$V_o = A * \alpha_1 \quad \Delta_n = d * \beta_1 * \phi_{1,n} \quad [1-12] \text{ y } [1-13]$$

Si el desplazamiento Δ_n está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La figura 1.9 describe gráficamente el procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que

determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

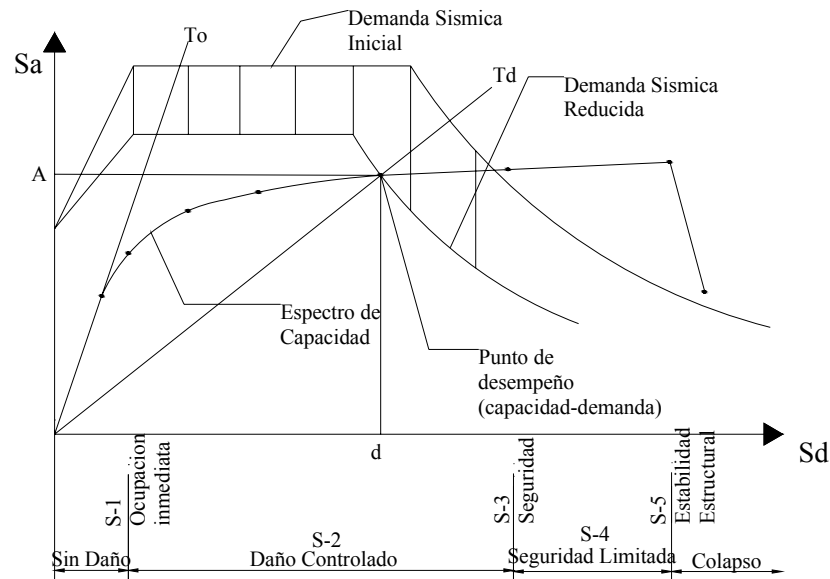


Figura 1. 9 Espectro de capacidad-demanda. Tomado de SSCS, 1996.

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas;

- La respuesta estructural máxima del sistema
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará el edificio durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamientos espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en el régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

C. El método del coeficiente del desplazamiento; es un procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección [SSCS, 1996]. Este método utiliza una versión simplificada de la aproximación de iguales desplazamientos para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a , S_d). La aplicabilidad del método se limita a estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [ASCE, 2000] propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño utilizando este método:

- A. Representación bilineal de la curva de capacidad (figura 1.10)
- B. Cálculo del periodo fundamental efectivo T_e .

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad [1-14]$$

Donde

T_i : Es el período fundamental elástico.

K_i : Es la rigidez lateral elástica y

K_e : Es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada.

C. Cálculo del punto de desempeño de la estructura D_i utilizando:

$$D_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad [1-15]$$

Donde

S_a : Es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e .

C_0 : Relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor se puede definir utilizando cualquiera de los siguientes criterios:

- Factor de participación del primer modo de vibración en la parte superior.
- Un valor apropiado de la tabla siguiente.

Número de niveles	Valor de C_0
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10	1.5

Tabla 1. 2 Valores del factor modificador C_0 .

C_1 : Relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \left\{ 1.0 + \left(\frac{1.0}{1.5} - 1 \right) \frac{T_c}{T_e} \right\} \quad T_e \geq T_c, T_e < T_c, T_e < 0.1 \quad [1-16]$$

- T_c : Es un período característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.
- R : Es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia.

$$R = \frac{S_a * W}{g * V_y * C_o} \quad [1-17]$$

Donde

V_y : Es el cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad y

W : Es el peso total de la estructura.

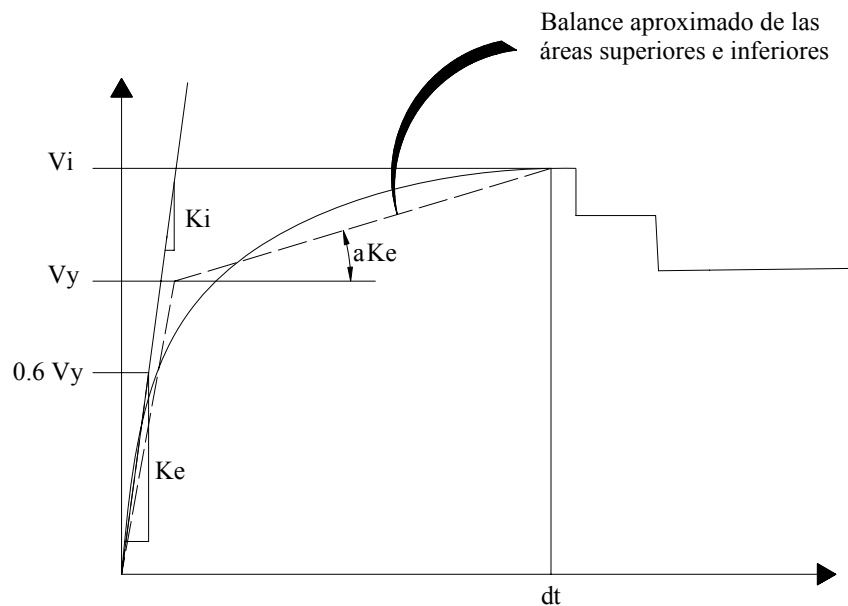


Figura 1. 10 Representación bilineal de la curva de capacidad.

C_2 : Representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta del desplazamiento máximo y

Nivel desempeño Estructural	$T= 0.1 \text{ seg.}$		$T \geq T_c$	
	Sistema Tipo	Sistema Tipo	Sistema Tipo	Sistema tipo
	I	II	I	II
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención al colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 1.3 Valores del factor modificador C_2 .

C_3 : Representa el incremento en el desplazamiento debido a los efectos del segundo orden.

Para estructuras con una rigidez pos-cedencia mayor del 5% de la rigidez elástica

K_i , $C_3 = 1.0$, de lo contrario:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_c} \quad [1-18]$$

Donde

α : Es la relación entre la rigidez post-cedencia K_s y la rigidez elástica

K_i , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad.

1.3.2.2 Análisis dinámico no lineal.

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como por ejemplo: Características de frecuencias, ruptura, etc. [Krawinkler & Seneviratna, 1998]. En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este es procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración [Safina Melone, 2002].

En este método el modelo incorpora directamente las características no lineales de cada elemento, luego la estructura se somete a movimiento sísmico que se representa por análisis temporales.

1.4 Modelación de la no Linealidad de los Materiales.

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento.

Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección.

En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema [Aguar Falconi, 2000].

Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se genera la rótula plástica, que generalmente se encuentra en las zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos.

Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesitan para la evaluación. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar un modelo de

plasticidad concentrada, en el cual, el daño se concentra solo en un punto, no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño ó se puede utilizar una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.

1.4.1 Modelo de plasticidad concentrada.

En este método el daño se concentra en un solo punto; es decir, no se considera una longitud de daño para el elemento. Es un modelo muy sencillo, pero se obtienen buenos resultados [Paulina, 2004].

Diagrama momento curvatura.

La formación de rótulas plásticas se da por la constante degradación de la rigidez de los elementos. Para verificar el cambio en la rigidez se establece el diagrama momento curvatura para la sección de un elemento determinado.

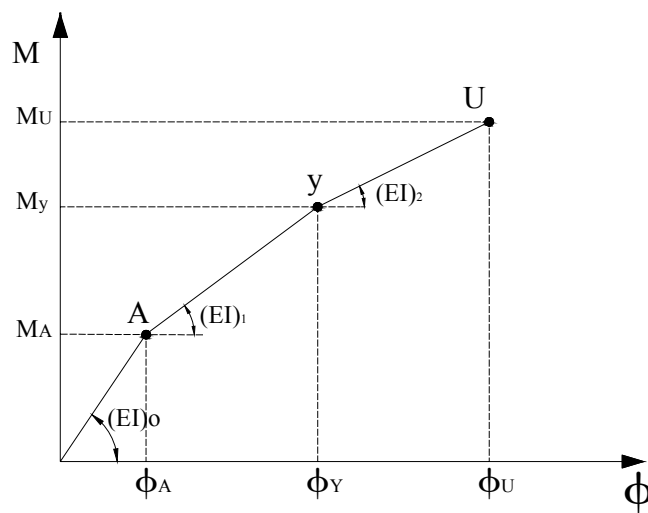


Figura 1. 11 Diagrama momento curvatura.

El comportamiento elástico de la viga se define hasta el punto A, el punto Y es cuando fluye el acero a tensión que se convierte en una zona potencial de rótula plástica, ya que la sección ha comenzado a fluir. Y el punto U se refiere a la capacidad última a compresión del concreto.

Si el momento actuante es menor que M_A se tendrá la rigidez $(EI)_0$, si el momento actuante supera M_A pero es menor que M_y se trabajará con la rigidez $(EI)_1$, finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_y se deberá trabajar con $(EI)_2$.

Conocer el diagrama momento curvatura de un elemento es muy importante ya que podemos conocer cual es la capacidad de ductilidad por curvatura del elemento. Si un elemento posee poca capacidad de ductilidad por curvatura, este presentará una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, que no es deseable. Lo ideal sería que el elemento posea una capacidad de ductilidad por curvatura alto para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía, y que se realice una distribución de momentos para que todos los elementos trabajen de una forma adecuada.

Los modelos de plasticidad se utilizan para simular el daño que sufrirán los elementos de una estructura ante una demanda sísmica cuando el momento actuante supere a M_A .

Para representar de forma matemática este modelo, se considera que el elemento está compuesto por una parte rígida (Extremos de unión viga-columna), y una parte elástica (En el centro del claro, entre las partes rígidas).

La formulación del modelo de plasticidad concentrada, se basa en los principios básicos del Análisis Matricial de Estructuras, se considera que el miembro está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez $(EI)_a$ (Rigidez a flexión en el nudo inicial), otro que tiene longitud L' de rigidez $(EI)_o$ (Rigidez a flexión el centro de la luz), y por último el otro extremo de plasticidad $(EI)_b$ (Rigidez a flexión en el nudo final). Estos datos se obtienen del respectivo diagrama momento curvatura.

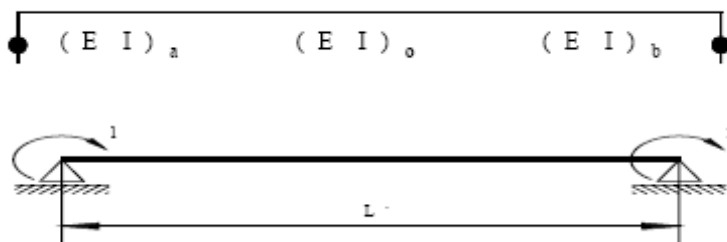


Figura 1. 12 Modelo de plasticidad concentrada.

La degradación de la rigidez calculada es la que genera la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, sean vigas, columnas, paredes de corte; específicamente en las partes rígidas cerca de las uniones vigas-columnas o en los empotramientos, como se muestra en la figura anterior.

En esta modelación de plasticidad concentrada, la rótula plástica únicamente se puede formar en la longitud de los extremos rígidos, debido a que las acciones de mayor magnitud se estima se darán en esa región. En este modelo no puede existir una rótula en el centro del claro, es decir, en la parte flexible que posee la ductilidad necesaria para disipar la energía inducida por una demanda sísmica en la estructura.

La longitud rígida para la formación de rótulas, dependerá del elemento estructural que se analice y de las condiciones de apoyo. No será la misma para una pared estructural que para una viga o una columna, ya que la rotación del extremo rígido será diferente para cada uno de ellos.

De manera general, en este modelo se establece que la rótula plástica se formará en la unión de la parte rígida con la flexible en el instante que el acero a tensión en un elemento alcance la fluencia, se considera que en ese punto la sección del elemento no será capaz de soportar las acciones impuestas.

1.4.2 Modelo de plasticidad por fibras.

Los elemento estructurales son considerados, generalmente, en el análisis de daño o modelación de estos en forma de “línea”, el método de modelado por fibras pretende establecer un acercamiento de la armazón de los elementos de “la línea”; esto permite la estimación exacta de distribución de daño estructural y la prolongación de la inelasticidad del material a lo largo de la longitud del miembro como en el área de la

sección esto se puede representar explícitamente a través del empleo de una aproximación de modelado por fibras.

El estado de esfuerzo-tensión particular de los elementos de la estructura se obtiene a través de la integración uniaxial de la respuesta no lineal del esfuerzo-tensión de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido, esto se realiza haciendo uso de la discretización de la sección de concreto reforzada en un conjunto de fibras unidimensionales típicamente axiales, con una longitud definida y con su respectiva relación esfuerzo – deformación ($\sigma-\varepsilon$), esta discretización de la estructura permite su resolución planteando un sistema de ecuaciones lineales y se aplica fácilmente a cualquier estructura por complicadas que sean sus características geométricas y condiciones de carga.

Un ejemplo de esto se establece en la figura 1.13, en donde se puede observar el análisis que se realiza primero dividiendo la sección completa en elementos con forma sencilla elegida, para el caso elementos cuadrados, estableciéndose para cada uno de ellos las condiciones de contorno y equilibrio a través de los nodos, luego separando la sección en tres partes, concreto confinado, concreto no confinado y acero longitudinal. Esto se realiza en el modelo para incluir el efecto del confinamiento del concreto en la resistencia del elemento debido al refuerzo transversal.

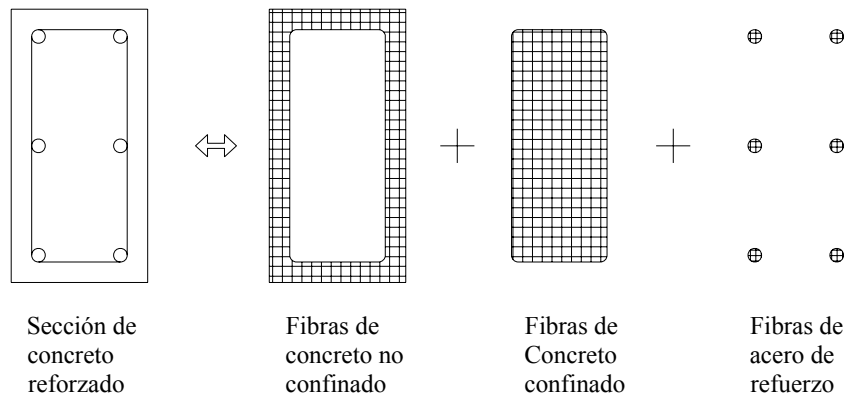


Figura 1. 13 Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.

La distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro se establece entonces, como un producto de formulación cúbica inelástica en los elementos de la viga o columna, es decir en su longitud y sección transversal, en donde el modelado se lleva cabo a través del empleo de dos integraciones de tensiones de fibras en los puntos de control de Gauss en cada sección del elemento estructural para la integración numérica de las ecuaciones gobernantes de la formulación cúbica, en la figura 1.14 se establecen en el miembro estructural dos puntos de control de Gauss, dividiendo el miembro en tres elementos y en cada uno de los extremos de ellos sus respectivas secciones de integración.

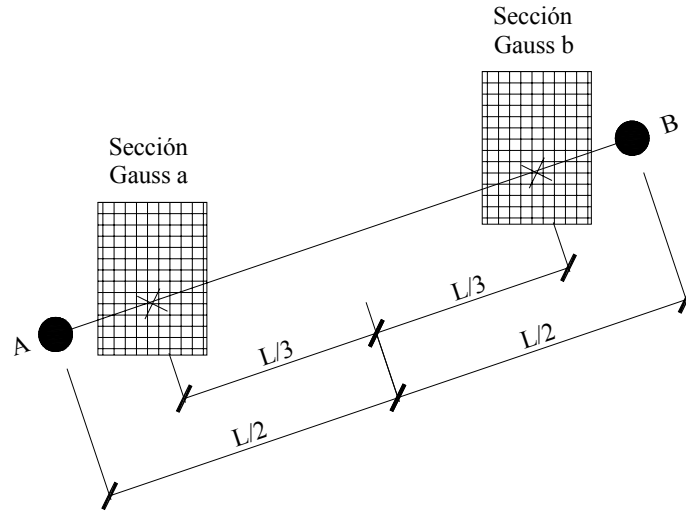


Figura 1. 14 Modelo de miembro estructural con secciones de Gauss.

En este sistema local, son empleados seis grado de libertad básicos, como es mostrado en la figura 1.15, en donde se definen los desplazamientos del elemento locales y fuerzas interiores, en los puntos de control de las secciones se colocan ejes locales, en este caso definidos como 1, 2 y 3, se obtienen los desplazamientos axiales y las rotaciones en todos los ejes, del mismo modo se establecen las tensiones axiales interiores y los momentos torsores en cada eje.

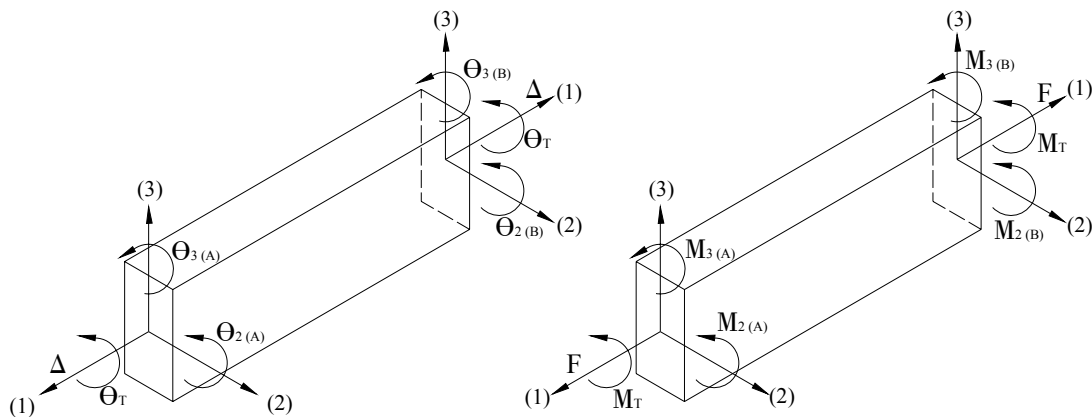


Figura 1. 15 Modelo de ejes de referencias.

La interacción entre la fuerza axial y la deformación transversal del elemento (efecto de viga-columna), además, está implícitamente incorporada en el elemento la formulación cúbica sugerida por Izzuddin en 1991, en donde los estados de tensión dentro del elemento son completamente definidos por la tensión axial generalizada y curvatura a lo largo del eje de referencia del elemento (x).

Es supuesta una constante generalizada ($\Delta x = \Delta$) para la función de forma de tensión axial en la formulación cúbica adoptada, los resultados en su aplicación es solamente válida modelar la respuesta no lineal de miembros relativamente cortos [Izzuddin, 1991] y se requiere de varios elementos (3-4 por miembro estructural) para el modelado exacto de miembros de marcos estructurales.

Esto, sin embargo, normalmente no constituye una limitación para el método ya que la subdivisión del miembro es un requisito previo de la filosofía de modelado de fibra solicitado para la representación adecuada de las no linealidades del material.

Las tensiones del cortante en la sección del elemento no son modelados, así el estado de tensión de una sección es solamente representado por la curvatura centroidal y las tensiones axiales [Izzuddin, 1991]. Además, las tensiones de alabeo y efectos torsionales (distorsión de la sección) tampoco son considerados en la formulación actual.

Si un número suficiente de elementos se usa (5-6 por el miembro estructural) la longitud de rotula plástica en miembros estructurales sujeta a niveles altos de inelasticidad de material puede estimarse con precisión.

Si se emplea un número suficiente de fibras, la distribución de la no linealidad del material por el área de la sección se modela con precisión, incluso en un rango muy inelástico.

A diferencia del modelo de rótula con comportamiento de plasticidad concentrada, las rótulas tipo fibra permiten: Una transición gradual entre el rango elástico y plástico de la sección, considerar la interacción entre los distintos tipos de esfuerzos, y evaluar en forma sencilla los esfuerzos en el elemento a partir de una integración sobre la sección.

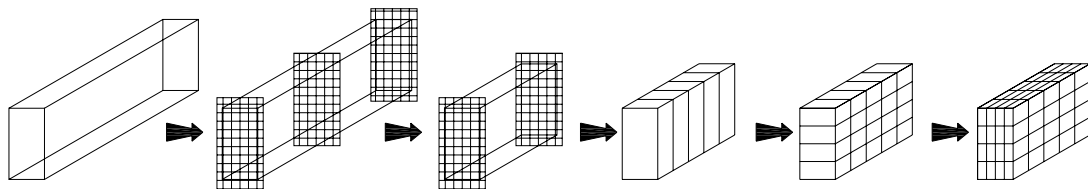


Figura 1. 16 Aplicación del modelado por fibras.

En la figura anterior se puede apreciar la forma en que se realizan los cortes transversales y longitudinales en un elemento. Primero se establecen puntos de control, y de forma sucesiva se toda la sección se va discretizando, hasta obtener pequeños elementos de comportamiento uniaxial.

2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.

2.1 Introducción.

Conocer el comportamiento de una estructura ante demandas sísmicas es de mucha importancia, sobre todo en aquellas que se encuentran construidas o que se piensan construir en zonas de fuerte actividad sísmica. La cedencia de los elementos y fallas que se producen cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad estructural, ponen de manifiesto la necesidad de evaluar las estructuras utilizando métodos modernos, en los cuales se toma en cuenta el desempeño por sismo de las edificaciones, considerando un posterior comportamiento no lineal de los materiales.

Las características no lineales de los materiales se incorporan directamente en un análisis de pushover, que inicialmente se realizó para modelos bidimensionales, pero que con el paso del tiempo fue evolucionando trascendiendo en su aplicación a los modelos espaciales. Las limitaciones y desventajas que inicialmente tenía la aplicación del método, se fueron reduciendo con los cambios que sufrió la técnica de pushover, como por ejemplo el uso del análisis de pushover controlados y no controlados, el uso del patrón de cargas laterales y el patrón de desplazamientos en lugar de fuerzas, han logrado que el método adquiriera ventajas en su aplicación.

En este capítulo se desarrolla la técnica tradicional de pushover para modelos bidimensionales, con todos los parámetros que se tienen que definir para su aplicación.

Se desarrollan de forma muy breve las evoluciones que la técnica ha sufrido, y también se describen los modelos de plasticidad que se pueden utilizar para modelar el daño esperado en una estructura que se someta a demandas sísmicas. Un apartado de gran importancia es en la que se definen los diferentes modelos del comportamiento histerético del concreto reforzado propuestos por diferentes investigadores, y diferentes normas. La modelación de las características no lineales, definidas por ciclos histeréticos, se presentan en este capítulo muy brevemente, ya que este es un tema muy amplio.

De igual manera se desarrollan los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas de la FEMA-356 y del ATC-40, así como del código italiano. Se pretende sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones que permitan tomar decisiones respecto del comportamiento esperado durante un sismo, basadas en los conceptos de desempeño sísmico, desde el punto de vista estructural y no estructural, para diferentes niveles de movimiento del terreno.

2.2 Definición del análisis estático no lineal “Pushover”.

El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal.

Existiendo incongruencias en la teoría actual que espera se produzcan daños en los elementos de las estructuras en un rango elástico [Aguilar y Ruiz, 2002].

En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica de Pushover para encontrar la curva de capacidad de carga de las estructuras bajo demandas sísmicas.

El uso de La Técnica del Pushover data alrededor del año de 1970, al principio no tuvo mucha aceptación, pero fue durante los últimos 10 y 15 años que adquirió importancia debido a su fácil aplicación y buenas aproximaciones en los resultados obtenidos. Todas las publicaciones que inicialmente se elaboraron de este método estuvieron enfocadas en discutir las ventajas y desventajas que conlleva la aplicación de la Técnica de Pushover, comparándola con los procedimientos elásticos lineales y los procedimientos dinámicos no lineales [Krawinkler & Seneviratna, 1998].

2.2.1 La Técnica de Pushover tradicional.

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la

estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas.

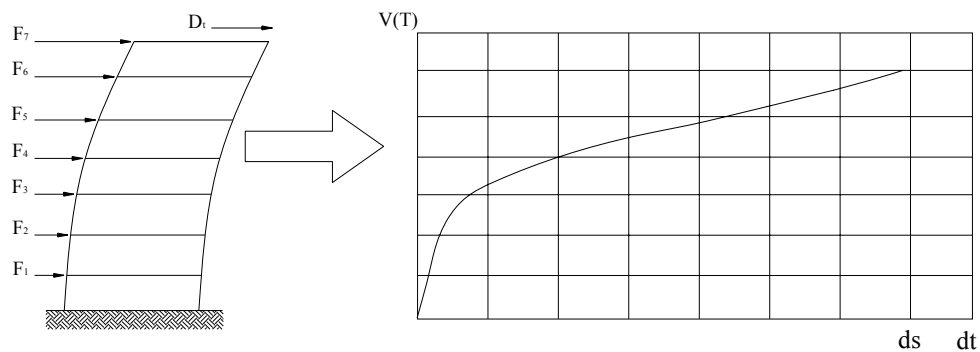


Figura 2. 1 Esquema de la Técnica del Pushover.

En la figura 2.1 se indican las fuerzas F_i aplicadas en el piso i , la sumatoria de las mismas genera el cortante basal V : Debido a la aplicación de las fuerzas laterales el marco tiene un desplazamiento lateral máximo d_i , que se puede calcular aplicando la teoría de estructuras. El proceso se repite incrementando las cargas iniciales, hasta llevar a la estructura al colapso, que está asociado a un desplazamiento final d_{cf} . Debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se irá dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. El cambio de rigidez se realiza en función del diagrama momento curvatura, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad adoptado. La Técnica del Pushover generalmente se realiza con pequeños incrementos de carga alrededor de 0.1 toneladas para cuando se utiliza un programa de computadora.

Con el uso de esta técnica es posible apreciar la secuencia del agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapsa.

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad. Para determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos el método del espectro capacidad – demanda, en el que la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo

de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intercepción indica el desempeño sísmico de la edificación. Además, el desempeño por sismo de una edificación puede obtenerse utilizando el criterio de áreas iguales, que consiste en calcular el área bajo la curva de capacidad y después se determina el área bajo la curva del modelo bilineal. Para el modelo adoptado se tendrá que estas áreas son muy parecidas.

La elección del método a utilizar para realizar el análisis de la edificación en estudio, además del tipo de modelo, sea éste un modelo plano o tridimensional; dependerá del grado y tipo de irregularidad estructural que posea la edificación.

2.2.1.1 Patrón de cargas laterales.

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos regionales, para que luego sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo. Es necesario mencionar que aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía [López Menjivar, 2004]. Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones (pequeñas o medianas), de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover, propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [ASCE, 2000] y por el Consejo de Tecnología Aplicada [SSCS, 1996] son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.

Una alternativa sería utilizar un patrón de carga lateral uniforme, donde las aceleraciones sísmicas son proporcionales al peso de cada nivel de edificio.

2.2.1.2 Curva de capacidad.

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos mas altos de vibración [SSCS, 1996].

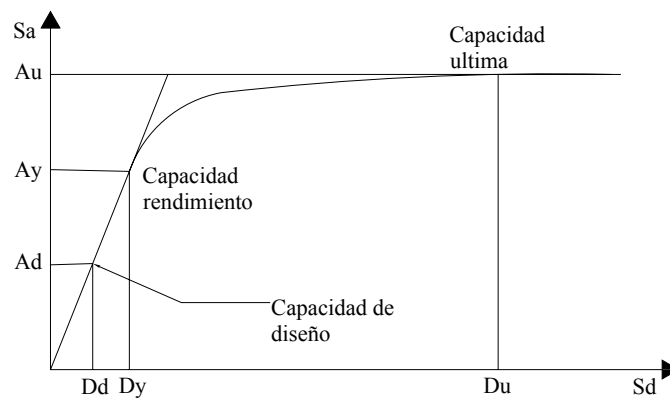


Figura 2. 2 Curva de Capacidad.

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

2.2.1.3 Desplazamiento esperado.

El desplazamiento que se espera experimente una estructura cuando se le somete a demandas sísmicas el cual se obtiene utilizando un espectro de respuesta elástico que se adapte a las características del suelo donde se encuentra construida o se piensa construir la edificación, junto con la representación bilineal de la curva de capacidad.

La determinación del desplazamiento esperado para una estructura estará relacionada con el nivel de desempeño para el cual se diseñe. Estos niveles de desempeño se utilizan para brindar una mayor protección, tanto a los usuarios como a la estructura en sí [CEN, 2002]. El desplazamiento esperado se obtiene haciendo uso del modelo equivalente de un grado de libertad, para el cual se calcula su curva de capacidad resistente que

posteriormente se representa de forma bilineal, y conociendo la demanda sísmica representada por medio de espectros de respuesta elásticos, se puede conocer el desplazamiento esperado para un sistema de un grado de libertad, y de la misma forma conocer el desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad por medio del factor de participación de masas.

2.2.2 Técnica del Pushover usando modelos espaciales.

La tendencia futura del análisis sísmico de edificios, a nivel mundial, será la realización de un análisis dinámico no lineal. Actualmente nos encontramos en una época de transición entre el análisis lineal, con algunas variantes para predecir el comportamiento no lineal, y el análisis no lineal dinámico [Aguar Falconi, 2002].

La respuesta sísmica de edificios con un alto grado de irregularidad, usualmente se obtiene por medio de análisis dinámicos no lineales, pero éstos procedimientos se vuelven muy largos y necesitan mucho tiempo para obtener resultados que puedan representar de la mejor manera la respuesta del sistema para cualquier excitación. La metodología del pushover ha sido una herramienta ampliamente usada para predecir la respuesta sísmica de estructuras planas, que se ha extendido para la evaluación de desempeño sísmico de estructuras espaciales [López Menjivar, 2003].

Para el caso de modelos planos, las fuerzas laterales son aplicadas en los nudos principales de cada nivel. Para el caso de modelos espaciales, ésta fuerza lateral será aplicada en el centro de masas *CM* si el programa utilizado permite definir la losa como

un diafragma rígido; de lo contrario las fuerzas se aplicarán en los nudos de cada nivel. En la figura se indica, a la izquierda una estructura espacial, en la cual se ilustra como las fuerzas estáticas monótonicamente crecientes se aplican en el centro de masas CM , y a la derecha la respectiva curva de capacidad. Para analizar una estructura espacial se realizan pushover en todos los marcos y luego se obtiene una representación bilineal equivalente de las curvas de capacidad resistente de todos los marcos.

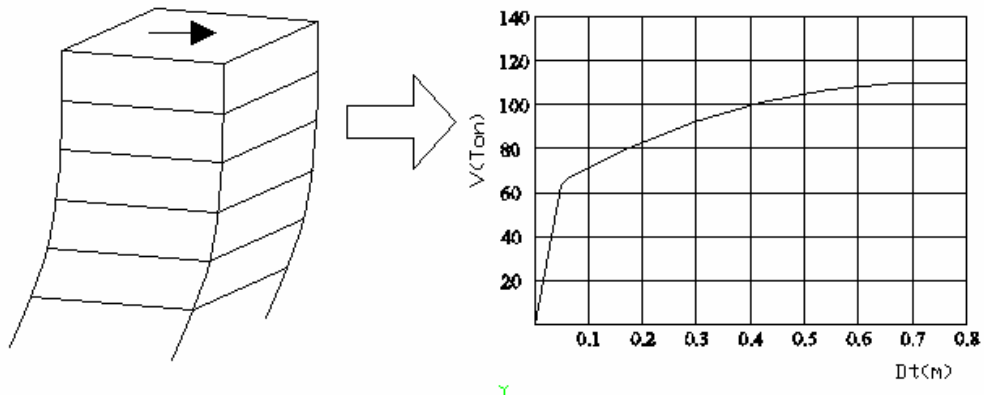


Figura 2. 3 Esquema de cálculo de la curva de capacidad resistente basada en un pushover espacial.

2.2.2.1 Análisis plano.

Para poder encontrar la curva de capacidad resistente espacial, es necesario analizar cada uno de los marcos de forma individual y encontrar la respectiva curva de capacidad sísmica resistente, pero para el caso plano; para ello se procede como se muestra en la figura siguiente:

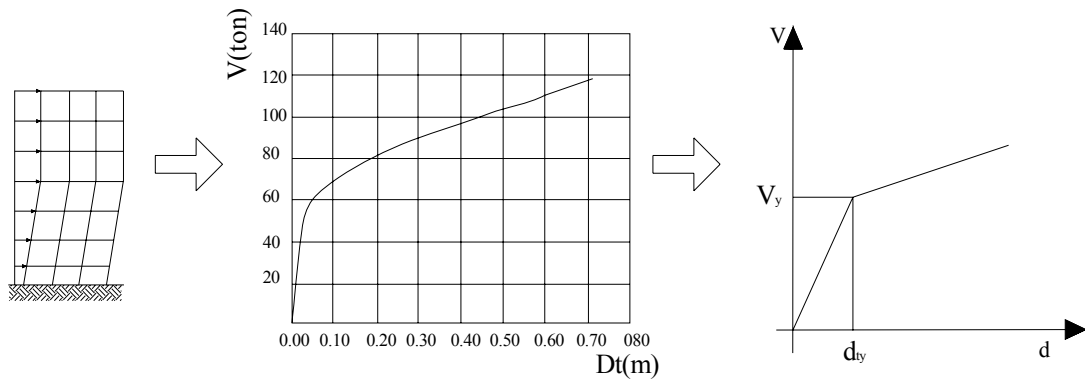


Figura 2. 4 Esquema de cálculo de un pushover plano y el modelo bilineal equivalente.

Una vez que se tiene la curva de capacidad, se encuentra un modelo bilineal equivalente. Uno de los métodos utilizados para definir el modelo bilineal es el de áreas iguales, en el que además se determina el punto que define el límite elástico del marco que tiene un desplazamiento de fluencia d_{ty} y un cortante de fluencia V_y .

Las pendientes del modelo bilineal representan la rigidez elástica k_e y de post fluencia k_p , respectivamente. Para fines de explicación se denomina k como la rigidez de un marco plano, y se tendrá que $k = k_e$, si el desplazamiento lateral máximo del marco es menor que d_{ty} , en caso contrario $k = k_p$.

$$k = k_e \quad \text{Si } d_t \leq d_{ty} \quad [2-1]$$

$$k = k_p \quad \text{Si } d_t > d_{ty} \quad [2-2]$$

2.2.2.2 Modelo de cálculo.

El modelo numérico de cálculo del pushover espacial considera que cada uno de los marcos es elemento de una estructura que tiene una losa rígida con tres grados de libertad, dos desplazamientos horizontales, en la dirección de los ejes x e y , y una rotación alrededor de un eje perpendicular a la losa [Aguiar Falconi, 2002].

Sea q el vector que contiene a los desplazamientos y giros en coordenadas de piso y Q el vector de cargas aplicadas, conformado por la fuerza horizontal en sentido x , F_x ; la fuerza horizontal en sentido y , F_y ; y el momento torsor. Cuando se desee obtener la curva de capacidad resistente con relación al eje x , únicamente tendrá valor F_x y los restantes valores de Q son cero. Para el caso en que se desee encontrar la curva de capacidad resistente con relación al eje y , la cantidad diferente de cero será F_y . La matriz KE relaciona el vector de cargas Q , con el vector de coordenadas q , de la siguiente manera.

$$Q = KEq \quad [2-3]$$

Por otra parte la relación que existe entre el vector de coordenadas de piso q y el desplazamiento lateral de un marco d_t , viene dado por el vector de compatibilidad de deformación A .

$$d_t = Aq \quad [2-4]$$

En la siguiente figura, se presenta una estructura espacial compuesta por cuatro marcos, se denomina α el ángulo que forma la orientación positiva del marco con relación al eje x . Por otra parte r es la distancia que existe desde el centro de masas hasta el marco, será positivo si la orientación positiva del marco rota con relación al centro de masas en forma antihoraria. La orientación positiva de los marcos es aquella que es paralela a los ejes x e y .

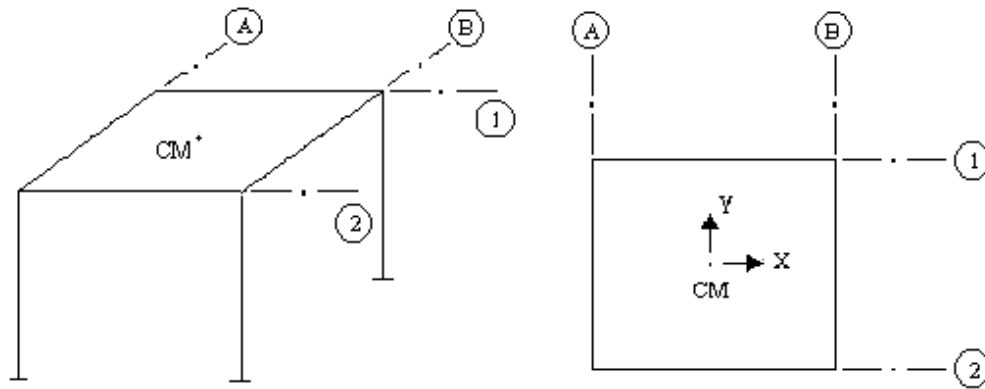


Figura 2. 5 Notación de los ejes de coordenadas de piso y la orientación positiva de los marcos.

La forma del vector de compatibilidad de deformaciones A para el marco i , es la siguiente:

$$A^{(i)} = [Cosa \ Sena \ r] \quad [2-5]$$

La matriz de rigidez KE , se obtendrá del triple producto matricial:

$$KE = \sum_{i=1}^n A^{(i)t} K^{(i)} A^{(i)} \quad [2-6]$$

Donde n es el número de marcos de la estructura. La matriz KE va cambiando de acuerdo al desplazamiento lateral de cada marco, inicialmente todos los marcos trabajan con la misma rigidez elástica, pero mientras van ingresando en el rango no lineal, cambian la rigidez elástica por una rigidez plástica.

El cálculo se realiza de forma incremental, aplicando el patrón de cargas laterales en el centro de masas, hasta llevar al colapso a la estructura. Si se desea encontrar la curva de capacidad para la dirección x , las cargas laterales se aplicarán en la misma dirección x . El cálculo de la curva capacidad de carga para la dirección y , se realiza aplicando cargas en la dirección y [Aguiar Falconi, 2002].

2.2.3 Demanda sísmica.

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, en el cual se presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias. Para fines prácticos, en la ingeniería se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años, se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto se ha promovido el uso de espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento para propósitos de diseño basados en el desempeño sísmico [SSCS, 1996].

En la siguiente figura se muestra la configuración de un espectro de respuesta elástico de forma general.

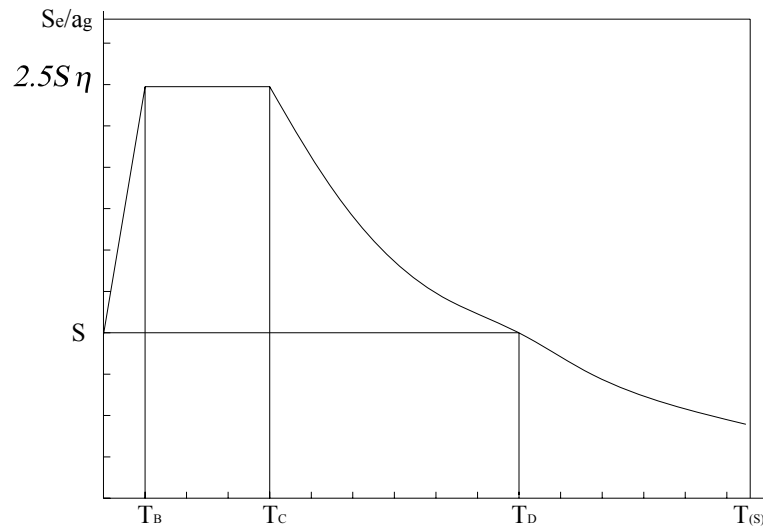


Figura 2. 6 Espectro de respuesta elástico [CEN, 2002].

Donde:

S_e : Es el espectro de respuesta elástico

T : Período de vibración para un sistema equivalente de un grado de libertad.

a_g : Aceleración sísmica de diseño

T_B, T_C : Límites de la aceleración espectral constante en cada segmento

T_D : Valor que define el comienzo del rango de respuesta de desplazamiento constante en el espectro.

S : Aceleración máxima del terreno.

n : Factor de corrección por amortiguamiento que varía desde 1 hasta un 5%.

Para poder calcular el desplazamiento esperado que una estructura experimentará cuando se utiliza la Técnica de Pushover, la estructura de múltiples grados de libertad se tiene que representar como un sistema equivalente de solo un grado de libertad.

2.2.3.1 Sistema equivalente de un grado de libertad.

La masa equivalente para un sistema de múltiples grados de libertad se calcula por medio de un factor de transformación utilizando las siguientes expresiones:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad [2-7]$$

El factor de transformación está dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad [2-8]$$

Donde:

Γ : Es el factor de transformación.

m^* : Masa equivalente de un grado de libertad.

ϕ_i : Desplazamiento normalizado que experimenta el nivel i.

\bar{F}_i : Fuerza lateral normalizada.

Para calcular los desplazamientos de cada nivel se normaliza a uno ($\phi_n=1$) el desplazamiento del nudo de control, comúnmente se coloca en el nivel superior, que

experimentará el mayor desplazamiento ante la aplicación de cargas laterales. Los desplazamientos de cada nivel se establecen proporcionalmente al desplazamiento del nivel superior.

La fuerza F^* y desplazamiento d^* para el sistema equivalente de un grado de libertad se determinan relacionando la fuerza y desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad con el factor de transformación.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad [2-9] \text{ y } [2-10]$$

Donde:

F_b : Es la fuerza cortante basal del sistema de múltiples grados de libertad.

d_n : Es el desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad.

F^* : Fuerza cortante basal del sistema equivalente de un grado de libertad.

d^* : Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad.

La curva de capacidad tiene que ser transformada a un espectro de capacidad o modelo elastoplástico, para poder obtener el desplazamiento esperado.

2.2.3.2 Modelo bilineal de la curva de capacidad.

Una vez que se tiene definida la curva de capacidad de cada uno de los marcos de la edificación, se obtiene un modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica resistente en el que se define perfectamente el rango elástico y el rango plástico por medio del punto de fluencia.

En realidad es una relación elastoplástica entre las fuerzas cortantes y los desplazamientos que experimentará la estructura. La fuerza de cedencia F_y^* que representa el esfuerzo último del sistema idealizado, es igual a la fuerza que forma el mecanismo de plasticidad.

La rigidez inicial elástica del sistema idealizado se determina de tal manera que las áreas bajo la actual curva fuerza-deformación y la idealizada son iguales [CEN, 2002]. El desplazamiento de cedencia del sistema idealizado de un grado de libertad se determina de la siguiente manera:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad [2-11]$$

Donde:

E_m^* : Es el área entre la curva actual y la curva idealizada.

F_y^* : Fuerza de cedencia del sistema idealizado.

d_m^* : Desplazamiento donde se genera el mecanismo de plasticidad.

d_y^* : Desplazamiento de cedencia para el sistema idealizado.

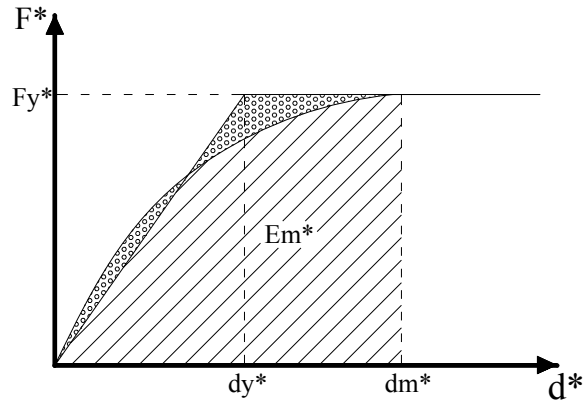


Figura 2. 7 Modelo bilineal de la curva de capacidad.

El periodo de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad se determina utilizando la fórmula:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad [2-12]$$

Donde:

T^* : Es el periodo de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad.

Luego de haber calculado el período de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad, se determina el desplazamiento que se espera para el mismo sistema equivalente.

2.2.3.3 Desplazamiento esperado para el sistema equivalente de un grado de libertad.

El desplazamiento que experimentará una estructura ante demandas sísmicas, para un período T^* y un comportamiento elástico ilimitado, que puede ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$d_{et}^* = \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 S_e \quad [2-13]$$

Donde:

d_{et}^* : Es el desplazamiento que experimentará el sistema idealizado de un grado de libertad.

$S_e = S_e(T^*)$, que se obtiene del espectro de respuesta elástico para un período T^* .

Diferentes formulaciones pueden ser usadas para determinar el desplazamiento esperado para estructuras con un rango de períodos corto, y para estructuras con un rango de períodos mediano y largo [CEN, 2002]. El período extremo entre el rango de períodos corto y medio es T_C . Para el rango de períodos medianos y largos, se pueden aplicar reglas similares para encontrar el desplazamiento total de la estructura.

a) $T^* < T_C$,

$$d_i^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad [2-14]$$

Donde:

q_u : Es la relación entre la demanda de aceleraciones en la estructura de comportamiento elástico ilimitado S_e , y el esfuerzo limitado F_y^*/m^* .

De manera que
$$q_u = \frac{S_e m^*}{F_y^*} \quad [2-15]$$

Se debe aclarar que si $F_y^*/m^* \geq S_e$, la respuesta de la estructura es elástica y los desplazamientos son iguales.

$$d_t^* = d_{et}^* \quad [2-16]$$

b) $T^* \geq T_C$, los desplazamientos son iguales.

$$d_t^* = d_{et}^* \quad [2-17]$$

Cuando se conoce el desplazamiento del modelo idealizado de un grado de libertad, se puede conocer el desplazamiento total del sistema de múltiples grados de libertad.

2.2.3.4 Desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad.

El desplazamiento puede ser encontrado utilizando el desplazamiento para el sistema de un grado de libertad multiplicado por el factor de transformación, como se muestra a continuación:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad [2-18]$$

Es necesario explicar que el desplazamiento encontrado, que se esperaría sea igual al que la estructura experimente bajo una demanda sísmica; correspondiente al desplazamiento del nudo de control.

En la siguiente figura se muestra un espectro de respuesta elástico en formato aceleración-desplazamiento. El período T^* se representa por medio de líneas radiales que van desde el origen del sistema de coordenadas hasta el punto del espectro de respuesta elástico, definido por coordenadas $d^* = (T^*/2\pi)S_e$ y S_e .

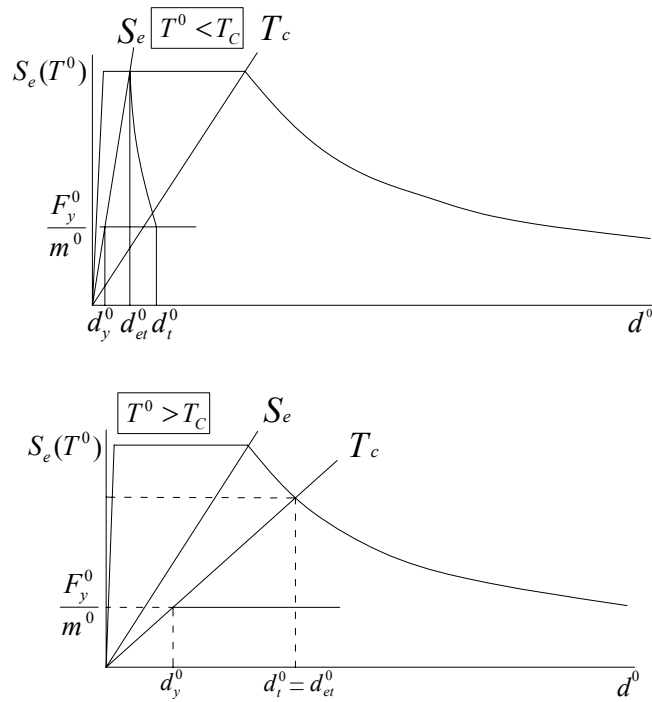


Figura 2. 8 Espectro de respuesta elástico en formato ADRS.

Existen varios métodos que se pueden aplicar para obtener el desempeño por sismo de una edificación. Los métodos expuestos en la sección 1.3 del Capítulo I, pueden ser utilizados, siendo más frecuentemente utilizado el método del espectro de capacidad.

Para representar el daño esperado en una estructura sometida a una demanda sísmica, es necesario utilizar un modelo de plasticidad que se ajuste a las características del modelo estructural utilizado.

2.2.4 Modelos de plasticidad.

Existen varios modelos de plasticidad que pueden ser utilizados para modelar el daño que se espera sufran los elementos bajo demandas sísmicas. En la siguiente figura se presenta algunos de ellos:

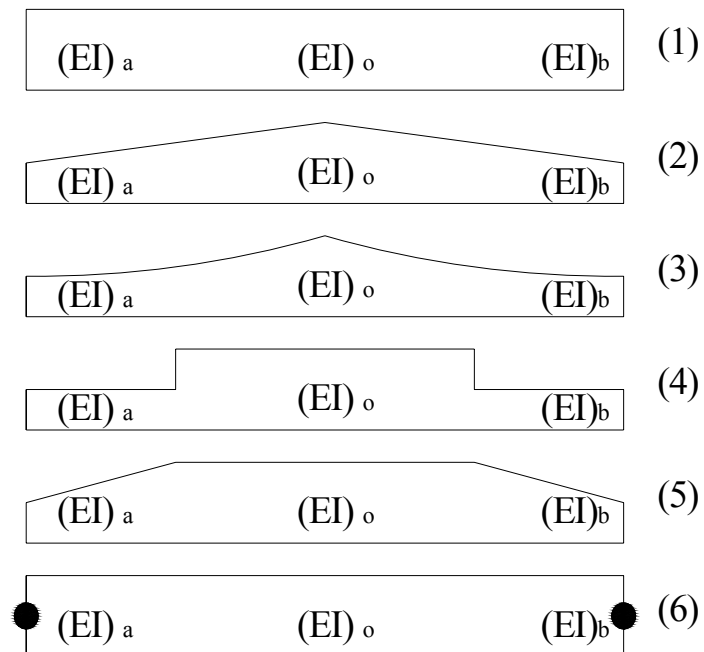


Figura 2. 9 Modelos de plasticidad. Tomado de Aguiar Falconi, 2002.

- El modelo 1 es con el que se trabaja inicialmente cuando la estructura se encuentra en el rango elástico, luego para el rango inelástico se puede trabajar uno de los siguientes cinco modelos.
- El modelo 2 considera que la variación de la rigidez es lineal en el elemento, desde el valor de $(EI)_a$ o $(EI)_b$, donde existe deterioro de rigidez hasta la rigidez $(EI)_o$ que se mantiene siempre en el rango elástico.
- En el modelo 3 la variación de rigidez a flexión no se considera lineal. Tanto en el modelo 2 como en el modelo 3 no se considera la longitud de la zona del elemento que ingresa al rango no lineal.
- En el modelo 4 se determina la longitud de la zona que ingresa al rango no lineal $\lambda_a L$, para el nudo inicial y $\lambda_b L$, para el nudo final, en función de los momentos actuantes y considerando que ante acciones sísmicas el diagrama de momentos es triangular. En las zonas con daño, el modelo considera que la rigidez a flexión es constante.
- El modelo 5 considera la longitud de las zonas del elemento que han ingresado al rango no lineal, y permite que el centro de la luz pueda ingresar al rango no lineal. En este modelo a diferencia de los anteriores la rigidez a flexión del centro de la luz $(EI)_o$ va a disminuir en función de la longitud de daño que se tenga en los extremos de los elementos.
- El modelo 6 es de plasticidad concentrada, la inelasticidad se concentra en los puntos extremos del elemento. Sea $(EI)_a$, $(EI)_b$ y $(EI)_o$, la rigidez a flexión del nudo

inicial, nudo final y centro de la luz, que se obtiene del respectivo diagrama momento – curvatura.

El criterio para la elección del tipo de análisis, se basa en las características geométricas y de estructuración del edificio, así como en la importancia del mismo. En la siguiente sección se presentan los criterios propuestos por el Código Europeo para evaluar la regularidad e irregularidad de edificios, y de la misma forma conocer cual es el método de análisis que sería óptimo para conocer la respuesta estructural del edificio.

2.2.5 Criterios de regularidad estructural.

Para propósitos de diseño sísmico las estructuras son clasificadas en irregulares y regulares, ya sea en planta o en elevación. La mejor manera de garantizar un comportamiento adecuado de las estructuras bajo una demanda sísmica, es diseñarlas de forma regular. Esta clasificación puede tener consecuencias en el diseño sísmico, ya que el método a utilizar estará relacionado con el tipo de irregularidad o de regularidad. Se podrá utilizar un método mucho más fácil si la estructura es regular, ya que si la estructura posee alta irregularidad, será necesario utilizar un análisis dinámico en tres dimensiones. Para analizar estos tipos de regularidad e irregularidades estructurales, junto con sus efectos en el diseño por sismo, se utilizan los lineamientos descritos en el Código Europeo 8, que se muestran en la siguiente tabla, donde se aprecia que si la estructura es regular en planta o en elevación, el modelo utilizado puede ser en dos dimensiones; mientras que si la estructura no posee regularidad en planta, o es completamente irregular, el modelo utilizado será espacial.

Regularidad		Simplificación Permitida		Factor de comportamiento
Planta	Elevación	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineales)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor disminuido
No	Si	espacial	Fuerza lateral	Valor de referencia
No	No	espacial	Modal	Valor disminuido

Tabla 2. 1 Regularidad estructural y modelos a utilizar.

2.2.5.1 Criterios de regularidad en planta.

La estructura puede ser regular en planta con respecto a dos ejes ortogonales, de acuerdo a su rigidez lateral o distribución de masa. La configuración en planta debe ser compacta de manera que la rigidez en planta no se vea afectada, solo así la configuración en planta será adecuada [CEN, 2002].

Para cada nivel y para cada dirección de análisis x o y , la excentricidad estructural y el radio torsional, deben ser verificados para las dos direcciones. A continuación se expresan para la dirección de análisis y :

$$e_{ox} = 0.30r_x \tag{2-19}$$

$$r_x > l_s \tag{2-20}$$

Donde:

e_{ox} : Distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa, medidos sobre el eje x , que es perpendicular a la dirección de análisis considerada.

r_x : Es el radio torsional, definido como la raíz cuadrada de la relación entre la rigidez torsional y la rigidez lateral para la dirección y .

l_s : Radio de giro del piso visto en planta, definido como la raíz cuadrada de la relación, entre el momento polar de inercia y el piso en planta, con respecto al centro de masa del piso y al área de piso.

2.2.5.2 Criterios de regularidad en elevación.

Si todo el sistema resistente a carga lateral, como paredes estructurales o marcos, se disponen sin ninguna interrupción desde la fundación hasta el último nivel del edificio y de igual forma en cada nivel hay una reducción de peso; además, si la rigidez lateral y masa de cada nivel permanecen constantes o se reducen gradualmente, sin cambios abruptos desde la base hasta el nivel superior, se considera que existe una regularidad en elevación [CEN, 2002]. Cuando se presente una disminución de sección en elevación, se pueden aplicar las siguientes condiciones que garanticen un comportamiento adecuado de la estructura, bajo la aplicación de una demanda sísmica:

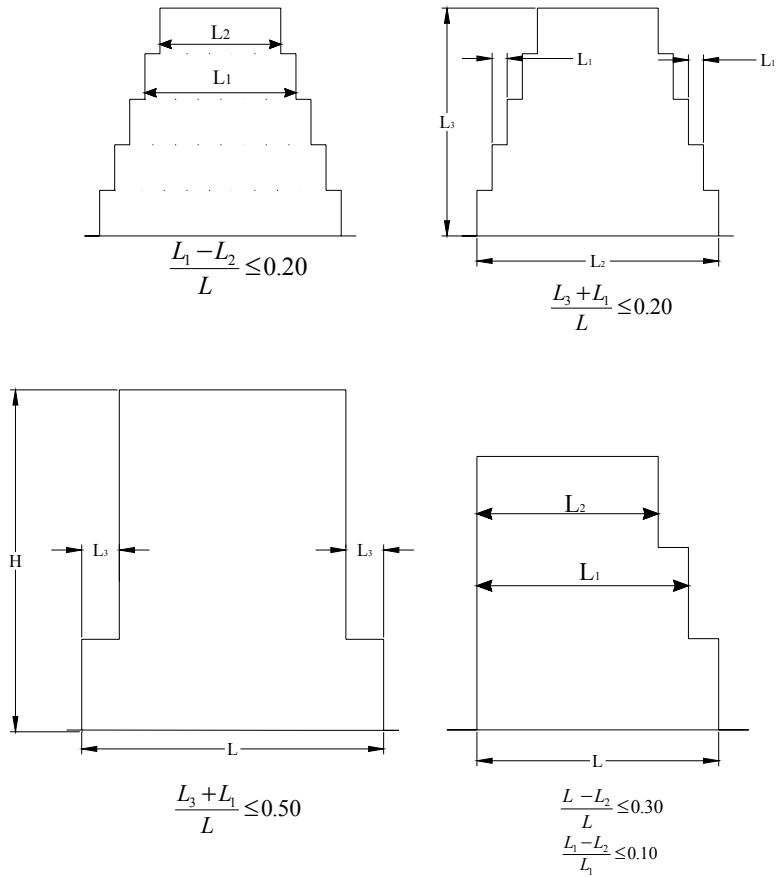


Figura 2. 10 Criterios de regularidad para edificios con disminución de sección en elevación.

2.2.6 Evolución de la técnica del pushover.

Con el paso del tiempo, la Técnica del Pushover ha venido evolucionando, contrarrestando las limitaciones y desventajas que originalmente tenía. Aunque estas nuevas formas de realizar un pushover, no se encuentren en el alcance de este trabajo, es conveniente mencionarlos de forma general, para tener una idea de la evolución de tal técnica.

Entre las nuevas formas de realizar un pushover se encuentran:

i. Pushover no modal no controlado.

La práctica normal de la Técnica del pushover está definida en FEMA-356, ATC-40, y otros. Esta técnica, necesita la definición de la curva de capacidad, que se obtiene aplicando un patrón de cargas laterales incrementado monotónicamente en la estructura, sin sufrir modificaciones en cada incremento. El patrón de cargas laterales generalmente empleado puede consistir en una distribución triangular o uniforme, pero ninguno de ellos toma en cuenta el daño generado en la estructura entre la aplicación de una carga y otra sucesiva; por lo que los resultados obtenidos con la aplicación de este método no son de gran precisión. Considerando los problemas y limitaciones de las distribuciones de fuerzas laterales que no varían su perfil de aplicación; se utilizan en cada paso, patrones de cargas controlados para tomar en cuenta la progresiva degradación de la rigidez que ocurre durante la carga instantánea del terremoto. En este sentido, los cambios en las características modales, el período de elongación y las diferentes amplificaciones espectrales, pueden ser considerados [López Menjívar, 2004]. Utilizando la respuesta del primer modo de vibración de la estructura es posible obtener la respuesta de la edificación con la aplicación de un patrón de cargas que no varía durante el proceso de aplicación de cargas laterales.

ii. Pushover modal no controlado.

Para considerar los efectos de los modos de vibración más altos, varios investigadores han sugerido un método simple y eficiente, como lo es el análisis de pushover multimodal. Este método comprende un análisis de pushover bajo un vector de fuerzas representativo de varios modos de vibración, considerando la respuesta dinámica de la estructura excitada.

La curva de pushover individual se transforma a un formato de espectro de aceleración -desplazamiento y luego se utiliza el método del espectro de capacidad para comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica. En este sentido, se puede apreciar cual es el modo más crítico y dónde puede ocurrir probablemente el daño. El procedimiento es intuitivo, y de hecho da información cualitativa, además identifica los problemas potenciales debido a los modos más altos, que en un análisis convencional de un solo modo no se podrían evidenciar. Sin embargo, los efectos de los modos más altos no se pueden cuantificar fácilmente en los métodos que no estiman la respuesta sísmica de la estructura [López Menjívar, 2004]. Utilizando un número de modos suficientes para alcanzar el 90% de participación de masas, es posible obtener la respuesta de la estructura si se aplica un patrón de cargas que no varíe durante el período de aplicación de carga lateral.

iii. Pushover controlado basado en patrón de fuerzas.

Cuando los múltiples modos de vibración se toman en cuenta, se acostumbra combinar los efectos que se producen, más que las fuerzas aplicadas. Sin embargo, esto solo es válido cuando se considera un sistema elástico, donde se mantiene el principio de superposición. Para el caso de sistemas no lineales, la combinación de los efectos obtenidos de los diferentes análisis de pushover, corresponden a un modo dado, primordialmente a las fuerzas internas que no corresponden a un estado de equilibrio. Varios investigadores han propuesto una metodología en la cual la carga aplicada se coloca constantemente, dependiendo de las características dinámicas instantáneas de la estructura. En adición, un espectro específico del lugar puede ser usado para definir el patrón de cargas, de manera que es necesario definir el número de modos suficientes para llevar a cabo este análisis [López Menjívar, 2004]. En la aplicación de este método el patrón de cargas laterales utilizado se modifica constantemente debido a la constante degradación de la rigidez estructural, después de cada paso de análisis el patrón de cargas se actualiza para tomar en cuenta el estado de rigidez actual de la estructura.

iv. Pushover controlado basado en desplazamientos.

En los pushover no controlados, se dan problemas prácticos cuando se empuja la estructura con un patrón pre-establecido de desplazamientos, como por ejemplo: el desplazamiento relativo entre dos niveles de pisos consecutivos, características estructurales tales como esfuerzos irregulares y niveles con pérdida de rigidez son

ocultados, por consiguiente, los resultados no son correctos. De manera que si se emplea un patrón de desplazamiento en un análisis de pushover, es necesario un método que en realidad considere el patrón de deformaciones, como el cambio las rigideces estructurales. Se ha propuesto un algoritmo innovador que permitirá llevar a cabo un análisis de pushover basado en desplazamientos sin las limitaciones mencionadas [Antoniou & Pinho, 2004b]. Utilizando un patrón de deformaciones en lugar de fuerzas es posible predecir respuestas que no se obtendrían si se utilizaran patrones de fuerzas.

El empleo de desplazamientos más que fuerzas conceptualmente es más deseable y se debe presentar hacia donde va el diseño basado en desplazamientos y valoración del método [López Menjívar, 2004]. El patrón de desplazamientos se modifica a medida se pierde rigidez en la estructura. Para cada incremento del análisis, el vector de desplazamientos utilizados se actualiza en base a la rigidez actual del modelo y cambia constantemente por la consecutiva degradación de la rigidez.

2.3 Comportamiento del concreto reforzado ante excitaciones sísmicas.

Para que las estructuras de concreto reforzado se comporten de manera adecuada con un desempeño sísmico aceptable, es necesario que posean cierto grado ductilidad. El concepto de ductilidad fue incorporado por primera ocasión en las normativas de las décadas de los 70's, lo que hace que las edificaciones anteriores sean susceptibles al daño sísmico.

Por tal razón, es necesario conocer el comportamiento del concreto reforzado, lo cual se logra analizando las cualidades propias de cada elemento que lo compone y la forma del comportamiento del concreto reforzado como unidad.

Una forma de lograr el estudio del concreto reforzado es mediante el empleo del concepto de curvas de histéresis o comportamiento histerético, en ellas se define el comportamiento de las secciones de concreto reforzado ante la aplicación de cargas cíclicas, las cuales producen deformaciones en el rango plástico. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños, sin ser éstas de gran magnitud, debido a las fases de carga, descarga y recarga; lo que provoca que los componentes fallen por dos situaciones (tracción y compresión). Todo el comportamiento histerético es reflejado mediante el uso de gráficos, los cuales son muy variados dependiendo del material que analizan y los parámetros que fueron usados por el investigador en el estudio.

Al analizar la sección se tomará en consideración las características de los materiales que componen el concreto reforzado y su comportamiento como un todo además se definirán los principales gráficos de las curvas de histéresis y las que utiliza la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA-440).

2.3.1 Propiedades mecánicas del concreto reforzado.

El concreto reforzado es un material complejo que ha sido estudiado por medio de los ensayos y la experimentación. Las características mecánicas del concreto reforzado son

el resultado de la unión de las características propias de cada uno de las componentes que forman el concreto reforzado (concreto y acero).

2.3.1.1 Concreto simple (Concreto sin Confinamiento).

Por lo general, la resistencia a la compresión del concreto se obtiene a partir de los ensayos de cilindros de concreto a compresión después de 28 días. La figura 2.11 muestra las curvas típicas de esfuerzo-deformación para concretos de diferentes resistencias.

La primera parte de la curva, hasta cerca del 40% de la resistencia última f'_c , puede en esencia considerarse lineal para todos los casos prácticos. Después de aproximadamente el 70% del esfuerzo de falla, el material pierde una parte importante de la rigidez [Nawy, 1988].

La curva correspondiente al esfuerzo de $f'_c = 7550$ psi se observa que tiende a ser más pronunciada, es decir, puntiaguda; en cambio la curva de $f'_c = 930$ psi tiene a ser mas plana y tendida, al contrario de la anterior. Esto significa que la tendencia gráfica que presenta el concreto, depende de la resistencia que posee. Otra característica es que los concretos entre más resisten esfuerzos, son más frágiles y presentan menos deformaciones.

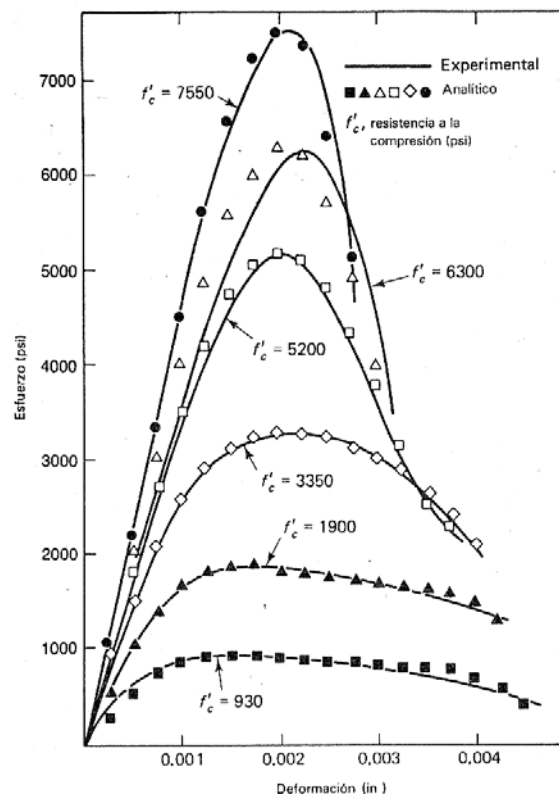


Figura 2. 11 Curvas de resistencias del concreto simple. Tomado de Nawy, E., 1988.

Las cargas a compresión de elevada intensidad, producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. La figura 2.12 muestra los ciclos obtenidos por Sinha et al. (1964) para tasas lentas de deformación. Esas pruebas y las de Karsas y Jirsa (1969), indican que la curva envolvente es casi idéntica a la curva obtenida con una sola aplicación continua de carga. Este resultado ha sido de gran ayuda para la modelación del comportamiento histérico del concreto reforzado [Park & Paulay, 1994].

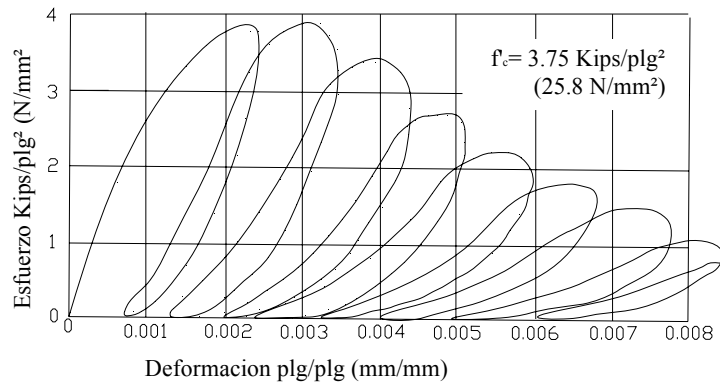


Figura 2. 12 Curvas esfuerzos-deformación bajo cargas cíclicas para el concreto simple. Tomado de Bonnet Díaz, 2003.

2.3.1.2 Relación esfuerzo-deformación del acero.

El acero es el elemento del concreto reforzado encargado de proporcionar la ductilidad y resistencia ante ciclos repetitivos de cargas, sin disminuir significativamente su resistencia, aun cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. En la figura 2.13 se observa la zona elástica lineal (tramo O-A), cuya pendiente es igual al modulo de elasticidad E_s . Este tramo tiene forma lineal hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , el cual permanece constante (tramo A-B). A partir de este punto el material presenta un endurecimiento hasta alcanzar un esfuerzo máximo f_{su} (tramo B-C). Después de este instante la curva es decreciente hasta llegar a la rotura de material. Las deformaciones ϵ_{sh} y ϵ_{su} corresponden al instante donde se inicia el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

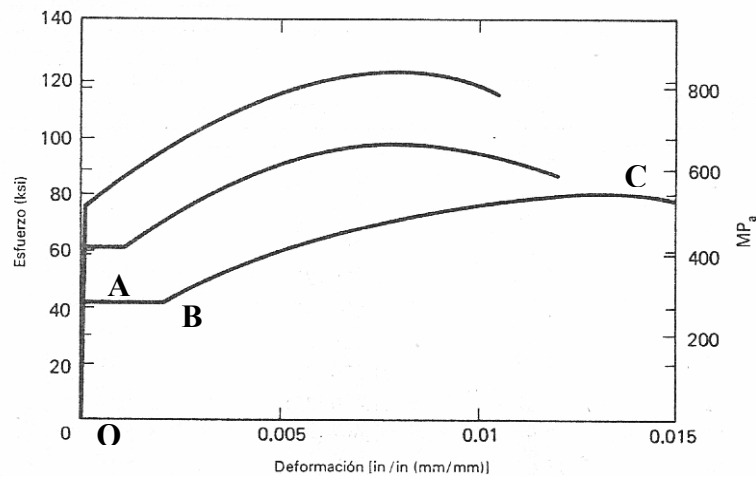


Figura 2. 13 Curva esfuerzo-deformación del acero. Tomado de Nawy, E., 1988.

Cuando el acero es sometido a cargas cíclicas, dentro del rango inelástico, la plataforma de fluencia desaparece y la curva esfuerzo-deformación exhibe el efecto “Bauschinger” según el cual, el comportamiento no lineal comienza para un nivel de esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de fluencia. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la fluencia. La figura 2.14 muestra el resultado de los diferentes tipos de ensayos de carga cíclica del acero de refuerzo.

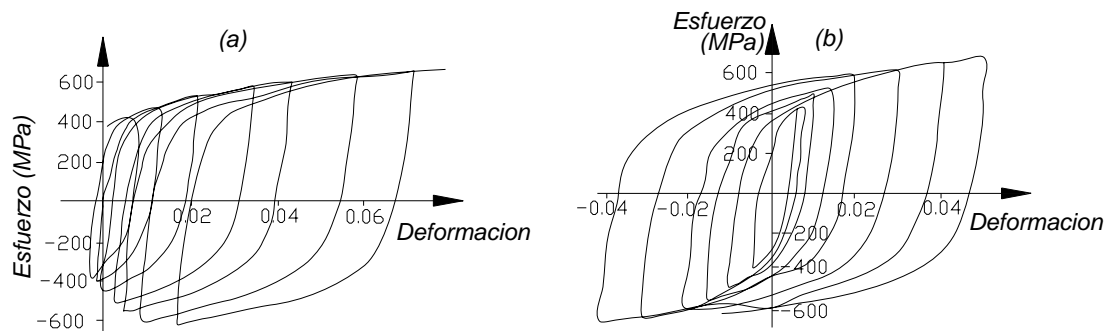


Figura 2. 14 Curva esfuerzo-deformación del acero bajo cargas cíclicas. Tomado de Bonett Díaz,

2003.

En la figura 2.14(a) presenta solo deformaciones por tracción, mientras la figura 2.14 (b) presenta la deformación por tracción y compresión alternadamente, produciendo ciclos de histéresis simétricas. El primer caso corresponde al comportamiento típico de refuerzos en rótulas plásticas de las vigas, las cuales experimentan grandes deformaciones inelásticas de compresión. El segundo caso se presenta durante las respuestas cíclicas de columnas con carga axial moderadas o altas.

2.3.1.3 Concreto reforzado (concreto confinado).

El concreto reforzado se logra mediante la utilización del acero para confinar el concreto simple, con el fin de reducir las deformaciones transversales elevadas que generan agrietamiento interno.

En ensayos se ha demostrado que el confinamiento por refuerzo en espiral proporciona un mejor confinamiento que el generado por la utilización de estribos rectangulares o circulares; debido a que el esfuerzo en espiral es de forma axial, en cambio en los estribos los esfuerzos se concentran en las esquinas, y en ciertos casos se pueden generar deformaciones en las partes laterales.

La figura 2.15 muestra 3 curvas, donde se observa la influencia de los refuerzos transversales. Las curvas A y B, que corresponden a vigas de concreto con estribos a diferentes separaciones, y la curva C es concreto simple.

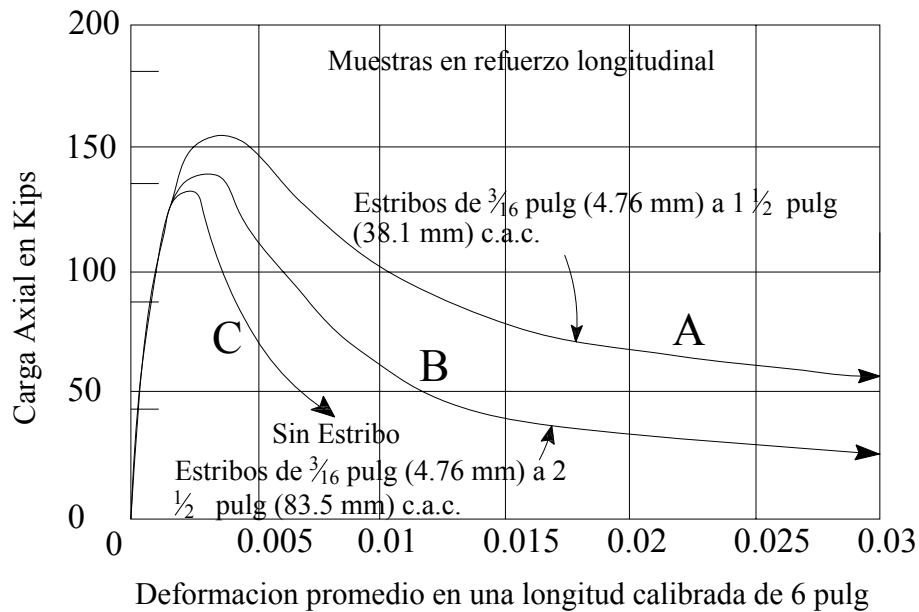


Figura 2. 15 Curva esfuerzo-deformación del concreto reforzado con diferentes niveles de confinamiento. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

El perfil de la curva a deformaciones elevadas, es una función de muchas variables, entre ellas tenemos la siguiente:

- La relación entre el volumen del acero transversal y el volumen del núcleo de concreto, debido a que un elevado contenido de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento.
- La resistencia a la fluencia del acero transversal, lo cual proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.

- La relación entre el espaciamiento del acero transversal y las dimensiones del núcleo de concreto, debido a que un espaciado más pequeño conduce a un confinamiento más efectivo.
- La relación entre el diámetro de la varilla transversal y la longitud no soportada de las varillas transversales en el caso de estribos o aros rectangulares, debido a que un diámetro grande de varilla conduce a un confinamiento más efectivo.
- La cuantía y tamaño del acero de refuerzo longitudinal, debido a que éste también confina al concreto.
- El nivel de resistencia del concreto influye en su ductilidad y por lo tanto en las deformaciones máximas que pueden desarrollar.
- La tasa de carga debido a que las características de Esfuerzos –Deformación del concreto dependen del tiempo.

2.3.2 Comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas.

El comportamiento sísmico de las estructuras con marcos de concreto reforzado, depende principalmente de su ductilidad. La distribución del refuerzo longitudinal y transversal en los elementos del sistema estructural influye considerablemente en la forma de los ciclos histeréticos.

Cuando se tiene una viga doblemente reforzada, y un confinamiento ideal; se puede obtener un comportamiento dúctil sin pérdidas de resistencia como se observa la figura 2.16. En el caso contrario, una viga sin confinamiento presenta pérdidas de resistencia y disminución de la rigidez como se muestra en la figura 2.12, lo que muestra la

importancia de escoger un modelo apropiado y representativo del comportamiento de la estructuras.

En los estudios del comportamiento de marcos no se ha tomado en cuenta la influencia que tienen los diafragmas rígidos o flexibles, y vigas laterales; ya que estos elementos tienen un efecto considerable sobre el comportamiento histórico.

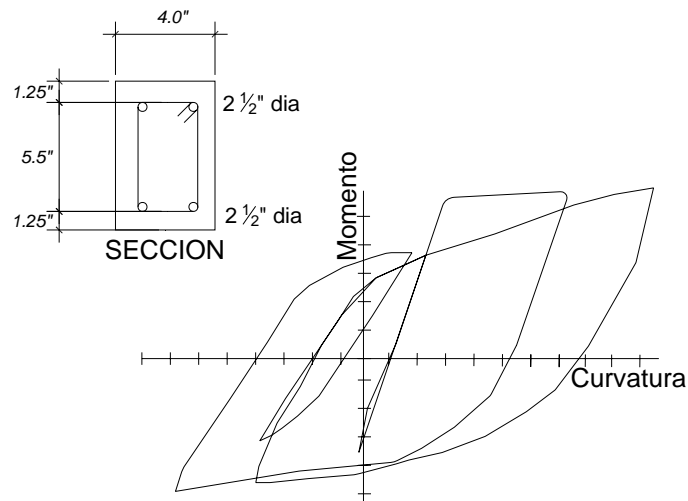


Figura 2. 16 Curva esfuerzo deformación de una sección de concreto reforzado bajo cargas cíclicas dinámicas. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

2.3.2.1 Explicación del comportamiento histórico de forma física.

Después de producirse el agrietamiento por flexión, comienza un ablandamiento gradual de la respuesta, que está gobernado por factores tales como: 1) la propagación de las grietas a lo largo de la longitud del elemento, 2) el ablandamiento debido a la tracción del hormigón y 3) el comienzo de la no linealidad del hormigón en compresión.

La distribución del acero longitudinal en vigas, colocado en la parte superior e inferior, causa que suceda un agrietamiento abrupto en el punto de mayor momento. Aunque esto

ocurra, el elemento es capaz de seguir soportando esfuerzo debido al aumento del brazo de las fuerzas internas y al endurecimiento del acero por la deformación debido a las fuerzas de tracción. Los desprendimiento del concreto de recubrimiento y la falla del acero a compresión puede también presentarse, pero se ven compensados por la presencia del incremento de la resistencia del núcleo confinado, gracias al estado de esfuerzo triaxial como se observa en la figura 2.17.

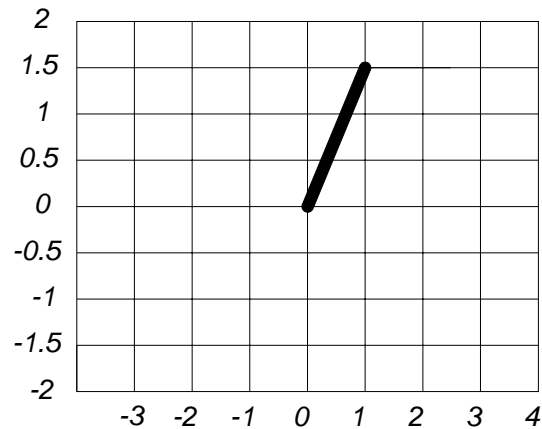


Figura 2. 17 Fase de carga inicial para una sección de concreto reforzado.

La fase de descarga es la que corresponde al momento en que la fuerza comienza a dejar de actuar en el sentido original. Inicialmente la rigidez es alta, aproximadamente igual a la rigidez elástica. No obstante, la fase de descarga presenta un comportamiento en la que la rigidez se degrada, especialmente cuando la fuerza es cero. Esta reducción es parte de la llamada “**degradación de rigidez**”, que es típico del comportamiento del concreto reforzado. Cuando la fuerza desaparece existe una deformación residual debido a la deformación inelástica como se observa en la figura 2.18.

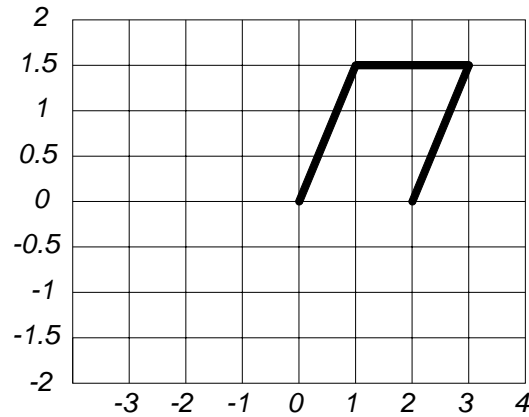


Figura 2. 18 Fase de descarga de la sección de concreto reforzado.

La fase de recarga debida al cambio de dirección de la carga aplicada es inicialmente muy débil, ya que ésta produce la abertura de grietas en la nueva cara del elemento que se encuentra a tensión y origina que las grietas que habían aparecido en la fase anterior se cierren. Con el ablandamiento inicial el endurecimiento del elemento puede aparecer en la recarga, se habla del estrechamiento de los lazos, en la figura 2.19 se muestra la fase de recarga.

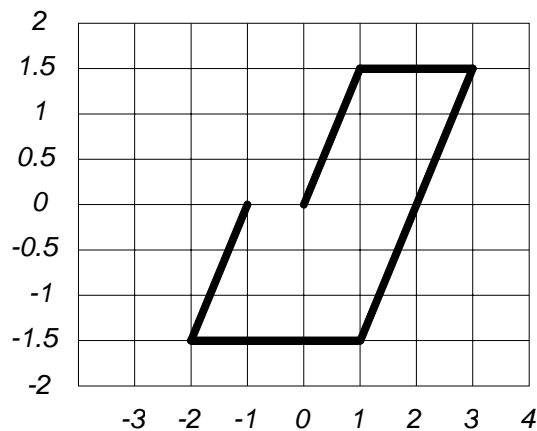


Figura 2. 19 Fase de recarga de sección de concreto reforzado.

Así, posteriormente se sigue sometiendo al elemento a más ciclos de recarga, lo que produce un curva como la mostrada en la figura 2.14 b.

Por lo tanto la rigidez total de las ramas de recarga, decrecen con el incremento de la magnitud de la deformación máxima alcanzada en el ciclo previo. Esta es la manifestación de la degradación de rigidez de recarga debido a los ciclos de carga.

Los efectos de la degradación de resistencia son más evidentes entre un ciclo de deformaciones y el próximo, aun alcanzando el mismo nivel de deformación que en ciclos anteriores.

Este fenómeno, conocido como **“perdida de resistencia”**, se debe a múltiples fenómenos, de los cuales los más conocidos son:

- La variación entre la apertura y el cierre de las grietas, que producen una pérdida de resistencia y una degradación de la rigidez del concreto a compresión, debido a la existencia de ligeros desplazamientos relativos por cortante entre las grietas.
- El deterioro cíclico de la adherencia a lo largo de las barras, que incrementa gradualmente el ancho de grietas y reduce el efecto de endurecimiento.
- El deterioro gradual del comportamiento cíclico a cortante, junto con el deterioro de la transferencia de cortante a través de las grietas abiertas, especialmente en los instantes en los que los refuerzos a compresión y tracción constituyen el par de fuerzas resistentes causando deslizamientos a lo largo de las barras y posteriormente el deterioro de la adherencia, la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia.

2.3.2.2 Modelos analíticos del comportamiento histerético.

Muchos modelos han sido desarrollados durante las últimas décadas con el objetivo de acercarse cada vez al comportamiento real de estructuras de concreto reforzado.

En los ensayos se ha observado que existe una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético, tales como la forma de la sección transversal, la cantidad de acero de refuerzo, la distribución y la calidad del anclaje tanto del acero longitudinal como del acero transversal por cortante, las propiedades de los materiales de las cargas actuantes. Así mismo los resultados indican que es necesario tener en cuenta la variación, por lo menos de los siguientes parámetros:

- La rigidez en las ramas de carga y descarga, ya que es un parámetro determinante en la magnitud de la deformación producida por los ciclos reversibles de carga.
- El ancho de los ciclos de histéresis, incluyendo el efecto de estrechamiento, que determina la cantidad de energía disipada en los ciclos de carga.
- La disminución de la resistencia de los ciclos de histéresis, en comparación a la resistencia obtenida a partir de la envolvente de carga monotónica, que determina la estabilidad de la respuesta y la tasa de aproximación al fallo del elemento.

De todo lo anterior, se concluye que un modelo histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historial de desplazamientos.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, pero la mayoría consideran tres factores fundamentales.

- Deterioro de la rigidez en la descarga inelástica
- Cambio de rigidez por cierre de grietas
- Deterioro en la resistencia

Existen muchos modelos de curvas de histéresis, los principales son seis:

- Modelo elastoplástico
- Modelo histerético de Clough y Johnston
- Modelo histerético de Takeda
- Modelo histerético de Takeda modificado
- Modelo histerético Q-Hyst
- Modelo histerético propuesto por Roufaiel y Meyer

i) Modelo bilineales (modelo elasto-plástico).

Los modelos bilineales utilizan la teoría clásica de la plasticidad, con módulo plástico constante y endurecimiento por deformación. Las rigideces de las ramas de descarga y de recarga son paralelas a la rama elástica de carga inicial (EI). Por tanto, los lazos de histéresis de estos modelos, son muy anchos y sobreestiman la cantidad de energía disipada del elemento del concreto reforzado. La rigidez del sistema elástico EI , se

define como la relación entre el momento de cedencia, M_y y la curvatura de cedencia ϕ_y , esto es:

$$EI = \frac{M_y}{\phi_y} \quad [2-21]$$

El modelo elastoplástico perfecto, que se muestra en la figura 2.20, es un caso particular de los modelos bilineales, en el cual no se considera el endurecimiento por deformación, razón por la que se observa que la curva post-cedencia tiene pendiente nula (recta BC). Adicionalmente, este modelo no contempla el deterioro de la rigidez y la resistencia, ni tampoco el efecto del cierre de grietas. Este modelo ha sido utilizado ampliamente por muchos investigadores, debido a su simplicidad. Sin embargo, los modelos bilineales en general, no son los más adecuados para realizar un análisis no lineal refinado de la respuesta de una estructura ante cargas cíclicas.

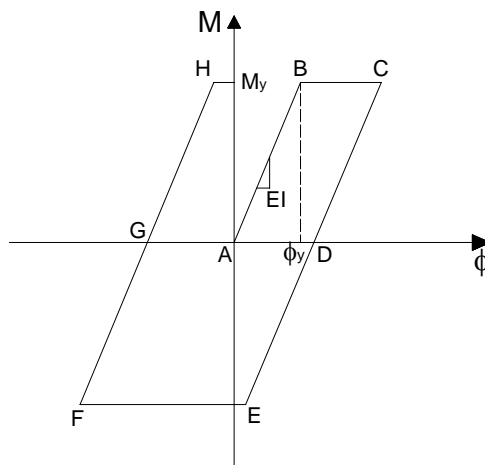


Figura 2. 20 Modelo histérico elastoplástico. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

ii) Modelo de rigidez degradante de Clough y variantes.

El modelo propuesto por Clough y Johnston es una variante del modelo elastoplástico, que incorpora el efecto de la degradación de rigidez. En la figura 2.21 puede verse como la rigidez a flexión, pendiente de la recta BC, es nula una vez que se sobrepasa el límite elástico, lo cual no deja de ser una simplificación excesiva, ya que el elemento tiene cierta rigidez a flexión. En la descarga, en el tramo CD se mantiene la rigidez elástica hasta llegar al punto D, a partir del cual el perfil se orienta hacia el punto de plastificación inicial. Si la sección ya entró en el rango plástico, el perfil se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo anterior. Esta hipótesis ha servido de base para el desarrollo de nuevos modelos constitutivos. El modelo de Clough y Johnston es relativamente simple y ha sido utilizado ampliamente para el análisis no lineal de estructuras, pero incorporando las características de endurecimiento por deformación. Sin embargo, investigadores tales como Ridell y Newmark han criticado fuertemente la regla de recarga después de la descarga parcial, es decir, antes de alcanzar el nivel del eje ϕ , debido a que conduce a un comportamiento poco realista. Otra limitante del modelo es considerar que la rigidez de descarga es constante, lo cual no es cierto, ya que varía en función de la relación de la curvatura de fluencia, ϕ_y y la curvatura ϕ_i , en cada ciclo.

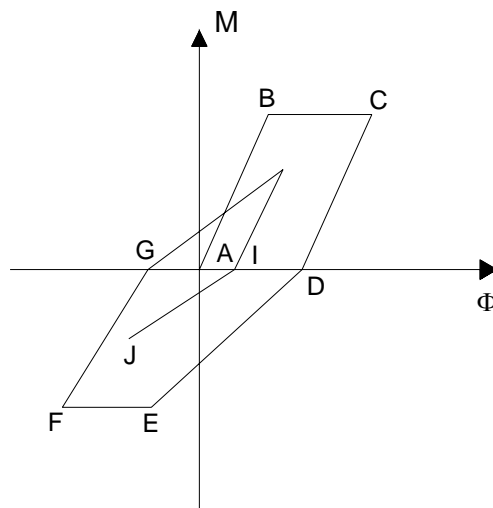


Figura 2. 21 Modelo histérico de Clough. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

iii) Modelo de Takeda y variantes.

Un modelo histérico más refinado y sofisticado fue desarrollado por Takeda a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico, en la Universidad de Illinois. Este modelo incluye tanto los cambios en la rigidez en agrietamiento por flexión y fluencia, como las características de endurecimiento por deformación. La degradación de la rigidez de descarga se controla por una función exponencial de la deformación máxima anterior. Este autor definió una serie de reglas para cargas reversibles dentro de los lazos de histéresis más exteriores, lo cual mejora sustancialmente el modelo propuesto por Clough y Johnston.

Una de las limitantes del modelo original, es que no considera el fallo o el daño excesivo causado por el deterioro por cortante o por la adherencia. Por lo tanto el modelo de Takeda simula un comportamiento de flexión dominante.

El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento (A-A') y de cedencia (B-B'), como se muestra en la figura 2.22. El modelo tiene 16 reglas para la descarga (tramo C-D) a partir de la rama post-fluencia, tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta (tramo A-B), multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.4}$, en la cual ϕ_{\max} es la curvatura máxima en la dirección carga. La recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa, o al punto de fluencia [ASCE, 2000].

Una versión mucho más simple del modelo de Takeda, fue propuesta por Otani y Litton. Ambos comprimieron la curva de envolvente con una sola esquina en el punto de cedencia y con 9 u 11 reglas para los ciclos de histéresis. Por lo tanto, la curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal, como se muestra en la figura 2.23. El modelo esta definido por los siguientes parámetros: el factor α que controlan la rigidez de la rama de descarga ($0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de la recarga ($0.0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood, r , que controla la pérdida de rigidez después de la cedencia ($1.0 \leq \alpha < \infty$), la rigidez inicial K_0 igual a EI y la rigidez de la rama de descarga K_u .

Saatcioglou introdujo la degradación de resistencia del modelo de Takeda modificado para los ciclos de deformación, que superan cierto umbral de ductilidad.

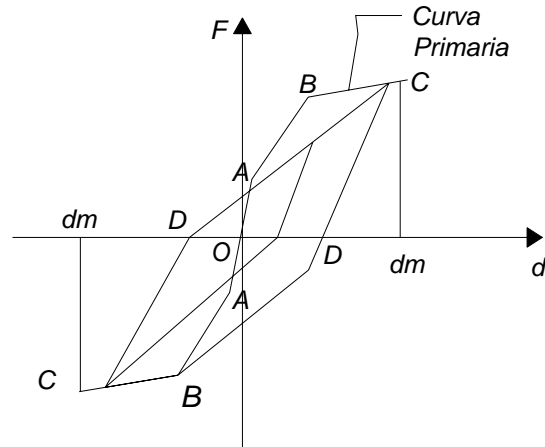


Figura 2. 22 Modelo histérico de Takeda. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

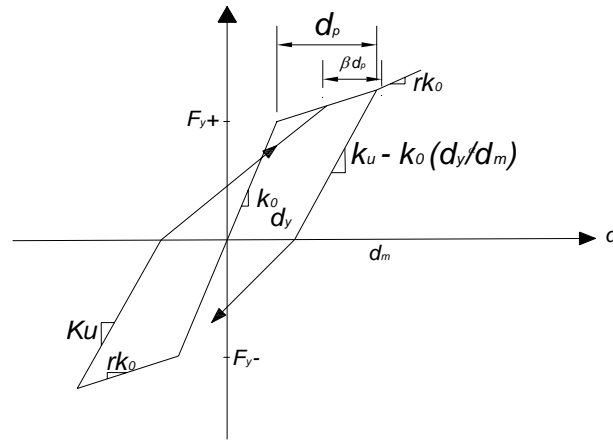


Figura 2. 23 Modelo histérico variante de Takeda. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

iv) Modelo Q-Hyst.

A pesar de que este modelo fue desarrollado originalmente por Saidi y Sozen para modelar la respuesta fuerza-desplazamiento de un oscilador de un solo grado de libertad y no para la relación Momento-Curvatura de un elemento, vale la pena mencionarlo, ya

que proporciona casi el mismo ajuste a los resultados de la respuesta dinámica no lineal, que otros modelos constitutivos mucho más complejos, como por ejemplo el modelo de Takeda.

El modelo Q-Hyst corresponde a una curva bilineal simétrica, la descarga tiene una pendiente igual a la elástica multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.5}$, en la cual ϕ_{\max} es la magnitud de la excursión inelástica mas grande en cualquiera de las dos direcciones. Las curvas de recarga se dirigen desde un punto sobre el eje “ ϕ ” hasta un punto sobre la curva envolvente con un valor igual a ϕ_{\max} (figura 2.24).

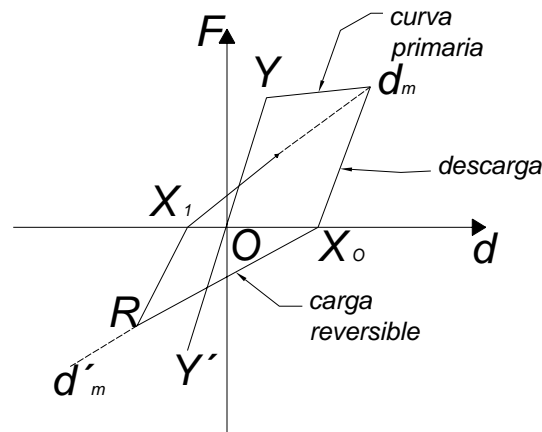


Figura 2. 24 Modelo histérico Q-Hyst. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

v) Modelo de Roufaiel y Meyer.

El modelo propuesto por Roufaiel y Meyer corresponde a una curva envolvente bilineal. El modelo incluye en las ramas de descarga, la degradación de la rigidez con la deformación inelástica máxima; y en las ramas de recarga, el efecto de estrechamiento. El modelo se muestra en la figura 2.25 y se describe de la siguiente forma: se traza una

rama de descarga auxiliar (línea BC), paralela a la rama elástica de la envolvente bilineal (línea 1), hasta encontrar la recta paralela a la envolvente post-cedencia que pasa por el origen de coordenadas (línea CG). La recta que conecta el punto de intersección (C) con el punto de fluencia F_y en el sentido opuesto (o con el punto de deformación máxima si la sección plástica anteriormente), define el extremo de la rama de descarga (línea 4) y su encuentro con el eje horizontal (D). A partir de este punto la recarga no siempre se dirige hacia el punto previo de mayor deformación, sino que puede desviarse, efecto de estrechamiento, dependiendo de la importancia de las deformaciones por cortante, como se observa en las rectas 7 y 8 de la figura 2.25. El extremo de la rama representativa del estrechamiento termina cuando dicha rama encuentra la rama de carga elástica (o su prolongación), dirigiéndose inmediatamente hacia el punto de deformación máxima previamente alcanzada en el ciclo anterior.

Cheng ha extendido el modelo de Roufaiel y Meyer para incluir la degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga de amplitud constante. El modelo de degradación requiere dos parámetros adicionales: el valor de la curvatura y el momento de fallo bajo carga monotónica, llamados ϕ_f y M_f respectivamente (figura 2.25). Los valores de estos dos parámetros, se determinan experimentalmente a través de ensayos bajo carga monotónica con deformaciones mayores a las últimas, cercanas al fallo, o analíticamente, utilizando la simulación numérica y modelos de lámina. En este proceso de simulación, el fallo se identifica cuando se presenta alguna de las siguientes situaciones: 1) el acero se rompe, en una elongación aproximadamente igual a 1.5 veces

su valor de deformación última, 2) el concreto llega al aplastamiento, 3) se presenta la pérdida de recubrimiento por el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal o 4) el momento resistente M de la sección decae hasta un 75% del momento último M_u .

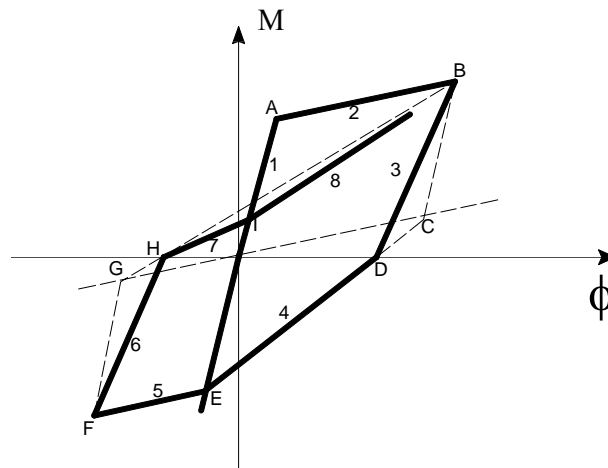


Figura 2. 25 Modelo histérico de Roufaiel y Meyer. Tomado de Bonett Díaz, 2003.

2.3.2.3 Modelos propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia.

La Agencia Federal de Manejo de Emergencia propone la utilización de 4 modelos de curvas de histéresis que han sido utilizados en los estudios que originaron los resultados que se recopilan en la FEMA 440 y estas son:

- Modelo Elastoplástico.
- Modelo Histérico de Clough o modelo de la degradación de la rigidez.
- Modelo de Degradación de la resistencia máxima.
- Modelo elástico no lineal.

i) El modelo elastoplástico: se usa como modelo de referencia. Este modelo se ha usado ampliamente en investigaciones anteriores por los que representa una referencia para

estudiar el efecto del comportamiento de histéresis. Además los recientes estudios han mostrado que este modelo que se puede plantear de razonablemente para vigas de acero que no experimentan pandeo lateral local (figura 2.20).

ii) El modelo de degradación de rigidez: corresponde al modelo Clough modificado que fue propuesto por Mahin y Lin. Este modelo originalmente fue propuesto para la buena representación de la flexión de estructuras de concreto reforzado en las que la rigidez disminuye con el aumento de la deformación lateral. Este modelo se muestra en la figura 2.26.

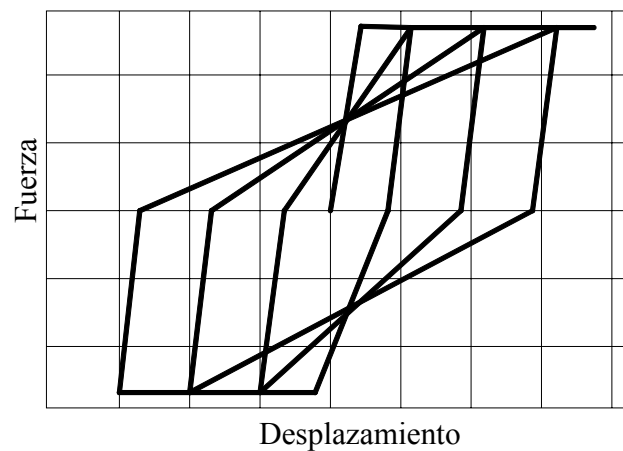


Figura 2. 26 Modelo de reducción de rigidez. Tomado de FEMA-440, 2002.

iii) El modelo de la degradación de la resistencia máxima: este modelo es el indicado para reproducir el comportamiento histerético de forma aproximada cuando la estructura es sometida a la disminución de la rigidez lateral durante ciclos de fuerza alterados.

Este modelo es función del máximo desplazamiento en ciclos anteriores, así como una función de la energía disipada. El tipo de degradación que es mostrada por este modelo solo incluye la degradación cíclica. Un ejemplo de este modelo se presenta en la figura 2.27.

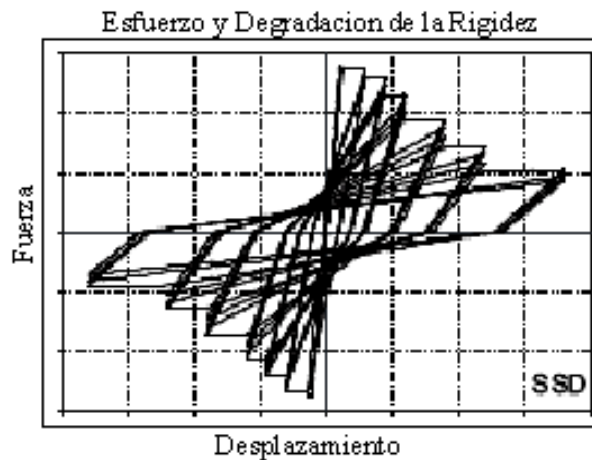


Figura 2. 27 Modelo de degradación de rigidez máxima. Tomado de FEMA-440, 2002.

iv) El modelo elástico no lineal: es un modelo en el que la descarga se realiza en la misma rama de la curva de carga. Por consiguiente no exhibe un comportamiento histerético de disipación de la energía. Este modelo reproduce aproximadamente el comportamiento de estructuras de pura roca.

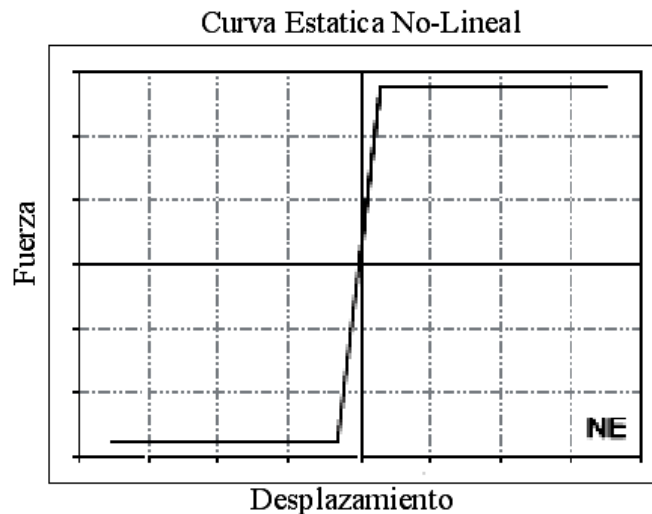


Figura 2. 28 Modelo elástico no lineal. Tomado de FEMA-440, 2002.

2.4 Niveles de desempeño.

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

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, el cual 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 [SSCS, 1996], es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales, lo cual

es relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos para facilitar la comprensión del público en general (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) [SEAOC, 1995].

2.4.1 Clasificaciones del nivel de desempeño.

Partiendo de estas concepciones, se engloban aquellas metodologías según las cuales, los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones de la FEMA-356 y las propuestas del ATC-40. Aunque ambas propuestas difieren en detalles, se fundamentan en los mismos conceptos, así como los niveles de desempeño desarrollados en el código italiano.

2.4.1.1 Propuesta ATC-40 y FEMA-356.

La propuesta del ATC-40 y FEMA-356 expresan en su contenido la misma clasificación de los niveles de desempeño, ambas propuestas especifican separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

A. Nivel de desempeño de los componentes estructurales.

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número el cual varía de 1 a 6).

SP-1. Ocupación inmediata: el sistema resistente a cargas verticales y laterales, permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

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

SP-3. Seguridad: pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

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

SP-5. Estabilidad estructural: corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

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

B. Nivel de desempeño para los componentes no estructurales.

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra la cual varía desde A hasta E).

NP-A. Operacional: después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación: los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad: contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

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

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

C. Nivel de desempeño de la edificación.

Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales.

La Tabla 2.2, muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados: operacional (1-A), ocupación inmediata (1B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

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

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

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Inmediata ocupación: corresponde al criterio más usado para edificaciones. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios

secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad vital: corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural: para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componentes no estructurales exige el desalojo de la edificación.

Las demás combinaciones resultantes de los niveles de desempeño de la estructura, como de los componentes no estructurales que aparecen en la tabla 2.2; tales como 2-A, 2-B, 1-C, 3-D, 3-E, 4-C, 4-D, 4-E, 5-C y 5-D, no son consideradas de gran importancia en las propuestas realizadas por la FEMA y la ATC, al igual que aquellas combinaciones que resultan no recomendables para su evaluación.

2.4.1.2 Propuesta Código Italiano.

Para la evaluación de una estructura existente el Código Italiano en la sección 11.2.1 define tres diferentes estados límites: Estado Límite de Colapso “Stato di Limite Collasso”, Estado Límite de Daño Severo “Stato di Limite Danno Severo” y Estado Límite de Daño Limitado “Stato di Limite Danno Limitato”; sin embargo, el código especifica cual de ellos debe ser verificado en el proceso de evaluación, o si todos ellos tienen que ser considerados.

Estado Límite de Colapso (CO): la estructura se daña fuertemente, con características reducidas de resistencia y rigidez residual, en cuanto a la degradación en el soporte de las cargas verticales. La gran parte de los elementos no estructurales han sido destruidos.

Estado Límite de Daño Severo (DS): la estructura presenta daños importantes y reducciones significantes de resistencia y rigidez. Se dañan elementos no estructurales pero sin presencia de desprendimientos y fisuras. Dada la presencia de deformaciones residuales la reparación del edificio generalmente no resulta económicamente conveniente.

Estado Límite de Daño Limitado (DL): los daños estructurales son pequeños, sin entrar de forma significativa en el rango plástico. La resistencia y rigidez de los elementos de soporte no se ven afectados y las reparaciones no son necesarias. Los elementos no estructurales introducen fisuraciones esparcidas, las cuales son susceptibles de reparaciones económicamente modestas.

Los estados límites de DS y DL corresponden a los límites Estado Límite Ultimo (ELU) y los Estados Límites de Diseño (ELD), están definidos para los edificios de construcción nueva. El estado límite de Colapso (CO) corresponde a una acción de proyecto más elevado, caracterizada por una probabilidad más baja de superación.

2.4.2 Desempeño esperado de la edificación.

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades [SSCS, 1996]. Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño esperado el cual debe ser capaz de alcanzar una edificación cuando ésta es sujeta 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 niveles de movimientos especificados.

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una

probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica.

Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad.

Por tal motivo las diferentes propuestas y códigos, establecen diferentes clasificaciones de niveles de amenazas, las cuales se presentan a continuación:

2.4.2.1 Propuesta del ATC-40.

De acuerdo a la propuesta del ATC-40 se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

Sismo de Servicio (SS): correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un

emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SD): correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM): correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, esto por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40, la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación.

Existe una amplia variedad de combinaciones de niveles de desempeño, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación. El desempeño sísmico esperado se define seleccionando un nivel de desempeño esperado para una intensidad de terremoto dada. Como muestra de ello, la Tabla 2.3, presenta a título de ejemplo, un nivel dual de desempeño esperado asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo (SM).

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Tabla 2. 3 Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica (ATC-40, 1996).

2.4.2.2 Propuesta FEMA-356.

Esta norma propone riesgos debido a demandas sísmicas para ser definido en forma probabilística o determinística. Se definen riesgos sísmicos mediante términos probabilísticos como la probabilidad que se experimentarán demandas más severas (probabilidad de excedencia) en un periodo de 50 años. Se definen demandas sísmicas determinísticas dentro de un nivel de seguridad en términos de un evento de magnitud específico.

Las demandas sísmicas que se imponen para la obtención de los niveles de desempeños esperados dentro de la FEMA-356 se encuentra definidos en la sección 1.4.1 en donde el Objetivo de la Seguridad Básica (Basic Safety Objective; BSO) es un objetivo que logra las metas de obtención del Nivel de Desempeño de Edificación de Seguridad de Vida (3-C) para el Nivel de Riesgo de Terremoto BSE-1 y para el Nivel de Desempeño para la Prevención de Colapso Edificación (5-E) para el Nivel de Riesgo de Terremoto BSE-2.

Esta norma define dos Niveles de Riesgo de Terremoto básicos:

Terremoto Seguridad Básica 1 (Basic Safety Earthquake-1; BSE-1) y el Terremoto Seguridad Básica 2 (Basic Safety Earthquake-2; BSE-2).

Los parámetros de cada uno de los sismos se encuentran especificados en las secciones de la FEMA - 356 1.6.1.1 y 1.6.1.2 como sigue:

1.6.1.1 En la mayoría las áreas de los Estados Unidos, el Nivel de Riesgo de Terremoto BSE-2 tiene una probabilidad de 2% de excedencia en 50 años (2%/50 años). En regiones cerca de las fallas conocidas con las proporciones de deslizamiento significativo y de terremotos característicos con magnitudes de aproximadamente 6.0, el Nivel de Riesgo de Terremoto BSE-2 está limitado por una estimación determinística de movimiento de tierra probablemente basada en la atenuación media del 150% del temblor a ser experimentado como resultado de semejante evento característico. Los niveles de sismicidad determinados de esta manera corresponderán típicamente a una probabilidad de excedencia mayor que 2% en 50 años.

1.6.1.2 El Nivel de Riesgo de Terremoto BSE-1 es similar, pero no idéntico al concepto del terremoto de diseño de FEMA 302. Se define como el movimiento que tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (10%/50 años), pero no excediendo valores usados para edificios nuevos tomados como 2/3 del BSE-2.

2.4.2.3 Propuesta del Código Italiano.

Aunque no se especifica en el Código Italiano que estado límite se debe relacionar con el espectro elástico; generalmente es asociado al Estado Límite Ultimo debido a la correlación que se hace la sección 11.2.1 del mismo código, entre el diseño y los estados límites de evaluación, el espectro elástico para el estado límite último se toma como el espectro para estado límite de daño severo.

Los espectros para los otros dos estados límites se obtuvieron como sigue:

Según la sección 11.2.5.2, si el espectro para el estado límite de daño severo se incrementa por un factor de 1.5 se obtiene el espectro para el estado límite de colapso; además, si el espectro para el estado límite de daño severo se reduce por un factor de 2.5, se obtiene espectro para el estado límite de daño limitado, como se establece en la sección 3.2.6.

2.5 Metodología de Evaluación.

Para realizar la evaluación del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, primero se tienen que establecer una serie de parámetros que definan los objetivos del análisis a realizar. Para llevar a cabo un análisis de pushover, se debe tener claro el fin que se persigue, así como los parámetros que las diferentes normativas internacionales definen de manera específica para diferentes zonas de sismicidad variada.

De manera general, un análisis de pushover comienza con la modelación del edificio en estudio, considerando parámetros de no linealidad de materiales y condiciones de carga; luego se define el criterio principal de análisis, es decir; definir el ó los estados límites de desempeño, para los cuales se requiere conocer el comportamiento de la edificación. Los niveles de desempeño se pueden definir para las condiciones propias de cada región. Luego, se elige el patrón de cargas que se aplicará a la estructura de manera monotónica creciente, hasta alcanzar el estado límite definido anteriormente. Cuando la estructura alcance el estado límite impuesto se evalúan los diferentes elementos estructurales para

conocer si la demanda impuesta es mayor o menor que su capacidad, es decir; evaluar si el elemento ha fallado para un estado límite. Considerando el procedimiento antes descrito, en esta sección se describen los principales parámetros que deben estar definidos en un análisis de pushover; parámetros como: estados límites de desempeño sísmico de colapso, daño severo y daño limitado; además el patrón de cargas que se aplicará a la estructura debe estar definido en base a parámetros como el porcentaje de masa de cada nivel, al primer modo de vibración o en base al cortante basal, entre otros.

Para conocer el estado de resistencia estructural presentado por la edificación, diferentes mecanismos de falla pueden ser utilizados. La formación de estos mecanismos de falla estará relacionada con la calidad de materiales. En la parte correspondiente a la modelación, se debe tener un amplio criterio para la selección de programa de análisis que brinde los mejores resultados. Estas etapas de desarrollo del análisis se describen a continuación.

2.5.1 Descripción del edificio en estudio.

En esta etapa, que se especificará en el capítulo 3, se hará una descripción técnica del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura. Aspectos como: sistema constructivo, sistema resistente a corte, tipo de cubierta, funcionalidad; entre otros, serán detallados para alcanzar un conocimiento de lo que se está evaluando.

2.5.2 Definición de estados límites.

Los criterios ampliamente aceptados del diseño sísmico de sistemas estructurales se definen de la mejor forma por los “estados límites” que se deben satisfacer para cada edificación. Las fronteras entre los estados límites para el diseño sísmico no pueden ser definidos con precisión, sin embargo, en las metodologías de diferentes países se definen rangos con un grado de incertidumbre. Los parámetros más utilizados para definir los estados límites de desempeño sísmico son los espectros de respuesta elásticos definidos de manera probabilística para una región dada, utilizando un registro de sismos de la misma zona. Estos criterios pueden ser adaptados a las condiciones de cada país, solo si se cuenta con espectros similares. También son utilizados sismos de diferentes intensidades para cada estado límite, que están definidos por su magnitud y una probabilidad de excedencia [Paulay, 1996].

A. Estado límite de servicio ó estado de daño limitado.

Para el estado límite de servicio, los sismos relativamente frecuentes asociados con movimientos del suelo de menor intensidad, no deberían inferir en la funcionalidad de un edificio, es decir, se debe mantener bajo condiciones normales de operación, sin necesidad de reparaciones posteriores a un sismo. Para el estado límite de servicio, lo que se pretende principalmente es una respuesta elástica con deformaciones predecibles en donde la propiedad que controla será la rigidez. El espectro de respuesta elástico para el estado límite de servicio, se obtiene por medio

del empleo de factores que se han establecido en base a las características propias de cada zona.

B. Estado límite de daño controlado o estado de daño severo.

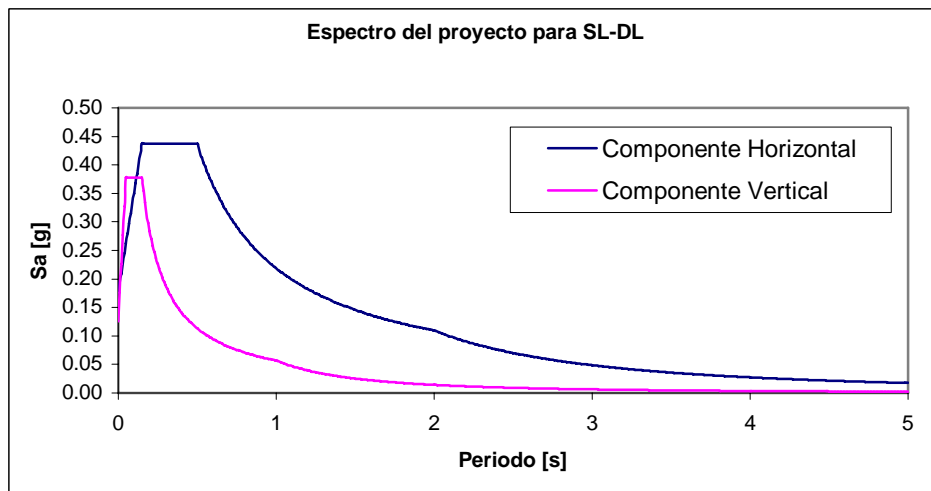
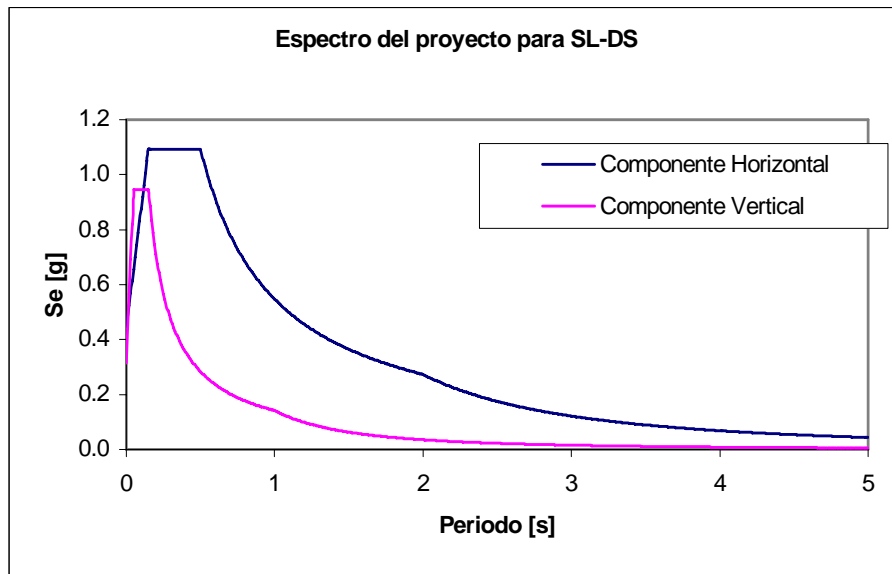
Para movimientos del suelo de mayor intensidad comparados con los movimientos sísmicos para el estado límite de servicio, se esperan que ocurran daños. Sin embargo, la probabilidad de ocurrencia de estos daños es muy baja durante la vida útil de la estructura, y además, deberán ser económicamente reparables, para restablecer en poco tiempo el servicio total del sistema. De la misma forma que el espectro de respuesta para el estado límite de servicio, el espectro de respuesta para este estado puede obtenerse si se conocen los factores de reducción para una región dada. Si una estructura de concreto reforzado se protege contra daños durante un evento sísmico específico, se debe prevenir un significativo comportamiento inelástico durante la respuesta dinámica. Esto significa que la estructura debe poseer una resistencia adecuada para controlar las acciones internas generadas durante la respuesta elástica del sistema. El criterio que predomina es el de resistencia.

C. Estado límite último o estado de colapso.

El criterio de diseño más importante es la protección a la vida, que constituye la filosofía del diseño estructural. Debido a la consideración de eventos sísmicos severos y excepcionales, también se puede referir a un estado límite de sobrevivir. Para este sismo es aceptable la pérdida económica total de estructura. El daño

estructural en los miembros se puede minimizar con el empleo de un detallado especial en las regiones críticas (zonas potenciales de rótulas plásticas), pero no quiere decir que se pretenda evitar las reparaciones, éstas se hacen imposibles por la gran aparición de deformaciones plásticas permanentes. El principal objetivo es evitar que ocurra el colapso. Se debe dar importancia a las cualidades estructurales que aseguren que durante un terremoto poco probable se puedan producir desplazamientos relativamente grandes, sin la pérdida significativa de la resistencia a fuerzas laterales, y que se mantenga la integridad de la estructura para soportar las cargas gravitacionales. La propiedad más importante para este estado límite es la ductilidad que posee un elemento, o sea, la capacidad de permitir deformaciones inelásticas grandes, sin pérdida significativa de resistencia.

Los espectros de respuesta elásticos son lo más utilizados para definir los estados límites de desempeño sísmico. Primero se define el espectro de respuesta elástico para el estado último, y con el empleo de factores de reducción establecidos en cada país, se obtienen los dos estados límites restantes. Para ejemplificar este procedimiento, a continuación se muestran los espectros de respuesta para los tres estados límites que presenta el Código Italiano en la sección 3.2.3 para la zona 2.



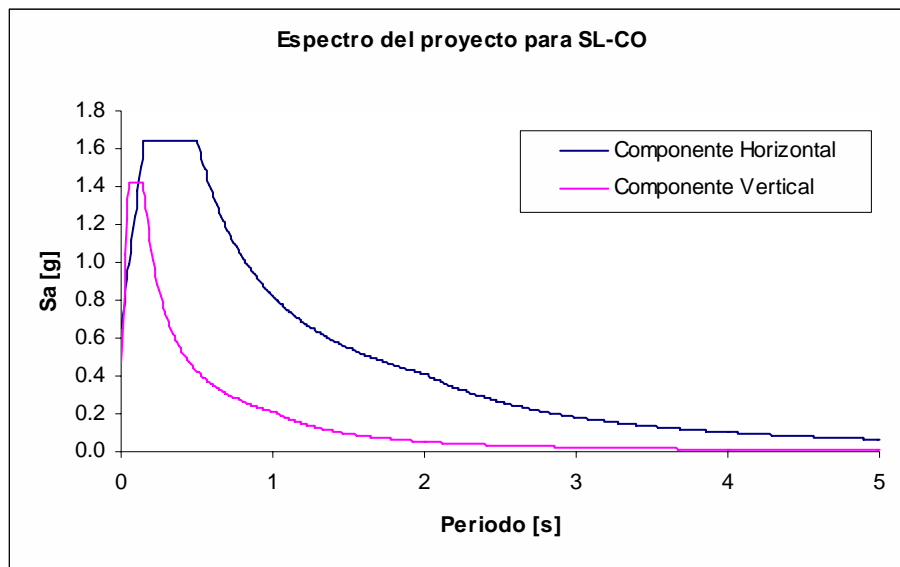


Figura 2. 29 Espectros de respuesta elástica para los diferentes estados límites.

El primero de los espectros definido es para el “Estado límite de Daño Severo”; luego el espectro de respuesta para el “Estado límite de Colapso” se obtiene amplificando por un factor de 1.5 el espectro de respuesta para el estado límite de daño severo. De la misma forma, si el espectro último mencionado se reduce por un factor de 2.5 para obtener el espectro de respuesta para el estado límite de servicio o “Estado límite de Daño limitado”. Los tres espectros mostrados están definidos para la componente horizontal de la acción sísmica al igual que para la componente vertical.

Para el caso particular de este estudio, varios criterios pueden ser empleados para definir los estados límites de desempeño sísmico, ya que la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) no es clara en definir un estado de colapso. Los criterios que evaluaremos para establecer el nivel de colapso son los siguientes:

- Conociendo un espectro de respuesta elástico definido para un nivel de desempeño dado, se podrán establecer los estados límites restantes utilizando factores de reducción o amplificación, resultantes de un análisis probabilístico.
- En la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), el espectro elástico se define para un estado último, del cual se partirá para establecer los dos estados límites restantes. Debido a que la NTDS no da mayor información sobre a que estado límite pertenece el de espectro de respuesta elástico, se asumirá que es para el estado último. La NTDS tampoco menciona la existencia de otros estados límites de desempeño, por lo que se utilizarán los criterios del Código Italiano para establecerlos.

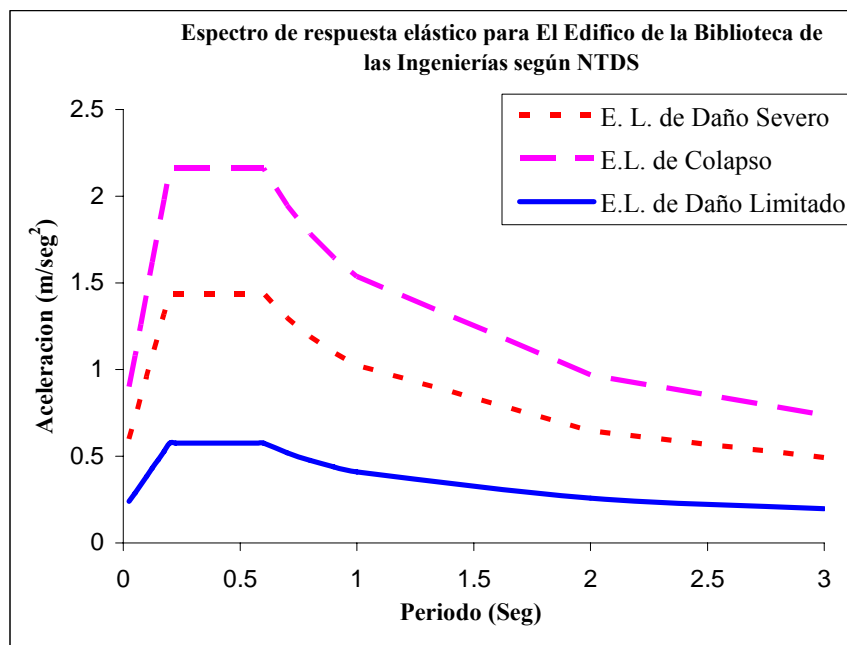


Figura 2. 30 Espectro elástico definido por la NTDS.

En la figura 2.30 se presentan los espectros de respuesta elástica para los tres estados límites de desempeño para el espectro de respuesta elástico del edificio en estudio. Considerando que el espectro que define la NTDS es para el estado último, se han empleado todos los criterios establecidos en el Código Italiano; es decir, se consideró que el espectro de respuesta que define la NTDS para el edificio en estudio, pertenece al espectro que se define el estado límite de daño severo, que aparece en medio de los tres espectros en la figura mencionada. El espectro superior e inferior correspondientes a los estados límites de colapso y daño limitado, se establecieron amplificando y reduciendo los valores del espectro para el estado límite de daño severo, tal como lo exige el Código Italiano.

- Como caso particular se puede asumir que la suma de todas las derivas de entrepiso del edificio propuestas por la NTDS, es igual al desplazamiento máximo del nivel superior de la estructura el cual corresponde al desplazamiento en donde se produce el colapso. Este criterio puede ser utilizado por la ausencia de un espectro de respuesta elástico probabilístico. Conociendo el desplazamiento para el nivel de colapso, se emplearán los factores de reducción establecidos en el Código Italiano, para conocer el desplazamiento correspondiente de cada estado límite restante (Daño severo y de servicio).

2.5.3 Patrón de cargas y masas a utilizar.

Las cargas que se emplearán en el análisis de pushover se clasifican en cargas gravitacionales constantes y en varias distribuciones de cargas laterales incrementales monotónicamente.

Las masas propias de cada elemento serán determinadas para el cálculo de los modos de vibración, primero se determinará la carga muerta o peso propio de cada elemento, y después se transformará en un valor de masa equivalente; las cuales serán colocadas de forma distribuida en las vigas y concentrada en las columnas de la estructura.

En el caso de la carga viva, se utilizará una combinación de factores que establece el Código Italiano en el capítulo 3, tablas 3.4 y 3.5, el cual se refiere al uso de diferentes valores de carga viva para cada nivel de desempeño que se evalúe. Para el estado límite de colapso y estado límites de daño severo se utilizará un factor de 0.30 y para el estado límite de daño limitado un factor de 0.35, que corresponden a un edificio con una funcionabilidad similar a una escuela, en la cual siempre está presente una gran cantidad de personas, por lo tanto estos factores son aplicables al edificio en estudio por tratarse de una biblioteca universitaria. Estos factores serán multiplicados por el valor correspondiente de carga viva del edificio en estudio.

Para calcular el patrón de cargas se partirá de una carga inicial, que puede asumirse con un valor cualquiera, pero que en nuestro caso dicha carga será la que corresponde al cortante basal de la estructura.

2.5.3.1 Carga inicial.

La carga inicial que se incrementará monótonicamente en el análisis de pushover será el cortante basal para la estructura, que según la Norma Técnica de Diseño por Sismo está dado por:

$$V = C_s W \quad [2-22]$$

Donde:

V : Cortante basal de la estructura.

W : Peso sísmico total de la estructura.

C_s : Coeficiente sísmico. El cual es igual a:

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad [2-23]$$

Donde:

A : Factor de zonificación sísmica.

I : Factor de importancia

C_o, T_o : Coeficientes de sitio.

R : Factor de modificación de respuesta

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura en estudio.

Este valor de cortante basal será la carga inicial que será distribuida en base a los patrones de cargas laterales seleccionados para realizar el análisis de pushover.

2.5.3.2 Patrón de cargas laterales.

El patrón de cargas a utilizar debe aproximarse a las fuerzas inerciales que en realidad ocurrirán ante la demanda sísmica impuesta en la estructura. Sin embargo, las fuerzas inerciales varían de acuerdo a la magnitud del sismo y al período de exposición de la estructura. Debido a lo anterior, se utilizan patrones de cargas que produzcan efectos aproximados que los que producirá un sismo.

Investigaciones realizadas [Mwafy & Elnashai, 2000], encontraron que para el rango elástico, las distribuciones triangulares y trapezoidales son las que generan los mejores resultados dinámicos; y que además, en los desplazamientos grandes la envolvente de acciones dinámicas se aproxima a una solución de fuerzas uniformemente distribuidas. Debido a lo anterior, es que en la mayoría de los casos se emplean dos patrones de carga lateral, una distribución uniforme y una distribución lineal; aunque estos patrones variarán de acuerdo a la región donde se encuentre la edificación, y también, de acuerdo al lineamiento que se esté utilizando. Lineamientos como FEMA-356, ATC-40 proponen el uso de una distribución en base al porcentaje de masa de cada nivel, y además proponen el uso de una distribución modal, que se obtiene usando un número suficiente de modos de vibración o analizando solamente el modo fundamental de vibración.

Para el caso de la evaluación del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, se utilizarán dos patrones de carga lateral, que se describen a continuación:

- *Distribución Uniforme*, obtenida en base al porcentaje de masa local de cada nivel, calculándose para cada nivel, que al sumarlas para los diferentes niveles se obtiene la masa total de la estructura, y finalmente se calcula la fuerza inercial de cada nivel. Este procedimiento se muestra en la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} F \quad [2-26]$$

Donde

F_i : Fuerza concentrada en cada nivel de la estructura.

m_i . Masa de cada nivel de la estructura.

$\sum m_i$: Masa total de la edificación, definida como la sumatoria de todas las masas.

F : Es la fuerza inicial del análisis de pushover.

- *Distribución modal*, se obtiene en base a un previo análisis modal, en el cual se coloca un nudo de control para obtener las coordenadas modales de los nudos restantes. La fuerza en cada nivel es proporcional a la masa y a la deformación modal de cada nivel.

El cálculo es como se muestra a continuación:

$$F_i = \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i} F \quad [2-27]$$

Donde:

F_i : Fuerza concentrada en cada nivel de la estructura

m_i . Masa de cada nivel de la estructura.

F : Es la fuerza inicial del análisis de pushover.

φ_i : Es la deformación modal de cualquier nivel.

2.5.4 Definición de mecanismos de falla.

El análisis de pushover se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales, las cuales pueden aplicarse hasta una condición de falla estructural global o local. Los resultados dependen en gran medida del mecanismo de falla adoptado. Se puede obtener una distribución de rótulas plásticas, lo que permite establecer los miembros que alcanzan los estados límites con respecto a su capacidad. Los criterios adoptados para los mecanismos de falla son los siguientes:

A. El número de rótulas plásticas que se generan, hacen que el sistema se vuelva inestable.

$$IND = 3NM + NR - 3NJ \quad [2-28]$$

Si $IND = 0$

$$NJ = \frac{(3NM + NR)}{3} \tag{2-29}$$

$$y \quad NJ_{PLAS} = NJ - NJ_{INIC}$$

Donde

IND : Grado de indeterminación.

NM : Número de miembros.

NR : Número de reacciones.

NJ : Número de juntas.

N_{rot} : Número de rótulas plásticas.

B. Cuando en un nudo se forman rótulas en todas las juntas (viga-columna), que convergen con él, que puede ser una de las tres formas siguientes:

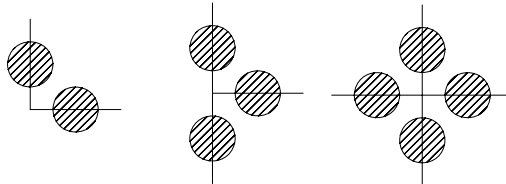


Figura 2. 31 Mecanismos de falla por transmisión de momentos.

C. Cuando se exceden los valores máximos de giro en algunas secciones

$$\theta_{ult} = \kappa_{ult} \left(\frac{L}{2} \right) \tag{2-30}$$

$$\kappa_{ult} = \frac{0.003}{C_{ult}} \quad [2-31]$$

Donde

θ_{ult} : Giro último.

κ_{ult} : Curvatura última.

L : Longitud del elemento.

C_{ult} : Distancia del extremo superior del elemento al eje neutro para condición última.

D. Cuando se exceden los valores máximos de corte en alguna de las secciones.

Para el caso de vigas:

$$V_u = (V_C + V_S) \quad [2-32]$$

De manera que

$$V_C = 0.53b_w d \sqrt{f'_c} \quad [2-33]$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d_v}{S} \quad [2-34]$$

Donde

V_u : Resistencia última a cortante de la sección.

V_C : Resistencia por cortante proporcionada por el concreto.

V_S : Resistencia por corte del acero de refuerzo transversal.

b_w : Ancho de la sección transversal.

d : Peralte efectivo de la sección.

f'_c : Esfuerzo de compresión máximo en el concreto.

A_v : Área de una rama del acero transversal.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

d_v : Diámetro del acero de refuerzo transversal.

S : Separación entre estribos.

Para el caso de columnas:

$$V_u = 0.85b_w d \left(1 + 0.0071 \frac{N_g}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad [2-35]$$

Donde

N_g : Fuerza de tensión en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no factorizada.

A_g : Área gruesa de la sección.

E. Se exceden los valores máximos de desplazamiento relativos entre dos entrepisos, según la NTDS.

$$\Delta_{adm} = 0.015(h_{sx}) \quad [2-36]$$

Donde

Δ_{adm} : Desplazamiento relativo entre dos entrepisos.

h_{sx} : Altura de entrepiso.

2.5.5 Calidad de materiales y secciones efectivas a modelar.

La calidad de los materiales empleada en el análisis será la misma de los materiales constructivos. Para el caso del concreto reforzado confinado y no confinado, parámetros como resistencia máxima a compresión del concreto a 28 días, deformación unitaria para el máximo esfuerzo, deformación última de agrietamiento para el concreto no confinado y de ruptura para el confinado. En el caso del acero de refuerzo se utilizará el esfuerzo máximo y deformación unitaria de fluencia.

Las secciones de los elementos serán definidos de acuerdo al tipo de programa utilizado para la modelación. Para las columnas, siempre se definirá una sección rectangular, circular o cuadrada en ambos programas; pero para el caso de vigas, la sección será definida como de viga T cuando se utilicen los programas SeismoStruct y SAP2000.

2.5.6 Modelación.

Para el desarrollo de la modelación estructural del edificio en estudio, se utilizarán dos herramientas de análisis, la primera es el programa de diseño y análisis SAP2000 No lineal en su versión 8.23; la segunda herramienta es el programa de análisis SeismoStruct.

2.5.6.1 Descripción de programas.

SAP2000, es una herramienta de diseño y análisis basado en la teoría de elementos finitos, en el cual se pueden desarrollar análisis estáticos y dinámicos para el rango lineal, o para el rango no lineal. Se definen elementos tipo frame o shell, es decir, se pueden considerar los elementos de marco con una longitud determinada por nudos de extremo y de la misma forma poder definir elementos tipo shell con rotación y desplazamiento en cada uno de sus ejes locales. Para el caso de análisis no lineal, la generación de rótulas plásticas la realiza utilizando modelos de plasticidad concentrada en las zonas de mayor rigidez del elemento.

SeismoStruct, es un programa basado en la teoría de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento bajo grandes desplazamientos de marcos sometidos a carga estática o dinámica, tomando en cuenta la no linealidad geométrica e inelasticidad de los materiales. Este programa utiliza modelos de plasticidad distribuida, discretizando la sección del elemento, realizando cortes longitudinales y transversales, se considera toda la longitud del elemento como zona potencial de formación rótula plástica.

2.5.6.2 Tipos de análisis.

Primero se realizará un modelo lineal en SAP2000; tomando en cuenta las masas de la estructura; se hará un análisis modal para obtener los periodos de vibración de diferentes modos de vibración de la estructura. Utilizando las mismas características del modelo en SAP2000, se generará un modelo lineal en SeismoStruct para comparar los resultados obtenidos con ambos programas. Para conocer las acciones internas para la condición de

gravedad, se realizará un análisis estático en SeismoStruct, junto con el análisis no lineal, considerando los diferentes patrones de carga adoptados.

Considerando las posibles direcciones de un sismo, se aplicarán 8 pushover por cada patrón de cargas adoptado en el análisis; de esta manera se podrá tener una idea de que tan fuerte o débil es un elemento para cada dirección de aplicación de cargas.

En la figura 2.32 se muestran las 8 direcciones de aplicación de carga monotónica creciente, las direcciones X e Y corresponden al modelo base generado en SeismoStruct, para las direcciones X' e Y' se tuvo que rotar el modelo en un ángulo de 45°

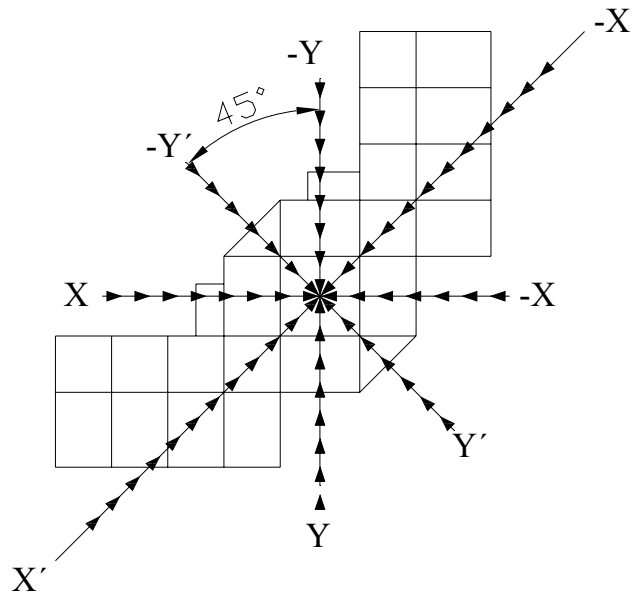


Figura 2.32 Direcciones de aplicación de carga monotónica creciente.

2.5.7 Evaluación estructural.

Para conocer el nivel de daño de un elemento, se debe conocer primeramente su resistencia actual, que se obtiene a partir de las condiciones iniciales con las que dicho elemento fue construido. Parámetros como demanda de ductilidad local del elemento, demanda a flexión y cortante, pueden ser comparados para las condiciones iniciales. De esta manera, se sabrá si el elemento resiste las condiciones de carga impuestas a la estructura. Si no las resiste, se podrá proponer el refuerzo necesario para que el elemento no falle ante una condición de carga similar.

Siguiendo la nueva filosofía de diseño sísmico, la evaluación estructural se realizará para los tres estados límites, los cuales se encuentran definidos por una acción sísmica con una probabilidad de excedencia y un periodo de retorno.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo solamente define un espectro de respuesta elástico con una probabilidad de excedencia del 10% y un periodo de retorno de 50 años, el cual se supone que es con el cual la estructura experimentará el colapso, y la evaluación propuesta por dicha norma es en base a la resistencia local, sin tomar en cuenta factores como ductilidad y rotaciones de los elementos.

Atendiendo a la poca información sobre el comportamiento no lineal de las estructuras presentadas en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país, se toma como

referencia la metodología establecida en el Código Italiano para evaluación sísmica; en el cual dicha evaluación se realiza para cada estado límite.

En el código mencionado los tres estados límites se definen de la siguiente forma:

- Estado Límite de Colapso; probabilidad de excedencia del 2% en 50 años con un periodo de retorno de 2475 años.
- Estado Límite de Daño Severo; probabilidad de excedencia del 5% en 50 años con un periodo de retorno de 475 años.
- Estado Límite de Daño Limitado; probabilidad de excedencia del 10% en 50 años con un periodo de retorno de 72 años.

Conociendo los estados límites de evaluación, el siguiente paso es definir el parámetro de colapso. Para realizar la evaluación, se realizará un análisis de capacidad – demanda para determinar el punto de desempeño del edificio en estudio. El nivel de desempeño será el nivel de colapso incrementado en un 50% como lo propone el Código Italiano. Haciendo uso de los factores anteriormente mencionados, se definirán los dos estados límites restantes.

Es importante mencionar que los parámetros de evaluación utilizados dependerán del comportamiento del elemento, de forma específica si el elemento es dúctil o frágil.

- Un elemento se comporta de forma dúctil cuando su capacidad es mayor a la demanda de acciones impuestas; es decir, el elemento puede absorber carga y deformarse sin llegar a la falla.
- Un elemento es frágil cuando su capacidad es menor a la demanda de acciones impuestas, por lo tanto la falla ocurrirá de forma instantánea sin producirse grandes deformaciones.

Si definimos la ductilidad con ρ , entonces podemos mencionar que:

$$\rho = \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{D_i}{C_i} \quad [2-37]$$

Si $\rho < 1$, el elemento se comporta de forma dúctil, y en el caso contrario si $\rho > 1$, el elemento es frágil.

La evaluación estructural de los elemento se realizará para cada condición de carga en las diferentes direcciones de aplicación, y para cada uno de los tres estados límites, como se explica a continuación. Si el elemento es dúctil, se verificarán las rotaciones, pero si dicho elemento es frágil, se verificará su resistencia.

Es importante mencionar que la evaluación se realizará, comparando la condición de rotación y resistencia última de los elementos, con los resultados correspondientes de la evaluación en el programa SeismoStruct.

El código Italiano presenta el siguiente procedimiento de evaluación para los diferentes estados límites.

A. Estado límite de colapso.

- Comportamiento dúctil: La evaluación se realiza comparando la rotación que se genera en un elemento al final de la evaluación de este estado límite, con la rotación que genera la fluencia del mismo elemento, o con la rotación última de diseño que se calcula por la siguiente fórmula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.0172 \times (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.175} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.4} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.3^{100\rho_d}) \quad [2-38]$$

$$y \quad \quad \quad v = \frac{N}{bh f_c} \quad [2-39]$$

Donde

θ_u : Rotación última en el elemento

γ_{el} : Es 1.5 para elementos primarios, y 1.0 para secundarios.

ω' : Proporción de reforzamiento a compresión

ω : Proporción de reforzamiento a tensión

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

L_v : Cortante de empalme

h : Altura de la sección transversal

ρ_{sx} : Acero transversal paralelo a la dirección X de carga

α : Factor de confinamiento efectivo

f_{yw} : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

ρ_d : Proporción de acero de reforzamiento diagonal

N : Fuerza axial positiva en compresión

b : Ancho de la zona de compresión

$$\text{Además} \quad \alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i}{6h_c b_c}\right) \quad [2-40]$$

Donde

s_h : Altura de la sección confinada.

b_c : Ancho de la sección transversal confinada

h_c : Altura de la sección transversal confinada

b_i : Separación de las barras de reforzamiento longitudinal.

$$y \quad \rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_{ws} s_h} \quad [2-41]$$

Donde

ρ_{sx} : Acero transversal paralelo a la dirección X de carga

A_{sx} : Área de acero longitudinal en la dirección X

b_{ws} : Ancho de la sección transversal

Rotación de fluencia

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_V}{3} + \alpha_{el} + \alpha_{sl} \frac{0.2\varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad [2-42]$$

Donde

θ_y : Rotación que se genera en la fluencia.

φ_y : Curvatura que produce la fluencia.

α_{el} : 0.00275 para vigas y columnas

ε_{sy} : Deformación de fluencia

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de reforzamiento

d : Profundidad del acero a tensión

d' : Profundidad del acero a compresión.

- Comportamiento frágil: Para este comportamiento la evaluación se realizará comparando la resistencia última con la resistencia para la cual el elemento alcanzó la fluencia.

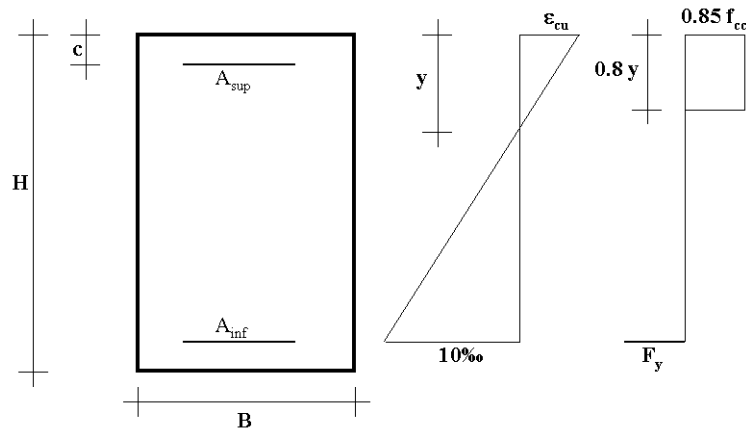


Figura 2. 33 Compatibilidad de deformaciones.

Un análisis de equilibrio como el que se muestra en la figura 2.33, se realiza para etapa de interés del comportamiento de la sección. Los resultados que se obtienen son los siguientes:

- Evaluación por flexión

Momento de Fluencia

$$M_y = A_{inf} F_y \left(\frac{H}{2} - c \right) + \frac{1}{2} B \frac{F_y}{E_y} \frac{E_c}{(H - y_y - c)} y_y^2 \times \left(\frac{H}{2} - \frac{1}{3} y_y \right) + A_{sup} F_y \frac{(y_y - c)}{(H - y_y - c)} \left(\frac{H}{2} - c \right) \quad [2-43]$$

El momento último que la sección podrá soportar es:

$$\text{Si} \quad \frac{\epsilon_{cu}}{y} (y - c) = \epsilon_y \quad [2-44]$$

$$M_u = (0.85 \times 0.8 \times B \times f_{cc}) \times y \times \left(\frac{H}{2} - 0.4y \right) + A_{inf} \times f_y \times \left(\frac{H}{2} - c \right) + A_{sup} \times \frac{\epsilon_{cu}}{y} \times (y - c) \times E_y \times \left(\frac{H}{2} - c \right)$$

$$[2-45]$$

$$\text{Pero si } \frac{\varepsilon_{cu}}{y}(y-c) \geq \varepsilon_y \quad [2-46]$$

$$M_u = (0.85 \times 0.8 \times B \times f_{cc}) \times y \times \left(\frac{H}{2} - 0.4y \right) + A_{inf} f_y \times \left(\frac{H}{2} - c \right) + A_{sup} f_y \times \left(\frac{H}{2} - c \right) \quad [2-47]$$

Donde

A_{inf} : Área de refuerzo longitudinal inferior.

H : Altura de la sección.

c : Distancia medida desde la fibra exterior hasta el acero superior.

B : Ancho de la sección.

F_y : Esfuerzo de fluencia para el acero longitudinal.

E_y : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

y_y : Distancia desde la fibra exterior hasta el eje neutro cuando fluye el acero.

A_{sup} : Área de refuerzo longitudinal superior.

f_{cc} : Esfuerzo máximo de la sección confinada.

y : Distancia desde la fibra superior hasta el eje neutro.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

ε_{cu} : Deformación última del concreto confinado.

ε_y : Deformación de fluencia del acero.

- Evaluación por cortante.

Para realizar esta evaluación se utilizarán las ecuaciones [2-32] hasta la [2-35], el cortante obtenido se comparará con el valor de cortante obtenido para la aplicación de las diferentes aplicaciones de carga.

B. Estado de daño severo.

- *Elementos dúctiles.*

Para el estado de daño severo la rotación última en el elemento se considera como $\frac{3}{4}$ de la rotación última del estado último de colapso, esto para el comportamiento dúctil; teniendo presente que se deben revisar las acciones internas de los elementos.

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_u \quad [2-48]$$

Donde

θ_{SD} : Rotación para el estado límite daño severo.

θ_u : Rotación última para el estado límite de colapso.

- *Elementos frágiles*

En este caso la evaluación se realizará empleando los mismos criterios que se utilizaron para el estado de colapso. La resistencia será el parámetro a evaluar para el estado límite de daño severo.

C. Estado de daño limitado.

Para el estado de daño limitado, se considera que la resistencia máxima y la rotación que se pueden alcanzar en un elemento, son las necesarias para que el elemento fluya.

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + \alpha_{el} + \alpha_{sl} \frac{0.2\varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad [2-49]$$

Para los elementos frágiles, la resistencia será el principal parámetro a evaluar, al igual que en los dos casos anteriores.

Evaluación de Nudos (unión viga-columna).

Aunque en la mayoría de evaluaciones esto no se realice, es necesario conocer el estado de rigidez y resistencia en la que se encuentran los nudos estructurales, para lo cual se hará uso de la propuesta establecida en el ACI-318 año 2000 en la sección 21.5.3.

La formulas planteadas para la evaluación de los nudos en el ACI, están definidas en función del confinamiento lateral proporcionados por las vigas, dividiéndose esto en los siguientes casos:

Para nudos confinados en las cuatro caras $1.7\sqrt{f'_c} A_j$ [2-50]

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas $1.25\sqrt{f'_c} A_j$ [2-51]

Para otros casos $1.0\sqrt{f'_c} A_j$ [2-52]

La evaluación se llevará a cabo para ambas direcciones, en donde las capacidades de los nudos serán comparadas con la demanda provocada por la fuerza axial de las vigas que llegan al nudo en cada dirección por separado, como se observa en la siguiente figura.

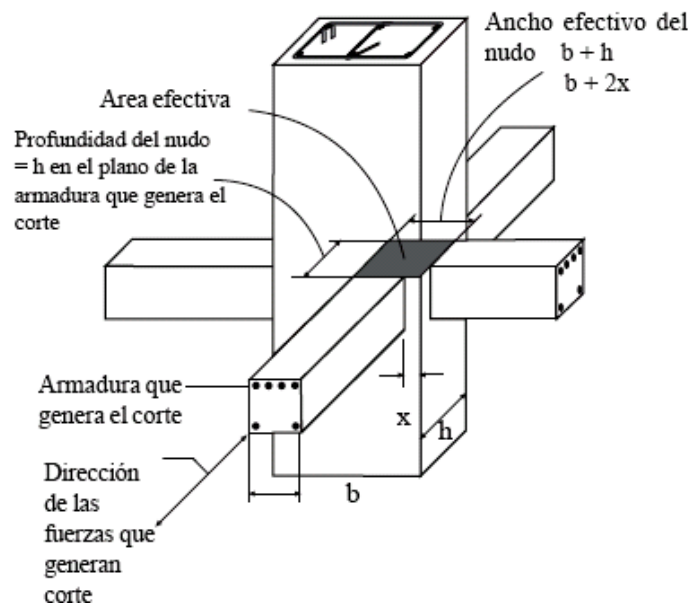


Figura 2. 34 Diagrama de evaluación del nudo. Tomado de ACI-318, 2000.

En donde:

$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.

A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo, en un plano paralelo al plano de la armadura que genera corte en el nudo, mm^2 .

La profundidad del nudo debe ser la profundidad total de la columna.

Cuando una viga se empotra dentro de un apoyo de mayor ancho, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor valor de:

- (a) el ancho de la viga más la profundidad del nudo.
- (b) dos veces la distancia perpendicular más pequeña desde el eje longitudinal de la viga hasta el borde de la columna.

3. APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE PUSHOVER.

3.1 Introducción.

Este capítulo muestra como la técnica de pushover ha sido aplicada al edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, basándose en la metodología descrita en la sección 2.5 del capítulo II del presente estudio.

La aplicación del método se dividirá en tres secciones principales, en la primera se realiza una descripción técnica del edificio en estudio, mencionando aspectos importantes como: ubicación, ocupación, configuración geométrica en planta y elevación y sistema constructivo.

La sección dos es la calibración de modelos lineales, la cual se llevará a cabo en los programas SAP2000 y SeismoStruct, mostrando las consideraciones hechas en la modelación realizada en ambos programas, además de la confrontación entre los resultados de ambos modelos.

La penúltima sección es la descripción del proceso realizado para la ejecución del método, los ejes de referencia principales y secundarios, el proceso de distribución de cargas en altura y en planta, así como el establecimiento parámetros de alarma en el programa SeismoStruct para los diferentes estados de daño que presenta una sección de concreto reforzado.

En la parte final de este capítulo se presentan la curva de capacidad resultante del análisis de pushover aplicado en la dirección x positiva, con un patrón de cargas laterales en base al porcentaje de masa y para el estado límite de colapso.

3.2 Descripción técnica del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y

Arquitectura.

El Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura (figura 3.1), se encuentra dentro de las instalaciones del campus central de la Universidad de El Salvador en la ciudad de San Salvador como se puede observar en las figuras 3.2 a, b y c, a unos 200 metros aproximadamente de la entrada nor-poniente (Polideportivo Universitario).

De acuerdo con la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones [MOP, 1994], la edificación se encuentra ubicada en la zona I, de la zonificación sísmica del país, considerada de alto riesgo sísmico.



Figura 3. 1 Fachada principal de la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.



Figura 3. 2 Fachada lateral de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura.



(a)



(b)



(c)

Figura 3. 3 (a) Macro ubicación de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura en la Universidad de El Salvador. (b) Ubicación del edificio dentro de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura. (c) Vista aérea de la biblioteca. Tomadas de Google Earth, 2005.

Las instalaciones son utilizadas para albergar las Bibliotecas de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, y de la Facultad de Ciencias Agronómicas; además de salones de clases y de conferencias ubicados en la primera y tercera planta del edificio.

La configuración geométrica en planta, es como se presenta en la figura 3.4 (a), el edificio cuenta con 8 ejes ortogonales en cada dirección principal y además geométricamente solo existe un solo eje de simetría, el cual se representa como eje ($x' - x'$), la configuración en elevación se define en la figura 3.4 (b), en donde las alturas son: en el entrepiso inferior y el intermedio de 3.95 m. y en el entrepiso superior de 3.5 m.

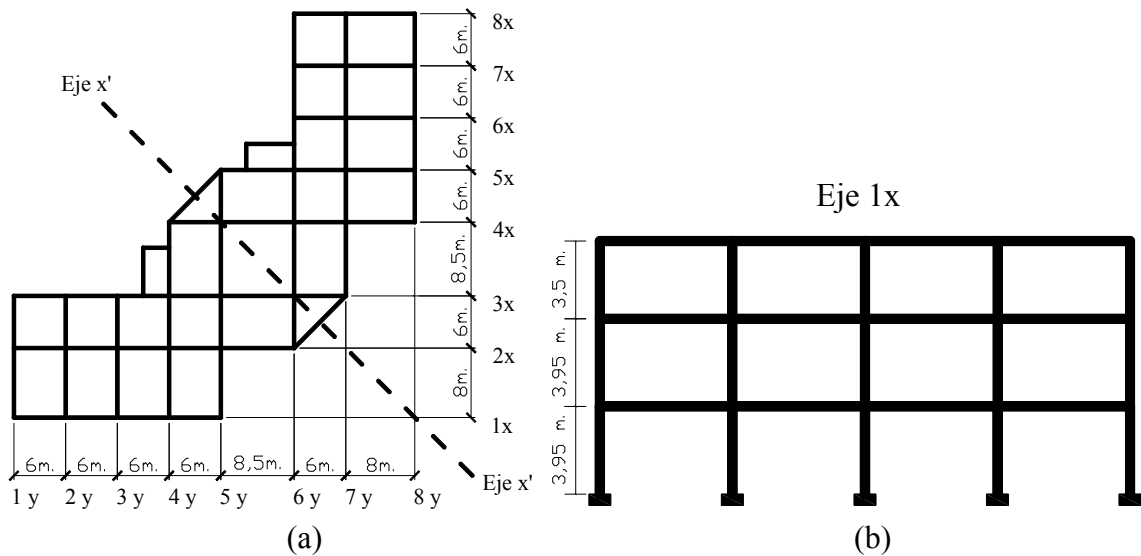


Figura 3. 4 (a) Planta de Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura. (b) Marco estructural típico.

El sistema constructivo utilizado para soportar las acciones externas que afectan al edificio esta formado por marcos espaciales de concreto reforzado no arriostrados con detallado especial, el cual corresponde al sistema A de la NTDS.

El sistema de losas ó sistemas de piso posee una disposición como se observa en la figura 3.5. En los extremos de la planta, un sistema de losas aligeradas unidireccional del tipo Prexcon 1510 T, y en el centro se ha empleado sistema de losas densas de 20 cm. de espesor.

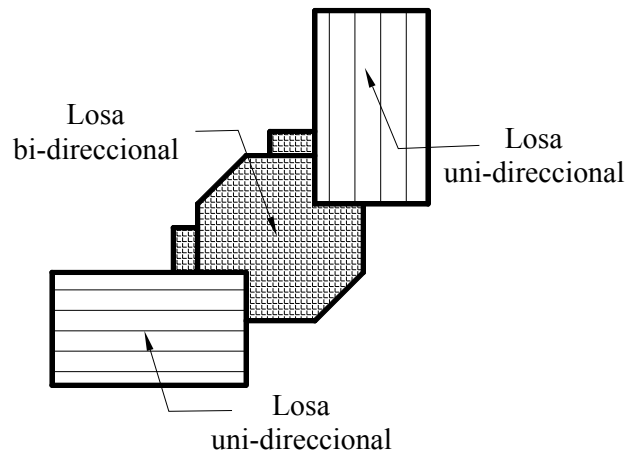


Figura 3. 5 Disposición del sistema de losa.

El concreto utilizado es de peso volumétrico normal 2400 Kg/m^3 y con $f'_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$, el acero de refuerzo es de grado 60 ksi con $f_y = 4,200 \text{ Kg./cm}^2$, para varillas #5, #6, #8 y #10, y $f_y = 2,800 \text{ Kg./cm}^2$ para varillas #2, #3 y #4.

Las secciones de vigas principales presentan una sección típica transversal como se observa en la figura 3.6, en donde su base es de 35 cm. y su altura es de 80 cm., teniéndose refuerzo en la sección con tres varillas # 8 en sus extremos como refuerzo por flexión el cual se ve incrementado en tramos de la longitud de la viga, y seis varillas # 6 como refuerzo de piel.

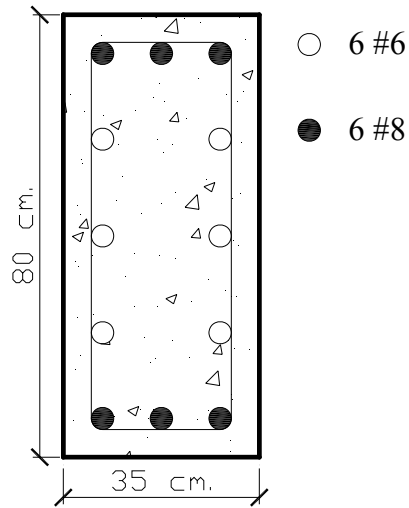


Figura 3. 6 Sección típica de viga principal.

Las secciones transversales de vigas secundarias y su disposición de refuerzo tanto longitudinal y transversal se presentan en la tabla 3.1.

Tipo	Sección (cm.)	Disposición de Acero de Refuerzo para Vigas Secundarias.			
		Longitudinal			Transversal
		Superior	Inferior	Piel	
V-1	20 x 80	2 #6	2 #6	6 #3	Estribos #3 @ 30 cm
V-2	30 x 80	2 #6	3 #6	6 #3	Estribos #3 @ 20 cm
V-3	30 x 80	2 #8	2 #8	6 #3	Estribos #3 @ 20 cm
V-4	45 x 80	3 #8	3 #8	6 #3	Estribos #3 @ 20 cm

Tabla 3. 1 Cuadro de clasificación de vigas secundarias.

La disposición de las vigas secundarias se observa en la figura 3.7

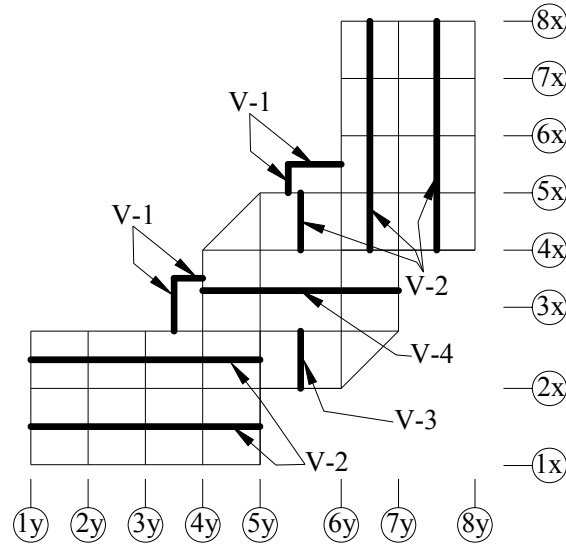


Figura 3. 7 Disposición en planta de vigas secundarias.

Se encuentran cinco tipos de secciones transversales de columnas en la edificación, presentándose a continuación una sección transversal típica de una columna rectangular en la figura 3.8, especificadas como columna C-1, perteneciente al primer entrepiso del edificio.

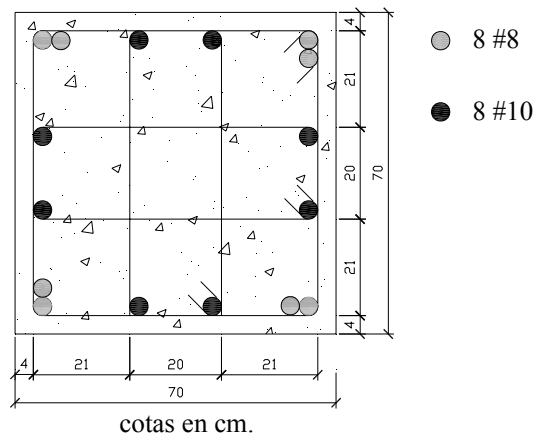


Figura 3. 8 Sección típica de columna.

En la tabla 3.2 se encuentra un resumen de las secciones transversales de las columnas estructuradas para este edificio por cada entrepiso, además de que se describe la disposición utilizada de acero de refuerzo longitudinal y transversal para cada tipo de columna.

Tipo	Sección (cm.)	Disposición de Acero de Refuerzo para Columnas.					
		Entrepiso 1		Entrepiso 2		Entrepiso 3	
		Long.	Trans	Long.	Trans.	Long.	Trans.
C-1	70 x 70	16 #10	3 estrib. #4 @ 10 cm.	8 #10 + 8 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm	8 #10 + 8 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm
C-2	70 x 70	16 #10 + 4 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm.	16 #10 + 4 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm	8 #10 + 12 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm
C-3	Ø80	12 #10 + 12 #8	Espiral #4 @ 7.5 cm.	12 #10 + 12 #8	Espiral #4 @ 7.5 cm.	24 #8	Espiral #4 @ 7.5 cm.
C-4	80 x 80	16 #10 + 8 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm.	16 #10 + 4 #8	3 estrib. #4 @ 10 cm	16 #10	3 estrib. #4 @ 10 cm
C-5	30 x 30	4 #8 + 4 #6	2 estrib. #3 @ 20 cm.	4 #8 + 4 #6	2 estrib. #3 @ 20 cm.	4 #8 + 4 #6	2 estrib. #3 @ 20 cm.

Tabla 3. 2 Cuadro de clasificación de columnas.

La disposición de columnas en el edificio se puede observar en la figura 3.9.

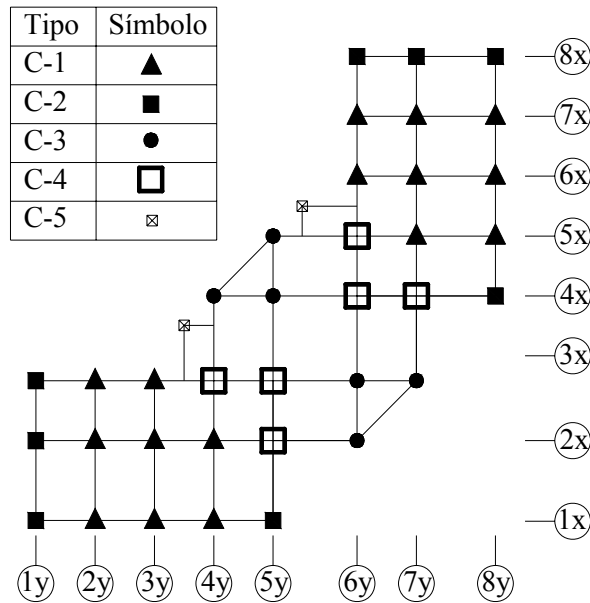


Figura 3. 9 Disposición de columnas en planta.

3.3 Calibración de modelos lineales.

La calibración de los modelos estructurales lineales creados en ambos programas (SAP2000 y SeismoStruct), se ha desarrollado con el objetivo de verificar el modelado del edificio en SeismoStruct. La calibración se desarrolló por medio de un análisis modal en ambos programas, comparando las deformadas modales para los primeros 5 modos de vibración de la estructura. En cada programa se han utilizado diferentes criterios para realizar el modelo, ya que son diferentes en cuanto a parámetros de definición de elementos de marcos, diafragmas rígidos y flexibles, además de los criterios de análisis.

3.3.1 Modelo estructural en SAP2000.

Para realizar el modelo en este programa, los elementos de marco como vigas y columnas, se han definido en base a sus nudos principales y con las propiedades de los materiales con los cuales fueron diseñados. Se incluyó en las características del modelo el reforzamiento de los elementos estructurales establecidos en los planos constructivos.

El diafragma del edificio está formado por una combinación de losa prefabricada y losa densa en la parte central de la planta. La losa prefabricada posee un espesor adicional de concreto de 5 cm, y de acuerdo a la Norma Técnica de Diseño por Sismo este diafragma se puede considerar como sistema de piso rígido.

En SAP2000, es sencillo modelar un diafragma flexible o rígido. Todos los diafragmas del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura fueron modelados como rígidos, y para ello todos los nudos perimetrales al diafragma se restringieron para que se comportaran como un solo cuerpo rígido.

Las secciones transversales de las vigas y columnas fueron definidas como elementos sólidos con el reforzamiento de diseño. Se definieron 4 secciones para las vigas secundarias longitudinales, 3 secciones para las vigas principales y 2 secciones metálicas para la cumbrera y viga macomber. Todas las secciones de vigas se definieron con secciones T para tomar en cuenta el comportamiento monolítico junto a las losas. El resumen de las secciones mencionadas se puede apreciar en el siguiente cuadro.

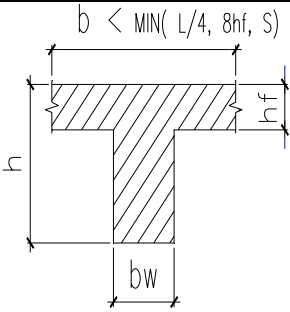
Tipos de Viga	Sección T $b < \text{MIN}(L/4, 8h_f, S)$ 	Medidas en Cm.			
		h	b	hf	bw
Viga Sec1		80	160.0	20	20
Viga Sec2		80	160.0	20	20
Viga Sec3		80	160.0	20	20
Viga Sec4		80	160.0	20	45
Viga central		80	160.0	20	35
Viga de borde		80	102.5	20	35
Viga VC		80	160.0	20	30

Tabla 3. 3 Secciones utilizadas de vigas.

En el caso de las vigas macomber se tuvo la necesidad de realizar un artificio, ya que originalmente las vigas están formadas por 4 ángulos 2 ½” x 2 ½” x ¼” y celosía a 60°, y resulta difícil modelar estas secciones en SAP2000. Para solventar este problema se calculó la inercia de la sección original, y se cálculo de la inercia equivalente para encontrar una sección aproximada, que resultó ser una sección cajón con material de acero de refuerzo.

La viga cumbrera está conformada por dos polines de alma abierta, teniéndose que realizar el mismo artificio para poder modelarla, resultando una sección cajón con material de acero de refuerzo.

Las características de los materiales utilizados en este programa fueron tomadas de las especificaciones técnicas del proyecto constructivo del edificio en estudio, las cuales son:

$$f'_c = 210 \text{ Kgf/cm}^2, \quad f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2, \quad f_{ys} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{y}$$

$$E_c = 260844.78 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Con una relación de poisson's de 0.2.}$$

Donde

f'_c : Esfuerzo máximo a la compresión del concreto a los 28 días.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

f_{ys} : Esfuerzo de fluencia del acero de reforzamiento transversal.

E_c : Modulo de elasticidad del concreto (Módulo de Young)

Además, para representar las rigideces de los elementos antes de la falla, se utilizaron los criterios para secciones agrietadas presentadas en la sección 10.11.1 del ACI (American Concrete Institute) año 2000. Las rigideces que fueron utilizadas para el análisis elástico como lo indica el ACI son: para las vigas el 35% de la rigidez total ($0.35I_g$) y para las columnas el 70% de la rigidez total ($0.70I_g$); donde I_g es la rigidez de la sección transversal.

Con todos los parámetros de modelación definidos, la estructura se configura como se muestra:

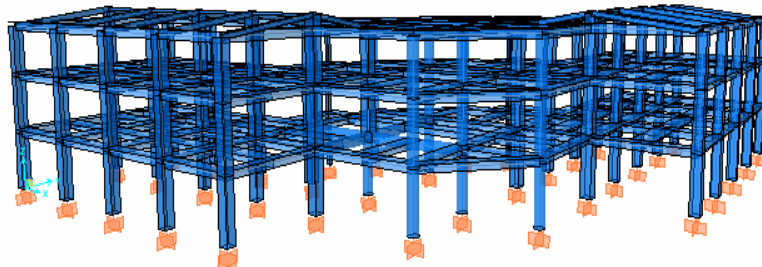


Figura 3. 10 Modelo estructural 3D en SAP2000 (Vista Frontal).

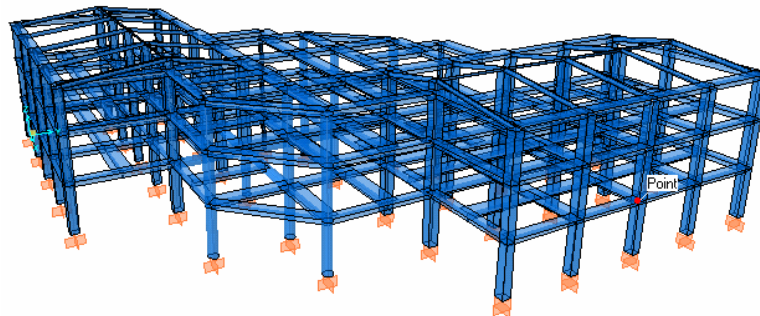


Figura 3. 11 Modelo estructural 3D en SAP2000 (Vista Lateral).

3.3.1.1 Análisis modal.

Para realizar este análisis el programa toma en cuenta las masas de cada elemento, por lo tanto no se tuvo la necesidad de ingresar masas. Los resultados obtenidos para los 5 primeros modos de vibración de la estructura son los que se muestran:

Modos	Periodos de Vibración
	(Seg.)
1	0.309
2	0.308
3	0.282
4	0.222
5	0.216

Tabla 3. 4 Períodos de vibración en SAP2000.

Un aspecto muy importante que se debe observar, es como se deforma el edificio para cada uno de los modos de vibración y verificar las amplitudes de deformación de cada nivel.

La deformada modal para el primer modo de vibración es:

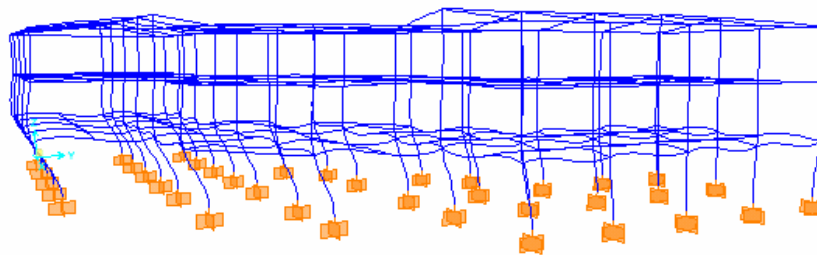


Figura 3. 12 Deformada modal para el primer modo de vibración.

3.3.2 Modelo estructural en SeismoStruct.

Para realizar el modelo en este programa, se consideró la misma calidad de los materiales constructivos. Se adicionaron otros parámetros de los materiales para definir su comportamiento histerético, el resumen de estos parámetros se encuentran en la tabla 3.3. Las secciones fueron definidas con sus mismas dimensiones a excepción de las secciones de vigas, que en el programa se definen como sección T. En este programa no se puede modelar de manera directa el refuerzo transversal, pero permite incorporar su efecto por medio del factor de confinamiento efectivo que se ha calculado utilizando la fórmula de Mander [1988]. Para poder capturar la formación de rótulas plásticas, cada miembro estructural como las vigas y columnas fueron modelados utilizando 4 elementos de longitud variada, los elementos próximos a los nudos principales con un 15% de la longitud total, y los centrales con un 35%. El programa no permite modelar de

forma directa los diafragmas rígidos o flexibles; para solventar esta dificultad e incorporar la aportación de rigidez de los diafragmas, se realizó el artificio de calcular la rigidez de los diafragmas y diseñar tensores con rigideces equivalentes y que además solo pudieran transmitir cargas axiales.

Primero se realizó un modelo base, el cual sirvió para definir todos los modelos necesarios para realizar la evaluación del edificio en estudio. Para conocer los períodos de vibración de un modelo, se realizó un análisis modal, las masas utilizadas para este análisis corresponden a la masa real de los miembros modelados. Debido a la limitante del programa en el número de masas distribuidas, para las columnas se utilizaron masas puntuales en los nudos, y para las vigas principales y elementos de techo, masas distribuidas.

3.3.2.1 Cálculo del factor de confinamiento efectivo.

Para encontrar el factor de confinamiento efectivo de una sección de concreto reforzado se hará uso de la teoría de Mander. Debido a que este factor depende principalmente del tipo y cantidad del refuerzo transversal, se ha realizado un análisis para cada tipo de sección. En el caso de las columnas se definieron 4 secciones, y en el caso de las vigas fueron 3. El cálculo desarrollado a continuación corresponde a la columna denominada “columna 1”. Su ubicación se puede observar en la figura 3.9.

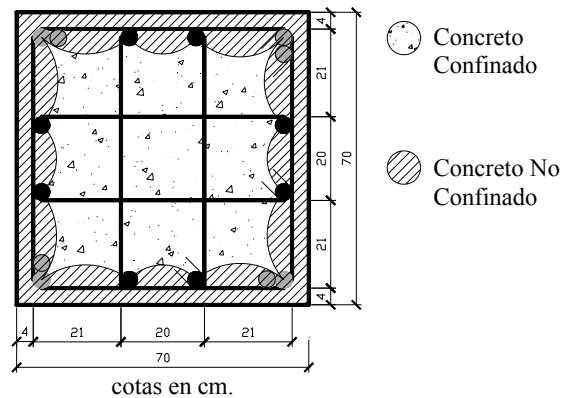


Figura 3. 13 Sección transversal de la columna 1.

i) Características de la sección.

La columna 1 posee un área de reforzamiento longitudinal de 81.9 cm^2 correspondiente a 16 varillas N°10. El centro de la sección está confinado por 3 estribos N° 4 separados 10 cm. Verticalmente. El esfuerzo máximo del concreto no confinado es $f'_{co} = 21 \text{ Mpa}$ (en donde $1 \text{ MPa} = 10.2 \text{ Kg/cm}^2$) y el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal es $f'_{yh} = 275 \text{ Mpa}$. Las ramas de los estribos se encuentran separadas 20cm, una de la otra.

ii) Comportamiento del concreto no confinado y confinado.

El comportamiento de una sección de concreto reforzado en donde se identifican las zonas de concreto no confinado y confinado se muestra en la figura 3.13.

Primero se define la zona en la cual la sección trabaja a tensión, en el concreto no confinado se comienzan a generar grietas y a medida se aplica la carga, alcanza su valor máximo de esfuerzo y deformación, a partir de aquí solo absorbe carga el concreto confinado, alcanzando su esfuerzo máximo sigue resistiendo carga hasta que su

deformación llega a su punto último, y el acero de refuerzo fluya. En este momento la sección completa ha fallado.

iii) Comportamiento a tensión del concreto (No confinado).

Para conocer el esfuerzo y deformación de ruptura del concreto no confinado, la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento para la Seguridad Estructural de las construcciones (MOP, 1994), establece que:

$$f_t' = 2\sqrt{f_{co}'} \quad [3-1]$$

Donde

f_t' : Esfuerzo de tensión que produce agrietamiento en el concreto, en Kg/cm².

f_{co}' : Esfuerzo máximo del concreto no confinado, en Kg/cm².

Por lo tanto $f_t' = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ Kg/cm}^2 = 2.84 \text{ Mpa}$

Y además se sabe que el comportamiento en ese tramo es lineal. Con el módulo de elasticidad, se obtiene la deformación correspondiente a ese esfuerzo.

El principio de elasticidad indica que $f_t' = \varepsilon_t E_c \Rightarrow \varepsilon_t = f_t' / E_c$

$$\varepsilon_t = 2.84 / 21316.78 \Rightarrow \varepsilon_t = 0.00013$$

El comportamiento del concreto simple o concreto no confinado alcanza un esfuerzo y una deformación máxima de: $f_{co}' = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ Mpa}$ y $\varepsilon_{co} = 0.002$

Donde el valor de 0.002 que corresponde a la deformación máxima, que es el resultado de promedio de resultados de laboratorios.

La deformación última del concreto no confinado, es decir, la deformación a la cual el concreto simple explota es ε_{sp} , que es un valor experimental que se encuentra entre $2\varepsilon_{co}$ y ε_{cc} que es la deformación máxima del concreto confinado; por lo tanto este valor debe asumirse entre las deformaciones mencionadas anteriormente. Para nuestro análisis este valor corresponde al que se encuentra justo en la mitad del intervalo $[2\varepsilon_{co}, \varepsilon_{cc}]$

Para la columna 1 este valor es:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{(2\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cc})}{2} = \frac{[2(0.002) + 0.0055]}{2}$$

$$\varepsilon_{sp} = 0.0048$$

iv) Comportamiento del concreto confinado.

Para conocer el comportamiento de este tipo de concreto, primero se establece el factor de confinamiento efectivo de la sección

v) Coeficiente de confinamiento efectivo (K_e).

Este valor está dado por

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad [3-2]$$

Donde

K_e : Coeficiente de confinamiento efectivo

w' : Separación entre ramas de estribos

b_c : Dimensión en y de la zona confinada

d_c : Dimensión en x de la zona confinada

s' : Separación vertical entre estribos

ρ_{cc} : Proporción de refuerzo longitudinal de la zona confinada.

Entonces tenemos que:

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{12} \frac{(20)^2}{6(62)(62)}\right) \left(1 - \frac{10}{2(62)}\right) \left(1 - \frac{10}{2(62)}\right)}{1 - \frac{81.9}{62(62)}}$$

$$K_e = 0.684$$

Los porcentajes de refuerzo transversal en cada una de las direcciones ortogonales son:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s'(d_c)} \quad \text{y} \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s'(b_c)} \quad [3-3] \text{ y } [3-4]$$

Donde

ρ_x : Porcentaje de acero transversal en la dirección x .

ρ_y : Porcentaje de acero transversal en la dirección y .

A_{sx} : Área de acero transversal en la dirección x .

A_{sy} : Área de acero transversal en la dirección y .

Por lo tanto:
$$\rho_x = \frac{4(1.27)}{10(62)} = 0.0082 \quad y \quad \rho_y = \frac{4(1.27)}{10(62)} = 0.0082$$

El factor de confinamiento efectivo se obtiene del nomograma que se muestra en la figura 3.14. Para graficar en el nomograma se necesita definir las siguientes relaciones:

$$\frac{f'_{lx}}{f'_{co}} = K_e \rho_x f_{yh} / f'_{co} \quad y \quad \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} = K_e \rho_y f_{yh} / f'_{co} \quad [3-5] \text{ y } [3-6]$$

$$f'_{lx} / f'_{co} = 0.684(0.0082)275/21 = 0.073 \quad y \quad f'_{ly} / f'_{co} = 0.684(0.0082)275/21 = 0.073$$

Al graficar estos valores en el nomograma se obtienen un factor de confinamiento efectivo de $K = 1.35$, pero:

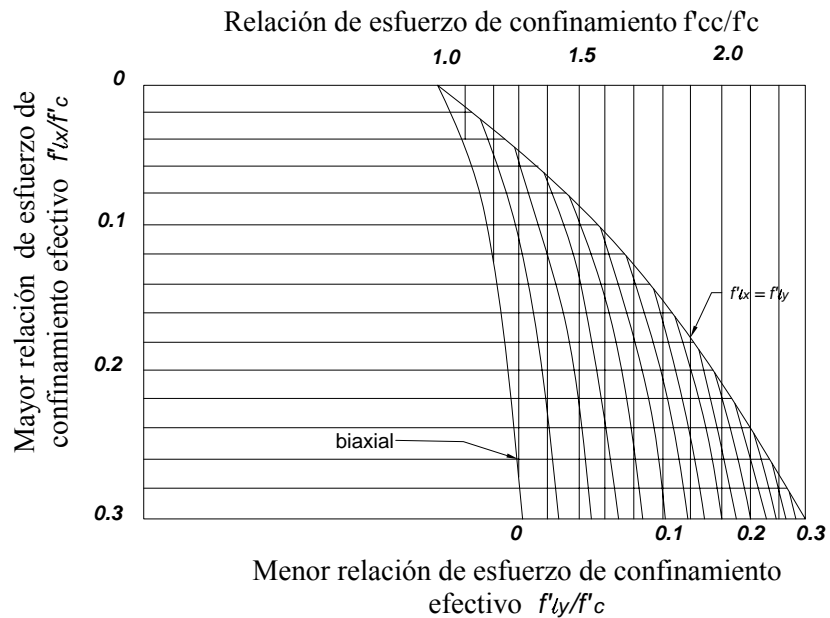


Figura 3. 14 Nomograma “Relaciones de esfuerzos de confinamiento efectivo”.

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \quad [3-7]$$

Donde

K : Factor de confinamiento efectivo de la sección

f'_{cc} : Esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado.

De modo que
$$f'_{cc} = Kf'_{co} \quad [3-8]$$

$$f'_{cc} = 1.35(21) = 28.35 \text{ Mpa}$$

Entonces podemos conocer cual es la deformación que se genera cuando el concreto confinado alcanza su máximo esfuerzo:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad [3-9]$$

Donde

ε_{cc} : Deformación cuando el concreto confinado alcanza su máximo esfuerzo.

ε_{co} : Deformación máxima del concreto no confinado.

Considerando un valor de $\varepsilon_{co} = 0.002$ se obtiene:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{28.35}{21} - 1 \right) \right] \Rightarrow \varepsilon_{cc} = 0.0055$$

Este valor indica el comienzo del agrietamiento del concreto confinado. Para establecer el comportamiento completo de este concreto confinado, es necesario definir su deformación última, que se calcula de la forma siguiente:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc} \tag{3-10}$$

Donde

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado

ρ_s : Porcentaje de refuerzo transversal ($\rho_s = \rho_x + \rho_y$)

ϵ_{sm} : Deformación del acero cuando alcanza su máximo esfuerzo.

Por consiguiente, $\epsilon_{sm} = 0.15$ y:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4(0.0082 + 0.0082)(275)0.15 / 28.35$$

$$\epsilon_{cu} = 0.037$$

Todos los cálculos anteriores se realizaron para 4 secciones tipo de columnas y para 3 secciones tipo de vigas. El resumen de resultados se presenta en la siguiente tabla:

SECCION	CONCRETO NO CONFINADO				CONCRETO CONFINADO			
	ϵ_t	f'_t Mpa	ϵ_{co}	f'_{co} Mpa	K	ϵ_{cc}	f'_{cc} Mpa	ϵ_{cu}
Columna 1	0.00133	2.84	0.002	21	1.5	0.007	31.5	0.034
Columna 2	0.00133	2.84	0.002	21	1.5	0.007	31.5	0.034
Columna 3	0.00133	2.84	0.002	21	1.3	0.0045	26.2	0.025
Columna 4	0.00133	2.84	0.002	21	1.5	0.0065	30.45	0.031
Viga central	0.00133	2.84	0.002	21	1.2	0.0035	24.15	0.0234
V. de Borde	0.00133	2.84	0.002	21	1.2	0.0035	24.15	0.0234
V. Secundaria	0.00133	2.84	0.002	21	1.2	0.004	25.2	0.0161

Tabla 3. 5 Resumen de resultados para las diferentes secciones.

3.3.2.2 Modelación del diafragma rígido.

En el programa SeismoStruct no se puede definir directamente un diafragma rígido o flexible. Para considerar la rigidez que las losas aportan a la estructura se necesitan diseñar elementos con la misma rigidez elástica que el diafragma, y además que estén restringidos a no transferir momentos, y que además puedan ser modelados en este programa.

Los elementos que satisfacen esta necesidad son los puntales o tensores, los cuales estarían impartiendo la misma rigidez elástica que la losa, y estarían transmitiendo únicamente fuerza axial a los nudos principales.

El procedimiento de cálculo de rigidez equivalente que se realizará, es recomendable para diafragmas cuadrados o aproximadamente cuadrados.

El diafragma que se analiza en la siguiente figura es rígido, construido con losa prefabricada con topping de 5 cm., sus dimensiones son 4 m x 6 m.

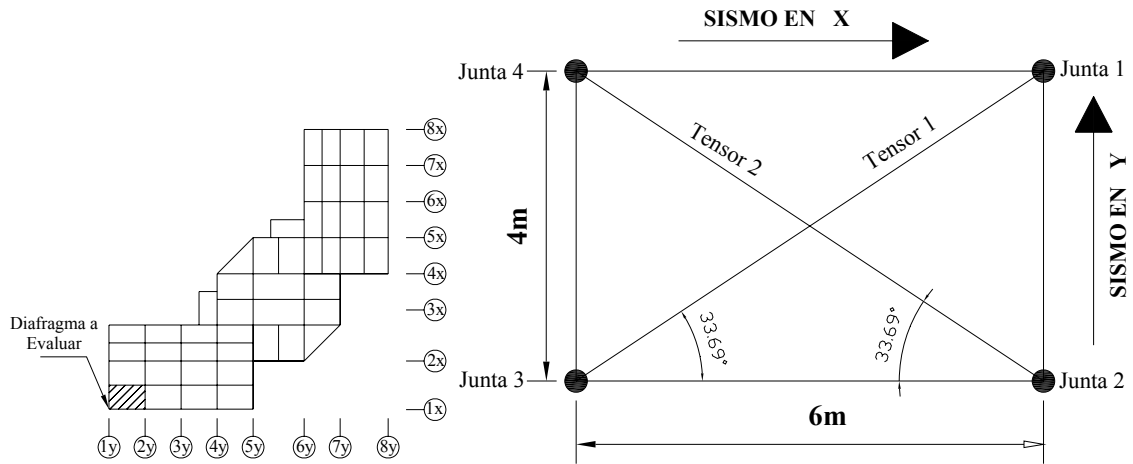


Figura 3. 15 Modelo de diafragma con tensores de rigidez equivalente.

Como la losa no es cuadrada (es rectangular), el análisis se realizará en las dos direcciones ortogonales, y al final se obtendrá un tensor con diámetro y rigidez promedio.

Para realizar el análisis de rigidez equivalente, es necesario definir una serie de parámetros y realizar ciertas consideraciones:

i) El Modulo de elasticidad del concreto (E_c).

Corresponde a la rigidez inicial no agrietada, y se calcula considerando un factor de confinamiento efectivo dado por la fórmula de Mander, que toma en consideración los efectos de rigidez con el tiempo. Debido a que la estructura en estudio es relativamente nueva, se ha considerado un factor de confinamiento igual a uno.

$$E_c = 1(15000)\sqrt{f'_c} \quad [3-11]$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

$$y \quad G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad [3-12]$$

Donde

G : Módulo de rigidez por cortante

ν : Coeficiente de Poisson's

Considerando $\nu = 0.2$ para el concreto

$$E_c = 1(15000)\sqrt{210} = 217370.65 \text{ Kgf/cm}^2 = 21316.78 \text{ MPa}$$

$$G_c = \frac{21316.78}{2(1+0.2)} = 8881.99 \text{ Mpa}$$

ii) Módulo de elasticidad del acero (E_s).

Considerando un valor de $E_s = 2 \times 10^6 = 196133 \text{ MPa}$ y $\nu = 0.3$ para el acero

$$G_s = \frac{196133}{2(1+0.3)} = 75435.77 \text{ MPa}$$

iii) Módulo de proporcionalidad (m).

$$m = \frac{G_s}{G_c} = \frac{75435.77}{8881.99} = 8.49$$

Si todos los elementos del diafragma están conectados de forma rígida se puede calcular un espesor equivalente.

iv) Espesor equivalente (t_{ef}).

Para el tablero de 6m. x 4m. Correspondiente al eje 8x entre los ejes 1y – 2y se tiene que:

$$\text{-Concreto } V_c = 6(4)(0.05) = 1.2 \text{ m}^3$$

$$\text{-Viguetas } V_v = 9(0.14)(0.15)(4) = 0.756 \text{ m}^3$$

$$\text{-Acero } V_s = 33 \left(\frac{\pi}{4} (0.0032)^2 \right) = 2.65 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\text{-Volumen total de concreto } V_c = V_c + V_v = 1.956 \text{ m}^3$$

$$\text{Por lo tanto } t_{ef} = \frac{1.956 + 8.49(2.65 \times 10^{-6})}{6(4)} = 8.15 \text{ cm}$$

Para calcular el diámetro del tensor que posea una rigidez lateral elástica equivalente a la del diafragma, primero se debe conocer cual es la rigidez elástica del diafragma. Esta puede ser obtenida realizando un modelo en un programa de diseño estructural ó utilizando la siguiente fórmula:

$$K = \frac{I}{\left(\frac{(L')^3}{12EI} \right) + \left(\frac{L'}{A_s G} \right)} \quad [3-13]$$

Donde

K : Rigidez lateral elástica del diafragma

L : Longitud del diafragma ortogonal a la dirección del sismo

L : Longitud del diafragma en la dirección del sismo

E : Módulo de elasticidad del concreto

I : Inercia de la sección para la dirección en análisis

A_s : Área de cortante

G : Módulo elástico por corte

Entonces, la rigidez lateral elástica del diafragma será aproximadamente igual a la rigidez axial del tensor. Conociendo la rigidez del tensor, se puede calcular el área transversal requerida del tensor para general la misma rigidez elástica del diafragma, utilizando la siguiente expresión:

$$k_A = \frac{EA_b}{l} \quad [3-14]$$

Donde

k_A : Rigidez axial del tensor

E : Módulo elástico del tensor

A_b : Área transversal del tensor

l : Longitud del tensor

Se realizará un análisis por cada dirección ortogonal, debido a que la rigidez lateral no es la misma, ya que el diafragma no es cuadrado.

A. Considerando sismo en la dirección Y.

Considerando los siguientes parámetros:

$$L = 600 \text{ cm} \quad I = \frac{400^3 (8.15)}{12} = 434.56 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$A_s = \frac{5}{4} A = \frac{5}{4} (400 \times 8.15) = 4075.00 \text{ cm}^2$$

Rigidez lateral elástica del diafragma (K)

$$K = \frac{I}{\left(\frac{(600)^3}{12 \times 21316.78 \times (4.34 \times 10^8)} \right) + \left(\frac{600}{4075.00 \times 75435.77} \right)}$$

$$K = 256575.81 \text{ N/mm}$$

Como la rigidez lateral del diafragma es elástica, si consideramos una deformación unitaria U , la fuerza lateral F que produce dicho desplazamiento puede ser encontrada por medio de los principios de elasticidad, es decir:

$$F = KU \quad [3-15]$$

Entonces como $U = 1 \text{ mm}$ y $K = 256575.81 \text{ N/mm}$

$$F = 256575.81 \text{ N}$$

Conociendo la fuerza y el desplazamiento en el diafragma, se puede calcular las componentes de fuerza en cada uno de ellos en la dirección de los tensores. Como el

ángulo formado por la fuerza y el desplazamiento del diafragma con la dirección de los tensores no es de 45°; el cálculo de las componentes se realiza utilizando los principios de trigonometría, esencialmente la Ley de los Senos, como se detalla a continuación.

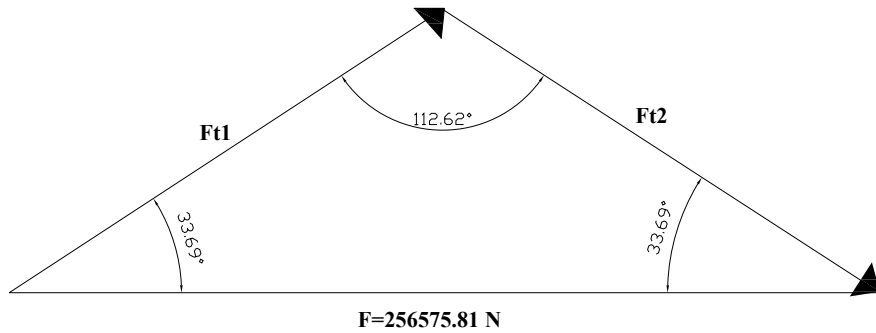


Figura 3. 16 Componentes de fuerzas en los tensores.

Por la Ley de los senos se tiene que:

$$\frac{F_{t1}}{\text{Sen}33.69^\circ} = \frac{256575.81}{\text{Sen}112.62^\circ} \Rightarrow F_{t1} = 154182.75 \text{ N}$$

$$\frac{F_{t2}}{\text{Sen}33.69^\circ} = \frac{256575.81}{\text{Sen}112.62^\circ} \Rightarrow F_{t2} = 154182.75 \text{ N}$$

Analizando las deformaciones en los tensores:

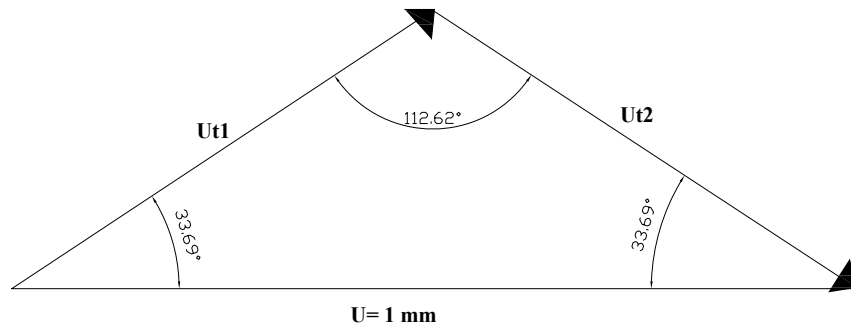


Figura 3. 17 Componentes de deformación en los tensores.

$$\frac{U_{p1}}{\text{Sen}33.69^\circ} = \frac{l}{\text{Sen}112.62^\circ} \Rightarrow U_{p1} = 0.60 \text{ mm}$$

$$\frac{U_{p2}}{\text{Sen}33.69^\circ} = \frac{l}{\text{Sen}112.62^\circ} \Rightarrow U_{p2} = 0.60 \text{ mm}$$

Con la fuerza y deformación, se puede conocer cual es la rigidez elástica de cada tensor

$$K_t = \frac{F_t}{U_p}$$

Entonces: $K_t = \frac{154182.75 \text{ N}}{0.60 \text{ mm}} \Rightarrow K_t = 256971.25 \text{ N/mm}$

De manera que el área transversal necesaria para generar esta rigidez es:

$$A_b = \frac{k_t l}{E} = \frac{256971.25(7210)}{21316.78} \Rightarrow A_b = 86915.70 \text{ mm}^2$$

Si utilizamos un elemento de área transversal circular, el diámetro para esta área es:

$$d = \sqrt{\frac{4A_b}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(86915.70)}{\pi}} \Rightarrow d = 333 \text{ mm}$$

B. Considerando sismo en la dirección X.

Realizando el mismo procedimiento para esta dirección, se obtienen los siguientes resultados:

Rigidez elástica del tensor $K_t = 829608.16 \text{ N/mm}$

Diámetro del tensor $d = 591 \text{ mm}$

Para realizar el modelo, se utilizarán los valores promedios de la rigidez elástica y diámetro del tensor. Estos son:

Rigidez elástica $K_r = 543289.71 \text{ N/mm}$

Diámetro $d = 462 \text{ mm}$

Con todos los parámetros definidos, el modelo estructural de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura es como se muestra en la siguiente figura:

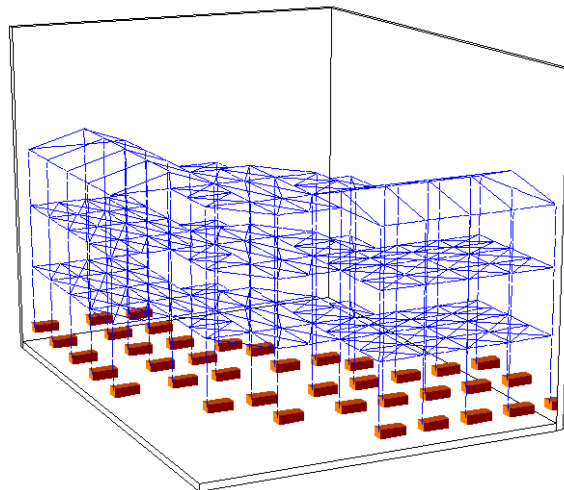


Figura 3. 18 Modelo estructural en SeismoStruct.

3.3.2.3 Análisis modal.

Para realizar este análisis, las masas en las columnas se concentraron en los nudos estructurales de cada elemento. En el caso de las vigas y elementos de techo las masas

fueron distribuidas a lo largo de la longitud de los miembros. El modelo con masas es el que se muestra en la siguiente figura.

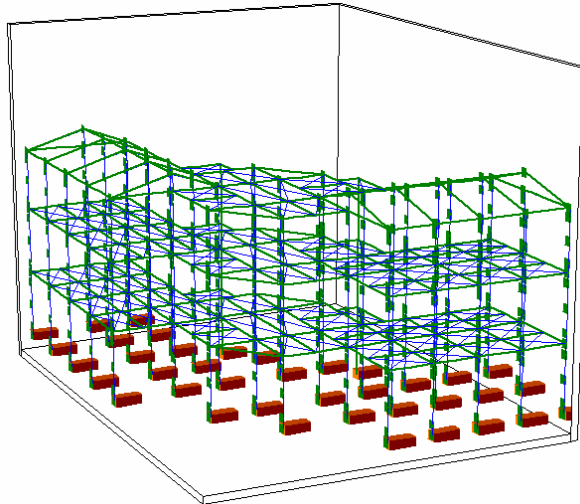


Figura 3. 19 Modelo estructural con masas en SeismoStruct.

Los resultados obtenidos al ejecutar este análisis son los siguientes.

Modos	Periodos de Vibración (s.)
1	0.285
2	0.277
3	0.249
4	0.175
5	0.121

Tabla 3. 6 Periodos de vibración en SeismoStruct.

Es importante verificar las deformaciones que se generan en la estructura para cada forma de vibración. La forma deformada que el modelo presenta para el periodo fundamental de vibración es la que se muestra a continuación:

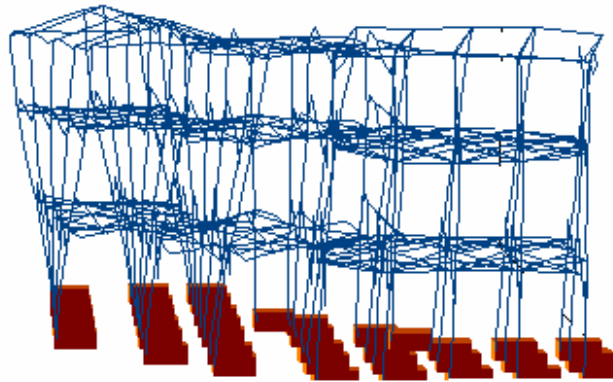


Figura 3. 20 Deformada modal para el primer modo de vibración en SeismoStruct.

Después de realizado el análisis modal en cada uno de los programas, se hace necesario confrontar los resultados obtenidos en cada uno de ellos, con el objetivo de verificar si la estructura ha sido bien modelada, y también verificar si existe discrepancia en los resultados. Esta confrontación es la que se realiza en la siguiente sección.

3.3.3 Confrontación de modelos y resultados.

En los modelos lineales creados en SAP2000 y en SeismoStruct, se utilizó la misma calidad de los materiales y las mismas características geométricas de la estructura; sin embargo, cada programa posee su propio algoritmo de análisis, y dificultad para generar el modelo. SAP2000 es un programa que posee una gran facilidad para definir un modelo, el caso contrario se da en el programa SeismoStruct, que es un programa con grandes capacidades de análisis y que por lo tanto la definición de un modelo se hace minuciosamente, agregando una serie de parámetros de acuerdo a la calidad de resultados que se deseen.

Para verificar la correcta definición del modelo en SeismoStruct, se hace una comparación entre los resultados obtenidos por ambos programas, comparando principalmente el periodo de vibración y la deformada modal de la estructura para los cinco primeros modos de vibración.

Modos	PERIODOS DE VIBRACIÓN (S)		Diferencia
	SAP2000	SeismoStruct	
1	0.309	0.285	0.024
2	0.308	0.277	0.031
3	0.282	0.249	0.033
4	0.222	0.175	0.048
5	0.216	0.121	0.095

Tabla 3. 7 Comparación de períodos de vibración.

Como se puede apreciar en la tabla anterior, existe una diferencia muy pequeña en los períodos de vibración de la estructura. Esta diferencia se puede atribuir a la rigidez de la estructura en cada modelo. Por ejemplo en el caso de los diafragmas, en SAP2000 se definió como área totalmente restringida a tener desplazamientos iguales y en SeismoStruct se definieron tensores con la rigidez elástica equivalente a la del diafragma. Los diferentes criterios que se tomaron en consideración para modelar la estructura en cada uno de los programas, son los que producen esta pequeña diferencia, que para fines prácticos de análisis no son representativos.

La comparación de las deformadas modales para los primeros cinco modos de vibración, se muestran en la siguiente figura, en las que además se presentan los valores de periodos de vibración para cada modo.

Es muy notable el efecto lateral que ocasionan los primero tres modos de vibración a la estructura, para el tercer modo el desplazamiento es bastante pequeño, pero la torsión es importante. El cuarto y quinto modo deforman la estructura en el centro, ocasionando un efecto de torsión central. Las deformaciones son bastante similares para ambos programas, por lo que se asume que la modelación se realizó satisfactoriamente.

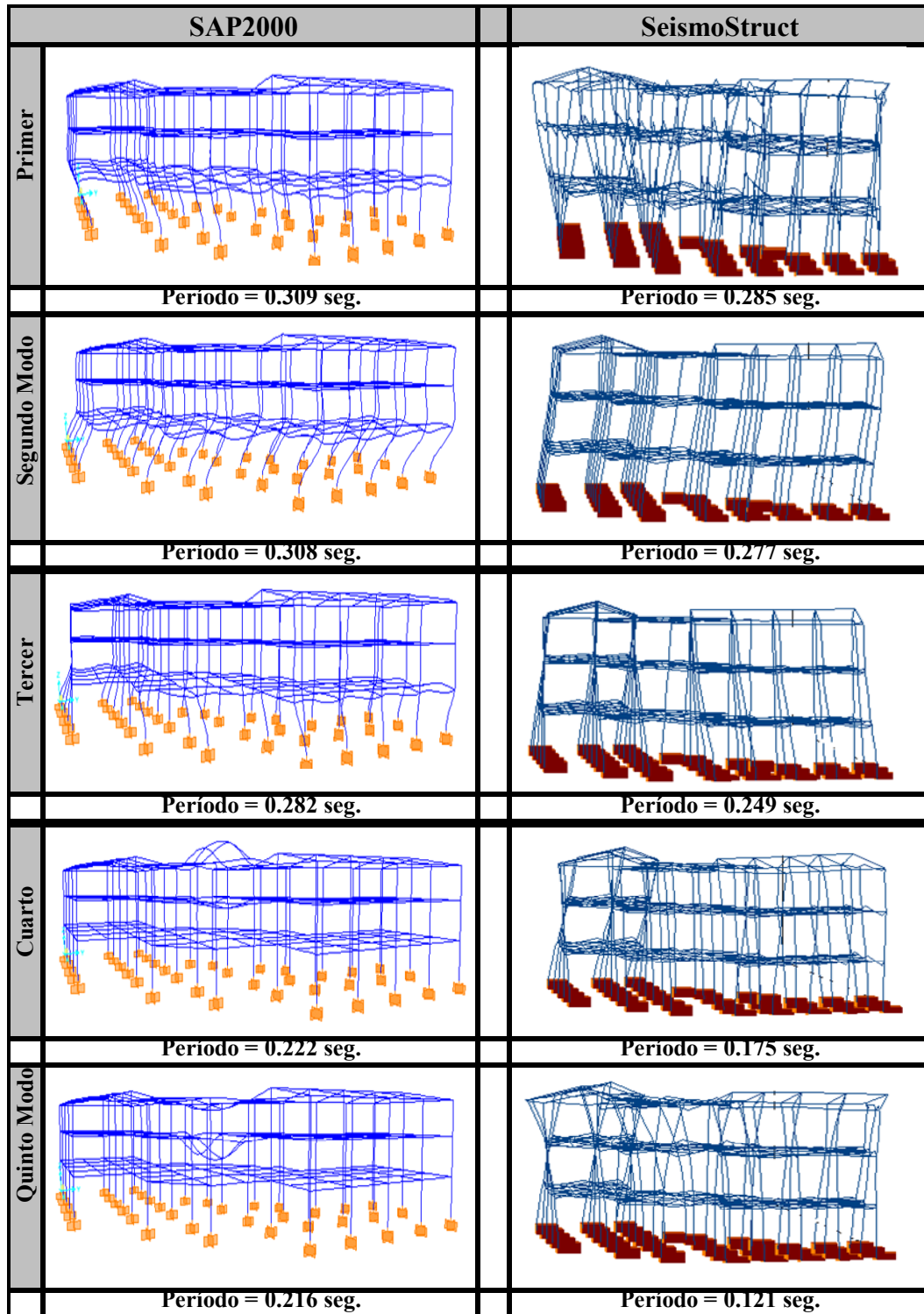


Figura 3. 21 Comparación de deformadas modal.

3.4 Análisis de pushover.

Cuando un edificio se somete a demandas sísmicas, considerando respuestas de pequeñas amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables.

La técnica del pushover consiste en utilizar un modelo que incorpore directamente las características inelásticas de los materiales. En este análisis la estructura se somete a patrones de carga laterales con una intensidad seleccionada, las cuales se incrementan monótonicamente. Utilizando el procedimiento es posible identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia y falla de cada uno de los componentes, los estados límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes de la estructura, los cuales van cambiando a medida que se incrementa las cargas en la misma dirección hasta que la estructura colapse.

El análisis de pushover se fundamenta en la suposición que la respuesta que se origina en una estructura de múltiples grados de libertad puede ser simplificada mediante una respuesta equivalente de un grado de libertad con una representación apropiada de las características histeréticas de los materiales.

3.4.1 Dirección de la aplicación de cargas.

Basándose en el fundamento teórico de la técnica del pushover se tiene que definir el sentido de la aplicación de la carga a fin de obtener un desplazamiento, por lo tanto se tiene que adoptar ejes de referencia para las cargas. Para efectos del análisis del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura se establecieron dos sistemas de ejes de referencia, uno de los cuales se ubica de tal manera que coincidiera con los ejes de la estructura. El sentido de la aplicación de las fuerza se toma en el sentido positivo y negativo de cada eje, por lo que para el sistema inicial se tendrán cuatro sentidos de aplicación de la fuerza como se ve en la figura 3.22.

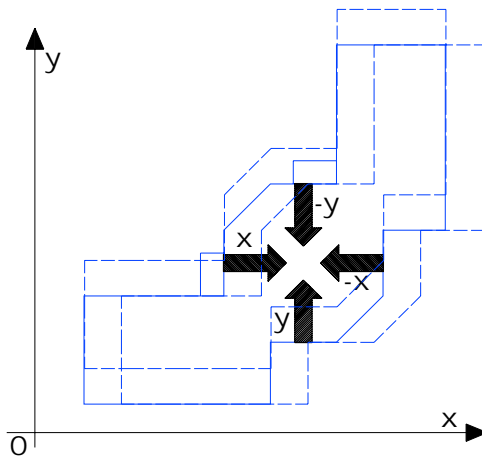


Figura 3. 22 Primer sistema de referencia.

El segundo sistema de referencia tiene una rotación de 45° respecto al primer sistema de referencia en el sentido contrario al movimiento de las agujas del reloj, lo que origina cuatro nuevos sentidos de la aplicación de las cargas como se muestra en la figura 3.23.

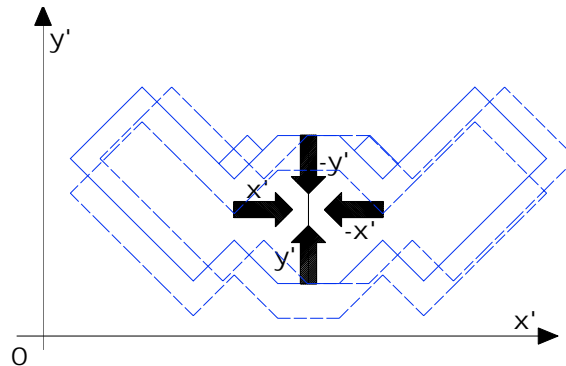


Figura 3. 23 Segundo sistema de referencia.

La razón de rotar el sistema de fuerzas es investigar los posibles daños que puede originar un sismo, cuando este se presente en las direcciones diagonales del modelo original. Los sismos se pueden presentar en cualquier dirección por lo que los daños que puede sufrir el edificio con la orientación del primer sistema pueden no ser iguales al que se obtenga con el sistema rotado, por lo que se hace necesario investigar esta posibilidad.

3.4.1.1 Ecuación de giro de los ejes para aplicación de cargas inclinadas.

Para poder realizar el análisis del edificio con las cargas con un giro en su aplicación de 45° es necesario rotar el edificio, dado que el programa cuenta con la limitante que solo realiza la aplicación de las mismas en el sentido del sistema de ejes primarios ($X-Y$).

Observando lo que se tiene en la figura 3.24 se observa dos triángulos el OCB y PBD los cuales serán la base del análisis:

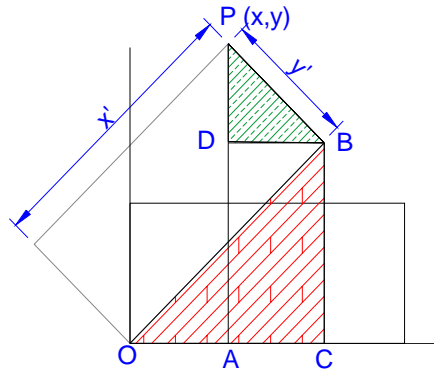


Figura 3. 24 Diagrama para la rotación de los ejes.

Usando las definiciones de las funciones trigonométricas se pueden definir las componentes de las nuevas coordenadas de los puntos rotados:

$$\cos \phi = \frac{OC}{OB} \Rightarrow OC = OB \cos \phi \quad [3-16]$$

$$\cos \phi = \frac{DP}{BP} \Rightarrow DP = BP \cos \phi \quad [3-17]$$

$$\sin \phi = \frac{DB}{PB} \Rightarrow DB = PB \sin \phi \quad [3-18]$$

$$\sin \phi = \frac{BC}{OB} \Rightarrow BC = OB \sin \phi \quad [3-19]$$

Como la distancia $OC = OA + AC$ pero AC es igual a DB por lo que la ecuación se transforma en $OC = OA + BD$. Despejando la variable OA de la ecuación nos queda:

$$OA = OC - BD \quad [3-20]$$

De igual forma se toma que la distancia $AP = AD+DP$ pero como AD es igual a BC y sustituyendo en la ecuación obtenemos:

$$AP = BC+DP \quad [3-21]$$

Sustituyendo los resultados de las ecuaciones 3-16 a 3-19 en las ecuaciones 3-20 y 3-21 tenemos:

$$OA = OB \cos\phi - BP \operatorname{Sen}\phi \quad [3-22]$$

$$AP = OB \operatorname{Sen}\phi + BP \cos\phi \quad [3-23]$$

Igualando las variables a coordenadas rectangulares tenemos:

$$OB = x' \quad ; \quad BP = y'$$

$$OA = y \quad ; \quad AP = y$$

Sustituyendo en las ecuaciones 3-22 y 3-23 tenemos:

$$x = x' \cos\phi - y' \operatorname{Sen}\phi \quad [3-24]$$

$$y = x' \operatorname{Sen}\phi + y' \cos\phi \quad [3-25]$$

Para un ángulo ϕ de 45° el seno y coseno es igual a 0.70711 por lo que simplificando tenemos:

$$x = 0.70711 (x' - y')$$

$$y = 0.70711 (x' + y')$$

3.4.2 Distribución de cargas y cálculo del cortante basal.

La fuerza sísmica es la respuesta de un edificio ante la excitación producida por un sismo. La dirección en la que se puede presentar un sismo es variada y su respuesta depende de varios factores, según la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador la ecuación que determina el cortante basal es la siguiente:

$$V_{basal} = C_s W_{edificio} \quad [3-26]$$

Donde

C_s = Coeficiente Sísmico

$W_{edificio}$ = Peso Total del Edificio

Para definir el coeficiente sísmico la NTDS hace uso de la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [3-27]$$

Donde:

A : Coeficiente de Bonificación

I : Coeficiente de Importancia

C_o : Coeficiente de Sitio (Amplificación del Suelo)

T_o : Coeficiente de Sitio (Periodo Predominante del Suelo)

R : Factor de Respuesta

T : Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura

Los valores para los anteriores coeficientes y que son usados en nuestro cálculo se detallan a continuación:

i) Factor de Zonificación Sísmica (A).

Debido a que el edificio se encuentra en la ciudad de San Salvador y esta se localiza en la zona 1. Según la tabla 1 de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) este factor es $A = 0.40$.

ii) Factor de Importancia (I).

Según la tabla 3 de la NTDS los edificios relacionados con centros escolares son catalogados como categoría 2, por lo que este edificio se califica en la categoría de ocupación 2 con un factor de importancia es $I = 1.20$.

iii) Coeficientes de Sitio (C_o y T_o).

Como no se cuenta con estudios que nos definan un perfil de suelo en el lugar donde se ha construido el edificio de la biblioteca, se asumirá un coeficiente de sitio correspondiente al tipo S_3 tal como lo establece para estos casos la NTDS en las notas de la tabla 2 entonces:

$$C_o = 3.0 \quad T_o = 0.6$$

iv) Coeficiente de Respuesta Sísmica de la Estructura (R).

Según la NTDS en la tabla 7 el coeficiente de respuesta para el sistema resistente a fuerzas laterales lo define el sistema estructural utilizado en el edificio, el cual es a base

de marcos espaciales de concreto reforzado con detallado especial por lo tanto este factor es igual a $R = 12$.

v) Verificación de las Condiciones del Periodo, según la NTDS.

De acuerdo a la NTDS el periodo fundamental de vibración de la estructura debe estar entre los parámetros siguientes:

$$T_o < T < 6T_o$$

Pero si $T_o > T$ entonces $\Rightarrow T = T_o$

En la NTDS el periodo fundamental de vibración de la estructura, es calculado por el método A es:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad [3-28]$$

Donde

C_t : Coeficiente numérico igual a 0.0073 para marcos de concreto reforzado.

h_n : Altura total de l edificio.

Entonces $T = 0.073(11.4)^{3/4} \Rightarrow T = 0.453 \text{seg}$

Pero $T_o = 0.6 \text{seg}$

Por lo tanto, como $T_o = 0.6 > T = 0.453 \Rightarrow T = T_o = 0.6 \text{ seg.}$

Ahora, sustituyendo lo datos obtenidos en la ecuación 3-27:

$$C_s = \frac{0.4 \times 1.2 \times 3.0}{12} \left(\frac{0.6}{0.6} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$C_s = 0.12$$

Sustituyendo C_s en la ecuación 3-26 para obtener el valor del cortante basal:

$$V_{basal} = 0.12 W_{edificio}$$

$$V_{basal} = 0.12(3047.23Ton)$$

$$V_{basal} = 365.67Ton$$

El peso sísmico total del edificio, se obtuvo del cálculo de la masa total del edificio; las mismas masas que se utilizaron para el análisis modal en SeismoStruct.

Una vez obtenido el cortante basal producido por un sismo, éste se tiene que distribuir en toda la estructura, ya que la fuerza no estará aplicada en un solo punto ni a lo largo de un solo eje.

vi) Patrón de fuerzas laterales.

Se tomarán dos patrones de distribución de cargas laterales, que se encuentran definidos principalmente por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA-356, 2000], Consejo de Tecnología Aplicada [ATC-40, 1996], Código Europeo 8 [CEN, 2002], Código de Nueva Zelanda y Código Italiano:

- Distribución de la fuerza en base al porcentaje de masa.
- Distribución modal.

3.4.2.1 Distribución de Fuerzas en base al porcentaje de masa de cada nivel.

La distribución de la fuerza en base al porcentaje de masa es un método simple y efectivo, en el que el patrón resultante de fuerzas es casi uniforme. Para esta distribución se relaciona la fuerza del cortante basal con la masa total del edificio y luego cada fuerza aplicada en un nivel dado es proporcional a la relación entre la masa del nivel y la masa total del edificio. La fuerza en cada nivel es igual al producto de la relación de masas (masa del nivel entre la masa total del edificio) y el cortante basal.

i) Distribución en altura.

Primeramente se tiene que distribuir el cortante basal en la altura total del edificio, para lo que se tiene que encontrar el porcentaje de masa tributaria de cada nivel. Las masas de cada nivel y la distribución de las fuerzas se muestran en la tabla 3.6.

$$MASA_{Edificio} = 3047.23 \text{ Ton}$$

$$MASA_{Primer Nivel} = 1246.0 \text{ Ton}$$

$$MASA_{Segundo Nivel} = 1239.43 \text{ Ton}$$

$$MASA_{Tercer Nivel} = 561.80 \text{ Ton}$$

Nivel	W (tonne)	Porcentaje de Masa	Fuerza por Nivel (ton)	F _{ix} (N)	F _{iy} (N)
3	561.80	18.44%	67.42	661152.96	661152.96
2	1239.43	40.67%	148.73	1458620.67	1458620.67
1	1246.00	40.89%	149.52	1466352.06	1466352.06
Σ	3047.2304			3586125.69	3586125.69

Tabla 3. 8 Distribución de la fuerza según la masa del edificio.

La distribución de las fuerzas en altura se muestra en la siguiente imagen

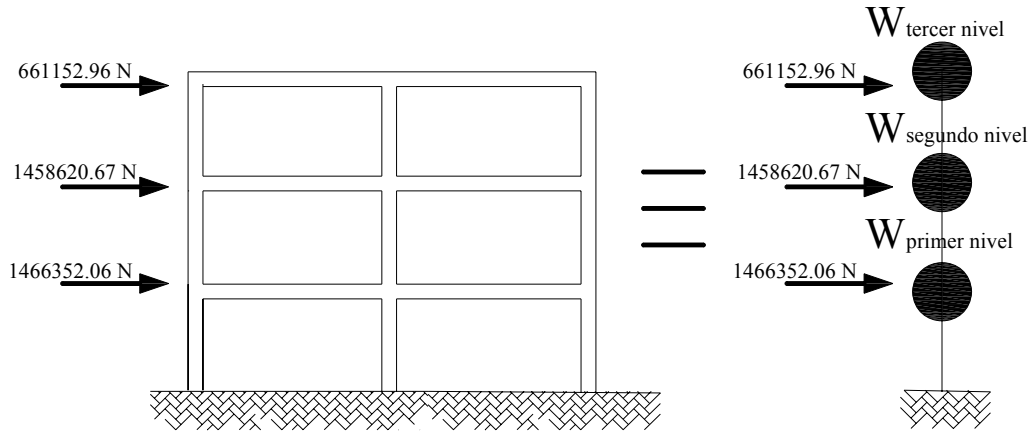


Figura 3. 25 Diagrama de la distribución de las fuerzas en cada nivel.

ii) Distribución horizontal.

La fuerza concentrada en cada nivel obtenida en el paso anterior, debe ser distribuida horizontalmente en la planta del edificio. Para encontrar la fuerza aplicada en cada nudo estructural principal (unión viga-columna), se divide la cantidad de masa tributaria del nudo en estudio entre la masa total del nivel, esta proporción se multiplica por la fuerza aplicada en el nivel, obteniendo la fuerza aplicada en cada nudo.

La masa total es la sumatoria de las masas de vigas principales, secundarias y columnas que llegan al nudo principal en estudio y el porcentaje de masa que representa la relación de masa del nudo y la masa del nivel.

La tabla 3.9 muestra el cálculo del porcentaje de masa en cada nudo para el nivel 3, que también se aplicó para determinar el porcentaje de masa de los nudos en los niveles restantes.

Nudos	Vigas (Kg.)	Columna (Kg.)	Secundaria (Kg.)	Masa Total (Tonne)	Porcentaje de masa
n111	7491.28	2058.00	0.00	9.55	1.70%
n211	6690.56	2058.00	0.00	8.75	1.56%
n311	6690.56	2058.00	0.00	8.75	1.56%
n411	6690.56	2058.00	0.00	8.75	1.56%
n511	7491.28	2058.00	0.00	9.55	1.70%
n121	7858.75	3234.00	0.00	11.09	1.97%
n221	1478.48	2646.00	0.00	4.12	0.73%
n321	1478.48	2646.00	0.00	4.12	0.73%
n421	1478.48	2646.00	0.00	4.12	0.73%
n521	16571.54	4224.00	3024.00	23.82	4.24%
n621	18868.13	2111.15	3024.00	24.00	4.27%
n131	6221.46	2058.00	0.00	8.28	1.47%
n231	6493.92	2058.00	0.00	8.55	1.52%
n331	7084.56	2058.00	1763.71	10.91	1.94%
n431	14051.71	2688.00	5785.34	22.53	4.01%
n531	28602.03	2688.00	12665.88	43.96	7.82%
n631	29689.65	2111.15	12665.88	44.47	7.92%
n731	18978.34	2111.15	3456.00	24.55	4.37%
n441	14834.60	2111.15	4273.31	21.22	3.78%
n541	23638.60	2111.15	12665.88	38.42	6.84%
n641	29695.78	2688.00	12665.88	45.05	8.02%
n741	18558.49	4224.00	3456.00	26.24	4.67%
n841	7311.28	2058.00	0.00	9.37	1.67%
n551	11219.96	2111.15	3841.31	17.17	3.06%
n651	18585.07	2688.00	4787.71	26.06	4.64%
n751	1281.84	2646.00	0.00	3.93	0.70%
n851	6493.92	2058.00	0.00	8.55	1.52%
n661	9379.56	2058.00	1763.71	13.20	2.35%
n761	1281.84	2646.00	0.00	3.93	0.70%
n861	6493.92	2058.00	0.00	8.55	1.52%
n671	6493.92	2058.00	0.00	8.55	1.52%
b51	5160.91	168.00	0.00	5.33	0.95%
			Σ	561.80	100.00%

Tabla 3. 9 Porcentaje de masa del nivel 3.

Una vez que se tiene el porcentaje de masa tributaria, se multiplica la proporción por la fuerza que llega a ese piso. Lo que se muestra en la tabla 3.10:

Nudos	Porcentaje de Masa Tributaria	Fuerza del Piso	Fuerza aplicada al Nudo
n111	1.70%	661152.96	11238.00
n211	1.56%	661152.96	10295.68
n311	1.56%	661152.96	10295.68
n411	1.56%	661152.96	10295.68
n511	1.70%	661152.96	11238.00
n121	1.97%	661152.96	13054.43
n221	0.73%	661152.96	4853.87
n321	0.73%	661152.96	4853.87
n421	0.73%	661152.96	4853.87
n521	4.24%	661152.96	28031.86
n621	4.27%	661152.96	28248.09
n131	1.47%	661152.96	9743.63
n231	1.52%	661152.96	10064.27
n331	1.94%	661152.96	12834.97
n431	4.01%	661152.96	26508.45
n531	7.82%	661152.96	51729.21
n631	7.92%	661152.96	52330.31
n731	4.37%	661152.96	28886.19
n441	3.78%	661152.96	24971.50

Tabla 3. 10 Fuerza distribuida en los nudos.

3.4.2.2 Distribución Modal.

En esta distribución se utiliza cada periodo modal que presenta un edificio para realizar la distribución de fuerzas en altura. La distribución de fuerza en planta se realiza por el

porcentaje de masa tributaria de cada nudo, que es igual a la distribución en planta de la distribución por masa.

Se puede hacer una distribución de fuerzas en altura por cada modo de vibración que posea el edificio, de manera que la distribución represente el mayor porcentaje de participación de masas de todos los modos de vibración. Para efectos prácticos se considera que el modo de vibración predominante y que representa la participación de aproximadamente el 90% de las masas es el modo fundamental, por lo que se calcula la distribución solo para el primer modo de vibración de la estructura que corresponde a un periodo de $T = 0.285$ [ASCE, 2000].

Como resultado del análisis Eigenvalue (análisis modal) efectuado por el Programa SeismoStruct y tomando la columna que se encuentra en el eje “x-6” y “y-3” como referencia, se determinan los desplazamientos para realizar la distribución.

Nudo	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Desplazamiento Z
n633	2.07E-02	1.93E-02	2.70E-04
n632	1.60E-02	1.48E-02	2.51E-04
n631	7.06E-03	6.50E-03	1.67E-04

Tabla 3. 11 Desplazamiento en los ejes “X”, “Y” y “Z”.

Ya que los desplazamientos en el sentido “z” no representa mayor importancia se desprecian para éste cálculo:

Nudo	Desplazamiento X	Coord modales	Desplazamiento Y	Coord modales
n633	2.07E-02	1.00	1.93E-02	1.00
n632	1.60E-02	0.77	1.48E-02	0.77
n631	7.06E-03	0.34	6.50E-03	0.34

Tabla 3. 12 Porcentaje del desplazamiento.

Para la dirección “x” se tiene:

Nivel	Masa (Tonne)	Coordenadas modales	Masa* coord. Modales	Relación	Fuerza (N)
3	1246.00	1.00	1246.00	0.5204	1865685.65
2	1239.43	0.77	957.04	0.3997	1433017.34
1	561.80	0.34	191.20	0.0799	286297.01
Σ	3047.23		2394.24		3585000.00

Tabla 3. 13 Distribución modal en altura para el Eje “X”.

Para la dirección “y” se tiene:

Nivel	Masa (Tonne)	Coordenadas modales	Masa* coord. Modales	Relación	Fuerza (N)
3	1246.00	1.00	1246.00	0.5222	1872031.95
2	1239.43	0.77	951.02	0.3986	1428851.68
1	561.80	0.34	189.10	0.0793	284116.37
Σ	3047.23		2386.13		3585000.00

Tabla 3. 14 Distribución modal en altura para el Eje “Y”.

Con los resultados obtenidos de las tablas anteriores se realiza la distribución en planta, para lo cual se hará la distribución para el primer entrepiso en la dirección “x”, a manera de ejemplo:

Nudos	Porcentaje de Masa Tributaria	Fuerza del Nivel (N)	Fuerza aplicada al Nudo (N)
n111	1.70%	286297.0128	4866.36
n211	1.56%	286297.0128	4458.31
n311	1.56%	286297.0128	4458.31
n411	1.56%	286297.0128	4458.31
n511	1.70%	286297.0128	4866.36
n121	1.97%	286297.0128	5652.92
n221	0.73%	286297.0128	2101.85
n321	0.73%	286297.0128	2101.85
n421	0.73%	286297.0128	2101.85
n521	4.24%	286297.0128	12138.55
n621	4.27%	286297.0128	12232.18
n131	1.47%	286297.0128	4219.25
n231	1.52%	286297.0128	4358.10
n331	1.94%	286297.0128	5557.89
n431	4.01%	286297.0128	11478.87
n531	7.82%	286297.0128	22400.14
n631	7.92%	286297.0128	22660.43
n731	4.37%	286297.0128	12508.50
n441	3.78%	286297.0128	10813.33
n541	6.84%	286297.0128	19576.78
n641	8.02%	286297.0128	22957.52
n741	4.67%	286297.0128	13371.26
n841	1.67%	286297.0128	4774.63
n551	3.06%	286297.0128	8751.15
n651	4.64%	286297.0128	13280.70
n761	0.70%	286297.0128	2001.65
n861	1.52%	286297.0128	4358.10
n671	1.52%	286297.0128	4358.10
n781	1.94%	286297.0128	5561.69
n881	1.67%	286297.0128	4774.63
b21	0.95%	286297.0128	2715.64
b51	0.95%	286297.0128	2715.64

Tabla 3. 15 Distribución Modal en Planta.

3.4.3 Criterios de alerta de daños.

Todos los materiales usados en la construcción tienen características propias las cuales son inherentes a cada uno, y se tienen que conocer, a fin de poder identificar la secuencia de daños que se presenta en cada elemento.

Para identificar la secuencia de daño en los miembros estructurales se definen parámetros de deformación para que el programa genere alertas en base al tipo de resultados que se requieran. En SeismoStruct estos valores se denominan “Performance Criteria”. Los datos que ocupa el programa se tienen que definir con un nombre que indique la etapa de deformación unitaria del material que se está generando con la aplicación de carga. Entre la información que se necesita para definir las alarmas están: identificación del material, tipo de criterio, tipo de alerta que genera y los elementos a los que se le aplica el criterio.

Dentro de la modelación hecha se toman en cuenta 9 parámetros de daños aplicables al concreto reforzado y acero de refuerzo, estos son:

- Agrietamiento del concreto Simple a tensión.
- Agrietamiento del concreto Simple a compresión.
- Explosión del concreto no confinado o concreto simple
- Fluencia del Acero de Refuerzo.
- Fractura del acero de refuerzo.
- Agrietamiento para el máximo esfuerzo del concreto confinado.

- Deformación última del concreto confinado.
- Cortante último admisible para las secciones de vigas y columnas.
- Rotación última admisible en cada elemento.

i) Agrietamiento del concreto simple a tensión.

El criterio de agrietamiento del concreto no confinado es la deformación unitaria a la cual el concreto se agrieta (agrietamiento del recubrimiento de los elementos). Este se obtiene de la siguiente manera:

$$f'_t = 2\sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} = 28.98 \text{ Kg/cm}^2 = 2.84 \text{ Mpa}$$

Y además se sabe que el comportamiento en ese tramo es lineal. Con el módulo de elasticidad, se obtiene la deformación correspondiente a dicho esfuerzo.

$$f'_t = \varepsilon_t E_c \Rightarrow \varepsilon_t = \frac{f'_t}{E_c}$$

$$\varepsilon_t = \frac{2.84}{21316.78} \Rightarrow \varepsilon_t = 0.00013$$

ii) Agrietamiento del concreto Simple a compresión.

El comportamiento del concreto simple o concreto no confinado termina cuando alcanza un esfuerzo y una deformación de:

$$f'_{co} = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 21 \text{ Mpa} \quad y \quad \varepsilon_{co} = 0.002$$

iii) Explosión del concreto no confinado.

Experimentalmente se ha demostrado que este valor se encuentra entre dos veces la deformación para el máximo esfuerzo del concreto simple y la deformación para el máximo esfuerzo del concreto confinado [Paulay & Priestley, 1992]. Para nuestro análisis este valor para la columna 1 es:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{(2\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cc})}{2} = \frac{[2(0.002) + 0.0055]}{2}$$

$$\varepsilon_{sp} = 0.0048$$

iv) Fluencia del acero de refuerzo.

Este criterio se refiere al instante en que el esfuerzo presente en el elemento sobrepasa el esfuerzo de fluencia del acero, lo que produce que el acero de refuerzo entre en fluencia.

Este valor esta dado por

$$\varepsilon_s = \frac{f_{ys}}{E_s} = \frac{60Ksi}{29000Ksi} = 0.0021$$

v) Fractura del acero de refuerzo.

Este valor se ha determinado experimentalmente [Paulay & Priestley, 1992] para diferentes tipos de varillas de refuerzo, determinándose un valor promedio de 0.060.

vi) Deformación cuando alcanza el máximo esfuerzo del concreto.

Este valor indica el comienzo del agrietamiento del concreto confinado. Este valor se relaciona con la deformación que se alcanza cuando se tiene el máximo esfuerzo a la que se puede someter una sección de concreto confinado antes de comenzar a presentarse grietas que comprometan la resistencia. Este valor para nuestro caso es igual:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad [3-29]$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{28.35}{21} - 1 \right) \right] \Rightarrow \varepsilon_{cc} = 0.0055$$

vii) Deformación última del concreto confinado.

Este valor muestra la máxima deformación a la que puede ser sometida una sección de concreto reforzado antes de perder cualquier resistencia y sufrir aplastamiento. Este criterio depende de esfuerzo del refuerzo transversal, deformación última del acero y el porcentaje de refuerzo transversal.

Este valor proviene de la solución de la siguiente formula:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \frac{\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad [3-30]$$

Donde:

ρ_s : Porcentaje de refuerzo transversal ($\rho_s = \rho_x + \rho_y = 0.0164$)

ε_{sm} : Deformación del acero cuando alcanza su máximo esfuerzo = 0.15

f_{yh} : Esfuerzo ultimo de fluencia del acero de refuerzo = 275 Mpa

f'_{cc} : Esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado = 28.35 Mpa.

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior tenemos:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4(0.0082 + 0.0082)(275)^{0.15} / 28.35$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.037$$

En la figura 3.26 se muestra la secuencia en la cual sucede el apareamiento de las alertas que se ocupa en el análisis de la secuencia de daño que se presenta dentro de la estructura:

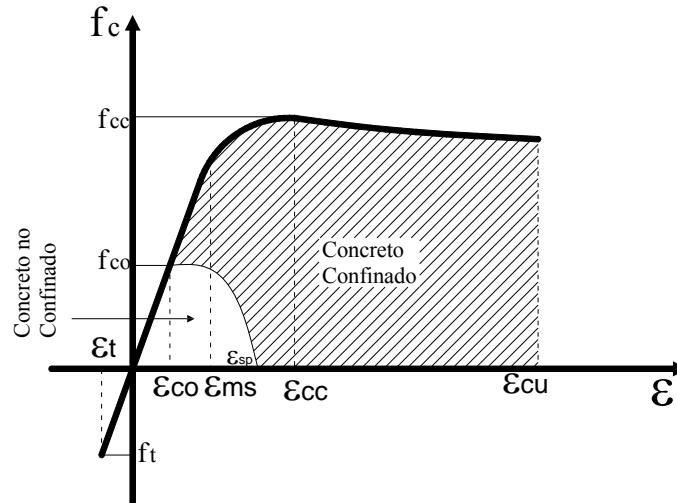


Figura 3. 26 Curva esfuerzo-deformación de una sección de concreto reforzado.

viii) Cortante último admisible para secciones de vigas y columnas.

Estos valores se determinan utilizando las dimensiones de la sección transversal de un elemento junto con el reforzamiento que posea la sección. Las ecuaciones para calcular estos valores se definieron en el capítulo II en la sección 2.5 correspondiente a la metodología de evaluación.

ix) Rotación última admisible en cada elemento.

Al igual que el cortante último, la rotación última se calcula con las características de cada sección transversal de cada elemento, y la ecuación con la cual se calcula también

está definida en la sección 2.5 del capítulo II correspondiente a la metodología de evaluación.

Al realizar el análisis de pushover para la dirección “x” positiva, utilizando un patrón de fuerzas distribuidas en base al porcentaje de masas y utilizando parámetros de carga correspondientes a la evaluación del desempeño sísmico por colapso; se obtiene una curva de capacidad como se muestra en la siguiente figura:

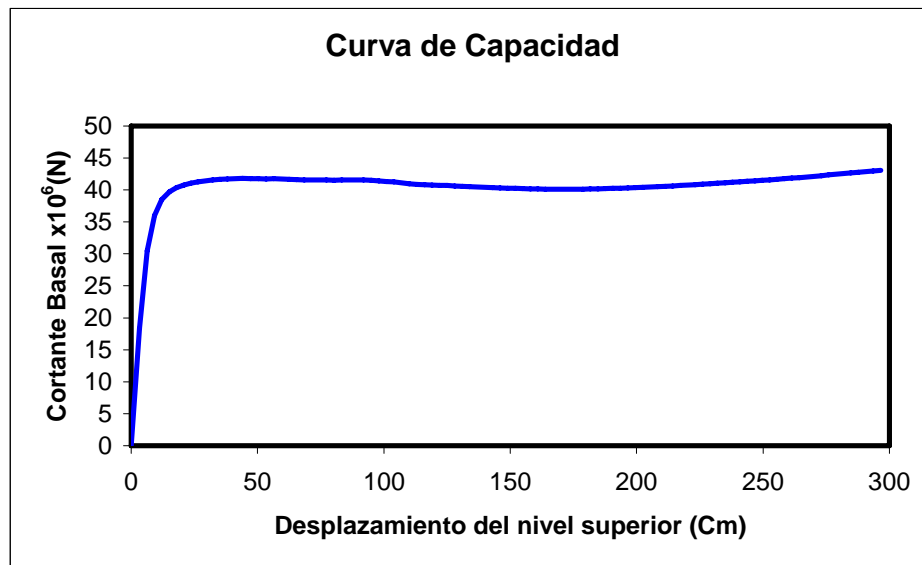


Figura 3. 27 Curva de Capacidad.

Para la dirección de carga considerada, se puede apreciar en el gráfico que la estructura posee una resistencia máxima lateral de aproximadamente 42 millones de Newton, para la cual ya existe una degradación de rigidez. La estructura presenta una rigidez elástica lineal promedio de 15000 N/m.

El análisis completo por desempeño sísmico se realizará en el capítulo cuatro, considerando todos los parámetros expuestos en los capítulos anteriores.

Además se presentará el análisis de resultados obtenidos de todas las aplicaciones de cargas laterales en el edificio, esto incluirá la verificación del estado de resistencia de los elementos estructurales.

4. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS POR DESEMPEÑO SÍSMICO.

4.1 Introducción.

La evaluación estructural ha evolucionado e incorporado directamente el comportamiento no lineal de los materiales y la definición de niveles de desempeño sísmico para los cuales se evalúa la capacidad estructural de cada elemento. Esta forma de evaluación es muy importante y necesaria, sobre todo en aquellas regiones con alta actividad sísmica.

En este capítulo, se presenta el análisis de los resultados obtenidos de la aplicación de la técnica de pushover para la dirección “x” positiva, con un patrón de cargas laterales distribuido basándose en el porcentaje de masas para el estado límite de colapso, que se presentó en el capítulo anterior. Además se incorpora el análisis de resultados para otros modelos utilizando el mismo patrón de cargas laterales, correspondientes a los estados límites de daño severo y daño limitado.

Se presenta la curva de capacidad para los tres modelos correspondientes a cada estado límite (colapso, daño severo y daño limitado) para el sistema de múltiples grados de libertad, así como también para el sistema equivalente de un grado de libertad. Utilizando un análisis de capacidad – demanda (ver capítulo I) se estableció el nivel de

desempeño de la estructura, basándonos en la metodología propuesta en el capítulo II, para realizar la revisión estructural de los elementos.

Se presenta el historial de daños provocados en la estructura por la aplicación del patrón de cargas laterales para los tres estados límites empleados en el análisis, los cuales se presentan en tablas que se elaboraron para cada estado límite, junto con un detallado de daños para un marco representativo del eje analizado. Los daños presentados corresponden al comportamiento por corte, flexión y rotación de elementos.

4.2 Análisis de pushover en la dirección x positiva.

La primera aplicación de la técnica de pushover corresponde al uso de un patrón de cargas laterales distribuidas basándose en el porcentaje masa por nivel, dirigidas a lo largo del eje x positivo, con un porcentaje de carga viva del 30% de la carga viva total correspondiente al estado límite de colapso y daño severo. Debido a que el porcentaje de masa viva es el mismo para ambos estados límites. La segunda aplicación corresponde al modelo generado para el estado límite de daño limitado, para el cual solo se varió el porcentaje de carga viva a un 35% de la carga viva total. Los resultados que se obtuvieron para los dos pushover anteriores son los que se analizan a continuación.

4.2.1 Estado límite de colapso.

Con la aplicación monótona de cargas crecientes en la dirección x positiva, utilizando el 30% de la carga viva total, la curva de capacidad para el sistema de múltiples grados de

libertad, la curva de capacidad del edificio en estudio resulta como se muestra en el gráfico siguiente:

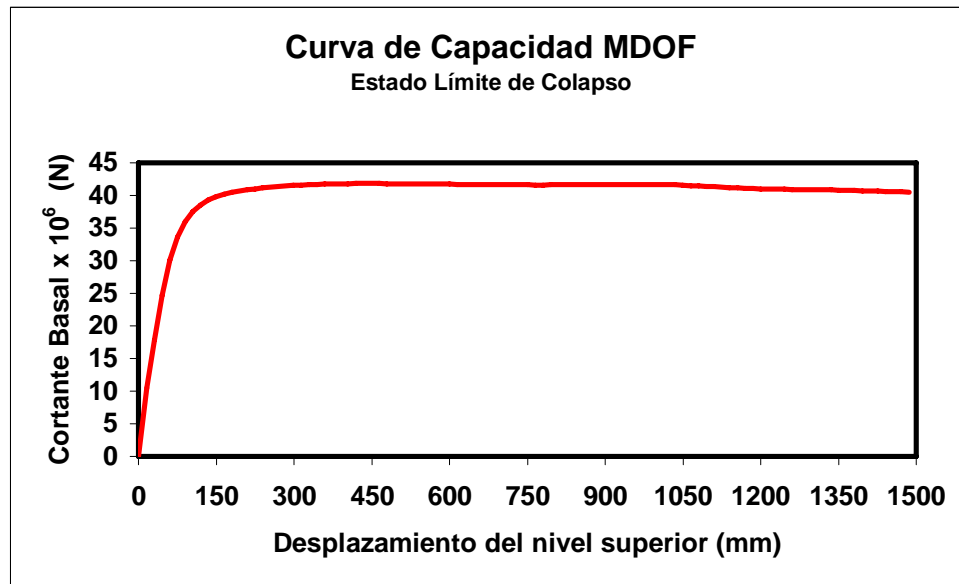


Figura 4. 1 Curva de Capacidad de MDOF.

En la curva de capacidad anterior se puede apreciar que la estructura en esa dirección alcanza una resistencia lateral máxima aproximada de 41.5 millones de Newton, equivalentes a 418 Ton, la cual ocurre para un desplazamiento aproximado de 400 mm; con una rigidez lateral elástica de $Ke = 33645 \times 10^3 / 75.15 = 448 \times 10^3$ N/mm. Cuando la estructura alcanza la resistencia máxima, su rigidez lateral se ha degradado. La resistencia y rigidez permanecen constantes para un intervalo de desplazamiento; luego la resistencia lateral de la estructura decrece con una rigidez negativa.

El análisis de pushover se realiza para modelos equivalentes de un grado de libertad, por lo que se hace necesario transformar la curva de capacidad para la estructura de

múltiples grados de libertad, a una curva de capacidad de un modelo equivalente de tan solo un grado de libertad.

Utilizando el factor de participación modal, definimos la curva de capacidad correspondiente a la respuesta equivalente de un sistema de solo un grado de libertad.

Este valor se ha calculado con las expresiones definidas en capítulos anteriores. El siguiente cuadro muestra el cálculo del factor de participación modal.

Nivel	Masa (Tonne)	Coordenadas modales	$m_i \varphi_i^2$	$m_i \varphi_i$
3	1246.00	1.00	1246.00	1246.00
2	1239.43	0.77	739.64	957.46
1	561.80	0.34	65.16	191.32
Σ	3047.23		2050.79	2394.78

Tabla 4. 1 Factor de participación modal.

Por lo tanto:

$$\Gamma = \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} = \frac{2394.78}{2050.79} = 1.1677 \quad [4-1]$$

Para encontrar la curva de capacidad del modelo de un grado de libertad todos los pares ordenados de cortante y desplazamiento del nivel superior para el sistema de múltiples grados de libertad, se han dividido entre el factor de participación modal.

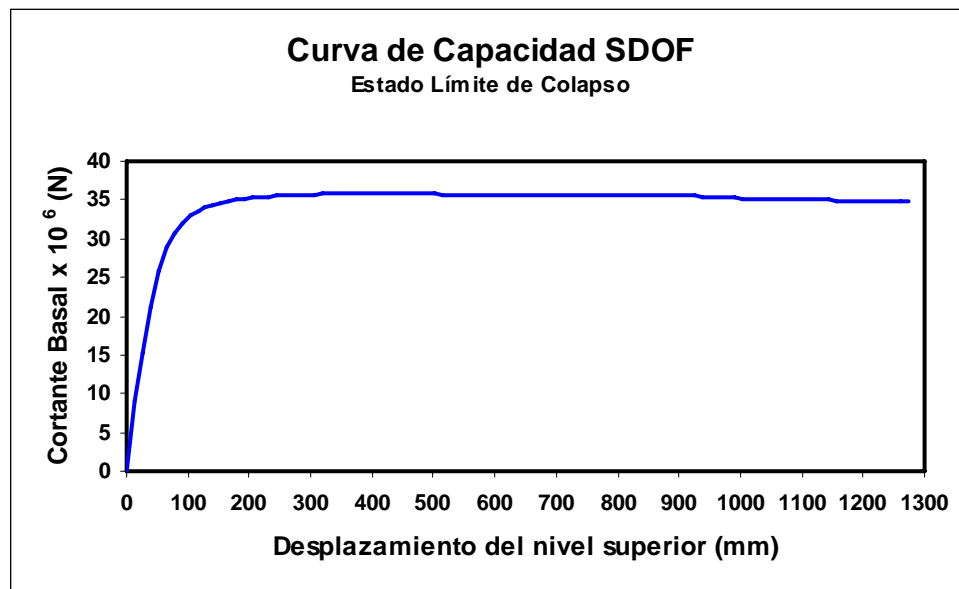


Figura 4. 2 Curva de capacidad SDOF.

En el gráfico anterior se muestra que la resistencia máxima lateral de la estructura de un solo grado de libertad es de aproximadamente 36 millones de Newton, equivalentes a 367 Ton, para un desplazamiento de 380 mm; con una rigidez lateral elástica de $K_e = 28810 \times 10^3 / 64.36 = 448 \times 10^3$ N/mm, que es igual a la obtenida para el modelo de múltiples grados de libertad.

Para apreciar de mejor manera la diferencia entre los modelos de múltiples grados de libertad y el modelo equivalente de un grado de libertad, se han superpuesto las dos curvas de capacidad.

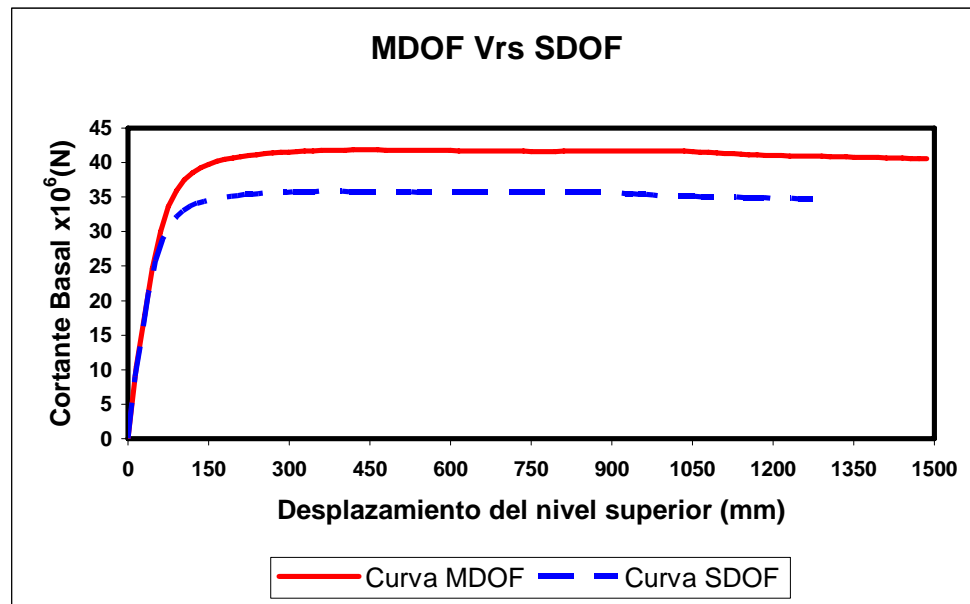


Figura 4. 3 Comparación de MDOF y SDOF.

Como se había mencionado, la rigidez lateral elástica es la misma para los dos modelos, solo existe un cambio en la resistencia de la estructura cuando la rigidez lateral comienza a degradarse.

Es necesario definir el modelo bilineal de la curva de capacidad de la estructura para identificar cual es la carga lateral que produce la fluencia, y donde se genera el mecanismo de falla. Para realizar este modelo elastoplástico se ha utilizado el método de áreas iguales que se expuso en el capítulo I y II.

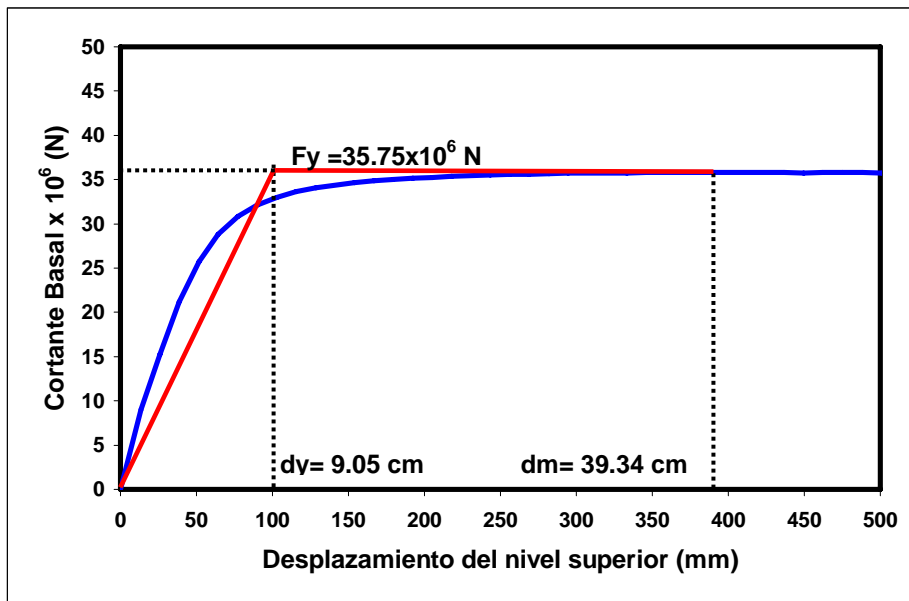


Figura 4. 4 Modelo bilineal de la curva de capacidad.

El modelo perfectamente plástico mostrado en el gráfico anterior, se observa que la fuerza lateral que produce la fluencia del sistema es $F_y = 35.75 \times 10^6$ N, el desplazamiento que se genera cuando la estructura su máxima resistencia lateral es $d_m = 39.34$ cm, el área bajo la curva de capacidad es $E_m = 1244.64 \times 10^6$ N.mm, correspondiente a la cantidad de energía que la estructura es capaz de disipar bajo una excitación sísmica. Entonces el desplazamiento donde ocurre la fluencia es:

$$d_y = 2 \left[d_m - \frac{E_m}{F_y} \right] = 2 \left[39.34 - \frac{1244.64 \times 10^6}{35.75 \times 10^6} \right] \Rightarrow d_y = 9.05 \text{ cm} \quad [4-2]$$

El período de vibración para el modelo de un grado de libertad, se determina utilizando el modelo elastoplástico definido anteriormente

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{1939801.10(0.0905)}{35.75 \times 10^6}} = 0.44 \text{ seg} \quad [4-3]$$

Para este caso en particular este período es similar al obtenido haciendo uso del método A de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, que corresponde a un valor de 0.435 seg.

Para definir el punto de desempeño del edificio para el estado límite de colapso, es necesario transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad como se estableció en el capítulo I.

Transformando cada eje ortogonal de la curva de capacidad, cortante basal y desplazamiento del nivel superior, respectivamente; a ejes con coordenadas espectrales, aceleración espectral y desplazamiento espectral, el espectro de capacidad para el estado límite de colapso es como se muestra en la siguiente figura:

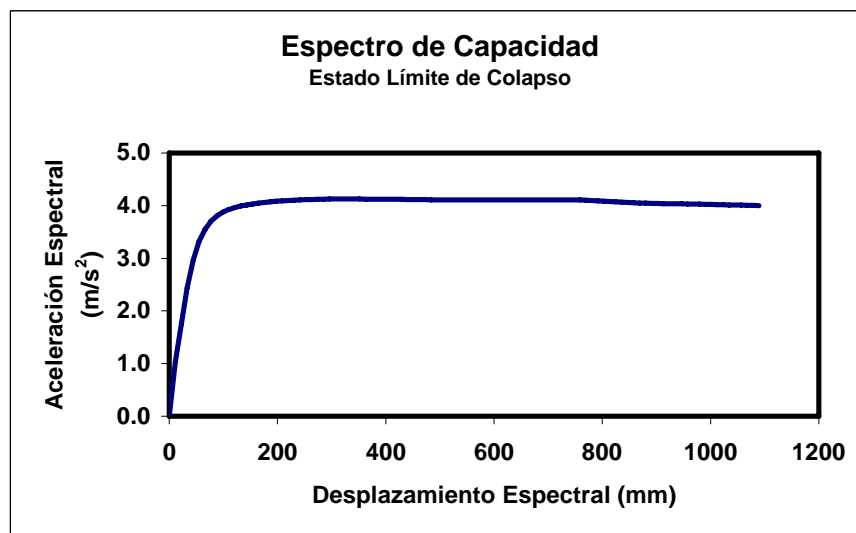


Figura 4. 5 Espectro de capacidad.

Con el espectro de capacidad definido, se procede a determinar el punto de desempeño de la estructura.

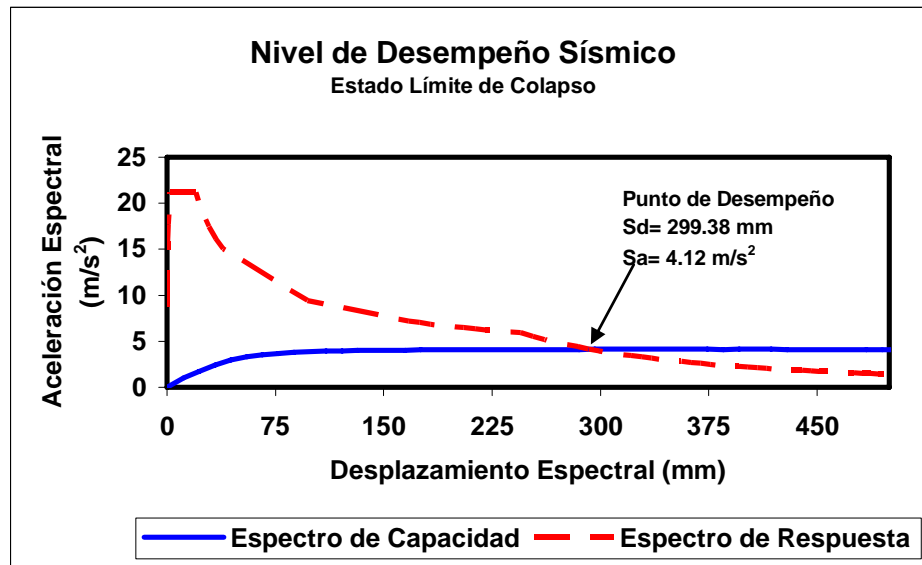


Figura 4. 6 Establecimiento del punto de desempeño E.L. de CO.

Del análisis de capacidad-demanda anterior, el punto de desempeño sísmico de la estructura, corresponde a una aceleración de 4.12 m/s^2 y a un desplazamiento de 299.38 mm, que ocurre justo cuando la estructura se encuentra en su etapa de máxima resistencia.

4.2.2 Estado límite de daño severo.

Debido a que el porcentaje de carga viva definido para el estado límite de daño severo es el mismo que para el estado límite de colapso, el modelo estructural definido en SeismoStruct también es el mismo, por lo tanto la curva de capacidad y su correspondiente modelo bilineal también son iguales, que ya se definieron.

Lo que sí varía es la definición del nivel de desempeño sísmico, ya que se utilizan diferentes espectros de respuesta. Para el nivel de desempeño sísmico correspondiente al estado límite de daño severo, se gráfica el espectro de capacidad junto con el espectro de respuesta para dicho estado límite, dando como resultado lo siguiente.

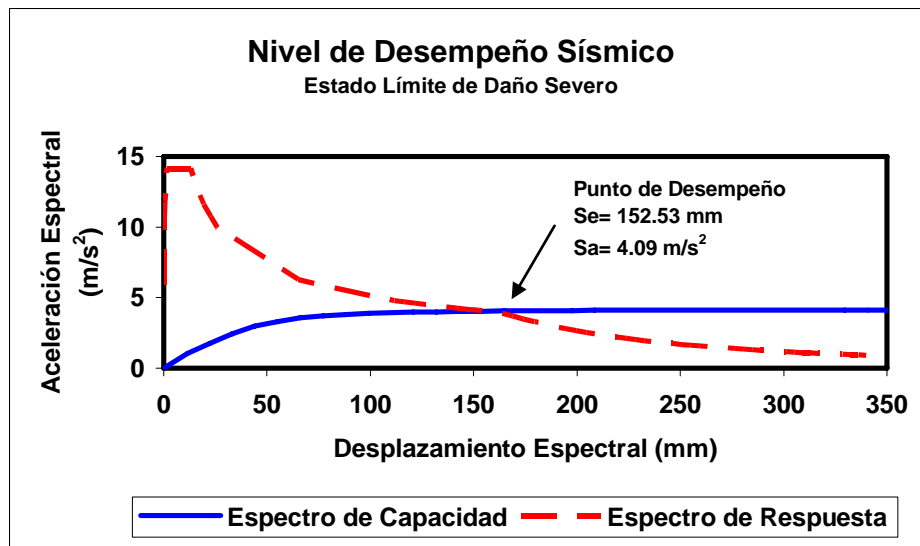


Figura 4. 7 Establecimiento del punto de desempeño E.L. de DS.

En este gráfico se puede apreciar como la respuesta estructural disminuye comparada con la respuesta generada en el estado límite de colapso, ya que se ha utilizado un espectro de respuesta con aceleraciones espectrales menores a las de colapso.

4.2.3 Estado límite de daño limitado.

Aplicando el mismo patrón de cargas laterales, y considerando un 35% de la carga viva total, se obtiene una curva de capacidad similar a la curva correspondiente de los dos estados límites anteriores, debido que la diferencia en carga viva es tan solo del 5%.

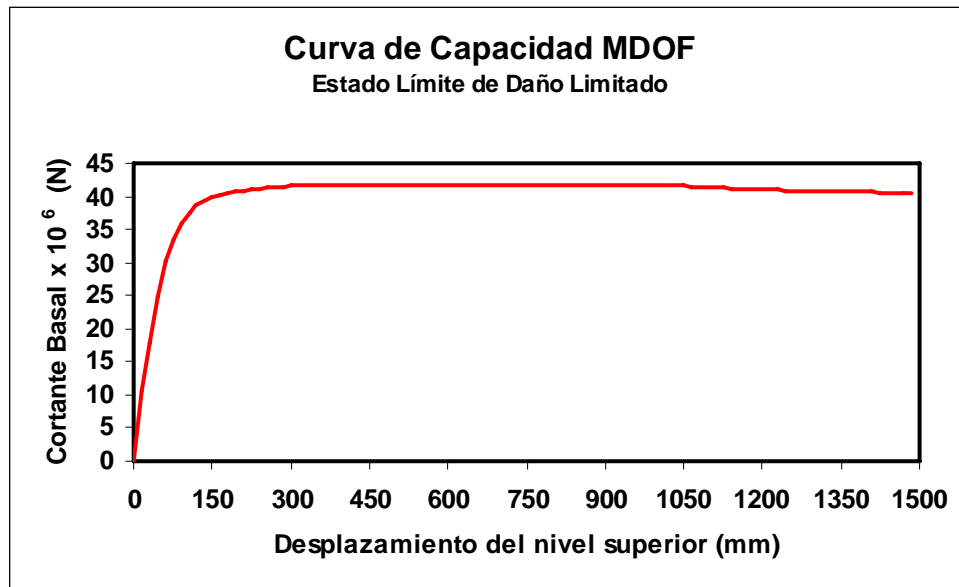


Figura 4. 8 Curva de capacidad de MDOF de E.L. de D.L.

Para el estado límite de daño limitado la estructura alcanza una resistencia máxima de 42×10^6 N con una rigidez inicial elástica de 574×10^3 N/mm.

La curva de capacidad para el modelo de un grado libertad, se obtuvo al dividir todos los valores de desplazamiento y cortante por el factor de participación modal, que se calculó anteriormente.

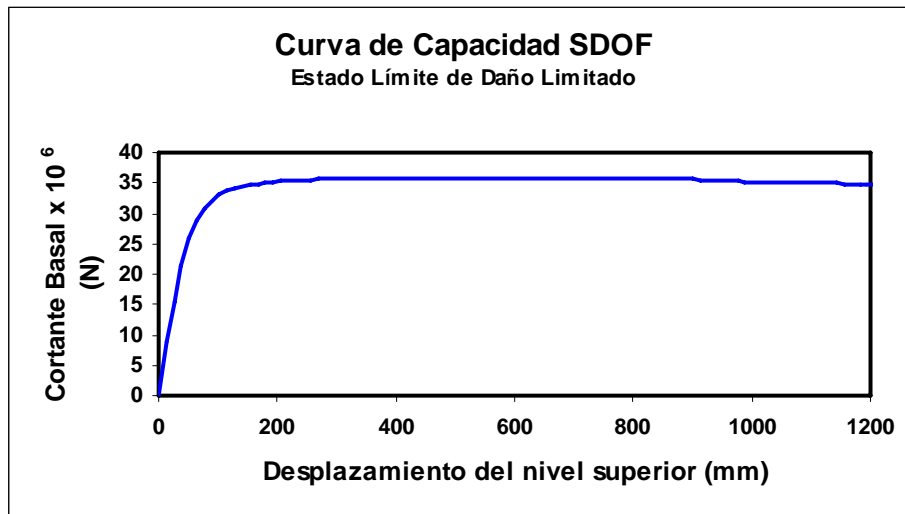


Figura 4. 9 Curva de Capacidad SDOF.

Utilizando el método de áreas iguales se establece el modelo bilineal para el estado límite de daño limitado, el cual se muestra a continuación.

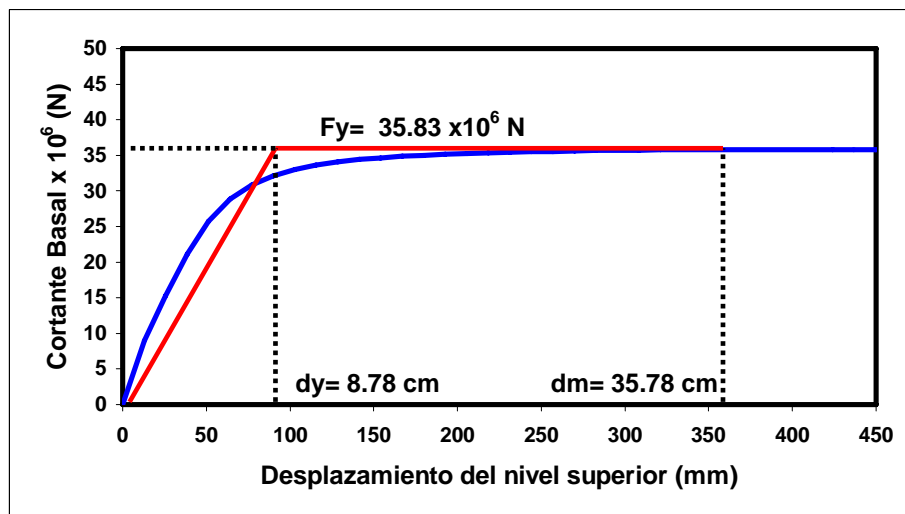


Figura 4. 10 Modelo bilineal de la curva de capacidad de E.L. de D.L.

La fuerza lateral máxima que produce la fluencia en el sistema es $F_y = 35.83 \times 10^6$ N. El desplazamiento que se genera para la máxima resistencia lateral del edificio es $d_m = 35.78$ cm, donde el área bajo la curva de carga es $E_m = 1124.70 \times 10^6$ N.mm, que

corresponde a la cantidad de energía que la estructura es capaz de disipar bajo una excitación sísmica. Entonces el desplazamiento lateral para el cual ocurre la fluencia en la estructura es de.

$$d_y = 2 \left[d_m - \frac{E_m}{F_y} \right] = 2 \left[35.78 - \frac{1124.70 \times 10^6}{35.83 \times 10^6} \right] \Rightarrow d_y = 8.78 \text{ cm} \quad [4-4]$$

El período de vibración para el modelo de solo un grado de libertad se calcula a partir del modelo elastoplástico definido anteriormente.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{1939801.10(0.0878)}{35.83 \times 10^6}} = 0.433 \text{ seg} \quad [4-5]$$

El cual es similar al periodo de vibración del edificio, obtenido de la Norma Técnica de Diseño por Sismo. Definiendo el espectro de capacidad de la misma forma como se realizó anteriormente, se puede encontrar el punto de desempeño de la estructura para el estado límite en estudio.

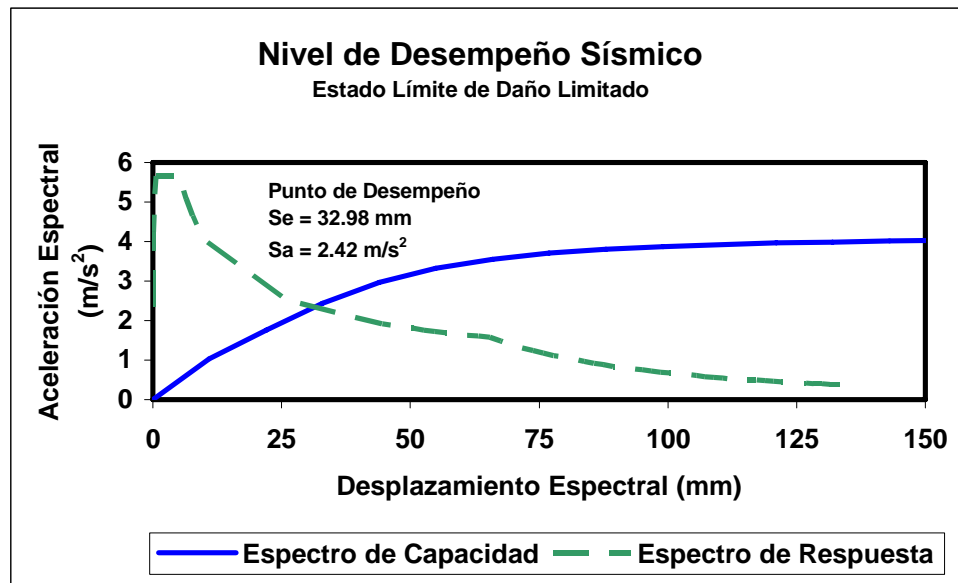


Figura 4. 11 Punto de desempeño E.L. de DL.

4.3 Evaluación de la capacidad estructural por desempeño sísmico.

Esta evaluación corresponde al estado de resistencia estructural de los elementos para el punto de desempeño encontrado en cada estado límite. El valor de desplazamiento encontrado corresponde al desplazamiento máximo de la estructura de un solo grado de libertad. Entonces se hace necesario encontrar el desplazamiento máximo de la estructura con múltiples grados de libertad, el cual se obtiene de multiplicar el desplazamiento obtenido para el modelo de un grado de libertad por el factor de participación modal.

Para la misma dirección estudiada anteriormente, los desplazamientos donde es necesario revisar el estado de resistencia de los elementos estructurales, son los que se detallan a continuación.

Desplazamiento máximo lateral para la estructura de un solo grado de libertad

- Estado límite de colapso: $d_{\text{máx}} = 299.38 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño severo: $d_{\text{máx}} = 152.53 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño limitado: $d_{\text{máx}} = 32.98 \text{ mm.}$

Desplazamiento máximo lateral para la estructura de múltiples grados de libertad

($d_{\text{max}} = \Gamma d_{\text{max}}$) y $\Gamma=1.1677$ de cálculos anteriores, entonces

- Estado límite de colapso: $d_{\text{máx}} = 349.59 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño severo: $d_{\text{máx}} = 178.11 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño limitado: $d_{\text{máx}} = 38.51 \text{ mm.}$

El Código Italiano establece en su sección 4.5.4.2 que la curva del pushover deberá alcanzar un desplazamiento máximo incrementado en un 150%.

- Estado límite de colapso: $150\%d_{\text{máx}} = 524.39 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño severo: $150\%d_{\text{máx}} = 267.17 \text{ mm.}$
- Estado límite de daño limitado: $150\%d_{\text{máx}} = 57.67 \text{ mm.}$

Para tener una mejor apreciación de los desplazamientos límites para cada nivel de desempeño a evaluar, se ha representado cada desplazamiento límite en su respectiva curva de capacidad.

La siguiente figura muestra el desplazamiento límite permisible para los estados límites de daño severo y colapso para las condiciones en estudio. Si el valor de 178.11 mm es superado, el edificio se evalúa para el estado límite de daño severo, y si la estructura alcanza un desplazamiento lateral de 349.59 mm, la estructura se analiza para un colapso inminente.

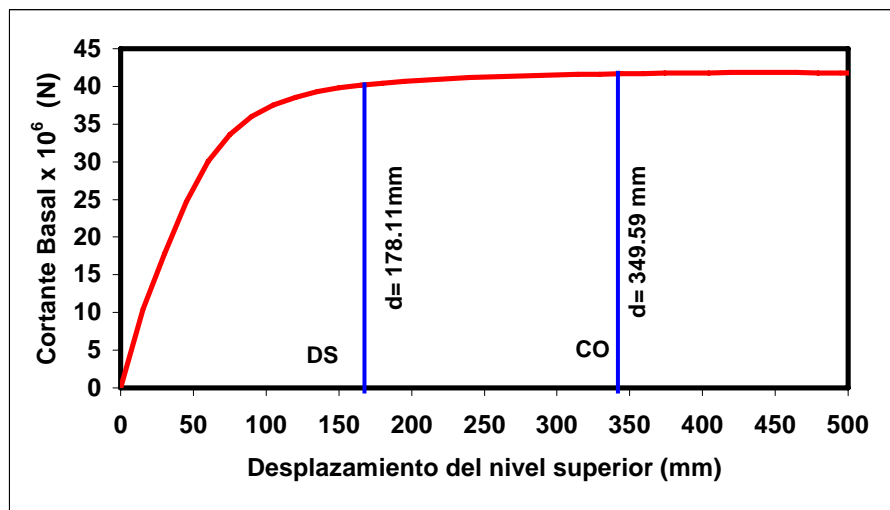


Figura 4. 12 Desplazamientos límites para E.L. de CO. y E.L de D.S.

Para el estado límite de daño limitado, es decir, para un estado de funcionalidad; el edificio no debe superar el desplazamiento de 38.51 mm, tal como lo muestra el siguiente gráfico. Al superar este desplazamiento, la funcionalidad de la edificación, se asume, puede verse alterada.

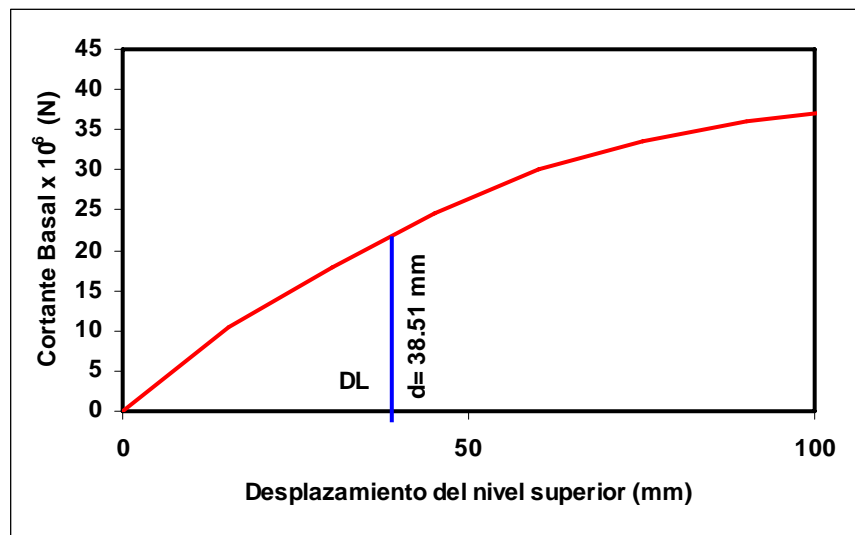


Figura 4. 13 Niveles de desempeño en la curva de capacidad.

Donde: DL hace referencia al estado de daño limitado, DS es para el estado de daño severo y CO para el estado límite de colapso. Por lo tanto, en teoría, y basándose en lo que se ha supuesto, cualquier valor de desplazamiento que supere los valores establecidos, indicará que la demanda ha alcanzado la capacidad para un determinado estado límite de desempeño sísmico.

Para evaluar el estado de resistencia y rotaciones de cada elemento estructural se ocuparon tablas elaboradas en la hoja de cálculo Excel, las cuales fueron programadas para realizar la comparación de capacidad contra demandas en elementos estructurales.

La demanda de acciones internas a comparar con las capacidades de cada elemento, corresponde a las generadas para el desplazamiento de cada estado límite, que se muestra en la figura anterior.

Los resultados obtenidos, que se muestran en las tablas anexas al final de este trabajo (Anexo A1 en adelante) corresponden a los tres niveles del edificio, donde se evidencia que el primer nivel es el nivel que tiene mayores demandas.

La evaluación estructural realizada corresponde a la verificación de los estados de resistencia por corte, flexión y rotación de cada elemento. Al realizar la evaluación estructural de los elementos, obtenemos como resultado un comportamiento dúctil en la mayoría de ellos.

En las tablas que se anexan al final de esta investigación se muestra la evaluación realizada para los ejes $3-x$ y $6-y$; la cual se realiza para los tres estados de desempeño sísmico en estudio, así como para ambas distribuciones de cargas utilizadas en una sola dirección de aplicación, detallándose la evaluación para cada uno de los tres niveles que componen la edificación, tomando en cuenta que en el primer nivel es donde se posee las mayores demandas.

En las tablas anexas se muestra como en las vigas del primer nivel, que se encuentran en la dirección x analizada para el estado límite de colapso, la demanda por flexión supera la capacidad del elemento, con un comportamiento dúctil, y sin superar la capacidad por cortante. Las rotaciones se exceden en un pequeño porcentaje.

Esto significa que, aunque se superen las capacidades en algunos elementos, la estructura global posee un comportamiento aceptable ante las cargas laterales impuestas, para los diferentes estados límites, ya que su resistencia lateral no disminuye.

De manera gráfica los resultados obtenidos en la evaluación de elementos estructurales para el eje x , se muestran detallados en los marcos correspondientes a los tres niveles de desempeño evaluados. Además para visualizar de manera general el comportamiento de los elementos estructurales, se presentan vistas en planta para los niveles 1 y 2. El tercer nivel no se muestra, ya que presenta un comportamiento aceptable para todas las aplicaciones de carga, ya que no ocurren daños en vigas, columnas y nudos.

Las líneas cortadas significan que se ha superado la capacidad de un elemento, ya sea por flexión o por corte, en la vista en planta con el símbolo \times para las columnas, con \bigcirc cuando se excede la capacidad a corte de los nudos, y ambos símbolos cuando las capacidades se exceden simultáneamente en nudos y columnas.

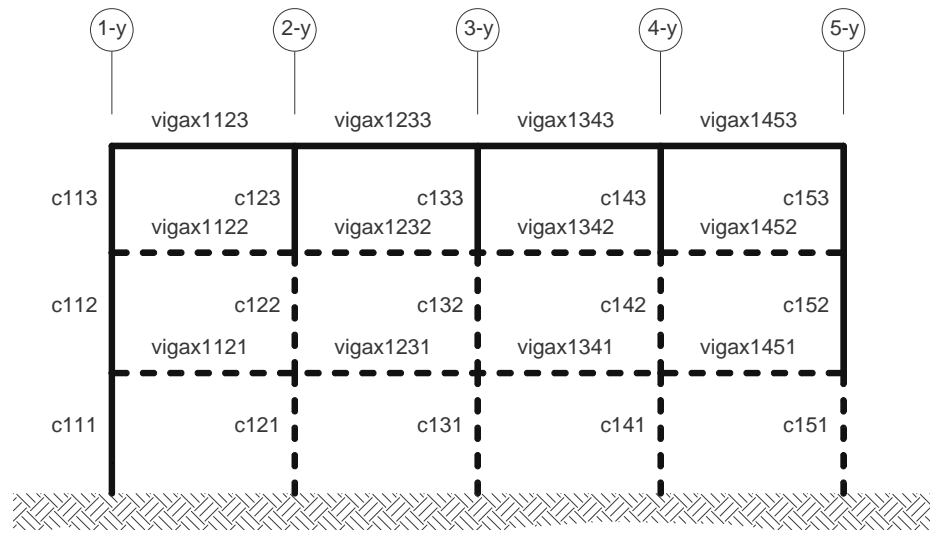


Figura 4. 14 Representación de elementos dañados E.L. de CO. Del marco en el eje Ix.

Para el estado límite de colapso se puede apreciar sobre la base de la evaluación realizada, como la mayoría de elementos estructurales del primero y segundo nivel, exceden su capacidad a flexión en un pequeño porcentaje, cuando se aplica carga en la dirección de los ejes de referencia utilizados (que se puede evidenciar en la tabla correspondiente que se anexa al final de este documento), ya que la razón de flexión demanda – capacidad es ligeramente mayor de uno. Además en el tercer nivel no se supera la capacidad de los elementos, por lo tanto no presenta ningún tipo de daño.

Para visualizar el comportamiento de todos los elementos del edificio, la siguiente vista en planta del nivel 1 y 2, muestra como todas las vigas ubicadas en la dirección x , presentan una capacidad menor a la demanda.

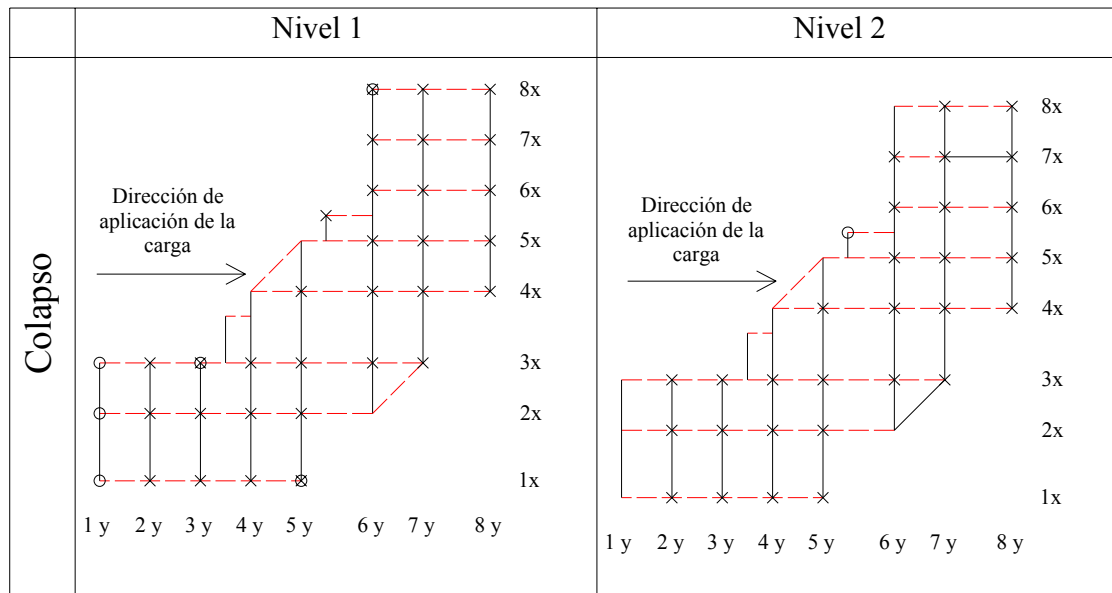


Figura 4. 15 Vista en planta de los Nivel 1 y 2 para E.L. de CO.

Además se aprecia que en el primer nivel las capacidades de las columnas se exceden, al igual que todos los nudos del eje $1y$, junto con los nudos $3x-3y$, $1x-5y$, $8x-6y$. En el segundo nivel el comportamiento de las vigas y columnas es similar al primero, la diferencia se da por la cantidad reducida de nudos con demandas mayores a su capacidad por corte.

Para el estado de daño severo las capacidades se superan en los mismos elementos, del estado límite de colapso, solo que en menor cantidad. Los daños generados siempre son por la pequeña excedencia del momento último en las secciones de cada elemento. La capacidad por corte no se supera en ningún elemento del marco mostrado.

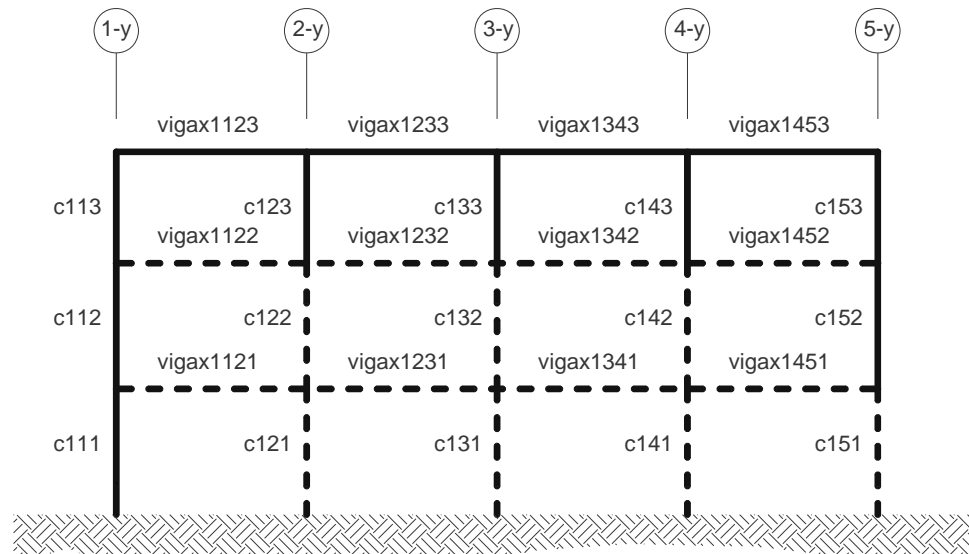


Figura 4. 16 Representación de elementos dañados E.L. de D.S. Del marco en el eje I_x .

Todos los elementos, vigas y columnas que se encuentran en la dirección de análisis, presentan excedencia en sus capacidades por flexión, pero en el eje mostrado es donde se presentan mayores demandas.

Este comportamiento es similar en todos los elementos de la estructura, el cual se puede apreciar en la siguiente vista. Para el primer nivel, todas las vigas ubicadas en la dirección x , se ven afectadas por las grandes demandas a flexión y cortante; las columnas en su mayoría poseen capacidad menor a las demandas. Los nudos presentan un comportamiento aceptable, exceptuando uno de los nudos de baño, en el cual se sobrepasa la capacidad a corte. Todo lo mencionado anteriormente se muestra a continuación.

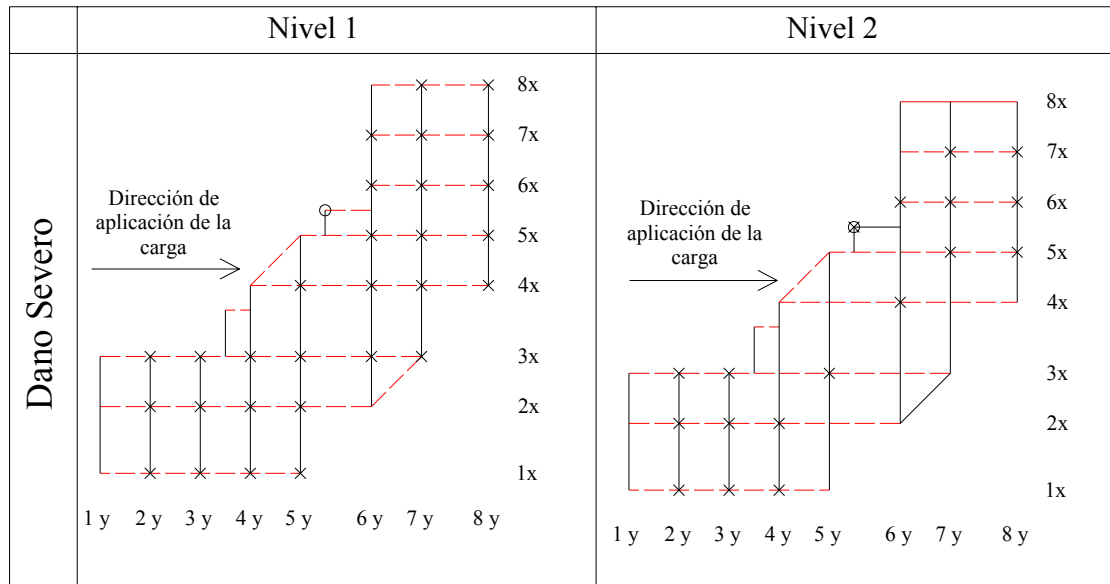


Figura 4.17 Vista en planta Niveles 1 y 2, para E.L. de D.S.

Para el segundo nivel, se puede observar que existe una mayor resistencia por parte de las vigas y columnas, que es equivalente a la reducción de líneas punteadas en la figura 4.17.

En el estado límite de daño severo, no se generan muchos daños. Aunque se considera que la respuesta de la estructura será lineal, existen elementos en los que se supera la capacidad a flexión. Igual que los estados límites anteriores, solo las vigas del primer exceden su capacidad a flexión, sin presentar problemas por sobrepasar las rotaciones de fluencia.

Todos los elementos del marco mostrado poseen un comportamiento aceptable, y esto se aprecia de forma general para el edificio en las vistas en plantas mostradas de los dos niveles.

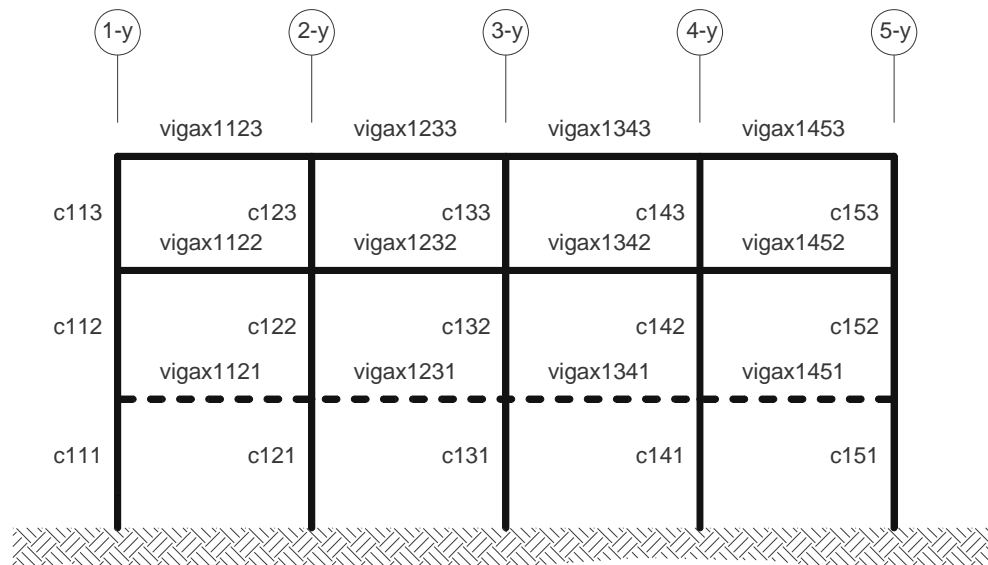


Figura 4. 18 Representación de elementos dañados para E.L. de D.L. Del marco en el eje Ix.

Se puede observar que para el nivel de desempeño de daño limitado, una gran reducción en los elementos con demandas que exceden las capacidades de los elementos.

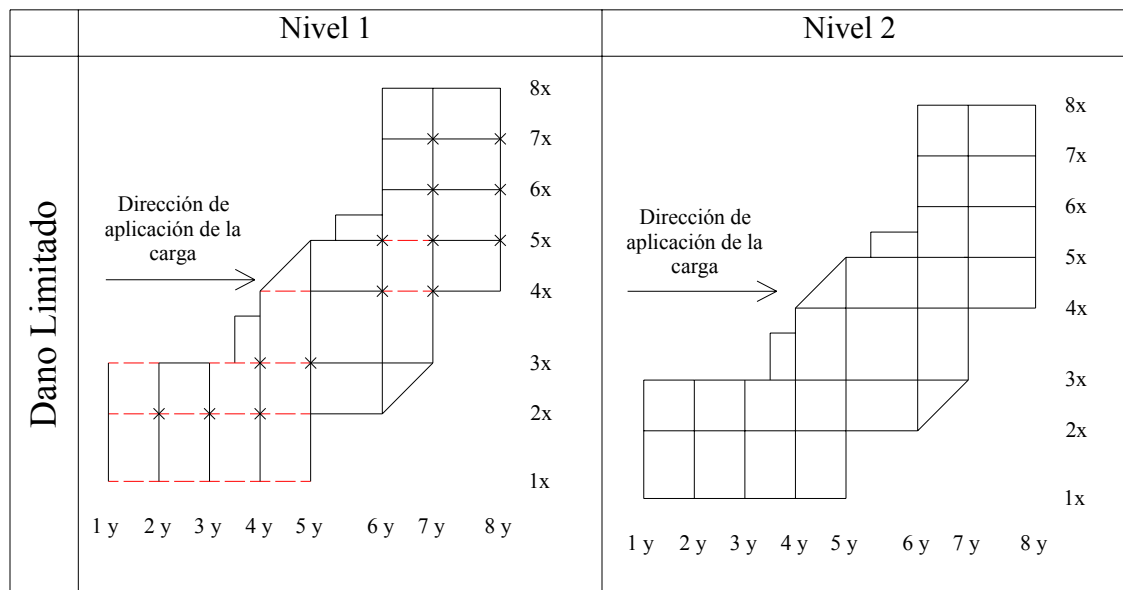


Figura 4. 19 Vista en planta Niveles 1 y 2, para E.L. de D.L.

Muchas columnas del primer nivel presentan capacidades inferiores a las demandas, pero en el segundo nivel todos los elementos poseen un comportamiento aceptable.

El comportamiento global del edificio varía significativamente cuando la dirección de las cargas aplicadas es diagonal a los ejes de vigas y columnas, provocando que dichos elementos estén sometidos a fuertes demandas en las direcciones x e y .

Para el estado límite de colapso se observa que todas las vigas del primer nivel no poseen la capacidad suficiente para comportarse en óptimas condiciones cuando ocurre una excitación sísmica en dirección diagonal.

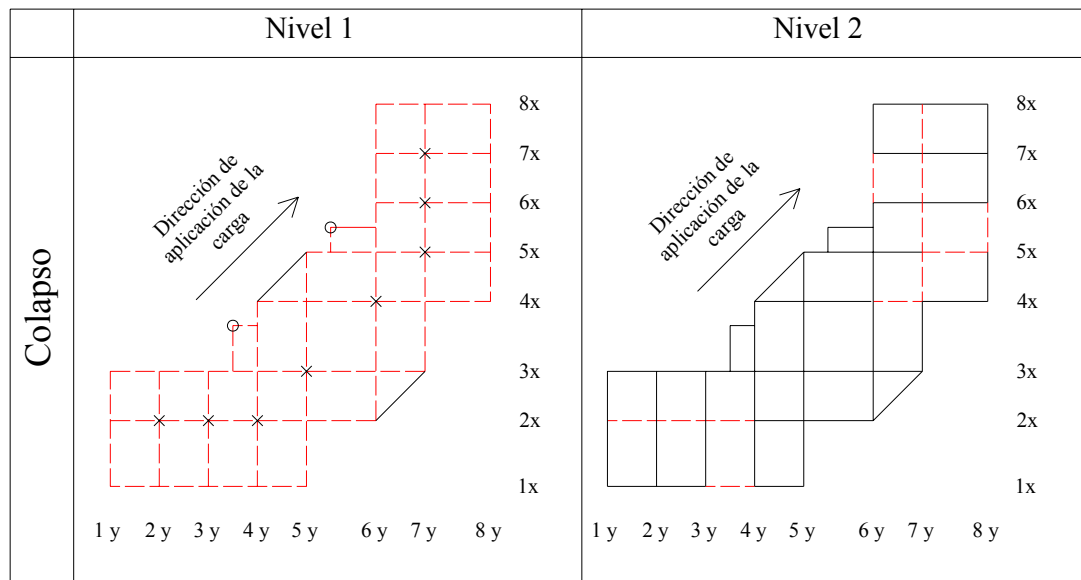


Figura 4. 20 Vista en planta Niveles 1 y 2, para E.L. de CO.

Solo las vigas en diagonal del primer nivel poseen comportamiento aceptable, ya que se encuentran en la dirección de aplicación de carga.

En el segundo nivel, todos los elementos se comportan bajo condiciones aceptables, solo las vigas centrales de la parte flexible del edificio, se ven afectadas. Las columnas de los ejes centrales en el primer nivel presentan baja capacidad, pero en el segundo nivel el comportamiento es adecuado.

Para el estado límite de daño severo, el comportamiento del edificio es similar al anterior, lo cual se demuestra en la siguiente vista.

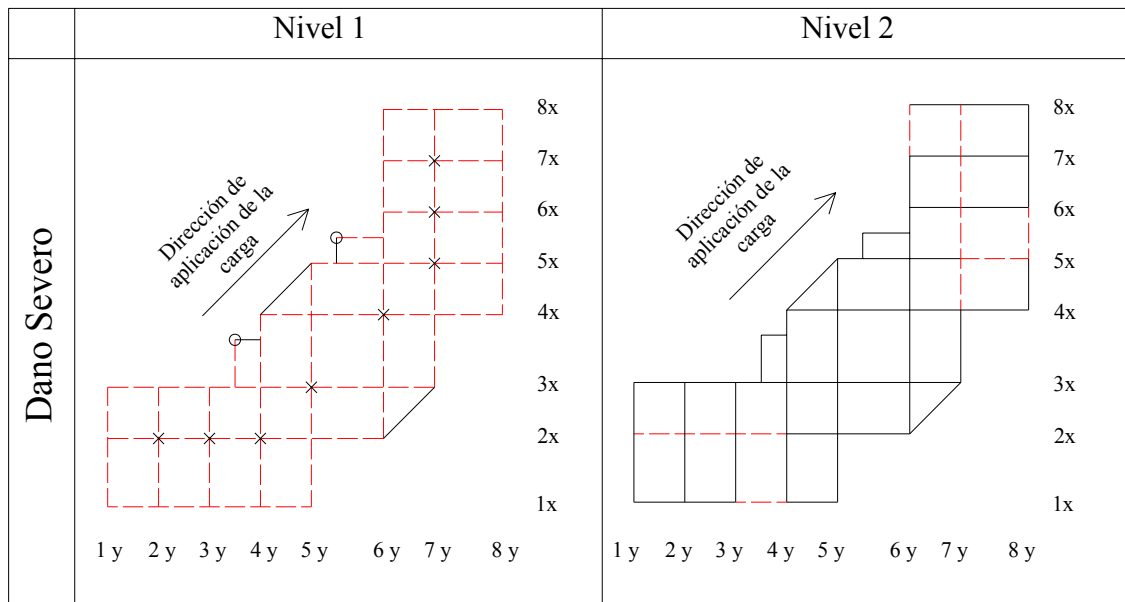


Figura 4. 21 Vista en planta Niveles 1 y 2, para E.L. de D.S.

No existe mayor diferencia en cuanto al comportamiento del edificio para el estado límite de colapso y daño severo.

Para el estado límite de daño limitado, el comportamiento de los dos niveles se mantiene igual que en los dos casos anteriores, sin daño.

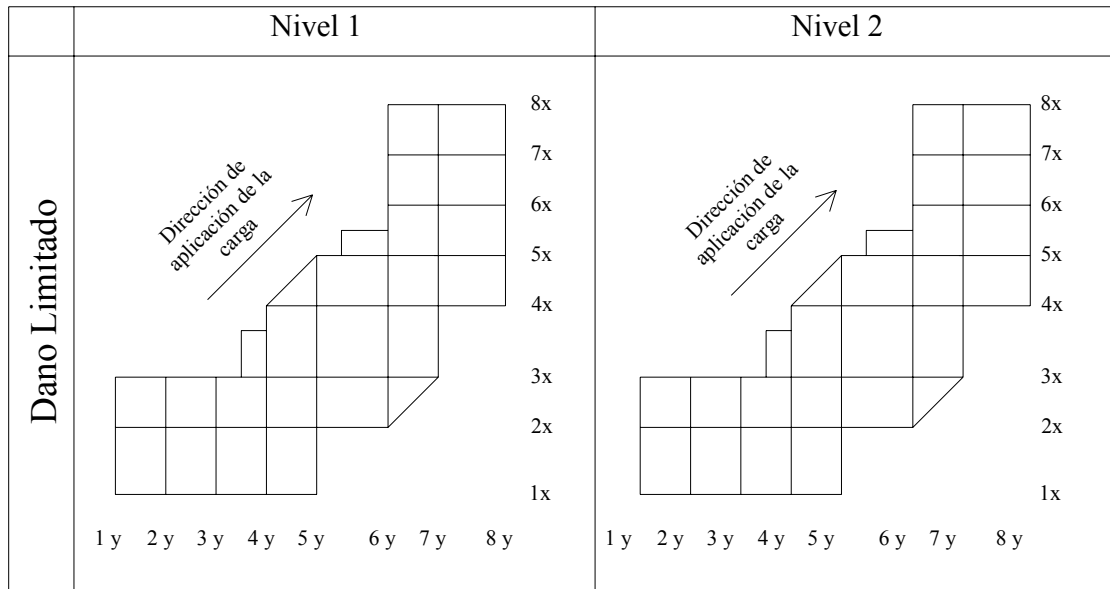


Figura 4. 22 Vista en planta Niveles 1 y 2, para E.L. de D.L.

Evaluación de nudos.

La evaluación de los nudos se ha realizado de acuerdo a la metodología de evaluación expuesta en el capítulo II. Se calculó la capacidad por corte de cada nudo, y luego se comparó con la demanda de cortante para cada análisis de pushover realizado.

Nudo	Demanda S.S.		Capacidad	Relac. X	Relac. Y
	Demanda x	Demanda y			
b21	279090	220240	412431.81	0.68	0.53
b51	1118500	490060	412431.81	2.71	1.19
n111	2623800	1895900	2245462.09	1.17	0.84
n121	3527700	1588000	2806827.61	1.26	0.57
n131	3006400	1513000	2245462.09	1.34	0.67
n211	2619800	1729800	2806827.61	0.93	0.62
n221	3523200	575210	3817285.55	0.92	0.15
n231	3001900	1035100	2806827.61	1.07	0.37
n311	2931700	1836200	2806827.61	1.04	0.65
n321	3420400	1163900	3817285.55	0.90	0.30
n331	3389300	1173200	2806827.61	1.21	0.42
n333	757240	-	2806827.61	0.27	-
n411	2704000	243840	2806827.61	0.96	0.09
n413	308350	-	2806827.61	0.11	-
n421	3400100	1311500	3817285.55	0.89	0.34
n431	3250100	2787000	4985842.36	0.65	0.56
n441	2000900	909030	2879317.23	0.69	0.32
n511	2701800	1383800	2245462.09	1.20	0.62
n521	2238200	880840	4985842.36	0.45	0.18
n531	3748300	131410	4985842.36	0.75	0.03
n541	2211100	710380	3915871.43	0.56	0.18
n551	2000100	710440	2879317.23	0.69	0.25

Tabla 4. 2 Evaluación de nudos del primer nivel.

En la tabla anterior se presenta la evaluación realizada para los nudos del primer nivel, para complementar la evaluación estructural del análisis de pushover anterior. En la tabla se aprecia que son pocos los nudos del primer nivel que exceden su capacidad de corte para el estado límite de colapso.

4.4 Comportamiento del edificio según los niveles de desempeño.

Bajo los patrones de cargas impuestos, la estructura se comporta de una forma diferente para cada estado límite, definidos para la evaluación estructural del edificio. Es

importante verificar la resistencia de los elementos para cada dirección de aplicación de carga, la capacidad máxima lateral del edificio, así como la forma que adquiere la curva de capacidad para cada análisis de pushover ejecutado, que indica como es el comportamiento global de la estructura ante una excitación sísmica. Debido a lo anterior, se realizaron análisis de pushover en las ocho direcciones propuestas en la metodología de evaluación de la sección 2.5 de esta investigación, esto para las dos distribuciones laterales de carga utilizadas en la ejecución del método con el objetivo de capturar la respuesta sísmica del edificio. Además, para cada uno de los análisis realizados se evaluó el estado de resistencia a flexión y corte de vigas y columnas, así como también el comportamiento por cortante de las conexiones ó nudos.

El comportamiento observado en el edificio para los tres estados límites definidos, es como se resume a continuación.

4.4.1 Estado límite de colapso.

El desplazamiento lateral del edificio es aceptable, ya que en promedio para cada dirección de aplicación de cargas laterales, el desplazamiento máximo del edificio es de 35 cm, mayor que el valor que se obtiene al utilizar la deriva máxima definida por la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), que es de aproximadamente 16 cm. Esta diferencia, en teoría se debe al tipo de reforzamiento longitudinal y transversal en vigas y columnas, así como a las dimensiones de la sección transversal de estos elementos. Por lo anterior, la estructura presenta un comportamiento dúctil, capaz de alcanzar grandes desplazamientos laterales sin que se genere una pérdida significativa de resistencia

lateral. Cuando el edificio alcanza este desplazamiento lateral (35 cm.), también ha alcanzado su nivel de resistencia lateral máxima, la cual se mantiene constante en un amplio intervalo de desplazamiento, que manifiesta la capacidad de deformación de la estructura.

En el primer nivel se generan las mayores demandas, pero debido a la capacidad estructural de los elementos, el comportamiento se mantiene en un rango aceptable, lo que brinda seguridad estructural para que no se formen mecanismos de fallas, locales o globales. Cuando se aplica carga lateral en dirección de los ejes de referencia, las capacidades a flexión de los elementos del primero y segundo nivel son excedidas, en su mayoría, sin generar mecanismos de falla que afecten el comportamiento global del edificio. Este comportamiento varía cuando la aplicación de cargas es en una dirección diagonal, ya que las demandas superan las capacidades, generando mecanismos de fallas locales. Estos mecanismos de fallas no alteran el comportamiento global del edificio, debido a que la relación demanda-capacidad de los elementos evaluados es ligeramente mayor a uno, y en ese nivel de comportamiento, los elementos todavía poseen capacidad suficiente para absorber las demandas impuestas a la estructura. Los mecanismos de fallas locales, se generan por exceder las capacidades a flexión en vigas, la capacidad a cortante de los nudos y en algunos casos, por exceder la capacidad a flexión de las columnas. De ocurrir una excitación sísmica con intensidad alta que provoque estos efectos en vigas y columnas, el comportamiento global del edificio no se ve afectado.

Los elementos del segundo nivel presentan un comportamiento similar a los del primero, aun cuando se varía el patrón de cargas lateral. Las capacidades a flexión son superadas en algunas vigas, pero en menor cantidad que el primer nivel. Si la carga se aplica en dirección de los ejes de referencia la estructura presenta un comportamiento aceptable por su capacidad de absorber carga lateral, aun cuando se encuentra desplazada de su posición de equilibrio estático. Para una carga diagonal se generan efectos muy similares, con la diferencia que los elementos son más exigidos, ya que la demanda de acciones internas es mayor.

Los elementos del tercer nivel son los menos exigidos, tomando en cuenta que la demanda de acciones internas es menor a esa altura en el edificio. Este comportamiento se mantiene para todas las direcciones estudiadas, al igual que para los dos patrones de carga empleados.

Por todo lo expuesto anteriormente, el comportamiento del edificio, para un nivel de colapso, considerando la nueva filosofía de evaluación por desempeño sísmico, es aceptable, ya que brindará seguridad a todos sus usuarios, y además, cuando ocurra un evento sísmico que desplace lateralmente al edificio hasta un valor como el definido anteriormente por los resultados del análisis de pushover, el edificio será capaz de comportarse de forma dúctil, brindando seguridad estructural, ya que no se producirá colapso global en la estructura. Si ocurren daños en elementos, no serán significativos en

el comportamiento global del edificio, ya que dicha estructura será capaz de lograr grandes desplazamientos laterales cuando alcance su resistencia máxima.

4.4.2 Estado límite de daño severo.

El patrón de cargas laterales y gravitatorias impuestas a la estructura para este estado límite, fue el mismo que se aplicó para el estado límite de colapso, pero debido a que se utilizó un espectro de respuesta reducido, las acciones internas en la estructura, así como el desplazamiento lateral, fueron de menor magnitud.

Las capacidades se exceden en algunos elementos, sobre todo por efecto de flexión. Al igual que para el nivel de colapso, en el primer nivel del edificio se generan las mayores demandas. Cuando se aplica carga en dirección de los ejes de referencia se excede la capacidad a flexión en algunas vigas y columnas, pero no se generan mecanismos de falla. La capacidad a cortante de columnas y nudos permanece en óptimas condiciones, permitiendo soportar mayores incrementos de carga lateral. Este comportamiento es diferente cuando la carga se aplica en dirección diagonal, ya que las demandas son mayores para esa condición de carga; por lo tanto las vigas y columnas poseen un comportamiento similar al mostrado en el estado límite de colapso, es decir, se presentan algunos mecanismos de falla locales, que no influyen en el comportamiento global del edificio.

En el segundo nivel se mantiene un comportamiento aceptable cuando se aplica carga en la dirección de los ejes de referencia, ya que son pocos los elementos que exceden la

capacidad a flexión ó capacidad a cortante, sin generarse mecanismos de falla. El comportamiento es similar para cargas en dirección diagonal, pero aumenta el número de elementos con capacidades excedidas, sin afectar el comportamiento global del edificio. En ninguno de los elementos del tercer nivel se exceden las capacidades a flexión y cortante, por lo tanto este nivel posee un comportamiento aceptable.

Bajo este nivel de comportamiento evaluado, en promedio el edificio alcanza un desplazamiento lateral máximo de 18 cm, que aproximadamente es igual al definido por la NTDS. Además, cuando la estructura experimenta este desplazamiento, su resistencia lateral está justo en la meseta de máxima resistencia, permitiendo alcanzar mayores desplazamientos, sin disminuir su capacidad.

Ante la ocurrencia de un evento sísmico que provoque un desplazamiento lateral de 18 cm., la estructura se comportará de una forma aceptable. Es decir, será segura para los usuarios, ya que las demandas estarán por debajo de las capacidades de los elementos estructurales. Lo que demuestra la capacidad de ductilidad que posee el edificio.

El estado límite de daño severo en esta metodología de evaluación, corresponde al nivel esperado de comportamiento definido por la NTDS, que es para un estado de comportamiento último; por lo tanto para las acciones sísmicas consideradas en dicha norma, la estructura no excederá su capacidad elástica, manteniendo un comportamiento dúctil para estos niveles de intensidad sísmica.

4.4.3 Estado límite de daño limitado.

Para este estado límite se considera las condiciones normales de servicio. Los patrones de cargas laterales aplicados a la estructura junto con las cargas gravitacionales, considerando solo un porcentaje de la carga viva y el peso propio del edificio, generan acciones internas en los elementos, que se encuentran por debajo de sus capacidades a flexión y corte. Además el edificio se desplaza lateralmente de forma elástica con un valor promedio de todas las direcciones correspondiente a 5 cm. Por lo expuesto anteriormente los tres niveles del edificio permanecen con un excelente comportamiento.

Para cargas laterales en la dirección de los ejes de referencia, las capacidades de los elementos estructurales de los tres niveles permanecen mayores a la demandas; es decir, el tercer nivel no presenta daños significativos en el comportamiento global.

El comportamiento de los elementos es similar para la otra dirección de análisis estudiada. Las demandas se incrementan cuando la aplicación de cargas es en dirección diagonal. Para este estado límite de comportamiento, las capacidades de los elementos no se exceden en totalidad, son pocos elementos en los cuales se supera la capacidad a flexión.

Cuando se presenten sismos de pequeña magnitud, y que ocurran con cierta frecuencia, el edificio presentará un comportamiento elástico, cumpliendo con los objetivos de este nivel de desempeño, que es permitir desplazamientos elásticos que no generen daños

estructurales, y que sobretodo, brinde seguridad a la vida de todos los usuarios y la funcionalidad de la estructura no sea afectada.

De manera general, considerando todas las direcciones de aplicación de pushover, el comportamiento del edificio será aceptable para los tres estados límites definidos en esta evaluación. Cuando ocurran sismos de gran magnitud que generen fuertes aceleraciones en el terreno, y que provoque un desplazamiento lateral como el definido por los análisis de pushover en el estado límite de colapso, la estructura tendrá un comportamiento dúctil, es decir, un comportamiento adecuado para grandes excitaciones sísmicas, ya que los elementos podrán absorber las acciones internas, sin exceder sus capacidades y poner en riesgo la estabilidad estructural y seguridad de los usuarios.

Si el sismo generado es de menor magnitud, el desplazamiento lateral será menor, y la estructura siempre alcanzará un comportamiento dúctil, cumpliendo con uno de los objetivos principales del desempeño sísmico, que es brindar seguridad a la vida de los usuarios, y evitar que se generen daños excesivos en los elementos estructurales.

Para sismos de menor intensidad, y sobre todo que sean mas frecuentes en la zona; el edificio se desplazará de forma elástica, sin que ocurran daños estructurales con alto costo de reparación. Además la funcionalidad del edificio no se ve afectada y no se presenta ningún riesgo a la vida de los usuarios

La estructura bajo estudio posee un buen comportamiento para cada uno de los diferentes niveles de desempeño impuestos. Considerando diferentes magnitudes de eventos sísmicos el edificio permanecerá funcionando en óptimas condiciones sin atentar en contra de la seguridad de los usuarios, y si en algún momento de la vida útil del edificio se presenta un evento sísmico de gran intensidad, la estructura será capaz de alcanzar desplazamientos, sin provocarse colapso global.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 Conclusiones.

Después de realizar los análisis de pushover necesarios para evaluar el comportamiento del edificio de la Biblioteca las Ingenierías y Arquitectura, considerando dos tipos de distribuciones de cargas lateral, una basándose en el porcentaje de masa tributaria de cada nivel, y la otra basándose en deformada modal del modo fundamental en las diferentes direcciones de análisis, se podrá formular conclusiones del desempeño de la estructura para diferentes estados límites. Parámetros tales como la forma de la curva de capacidad para las diferentes aplicaciones de carga, el comportamiento en los tres estados límites evaluados, la disposición geométrica del edificio, el tipo de reforzamiento, ayudarán a lograr tales conclusiones. Por lo anterior concluimos que:

5.1.1 Espectro de respuesta elástico.

✚ Para evaluar el comportamiento sísmico del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, se han utilizado tres estados límites de desempeño: colapso, daño severo y daño limitado. Para establecerlos se utilizaron espectros de respuesta definidos de forma particular para las condiciones del edificio en estudio. Cuando se evalúa el comportamiento sísmico de un edificio, utilizando diferentes estados límites, los parámetros a utilizar para la evaluación deben estar bien definidos para la estructura o región donde se encuentra el edificio. Para nuestro caso, la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), no define condiciones

específicas para obtener espectros de respuesta elásticos para cada nivel de desempeño, donde se establece los niveles de funcionalidad, daño severo o colapso.

✚ El siguiente gráfico se ha elaborado con el objetivo de esquematizar los desplazamientos límites para los niveles de desempeño. En el gráfico se puede observar que el punto para el cual la estructura alcanzaría el colapso, utilizando los espectros de respuesta definidos basándose en la NTDS, se encuentra en la meseta de máxima resistencia lateral del edificio. Entonces al utilizar el espectro de respuesta que define la NTDS en la evaluación del comportamiento estructural por niveles de desempeño, no se obtienen los mejores resultados para cada nivel de desempeño; ya que los espectros de respuesta no han sido definidos con una metodología de criterios de desempeño, que ayuden a definir claramente las posibles acciones que se impondrán a la estructura.

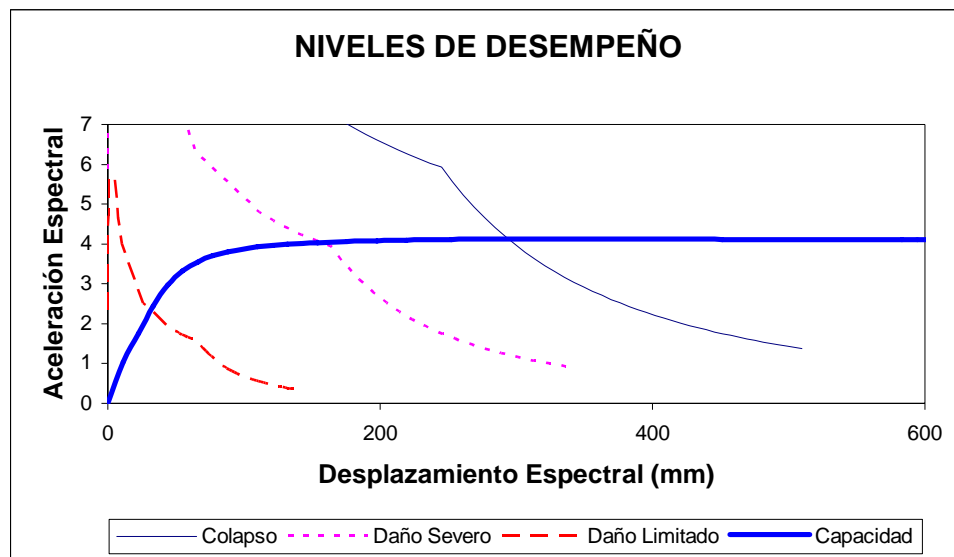


Figura 5. 1 Representación gráfica de niveles de desempeño.

✚ De manera general se necesita una definición clara de criterios para establecer espectros de respuesta óptimos para realizar la evaluación estructural por niveles de desempeño; en donde se puntualicen las acciones que se usarán en la ejecución de un análisis de desempeño en El Salvador ya que al utilizar los espectros actuales que define la Norma Técnica de Diseño por Sismo, los niveles de desempeño para los diferentes estados límites se encuentran en niveles de desplazamiento bastante pequeños, donde la estructura posee gran capacidad a cargas laterales.

5.1.2 Comportamiento estructural por niveles de desempeño.

El comportamiento del edificio varía basándose en la dirección de las cargas laterales aplicadas. Presenta alta capacidad de resistencia lateral para cargas paralelas a sus ejes de columnas, pero es vulnerable ante cargas dirigidas de forma diagonal, ya que presenta menor resistencia en esta dirección. Este comportamiento se resume a continuación:

a) Cargas laterales en dirección paralela a los ejes de referencia.

Al aplicar cargas laterales monótonas crecientes en las diferentes direcciones de análisis definidas en la sección 2.5 del capítulo II, y evaluando la capacidad estructural de los elementos para cada estado límite, se concluye que:

✚ El edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura posee un aceptable comportamiento para el estado límite de colapso por la siguiente razón: para el desplazamiento lateral resultante de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta elástico definido por la NTDS, considerado en este estudio,

que corresponde a la resistencia máxima lateral del edificio, para el cual la estructura no experimentará mecanismos de colapsos significativos, sino que continuará desplazándose lateralmente con una aceptable capacidad estructural. Además para ese mismo valor de desplazamiento, las capacidades a flexión y cortante de algunos elementos como vigas y columnas, se exceden ligeramente; generando daños en elementos sin que la capacidad global de la estructura se vea afectada. Los elementos de marcos, así como la estructura misma, presentan un comportamiento dúctil, permitiendo a la estructura un desplazamiento mayor sin pérdidas excesivas de resistencia. El mayor desplazamiento promedio registrado en las diferentes direcciones de análisis de pushover es de 35 cm., que comparado con el desplazamiento de 16 cm correspondiente a la deriva máxima de entrepiso propuesta por la NTDS, es mayor, pero debido a la disposición y cantidad de reforzamiento longitudinal y transversal, así como del tamaño de las secciones, la estructura todavía permanece con un comportamiento dúctil.

- ✚ Considerando la evaluación del comportamiento sísmico del edificio en estudio para el estado límite de daño severo, se puede concluir que la estructura muestra un comportamiento aceptable, ya que posee la capacidad suficiente para absorber la demanda de acciones internas que se generan en ella cuando se aplica carga lateral. Las mayores demandas se generan en el primer nivel, pero debido a la utilización de un espectro reducido, la capacidad a flexión y a cortante no se excede, de modo que la estructura por estar en un nivel inferior al colapso, también se comporta de forma

dúctil ante una excitación sísmica de magnitud moderada. Bajo este nivel de comportamiento evaluado, en promedio el edificio alcanza un desplazamiento lateral máximo de 18 cm, que aproximadamente es igual al definido por la NTDS. Además, cuando la estructura experimenta este desplazamiento, su resistencia lateral está justo en la meseta de máxima resistencia.

✚ La estructura se comporta de forma elástica para el estado límite de daño limitado, cumpliendo con el objetivo esencial del mantenimiento de la funcionalidad para este nivel de desempeño. El mayor desplazamiento promedio registrado en la aplicación de cargas es de 5 cm, un valor menor que los 16 cm que define la NTDS, y como era de esperar, no ocurren daños de ningún tipo en la estructura, todos los elementos tienen la capacidad necesaria para hacer que la estructura posea un excelente comportamiento ante una excitación de magnitud pequeña y que ocurra con cierta frecuencia en la región de construcción del edificio. Por lo tanto la funcionalidad del edificio no se verá interrumpida ante una excitación sísmica de pequeña magnitud.

✚ El edificio posee la capacidad necesaria para soportar grandes desplazamientos laterales provocados por fuertes aceleraciones sísmicas sin que ocurra el colapso, comportarse en óptimas condiciones para sismos de magnitud moderada, y comportarse elásticamente para condiciones de servicio, para las demandas que se han considerado que serán impuestas sobre la estructura.

b) Cargas laterales en dirección diagonal a los ejes de referencia.

Cuando se aplican cargas en esta dirección, la capacidad de la estructura de soportar carga lateral es menor que la analizada anteriormente, ya que cada elemento es sometido a acciones en sus dos direcciones ortogonales, efecto que debilita la sección y provoca daños.

El comportamiento de la estructura para los niveles de desempeño bajo esta dirección de aplicación de cargas laterales, fue el siguiente:

- ✚ Al realizar la evaluación para el estado límite de colapso, las capacidades de vigas y columnas se exceden, por lo que se generan daños en estos elementos. Las fuertes demandas en el primer nivel, generan fallas locales, lo que muestra la vulnerabilidad de la estructura en esa dirección, pero es importante mencionar que a pesar de este mecanismo de falla generado, la capacidad de la estructura no disminuye. En resumen, si se continua aumentando el valor de la carga aplicada, la estructura fallará generando un mecanismo de piso débil, fallando primero las vigas y consecutivamente las columnas. El segundo nivel en su mayoría las capacidades de los elementos no son excedidas, y el tercer nivel permanece en óptimas condiciones.

- ✚ El comportamiento del edificio para el estado límite de daño severo, es similar al de colapso, se generan mecanismos de fallas locales en el primer nivel, formando un

piso débil en la edificación. El segundo y tercer nivel permanecen con un comportamiento aceptable.

- ✚ Para el estado límite de funcionalidad o daño limitado, la estructura presenta un comportamiento elástico. Los tres niveles se mantienen sin mecanismos de fallas y la capacidad de los elementos permanece sobre la demanda de acciones internas.

5.1.3 Acero de refuerzo y secciones de elementos estructurales.

El acero de refuerzo y tamaño de las secciones de los elementos estructurales como vigas, columnas y nudos, influyen en el comportamiento de la edificación, de la siguiente forma:

- ✚ Las dimensiones de la sección transversal de vigas y columnas aunada al tipo de refuerzo longitudinal y transversal, hacen que la capacidad a flexión y a cortante sea grande, lo que además permite que la estructura posea un comportamiento dúctil, y que no ocurran daños estructurales considerables.
- ✚ Debido al gran peralte de las vigas y a las dimensiones de las columnas, el nudo que se forma en la unión de estos elementos estructurales, es un nudo con un alto grado de confinamiento, a este efecto se agrega el reforzamiento transversal, el cual hace que el nudo posea gran resistencia a los efectos cortantes, y que además mantenga un comportamiento óptimo para los tres estados límites evaluados en este trabajo. En la

mayoría de los nudos la demanda permanece por debajo de la capacidad, por lo tanto no se presentan daños por corte o flexión en los nudos de la estructura en estudio.

5.1.4 Curva de capacidad.

✚ Como se ha podido apreciar en las diferentes curvas de capacidad presentadas en los capítulos III y IV, la estructura alcanza su resistencia lateral máxima para un desplazamiento promedio de 35 cm, sin que la capacidad de la estructura decrezca bruscamente con una rigidez negativa. Este efecto posiblemente se da por el alto grado de refuerzo en vigas y columnas, generando una meseta de máxima resistencia, en la cual la estructura se desplazará manteniendo su capacidad aproximadamente constante, hasta decrecer de forma suave. Si la estructura estuviera dañada o estuviera mal reforzada, la resistencia disminuiría bruscamente con rigidez negativa, después de alcanzar su capacidad máxima.

5.1.5 Configuración geométrica.

La distribución de elementos estructurales en planta, el uso de áreas flexibles y rígidas en la configuración del edificio, producen los siguientes efectos:

✚ La estructuración de la planta del edificio posee una irregularidad que causa efectos de torsión que aumentan la demanda a la que se ven sometidos los elementos estructurales del edificio, sobre todo los elementos que conectan la parte flexible del edificio compuesta por losas prefabricadas con el centro rígido, es decir, los elementos que pertenecen a los ejes 5x, 3y, 6x y 4y.

5.1.6 Análisis estático no lineal pushover.

Después de realizar la aplicación del método de análisis estático no lineal pushover, definido en el capítulo II, concluimos que:

- ✚ El análisis estático no lineal pushover, es un método para definir la respuesta no lineal de la estructura, y la secuencia en la que se generarían los posibles daños bajo una excitación sísmica de gran magnitud, que lleve el comportamiento de la estructura a un rango no lineal.

- ✚ La utilización del análisis de pushover, que es un método relativamente de fácil aplicación; en conjunto con las características de evaluación estructural de los niveles de desempeño, originan una metodología que proporcionan resultados que muestran de forma aproximada el comportamiento de la estructura. Además se puede conocer la secuencia de aparición de daños en los elementos estructurales, para diferentes estados límites de comportamiento.

- ✚ El análisis de pushover es un método que optimiza tiempo y recursos en la obtención de resultados, ya que se puede obtener resultados con alto grado de precisión, relativamente en corto tiempo.

5.2 Recomendaciones.

Después de analizar los resultados obtenidos de la aplicación de pushover en diferentes direcciones y conscientes de todos los parámetros que deben estar definidos para realizar

el análisis y sobre todo, evaluar estructuralmente un edificio utilizando niveles de desempeño sísmico, recomendamos lo siguiente:

- ✚ Debido al mecanismo de falla local generado en los nudos ubicados en los ejes centrales de la estructura del primer nivel, cuando se aplican cargas diagonales a los ejes de referencia, es necesario recomendar una solución factible, para garantizar un comportamiento aceptable del edificio cuando se someta a acciones sísmicas en esa dirección. La capacidad de vigas y columnas se ven excedidas por las demandas impuestas por lo que se necesita rigidizar el edificio, sobre todo los elementos del primero y segundo nivel. Tomado en cuenta las características del comportamiento de los elementos de los niveles uno y dos, la técnica más conveniente es la de encamisado de vigas y columnas, ya que con esta técnica se incrementa la resistencia estructural, y debido al incremento de dimensiones de secciones, también se incrementa la rigidez lateral del edificio. También se puede diseñar elementos tensores de acero, que se colocarían en los primeros niveles.

- ✚ La implementación de la nueva filosofía de evaluación del comportamiento sísmico, requiere una clara definición de los parámetros de respuesta utilizados. Se sabe además que los espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento son los que más se utilizan; por lo tanto para definirlos se hace necesario que se emplee una metodología de criterios de desempeño para definir las posibles acciones que se impondrán a la estructura.

- ✚ La mayoría del territorio nacional se encuentra en una zona de alta sismicidad, en la cual se pueden generar excitaciones sísmicas que provoquen grandes demandas de desplazamiento en una estructura, que se exceda su capacidad elástica. Debido a lo mencionado anteriormente, es necesario incorporar a la Norma Técnica de Diseño por Sismo la nueva filosofía de evaluación estructural por desempeño sísmico. De manera específica, se debe incorporar el análisis de pushover, ya que es un método eficiente para conocer la respuesta no lineal de un edificio. Y además, incorporar en el análisis la evaluación de estados límites de desempeño, para conocer la respuesta estructural bajo excitaciones sísmicas de diferente magnitud.

- ✚ Se recomienda que se realicen análisis de pushover utilizando niveles de desempeño, para estructuras con diferentes características, y de esta manera tener un conocimiento amplio del comportamiento no lineal de los edificios diseñados con todos los criterios que actualmente se definen en nuestros reglamentos.

REFERENCIAS.

1. Alvarez – Botero J.C. and López Menjívar M.A., 2004 “Assessment of the `Sede Comunale Piazza Europa` Building Comune Di Vagli Sotto, Provincia Di Lucca Regione Toscana (Technical Report)”, EUCentre, Università degli Studi di Pavia, 49 pag.
2. ACI-318, 2000, “Building code requirements for structural concrete ACI318-00, and commentary ACI318R-00”, American Concrete Institute, Detroit, MI, USA.
3. Aguiar R., 2002, “Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países Bolivarianos”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador, 302 p.
4. Aguiar R. y Ruiz S., 2002, “Influencia de los modelos de plasticidad en las respuesta sísmica mediante el Método del Espectro de Capacidad”, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Tema 1, N°-34, Puebla, México.
5. Antoniou, S. & Pinho. R., 2004a “Advantages and Limitations of adaptative and non-adaptative force-based pushover procedures.” Journal of Earthquake Engineering, Vol 8, No. 4, pp 497 -522.

6. Antoniou, S. & Pinho. R., 2004b “Development and verification of a displacement-based adaptative pushover procedure.”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 8, No. 5, pp 643-661.
7. ASCE, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 2000, “Uniformación y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios”, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA 356, Virginia Estados Unidos.
8. Bonett D., Ricardo León, 2003, Tesis Doctoral “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.
9. CEN, 2002, Eurocódigo 8: “Diseño de estructuras por resistencia sísmica, parte 1: Reglas generales, Acciones sísmicas y reglas para construir, proyecto nº 5”, Comité Europeo para la estandarización: Doc CEN/TC250/SC8/N317, Bruselas, Bélgica.
10. Izzuddin B.A, 2001, “Problemas conceptuales en el análisis geométrico no lineal de estructuras en 3-D, Método computacional en aplicaciones mecánicas y de ingeniería”, v. 191, pp. 1029-1053.

11. Krawinkler H. & Seneviratna G.D.P.K, 1998, "Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, Vol 20, N° (4-6), Estados Unidos, pp. 452-464.
12. López Menjívar, M.A., 2004, Tesis doctoral "Verification of a displacement-based Adaptive Pushover method for assessment of 2-D Reinforced concrete", Università degli studi di Pavia. Italia.
13. Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R, 1988, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
14. Ministerio de Obras Públicas, MOP, 1994, "Norma Técnica de Diseño por Sismo de la República de El Salvador, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones", San Salvador El Salvador, pp. 24.
15. Mwafy A.M. & Elnashai S.A, 2000, "Static pushover versus dynamic-to-collapse analysis of RC buildings", *Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Report N° 00/1 January, England.

16. Nawy, Edward G, 1988, “Concreto Reforzado”, Capitulo 3 y 4, 1° edición, Ed. Prentice - Hall Hispanoamericana S.A., México.
17. Organización Panamericana de la salud OPS, 2000, “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre”, Washington, D.C., Estados Unidos.
18. Paulay, T., 1996, “Seismic Design of concrete structures, The present needs of societies”, Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zeland.
19. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1992, “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos, Pág. 744.
20. Paulina, Luisa, 2004, Tesis de Maestría “Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado”, Capítulo 2, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
21. Safina M., Salvador, 2002, Tesis Doctoral “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico”,

Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.

22. Salazar, W., 2001, “Introducción al análisis estático no lineal y su aplicación en la revisión de estructuras de concreto armado”, Editorial José Simeón Cañas (UCA), Papeles Técnicos UCA, Parte 2 y 4, El Salvador.
23. SEAOC, Structural Engineering Association of California, 1995, “Performance based seismic engineering of building”, VISION2000, Sacramento, California, Estados Unidos.
24. Seismostruct, 2003, “Programa de computadora para análisis no lineal estático y dinámico de estructuras de marco”, disponible en URL:
<http://www.seismosoft.com>.
25. SSCS, Seismic Safety Commission Seismic, 1996, “Evaluation and retrofit of concrete building”, Applied Technology Council (ATC-40) volumen 1, capítulos 1 y 8, California, Estados Unidos.

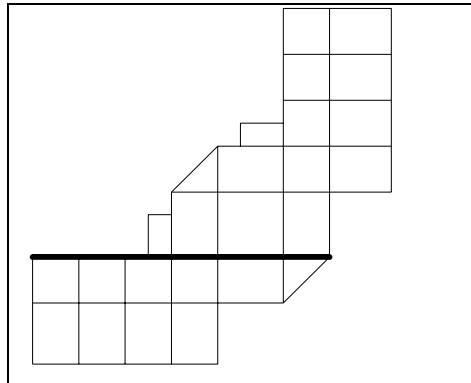
AneXOS.

ANEXO A.

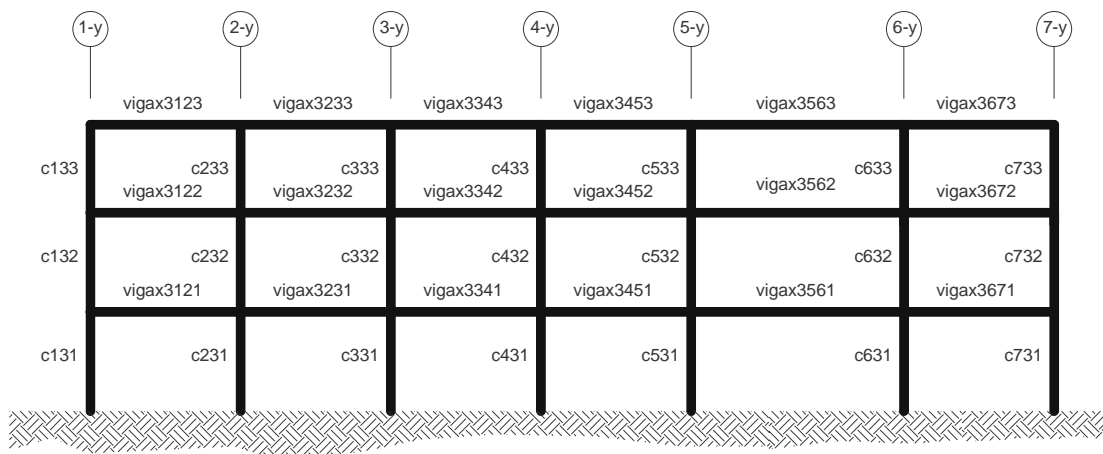
EVALUACIÓN DE MARCOS ESTRUCTURALES.

MARCOS ESTRUCTURALES A EVALUAR.

Dirección "x": Marco 3 – X.



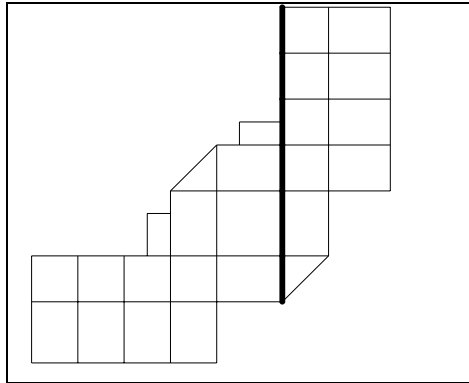
Anexo A. 1 Marco en Planta.



EJE 3-x

Anexo A. 2 Marco en Elevación.

Dirección “y”: Marco 6 – Y.



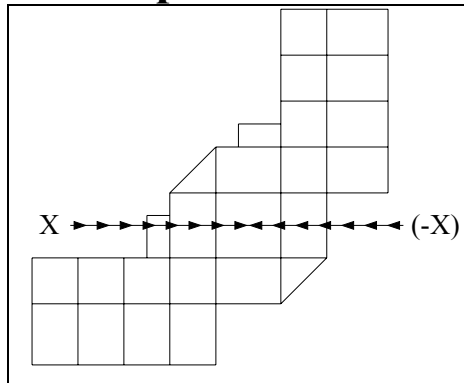
Anexo A. 3 Marco en Planta.

	(2-x)	(3-x)	(4-x)	(5-x)	(6-x)	(7-x)	(8-x)
	vigay6233	vigay6343	vigay6453	vigay6563	vigay6673	vigay6783	
c623	c633 vigay6232	c643 vigay6342	c653 vigay6452	c663 vigay6562	c673 vigay6672	c683 vigay6782	
c622	c632 vigay6231	c642 vigay6341	c652 vigay6451	c662 vigay6561	c672 vigay6671	c682 vigay6781	
c621	c631	c641	c651	c661	c671	c681	

EJE 6-Y

Anexo A. 4 Marco en Elevación.

Dirección de aplicación de carga: dirección “x” positivo.



Anexo A. 5 Dirección de aplicación en planta.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL A EVALUAR:

- 1. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR MASAS.**
- 2. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL MODAL.**

ESTADOS LÍMITES A EVALUAR:

- A. ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.**
- B. ESTADO LÍMITE DE DAÑO SEVERO.**
- C. ESTADO LÍMITE DE DAÑO LIMITADO.**

ANEXO 1

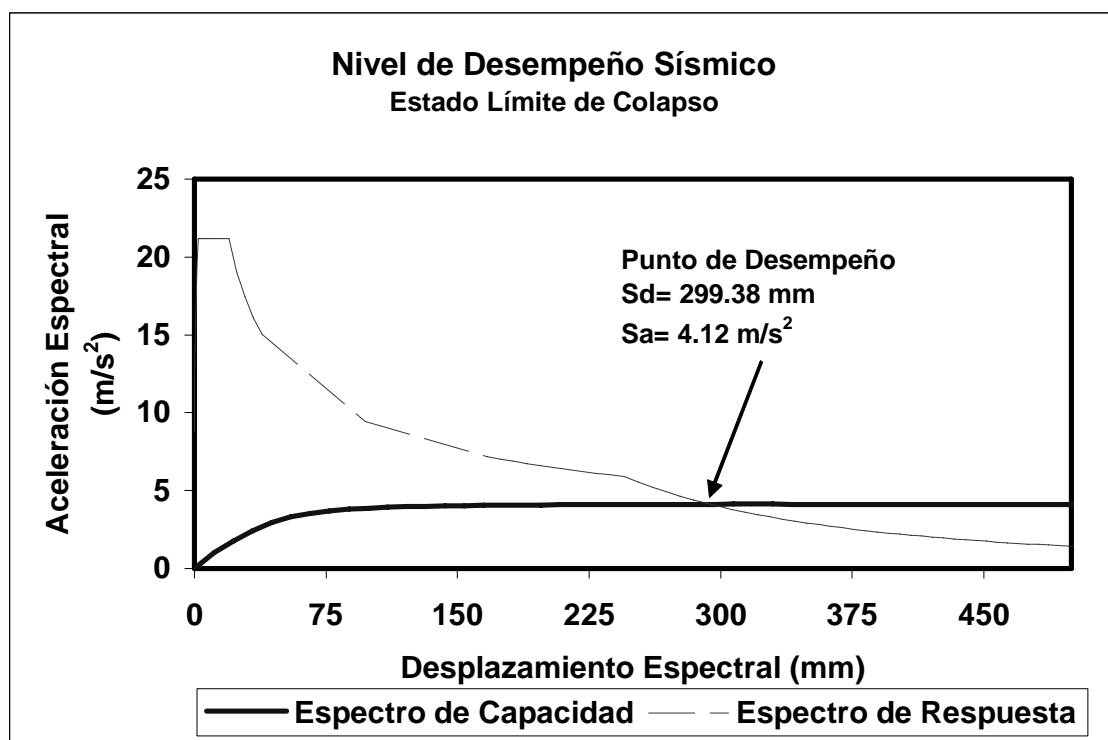
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR MASAS.

ANEXO 1.1

ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.

Espectro Capacidad – Demanda.

Desplazamiento a evaluar.



ANEXO 1.1.1 Espectro Capacidad – Demanda.

ANEXO 1.1.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	□ _y [rad]	□ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.	
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	-1687300000	-416290	2.01	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.70	0.0062	0.0291		0.0377	0.0377
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	1310400000	-416290	1.56				0.70					
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	255060000	-502660	0.30				0.85					
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-255060000	-545580	0.30	0.92								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	890290000	-545870	0.80	0.92								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-1381300000	-545870	1.24	0.92								
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-1729200000	-426080	2.06	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.72	0.0062	0.0291		0.0318	0.0318
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	1344300000	-426080	1.60				0.72					
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	277310000	-508210	0.33				0.86					
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	-277310000	-552290	0.33	0.93								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	882140000	-548690	0.79	0.93								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1375600000	-548690	1.23	0.93								
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-1697700000	-390550	2.02	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.66	0.0062	0.0291		0.0322	0.0322
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	1345000000	-390550	1.60				0.66					
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	330500000	-483270	0.39				0.82					
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-380300000	-580880	0.45	0.98								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	839120000	-588510	0.75	0.99								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1368400000	-588510	1.23	0.99								
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-1642200000	-344290	1.93	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.58	0.0062	0.0291		0.0354	0.0354
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	1331000000	-344290	1.56				0.58					
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	350960000	-466810	0.41				0.79					
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-350960000	-545780	0.41	0.92								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	794810000	-561940	0.62	0.95								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1300300000	-561940	1.01	0.95								
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-1724700000	-217770	2.02	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.37	0.0078	0.0342		0.0360	0.0360
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	1446100000	-217770	1.70				0.37					
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	408880000	-348740	0.48				0.59					
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-405240000	-456870	0.48	0.77								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	953570000	-474930	0.74	0.80								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1558800000	-474930	1.21	0.80								
852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-1497600000	-404670	1.76	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.68	0.0062	0.0298		0.0333	0.0333	
852820886.1	1289718204	vigaxa3671	1131100000	-404670	1.33				0.68						
852844743.2	825733693.2	vigaxb3671	127040000	-478180	0.15				0.81						
852844743.2	825733693.2	vigaxc3671	-127040000	-523940	0.15	0.88									
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	973040000	-528990	0.87	0.89									
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1449800000	-528990	1.30	0.89									

ANEXO 1.1.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	295000000	115650	0.36				0.20	0.0061	0.0276		0.0022	0.0022	0.08
	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	-190820000	115650	0.23	417216.91	592917.6867	Dúctil	0.20						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6231	-8540000	86802	0.01				0.15						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6231	8538900	47251	0.01				0.08						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	-90703000	19173	0.11				0.03						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	107960000	19173	0.13				0.03	0.0063	0.0308		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	87595000	66375	0.05				0.11	0.0079	0.0354		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	-2970600	66375	0.00	294140.15	592917.6867	Dúctil	0.11						
	1146387206	826171694.1	vigayb6341	81204000	28302	0.07				0.05						
	1146387206	826171694.1	vigayc6341	-83042000	-38980	0.07				0.07						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	32934000	-76618	0.02				0.13						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	-130620000	-76618	0.08				0.13	0.0079	0.0354		0.0004	0.0004	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	285130000	139860	0.17				0.24	0.0063	0.0308		0.0004	0.0004	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	-159270000	139860	0.10	417214.01	592917.6867	Dúctil	0.24						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6451	24648000	87586	0.03				0.15						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6451	-24645000	14001	0.03				0.02						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-54040000	-38667	0.06				0.07						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	19243000	-38667	0.02				0.07	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	299620000	194760	0.27				0.33	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	-124390000	194760	0.11	327498.12	592917.6867	Dúctil	0.33						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6561	211380000	159950	0.25				0.27						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6561	-162420000	-85704	0.19				0.14						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	17532000	-119520	0.02				0.20						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-125070000	-119520	0.15				0.20	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	242060000	88217	0.29				0.15	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	-162690000	88217	0.20	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6671	-34677000	60980	0.04				0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6671	34683000	21983	0.04				0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	-11469000	-6194.7	0.01				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	5895400	-6194.7	0.01				0.01	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00
841263784.5	825733693.2	vigaya6781	265880000	121070	0.32				0.20	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00	
841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-156940000	121070	0.19	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.20							
841263784.5	825733693.2	vigayb6781	40040000	93826	0.05				0.16							
841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-40043000	54152	0.05				0.09							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-153720000	25052	0.18				0.04							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	176260000	25052	0.21				0.04	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.01	

ANEXO 1.1.4 Tabla Primer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-1998400000	-989590	1.01	1007407.957	1754807.333	Dúctil	0.56	0.0055	0.0258	0.0494	0.0000	0.0000	0.00
	1977038116	1977038116	ca131	1399400000	-989590	0.71				0.56						
	1977038116	1977038116	cb131	63468000	-965810	0.03				0.55						
	1977038116	1977038116	cc131	-63465000	-964550	0.03				0.55						
	1977038116	1977038116	cd131	1270700000	-972460	0.64				0.55						
	1977038116	1977038116	cd131	-1850400000	-972460	0.94				0.55						
	1501348613	1501348613	ca231	-2218100000	-1086700	1.48	765018.4017	1764411.663	Dúctil	0.62	0.0053	0.0264	0.0503	0.0000	0.0000	0.00
	1501348613	1501348613	ca231	1562200000	-1086700	1.04				0.62						
	1501348613	1501348613	cb231	34179000	-1105000	0.02				0.63						
	1501348613	1501348613	cc231	-34179000	-1104300	0.02				0.63						
	1501348613	1501348613	cd231	1492700000	-1095300	0.99				0.62						
	1501348613	1501348613	cd231	-2146700000	-1095300	1.43				0.62						
	1469071863	1469071863	ca331	-2202400000	-1079000	1.50	748571.6497	1769782.723	Dúctil	0.61	0.0053	0.0267	0.0507	0.0000	0.0000	0.00
	1469071863	1469071863	ca331	1550900000	-1079000	1.06				0.61						
	1469071863	1469071863	cb331	35832000	-1095700	0.02				0.62						
	1469071863	1469071863	cc331	-35833000	-1094900	0.02				0.62						
	1469071863	1469071863	cd331	1478100000	-1086800	1.01				0.61						
	1469071863	1469071863	cd331	-2127100000	-1086800	1.45				0.61						
	2104140255	2104140255	ca431	-3300900000	-1608100	1.57	1072173.378	2650359.296	Dúctil	0.61	0.0049	0.0262	0.0509	0.0000	0.0000	0.00
	2104140255	2104140255	ca431	2329500000	-1608100	1.11				0.61						
	2104140255	2104140255	cb431	54828000	-1645100	0.03				0.62						
	2104140255	2104140255	cc431	-54832000	-1644200	0.03				0.62						
	2104140255	2104140255	cd431	2218500000	-1628800	1.05				0.61						
	2104140255	2104140255	cd431	-3190400000	-1628800	1.52				0.61						
	1948879188	1948879188	ca531	-3438800000	-1679200	1.76	993059.4588	2672722.539	Dúctil	0.63	0.0048	0.0272	0.0514	0.0000	0.0000	0.00
	1948879188	1948879188	ca531	2427200000	-1679200	1.25				0.63						
	1948879188	1948879188	cb531	31478000	-1732800	0.02				0.65						
	1948879188	1948879188	cc531	-31481000	-1732000	0.02				0.65						
	1948879188	1948879188	cd531	2363000000	-1709500	1.21				0.64						
	1948879188	1948879188	cd531	-3382200000	-1709500	1.74				0.64						
1834515254	1834515254	ca631	-2293700000	-1141300	1.25	934784.8428	1336997.249	Dúctil	0.85	0.0048	0.0267	0.0519	0.0000	0.0000	0.00	
1834515254	1834515254	ca631	1608800000	-1141300	0.88				0.85							
1834515254	1834515254	cb631	-345860	-1163700	0.00				0.87							
1834515254	1834515254	cc631	344210	-1162800	0.00				0.87							
1834515254	1834515254	cd631	1608200000	-1151600	0.88				0.86							
1834515254	1834515254	cd631	-2294300000	-1151600	1.25				0.86							0.0048
2092629103	2092629103	ca731	-2271500000	-1164500	1.09	1066307.823	1299794.454	Dúctil	0.90	0.0049	0.0250	0.0534	0.0000	0.0000	0.00	
2092629103	2092629103	ca731	1580000000	-1164500	0.76				0.90							
2092629103	2092629103	cb731	-88453000	-1206900	0.04				0.93							
2092629103	2092629103	cc731	88396000	-1205500	0.04				0.93							
2092629103	2092629103	cd731	1754600000	-1179500	0.84				0.91							
2092629103	2092629103	cd731	-2455500000	-1179500	1.17				0.91							0.0049

ANEXO 1.1.5
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+)	Mu (-)	Elementos	Momento	Cortante	Relac Flex	Cortante Flex	Cap cortante	Clasificación	Chequeo	θ_y	θ_{um}	Relac. derivas	Rotación del	Demanda de	Chequeo de
	(N-mm)	(N-mm)	S.S.	[N-mm]	[N]	D/C	[N]	[N]	de Elemento	de Cortante	[rad]	[rad]	en elem.	Nudo	Rotación	rotación
6-Y	2100679181	2100679181	ca621	-13086000	-42252	0.01	1070409.774	1298632.498	Dúctil	0.03	0.0049	0.0250	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00
	2100679181	2100679181	ca621	-12265000	-42252	0.01				0.03						
	2100679181	2100679181	cb621	-69930000	-42060	0.03				0.03						
	2100679181	2100679181	cc621	69929000	-41563	0.03				0.03						
	2100679181	2100679181	cd621	127650000	-40497	0.06				0.03						
	2100679181	2100679181	cd621	-151760000	-40497	0.07				0.03						
	1834515254	1834515254	ca631	-7695200	-10317	0.00	934784.8428	1336997.249	Dúctil	0.01	0.0048	0.0267	0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	1504300	-10317	0.00				0.01						
	1834515254	1834515254	cb631	-11537000	-10117	0.01				0.01						
	1834515254	1834515254	cc631	11536000	-9760.5	0.01				0.01						
	1834515254	1834515254	cd631	25549000	-9374.7	0.01				0.01						
	1834515254	1834515254	cd631	-31134000	-9374.7	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	ca641	-11388000	-20224	0.01	995003.8742	2672173.175	Dúctil	0.01	0.0048	0.0272	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1952695103	1952695103	ca641	-816330	-20224	0.00				0.01						
	1952695103	1952695103	cb641	-26274000	-19817	0.01				0.01						
	1952695103	1952695103	cc641	26259000	-19091	0.01				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	53450000	-18271	0.03				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	-64338000	-18271	0.03				0.01						
	2093962794	2093962794	ca651	4531300	-4016.4	0.00	1066987.411	2651825.993	Dúctil	0.00	0.0049	0.0262	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2093962794	2093962794	ca651	-6957800	-4016.4	0.00				0.00						
	2093962794	2093962794	cb651	-12558000	-3964.3	0.01				0.00						
	2093962794	2093962794	cc651	12559000	-3971.6	0.01				0.00						
	2093962794	2093962794	cd651	18006000	-3927.4	0.01				0.00						
	2093962794	2093962794	cd651	-20345000	-3927.4	0.01				0.00						
	1461387329	1461387329	ca661	27583000	17240	0.02	744655.9638	1771060.934	Dúctil	0.01	0.0053	0.0268	-0.0005	0.0000	0.0000	0.00
	1461387329	1461387329	ca661	-17148000	17240	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cb661	10505000	17801	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cc661	-10551000	18705	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	-35496000	19386	0.02				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	47028000	19386	0.03				0.01						
1500919110	1500919110	ca671	32400000	52346	0.02	764799.5467	1764483.161	Dúctil	0.03	0.0053	0.0264	-0.0010	0.0000	0.0000	0.00	
1500919110	1500919110	ca671	-719870	52346	0.00				0.03							
1500919110	1500919110	cb671	73043000	52425	0.05				0.03							
1500919110	1500919110	cc671	-73073000	52980	0.05				0.03							
1500919110	1500919110	cd671	-146050000	53537	0.10				0.03							
1500919110	1500919110	cd671	177860000	53537	0.12				0.03							
1972469786	1972469786	ca681	82236000	87254	0.04	1005080.146	1755569.63	Dúctil	0.05	0.0055	0.0259	-0.0014	0.0000	0.0000	0.00	
1972469786	1972469786	ca681	-29512000	87254	0.01				0.05							
1972469786	1972469786	cb681	92494000	87025	0.05				0.05							
1972469786	1972469786	cc681	-92561000	87921	0.05				0.05							
1972469786	1972469786	cd681	-213900000	88896	0.11				0.05							
1972469786	1972469786	cd681	266640000	88896	0.14				0.05							

ANEXO 1.1.6
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ _y [rad]	θ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]							Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	-1264700000	-415650	1.50				0.70	0.0062	0.0291		0.0377	0.0377	1.29
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	8900500000	-415650	1.06	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.70						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	-56146000	-450580	0.07				0.76						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	56147000	-489680	0.07				0.83						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	10845000000	-513000	0.97				0.87						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-15465000000	-513000	1.39				0.87	0.0062	0.0291		0.0318	0.0318	1.09
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-12577000000	-423340	1.50				0.71	0.0062	0.0291		0.0318	0.0318	1.09
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	8765300000	-423340	1.04	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.71						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	-82326000	-456630	0.10				0.77						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	82326000	-495420	0.10				0.84						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	11227000000	-517800	1.01				0.87						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-15890000000	-517800	1.42				0.87	0.0062	0.0291		0.0322	0.0322	1.11
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-12353000000	-406000	1.47				0.68	0.0062	0.0291		0.0322	0.0322	1.11
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	8696500000	-406000	1.03	415260.54	592917.6867	Dúctil	0.68						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	-76284000	-450470	0.09				0.76						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	37883000	-554240	0.05				0.93						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	12019000000	-588320	0.73				0.99						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-17316000000	-588320	1.06				0.99	0.0064	0.0308		0.0354	0.0354	1.15
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-12309000000	-411300	1.44				0.69	0.0063	0.0308		0.0354	0.0354	1.15
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	8604600000	-411300	1.01	417212.01	592917.6867	Dúctil	0.69						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-1250100000	-469300	0.15				0.79						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	1250100000	-541930	0.15				0.91						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	12632000000	-588590	0.84				0.99						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-17933000000	-588590	1.20				0.99	0.0063	0.0304		0.0360	0.0360	1.19
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-11231000000	-214760	1.32				0.36	0.0079	0.0349		0.0360	0.0360	1.03
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	8492100000	-214760	1.00	277054.13	592917.6867	Dúctil	0.36						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	45084000	-270310	0.05				0.46						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	-33928000	-392160	0.04				0.66						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	11327000000	-434470	0.76				0.73						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-16870000000	-434470	1.13				0.73	0.0079	0.0349		0.0333	0.0333	0.95
852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-11345000000	-390780	1.33				0.66	0.0063	0.0304		0.0333	0.0333	1.10	
852815422.2	1495218313	vigaxa3672	7825600000	-390780	0.92	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.66							
852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	-1145400000	-427200	0.14				0.72							
852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	1145500000	-470350	0.14				0.79							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	11025000000	-494810	0.99				0.83							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-15483000000	-494810	1.39				0.83	0.0062	0.0291		0.0347	0.0347	1.19	

ANEXO 1.1.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ _y [rad]	θ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]						Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852827363.9		1115537494	vigaya6232	333440000	126040	0.30								
	852827363.9	1115537494	vigaya6232	-220000000	126040	0.20	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.21						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6232	-14583000	97819	0.02				0.16						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6232	14583000	58303	0.02				0.10						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	-107850000	30078	0.13				0.05						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	134920000	30078	0.16				0.05	0.0063	0.0304		0.0003	0.0003	0.01
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	210850000	138040	0.14				0.23	0.0079	0.0349		0.0003	0.0003	0.01
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	-34843000	138040	0.02	277054.13	592917.6867	Dúctil	0.23						
	1146387206	826171694.1	vigayb6342	257340000	98205	0.22				0.17						
	1146387206	826171694.1	vigayc6342	-265040000	-147320	0.23				0.25						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	173230000	-187570	0.12				0.32						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	-412390000	-187570	0.28				0.32	0.0079	0.0349		0.0004	0.0004	0.01
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	335570000	139640	0.22				0.24	0.0063	0.0304		0.0004	0.0004	0.01
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	-209900000	139640	0.14	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.24						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6452	-26635000	87275	0.03				0.15						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6452	26636000	13713	0.03				0.02						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-2159900	-38893	0.00				0.07						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-32842000	-38893	0.03				0.07	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	356690000	204220	0.32				0.34	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	-172910000	204220	0.16	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.34						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6562	174920000	165660	0.21				0.28						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6562	-157370000	-53884	0.19				0.09						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-44197000	-91987	0.05				0.16						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-38583000	-91987	0.03				0.16	0.0062	0.0291		0.0003	0.0003	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	171430000	75505	0.15				0.13	0.0062	0.0291		0.0003	0.0003	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	-103480000	75505	0.09	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.13						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6672	-3294200	47714	0.00				0.08						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6672	3295200	8558	0.00				0.01						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-14675000	-19470	0.02				0.03						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-2845800	-19470	0.00				0.03	0.0062	0.0291		-0.0001	0.0001	0.00
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	126550000	67747	0.11				0.11	0.0062	0.0291		-0.0001	0.0001	0.00
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	-65581000	67747	0.06	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.11						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6782	18167000	39884	0.02				0.07						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-18166000	675.4	0.02				0.00						
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-19582000	-27357	0.02				0.05						
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-5036800	-27357	0.00				0.05	0.0062	0.0291		0.0003	0.0003	0.01

ANEXO 1.1.8
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ _y [rad]	θ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]						Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
3-X	2028887047	2028887047	ca132	-439640000	-587800	0.22				0.34	0.0055	0.0253	0.0494	0.0000	0.0000	0.00
	2028887047	2028887047	ca132	91289000	-587800	0.04	1033827.795	1746148.93	Dúctil	0.34						
	2028887047	2028887047	cb132	-721090000	-587470	0.36				0.34						
	2028887047	2028887047	cc132	721090000	-588470	0.36				0.34						
	2028887047	2028887047	cd132	1535100000	-594270	0.76				0.34						
	2028887047	2028887047	cd132	-1890300000	-594270	0.93				0.34	0.0055	0.0253	0.0494	0.0377	0.0377	1.49
	1582062792	1582062792	ca232	-1724800000	-952690	1.09				0.54	0.0054	0.0256	0.0503	0.0000	0.0000	0.00
	1582062792	1582062792	ca232	1159800000	-952690	0.73	806146.6456	1750961.383	Dúctil	0.54						
	1582062792	1582062792	cb232	-158530000	-953470	0.10				0.54						
	1582062792	1582062792	cc232	158530000	-952570	0.10				0.54						
	1582062792	1582062792	cd232	1475900000	-946640	0.93				0.54						
	1582062792	1582062792	cd232	-2042900000	-946640	1.29				0.54	0.0054	0.0256	0.0503	0.0318	0.0318	1.24
	1561263474	1561263474	ca332	-1653200000	-932710	1.06				0.53	0.0054	0.0258	0.0507	0.0000	0.0000	0.00
	1561263474	1561263474	ca332	1100200000	-932710	0.70	795548.2671	1754430.299	Dúctil	0.53						
	1561263474	1561263474	cb332	-190310000	-933330	0.12				0.53						
	1561263474	1561263474	cc332	190310000	-932400	0.12				0.53						
	1561263474	1561263474	cd332	1479800000	-926690	0.95				0.53						
	1561263474	1561263474	cd332	-2034700000	-926690	1.30				0.53	0.0054	0.0258	0.0507	0.0322	0.0322	1.25
	2296464116	2296464116	ca432	-1222900000	-946600	0.53				0.36	0.0050	0.0249	0.0509	0.0000	0.0000	0.00
	2296464116	2296464116	ca432	661910000	-946600	0.29	1170172.798	2622615.401	Dúctil	0.36						
	2296464116	2296464116	cb432	-646930000	-946750	0.28				0.36						
	2296464116	2296464116	cc432	646920000	-944200	0.28				0.36						
	2296464116	2296464116	cd432	1952800000	-930160	0.85				0.35						
	2296464116	2296464116	cd432	-2510600000	-930160	1.09				0.35	0.0050	0.0249	0.0509	0.0354	0.0354	1.42
	2174961604	2174961604	ca532	-945500000	-896100	0.43				0.34	0.0049	0.0257	0.0514	0.0000	0.0000	0.00
	2174961604	2174961604	ca532	414540000	-896100	0.19	1108260.69	2640149.427	Dúctil	0.34						
	2174961604	2174961604	cb532	-823970000	-895900	0.38				0.34						
	2174961604	2174961604	cc532	823970000	-892190	0.38				0.34						
	2174961604	2174961604	cd532	2057900000	-873530	0.95				0.33						
	2174961604	2174961604	cd532	-2580800000	-873530	1.19				0.33	0.0049	0.0257	0.0514	0.0360	0.0360	1.40
	2022563734	2022563734	ca632	-1375600000	-905620	0.68				0.69	0.0049	0.0255	0.0519	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	838860000	-905620	0.41	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.69						
	2022563734	2022563734	cb632	-414440000	-906530	0.20				0.69						
	2022563734	2022563734	cc632	414450000	-904660	0.20				0.69						
	2022563734	2022563734	cd632	1665500000	-894820	0.82				0.68						
2022563734	2022563734	cd632	-2199200000	-894820	1.09				0.68	0.0049	0.0255	0.0519	0.0333	0.0333	1.31	
2192218065	2192218065	ca732	-788380000	-772830	0.36				0.60	0.0050	0.0244	0.0534	0.0000	0.0000	0.00	
2192218065	2192218065	ca732	330480000	-772830	0.15	1117053.791	1285409.94	Dúctil	0.60							
2192218065	2192218065	cb732	-737870000	-772830	0.34				0.60							
2192218065	2192218065	cc732	737850000	-768260	0.34				0.60							
2192218065	2192218065	cd732	1800300000	-751480	0.82				0.58							
2192218065	2192218065	cd732	-2247800000	-751480	1.03				0.58	0.0050	0.0244	0.0534	0.0347	0.0347	1.42	

ANEXO 1.1.9
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
	S.S.	S.S.		S.S.	S.S.	S.S.								S.S.	S.S.	
6-Y	2198237413	2198237413	ca622	-473840000	-151370	0.22	1120120.975	1284539.769	Dúctil	0.12	0.0050	0.0244	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00
	2198237413	2198237413	ca622	384150000	-151370	0.17				0.12						
	2198237413	2198237413	cb622	173680000	-152230	0.08				0.12						
	2198237413	2198237413	cc622	-173800000	-152920	0.08				0.12						
	2198237413	2198237413	cd622	37354000	-152800	0.02				0.12						
	2198237413	2198237413	cd622	-128350000	-152800	0.06	0.12	0.0050	0.0244	-0.0003	0.0022	0.0022	0.09			
	2022563734	2022563734	ca632	212180000	73709	0.10	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.06	0.0049	0.0255	0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	-168490000	73709	0.08				0.06						
	2022563734	2022563734	cb632	-66534000	73806	0.03				0.06						
	2022563734	2022563734	cC632	66453000	73685	0.03				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	-36060000	73259	0.02				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	79752000	73259	0.04	0.06	0.0049	0.0255	0.0001	0.0003	0.0003	0.01			
	2174530348	2174530348	ca642	238530000	66473	0.11	1108040.942	2640211.619	Dúctil	0.03	0.0049	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	-199150000	66473	0.09				0.03						
	2174530348	2174530348	cb642	-107260000	66461	0.05				0.03						
	2174530348	2174530348	cc642	106990000	66373	0.05				0.03						
	2174530348	2174530348	cd642	13651000	66099	0.01				0.03						
	2174530348	2174530348	cd642	25942000	66099	0.01	0.03	0.0049	0.0257	0.0000	0.0004	0.0004	0.02			
	2284814460	2284814460	ca652	324710000	99003	0.14	1164236.668	2624297.697	Dúctil	0.04	0.0050	0.0250	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2284814460	2284814460	ca652	-266060000	99003	0.12				0.04						
	2284814460	2284814460	cb652	-128820000	99258	0.06				0.04						
	2284814460	2284814460	cc652	128760000	99434	0.06				0.04						
	2284814460	2284814460	cd652	-9134100	99019	0.00				0.04						
	2284814460	2284814460	cd652	68501000	99019	0.03	0.04	0.0050	0.0250	-0.0001	0.0002	0.0002	0.01			
	1553966474	1553966474	ca662	70840000	22738	0.05	791830.0504	1755646.786	Dúctil	0.01	0.0054	0.0259	-0.0005	0.0000	0.0000	0.00
	1553966474	1553966474	ca662	-57368000	22738	0.04				0.01						
	1553966474	1553966474	cb662	-26187000	22465	0.02				0.01						
	1553966474	1553966474	cc662	25774000	22086	0.02				0.01						
	1553966474	1553966474	cd662	-6136900	21836	0.00				0.01						
	1553966474	1553966474	cd662	19183000	21836	0.01	0.01	0.0054	0.0259	-0.0005	0.0003	0.0003	0.01			
1581668149	1581668149	ca672	96489000	34178	0.06	805945.5534	1751027.222	Dúctil	0.02	0.0054	0.0256	0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
1581668149	1581668149	ca672	-76234000	34178	0.05				0.02							
1581668149	1581668149	cb672	-29087000	34035	0.02				0.02							
1581668149	1581668149	cc672	28892000	33872	0.02				0.02							
1581668149	1581668149	cd672	-18513000	33820	0.01				0.02							
1581668149	1581668149	cd672	38708000	33820	0.02	0.02	0.0054	0.0256	0.0002	0.0002	0.0002	0.01				
2024208300	2024208300	ca682	-87990000	-25335	0.04	1031443.72	1746930.774	Dúctil	0.01	0.0055	0.0254	-0.0014	0.0000	0.0000	0.00	
2024208300	2024208300	ca682	72976000	-25335	0.04				0.01							
2024208300	2024208300	cb682	38015000	-25334	0.02				0.01							
2024208300	2024208300	cc682	-38209000	-25382	0.02				0.01							
2024208300	2024208300	cd682	-3632500	-25452	0.00				0.01							
2024208300	2024208300	cd682	-11569000	-25452	0.01	0.01	0.0055	0.0254	-0.0014	0.0003	0.0003	0.01				

ANEXO 1.1.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.						Demanda de S.S.						
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	3-X	841263784.5		825733693.2	vigaxa3123	-617290000	-192970	0.73				0.33	0.0061	0.0276		0.0001
841263784.5		825733693.2	vigaxa3123	443570000	-192970	0.53	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.33						
841263784.5		825733693.2	vigaxb3123	7165900	-207790	0.01				0.35						
841263784.5		825733693.2	vigaxc3123	-7167200	-228120	0.01				0.38						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3123	471900000	-242270	0.57				0.41						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3123	-690100000	-242270	0.84				0.41	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaxa3233	-554730000	-166170	0.66				0.28	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaxa3233	405110000	-166170	0.48	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.28						
841263784.5		825733693.2	vigaxb3233	27472000	-179780	0.03				0.30						
841263784.5		825733693.2	vigaxc3233	-27472000	-200140	0.03				0.34						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3233	393050000	-215700	0.48				0.36						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3233	-587370000	-215700	0.71				0.36	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaxa3343	-511850000	-110980	0.61				0.19	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaxa3343	411910000	-110980	0.49	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.19						
841263784.5		825733693.2	vigaxb3343	147400000	-125890	0.18				0.21						
841263784.5		825733693.2	vigaxc3343	-162670000	-184130	0.19				0.31						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3343	224230000	-202850	0.27				0.34						
841263784.5		825733693.2	vigaxd3343	-406960000	-202850	0.49				0.34	0.0061	0.0276		-0.0008	0.0008	0.03
852820886.1		1289718204	vigaxa3453	-257170000	-69533	0.30				0.12	0.0062	0.0298		-0.0008	0.0008	0.03
852820886.1		1289718204	vigaxa3453	194580000	-69533	0.23	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.12						
852844743.2		825733693.2	vigaxb3453	-4628600	-94857	0.01				0.16						
852844743.2		825733693.2	vigaxc3453	4628500	-130610	0.01				0.22						
852844743.2		825733693.2	vigaxd3453	278910000	-156370	0.34				0.26						
852844743.2		825733693.2	vigaxd3453	-419720000	-156370	0.51				0.26	0.0061	0.0276		-0.0006	0.0006	0.02
852820886.1		1289718204	vigaxa3563	-284390000	-13858	0.33				0.02	0.0078	0.0342		-0.0006	0.0006	0.02
852820886.1		1289718204	vigaxa3563	266720000	-13858	0.31	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.02						
1146387206		826171694.1	vigaxb3563	79379000	-62973	0.07				0.11						
1146387206		826171694.1	vigaxc3563	-76205000	-195160	0.07				0.33						
852820886.1		1289718204	vigaxd3563	504370000	-242720	0.39				0.41						
852820886.1		1289718204	vigaxd3563	-813950000	-242720	0.63				0.41	0.0078	0.0342		0.0002	0.0002	0.00
852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	-421270000	-116190	0.49				0.20	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.01	
852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	316690000	-116190	0.37	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.20							
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-377430000	-185350	0.46				0.31							
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-11805000	-185350	0.01				0.31							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	377430000	-213700	0.29				0.36							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-569880000	-213700	0.44				0.36	0.0062	0.0298		0.0015	0.0015	0.05	

ANEXO 1.1.11
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.						Demanda de S.S.						
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852844743.2		825733693.2	vigaya6233	154650000	69547	0.19				0.12	0.0061	0.0276		0.0005
	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	-92063000	69547	0.11	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6233	-5198100	41365	0.01				0.07						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6233	5198000	1878.5	0.01				0.00						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	1253100	-26331	0.00				0.04						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	-24951000	-26331	0.02				0.04	0.0062	0.0298		0.0002	0.0002	0.01
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	304530000	189260	0.24				0.32	0.0078	0.0342		0.0002	0.0002	0.00
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	-63231000	189260	0.05	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.32						
	1146387206	826171694.1	vigayb6343	380100000	149020	0.33				0.25						
	1146387206	826171694.1	vigayc6343	-391560000	-193190	0.34				0.33						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	183190000	-233410	0.14				0.39						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	-480800000	-233410	0.37				0.39	0.0078	0.0342		0.0012	0.0012	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	361640000	109880	0.28				0.19	0.0062	0.0298		0.0012	0.0012	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	-262740000	109880	0.20	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.19						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6453	-109550000	72951	0.13				0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6453	109550000	21238	0.13				0.04						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	64946000	-15705	0.08				0.03						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	-79081000	-15705	0.10				0.03	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	289670000	156500	0.35				0.26	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	-148820000	156500	0.18	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.26						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6563	119650000	127840	0.14				0.22						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6563	-98934000	-3463	0.12				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-91698000	-32989	0.11				0.06						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	62000000	-32989	0.07				0.06	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	89962000	52348	0.11				0.09	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	-42848000	52348	0.05	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.09						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6673	36652000	37856	0.04				0.06						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6673	-36657000	17572	0.04				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-73569000	3084.1	0.09				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	76345000	3084.1	0.09				0.01	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6783	-10388000	21873	0.01				0.04	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6783	30078000	21873	0.04	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6783	45404000	7314	0.05				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-45403000	-13073	0.05				0.02						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-17961000	-27635	0.02				0.05						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-6910400	-27635	0.01				0.05	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00

ANEXO 1.1.12
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.							
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_m [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	2079838031	2079838031	ca133	451510000	-36759	0.22				0.02	0.0052	0.0237	0.0062	0.0091	0.0091	0.38
	2079838031	2079838031	ca133	-470820000	-36759	0.23	1197029.082	1737627.196	Dúctil	0.02						
	2079838031	2079838031	cb133	-515930000	-36821	0.25				0.02						
	2079838031	2079838031	cc133	515930000	-36974	0.25				0.02						
	2079838031	2079838031	cd133	561230000	-37134	0.27				0.02						
	2079838031	2079838031	cd133	-580730000	-37134	0.28				0.02	0.0052	0.0237	0.0062	0.0030	0.0030	0.13
	1660925169	1660925169	ca233	-901360000	-612980	0.54				0.35	0.0051	0.0237	0.0060	0.0051	0.0051	0.21
	1660925169	1660925169	ca233	579450000	-612980	0.35	955928.1546	1737786.291	Dúctil	0.35						
	1660925169	1660925169	cb233	-171560000	-613050	0.10				0.35						
	1660925169	1660925169	cc233	171560000	-612870	0.10				0.35						
	1660925169	1660925169	cd233	922500000	-612590	0.56				0.35						
	1660925169	1660925169	cd233	-1244300000	-612590	0.75				0.35	0.0051	0.0237	0.0060	0.0028	0.0028	0.12
	1652119667	1652119667	ca333	-901730000	-571630	0.55				0.33	0.0051	0.0238	0.0066	0.0054	0.0054	0.23
	1652119667	1652119667	ca333	601530000	-571630	0.36	950860.2398	1739259.346	Dúctil	0.33						
	1652119667	1652119667	cb333	-98889000	-571750	0.06				0.33						
	1652119667	1652119667	cc333	98889000	-571570	0.06				0.33						
	1652119667	1652119667	cd333	799190000	-571260	0.48				0.33						
	1652119667	1652119667	cd333	-1099200000	-571260	0.67				0.33	0.0051	0.0238	0.0066	0.0040	0.0040	0.17
	2486354062	2486354062	ca433	-656210000	-379710	0.26				0.15	0.0048	0.0226	0.0073	0.0056	0.0056	0.25
	2486354062	2486354062	ca433	456680000	-379710	0.18	1430995.144	2595149.297	Dúctil	0.15						
	2486354062	2486354062	cb433	-8943500	-380090	0.00				0.15						
	2486354062	2486354062	cc433	8943700	-379940	0.00				0.15						
	2486354062	2486354062	cd433	474380000	-378850	0.19				0.15						
	2486354062	2486354062	cd433	-673940000	-378850	0.27				0.15	0.0048	0.0226	0.0073	0.0018	0.0018	0.08
	2394373035	2394373035	ca533	-558470000	-363180	0.23				0.14	0.0047	0.0232	0.0072	0.0066	0.0066	0.28
	2394373035	2394373035	ca533	367700000	-363180	0.15	1378056.423	2608465.144	Dúctil	0.14						
	2394373035	2394373035	cb533	-77537000	-363470	0.03				0.14						
	2394373035	2394373035	cc533	77537000	-363040	0.03				0.14						
2394373035	2394373035	cd533	522350000	-361570	0.22				0.14							
2394373035	2394373035	cd533	-712630000	-361570	0.30				0.14	0.0047	0.0232	0.0072	0.0021	0.0021	0.09	
2202804373	2202804373	ca633	-733710000	-582010	0.33				0.45	0.0047	0.0232	0.0070	0.0068	0.0068	0.29	
2202804373	2202804373	ca633	428100000	-582010	0.19	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.45							
2202804373	2202804373	cb633	-285190000	-582280	0.13				0.45							
2202804373	2202804373	cc633	285190000	-581720	0.13				0.45							
2202804373	2202804373	cd633	997920000	-580640	0.45				0.45							
2202804373	2202804373	cd633	-1302900000	-580640	0.59				0.45	0.0047	0.0232	0.0070	0.0033	0.0033	0.14	
2293345830	2293345830	ca733	-45990000	-240610	0.02				0.19	0.0047	0.0227	0.0066	0.0078	0.0078	0.35	
2293345830	2293345830	ca733	-803350000	-240610	0.04	1319911.269	1270777.175	Frágil	0.19							
2293345830	2293345830	cb733	-374740000	-240360	0.16				0.19							
2293345830	2293345830	cc733	374720000	-239650	0.16				0.19							
2293345830	2293345830	cd733	668360000	-238900	0.29				0.19							
2293345830	2293345830	cd733	-793810000	-238900	0.35				0.19	0.0047	0.0227	0.0066	0.0036	0.0036	0.16	

ANEXO 1.1.13
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
6-Y	2296959405	2296959405	ca623	-26124000	6907.1	0.01	1321991.024	1270253.725	Fragil	0.01	0.0047	0.0227	-0.0007	0.0008	0.0008	0.04
	2296959405	2296959405	ca623	29750000	6907.1	0.01				0.01						
	2296959405	2296959405	cb623	38181000	6866.7	0.02				0.01						
	2296959405	2296959405	cc623	-38220000	6803.8	0.02				0.01						
	2296959405	2296959405	cd623	-46592000	6754.5	0.02				0.01						
	2296959405	2296959405	cd623	50139000	6754.5	0.02	0.01	0.0047	0.0227	-0.0007	0.0005	0.0005	0.02			
	2202804373	2202804373	ca633	248890000	143720	0.11	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.11	0.0047	0.0232	-0.0007	0.0003	0.0003	0.01
	2202804373	2202804373	ca633	-173420000	143720	0.08				0.11						
	2202804373	2202804373	cb633	2663500	143760	0.00				0.11						
	2202804373	2202804373	cc633	-2702900	143610	0.00				0.11						
	2202804373	2202804373	cd633	-178750000	143350	0.08				0.11						
	2202804373	2202804373	cd633	254040000	143350	0.12	0.11	0.0047	0.0232	-0.0007	0.0002	0.0002	0.01			
	2390467259	2390467259	ca643	-57223000	-44838	0.02	1375808.494	2609030.056	Dúctil	0.02	0.0047	0.0232	-0.0007	0.0008	0.0008	0.03
	2390467259	2390467259	ca643	33671000	-44838	0.01				0.02						
	2390467259	2390467259	cb643	-21398000	-44928	0.01				0.02						
	2390467259	2390467259	cc643	21392000	-44981	0.01				0.02						
	2390467259	2390467259	cd643	76332000	-44866	0.03				0.02						
	2390467259	2390467259	cd643	-99990000	-44866	0.04	0.02	0.0047	0.0232	-0.0007	0.0012	0.0012	0.05			
	2472853974	2472853974	ca653	254470000	128330	0.10	1423225.309	2597105.239	Dúctil	0.05	0.0048	0.0227	-0.0006	0.0001	0.0001	0.00
	2472853974	2472853974	ca653	-187050000	128330	0.08				0.05						
	2472853974	2472853974	cb653	-29728000	128450	0.01				0.05						
	2472853974	2472853974	cc653	29711000	128410	0.01				0.05						
	2472853974	2472853974	cd653	-127760000	128160	0.05				0.05						
	2472853974	2472853974	cd653	195330000	128160	0.08	0.05	0.0048	0.0227	-0.0006	-0.0002	0.0002	0.01			
	1645063241	1645063241	ca663	118850000	77259	0.07	946798.9879	1740439.415	Dúctil	0.04	0.0051	0.0238	-0.0003	0.0002	0.0002	0.01
	1645063241	1645063241	ca663	-78278000	77259	0.05				0.04						
	1645063241	1645063241	cb663	16539000	77257	0.01				0.04						
	1645063241	1645063241	cc663	-16772000	77237	0.01				0.04						
	1645063241	1645063241	cd663	-111580000	77217	0.07				0.04						
1645063241	1645063241	cd663	152120000	77217	0.09	0.04	0.0051	0.0238	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00				
1661139746	1661139746	ca673	83900000	42789	0.05	956051.6526	1737750.388	Dúctil	0.02	0.0051	0.0237	-0.0010	-0.0001	0.0001	0.00	
1661139746	1661139746	ca673	-61431000	42789	0.04				0.02							
1661139746	1661139746	cb673	-9044300	42782	0.01				0.02							
1661139746	1661139746	cc673	9085600	42772	0.01				0.02							
1661139746	1661139746	cd673	-43293000	42768	0.03				0.02							
1661139746	1661139746	cd673	65750000	42768	0.04	0.02	0.0051	0.0237	-0.0010	0.0012	0.0012	0.05				
2075141562	2075141562	ca683	-4544500	-5377.2	0.00	1194326.079	1738413.309	Dúctil	0.00	0.0052	0.0237	0.0001	-0.0001	0.0001	0.01	
2075141562	2075141562	ca683	1720400	-5377.2	0.00				0.00							
2075141562	2075141562	cb683	-5085900	-5402.6	0.00				0.00							
2075141562	2075141562	cc683	5324500	-5441.9	0.00				0.00							
2075141562	2075141562	cd683	12148000	-5472.9	0.01				0.00							
2075141562	2075141562	cd683	-15022000	-5472.9	0.01	0.00	0.0052	0.0237	0.0001	-0.0001	0.0001	0.00				

ANEXO 1.1.14

Tabla de Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Nudo	Demanda S.S.		Capacidad	Relac. X	Relac. Y
	Demanda x	Demanda y			
n131	3006400	1513000	2245462.09	1.34	0.67
n132	1161800	775980	2245462.09	0.52	0.35
n133	158480	111700	2245462.09	0.07	0.05
n231	3001900	1035100	2806827.61	1.07	0.37
n232	1161200	532420	2806827.61	0.41	0.19
n233	335880	-	2806827.61	0.12	-
n331	3389300	1173200	2806827.61	1.21	0.42
n332	1228400	909030	2806827.61	0.44	0.32
n333	757240	-	2806827.61	0.27	-
n431	3250100	2787000	4985842.36	0.65	0.56
n432	1215800	985930	4985842.36	0.24	0.20
n433	576900	774060	4985842.36	0.12	0.16
n531	3748300	131410	4985842.36	0.75	0.03
n532	1342300	129610	4985842.36	0.27	0.03
n533	228930	140670	4985842.36	0.05	0.03
n631	2181400	513470	3915871.43	0.56	0.13
n632	924880	249620	3915871.43	0.24	0.06
n633	243840	178560	3915871.43	0.06	0.05
n731	1470800	1470500	2879317.23	0.51	0.51
n732	203430	203580	2879317.23	0.07	0.07
n733	98617	98745	2879317.23	0.03	0.03

ANEXO 1.1.15

Tabla de Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

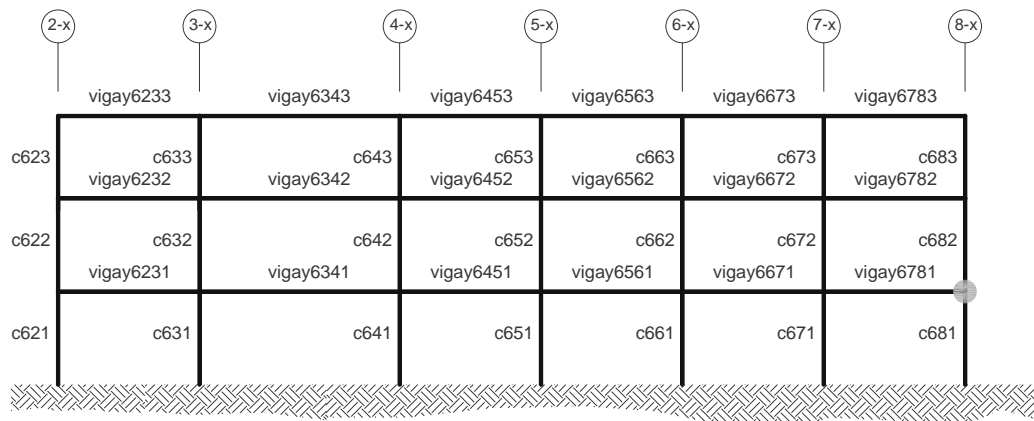
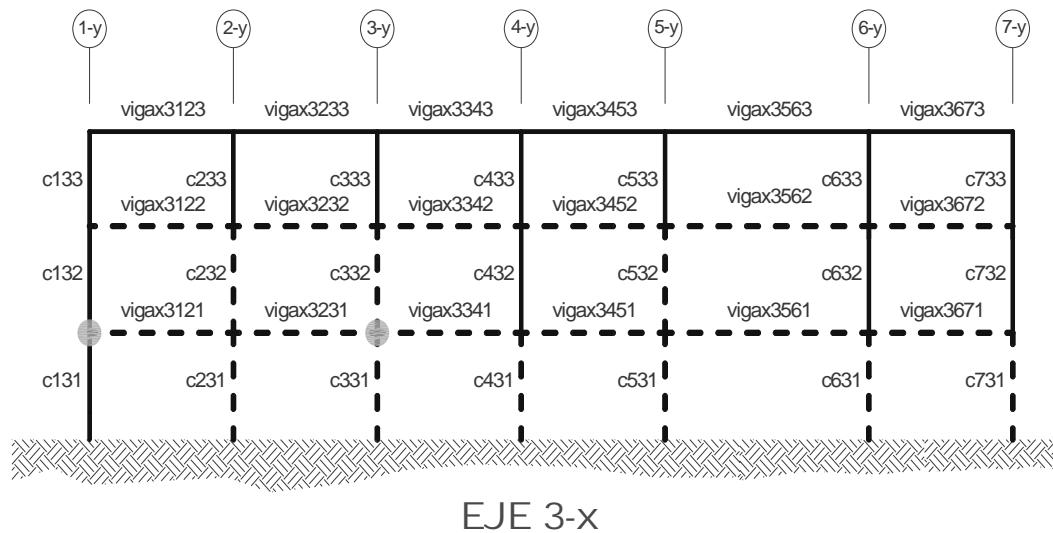
Nudo	Demanda S.S.		Capacidad	Relac. X	Relac. Y
	Demanda x	Demanda y			
n621	1470800	513330	2879317.23	0.51	0.18
n622	203430	14258	2879317.23	0.07	0.00
n623	42499	98617	2879317.23	0.01	0.03
n631	2181400	513470	3915871.43	0.56	0.13
n632	924880	249620	3915871.43	0.24	0.06
n633	243840	178560	3915871.43	0.06	0.05
n641	2379400	21852	4985842.36	0.48	0.00
n642	773300	81372	4985842.36	0.16	0.02
n643	310770	45128	4985842.36	0.06	0.01
n651	2082800	1053100	4985842.36	0.42	0.21
n652	865550	668840	4985842.36	0.17	0.13
n653	340140	45027	4985842.36	0.07	0.01
n661	2424700	2730700	2806827.61	0.86	0.97
n662	653940	1021000	2806827.61	0.23	0.36
n663	-	102710	2806827.61	-	0.04
n671	2220000	2730700	2806827.61	0.79	0.97
n672	612320	1057500	2806827.61	0.22	0.38
n673	-	24797	2806827.61	-	0.01
n681	1355200	2975000	2245462.09	0.60	1.32
n682	234830	1057500	2245462.09	0.10	0.47
n683	542020	17193	2245462.09	0.24	0.01

ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.

Distribución por masas.

ANEXO 1.1.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.



EJE 6-Y

En donde:

Elementos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =



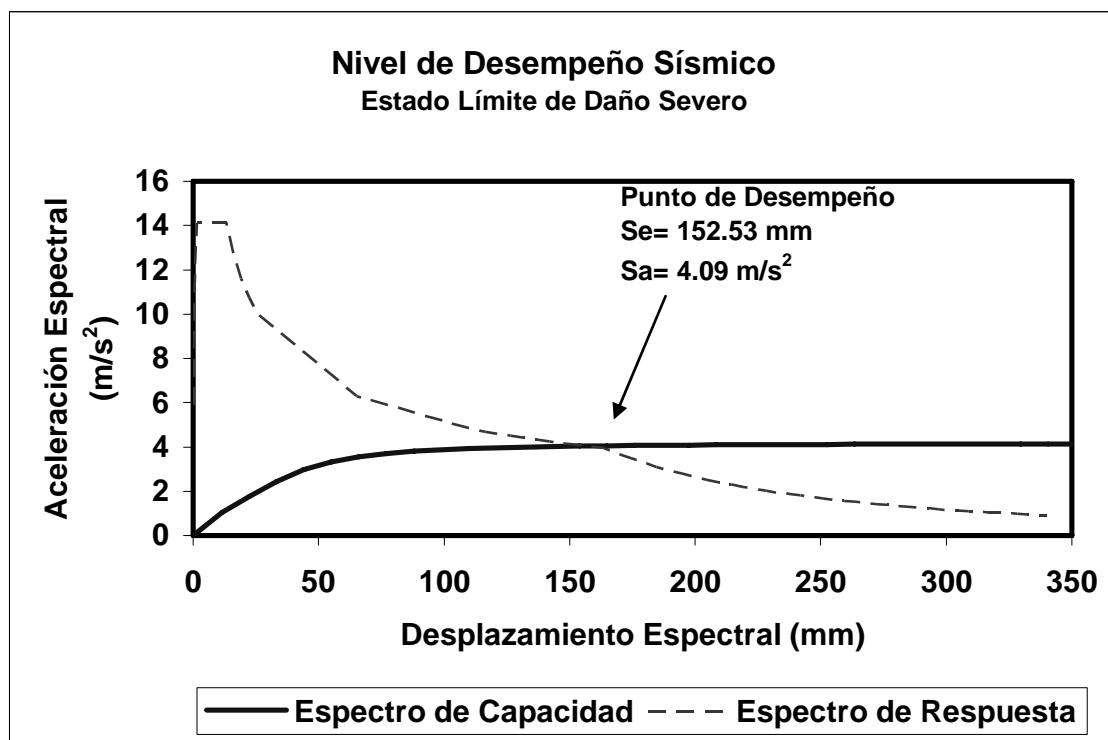
Nudos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =



ANEXO 1.2 ESTADO LÍMITE DE DAÑO SEVERO.

Espectro Capacidad – Demanda.

Desplazamiento a evaluar.



ANEXO 1.2.1 ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA.

ANEXO 1.2.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SismoStruct.				Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Rotación del Nudo								Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
	3-X	841155437.6		1115537494	vigaxa3121	-1578000000	-464890								1.88		
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	1158000000	-464890	1.38	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.78							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	67069000	-519590	0.08				0.88							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-67068000	-559640	0.08				0.94							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	1107900000	-573400	0.99				0.97							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-1624200000	-573400	1.46				0.97	0.0062	0.0219		0.0148	0.0148	0.68	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-1656200000	-473110	1.97				0.80	0.0062	0.0219		0.0148	0.0148	0.68	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	1229500000	-473110	1.46	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.80							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	123570000	-526720	0.15				0.89							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	-123570000	-567740	0.15				0.96							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	1068400000	-580300	0.96				0.98							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1590600000	-580300	1.43				0.98	0.0062	0.0219		0.0151	0.0151	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-1637700000	-430790	1.95				0.73	0.0062	0.0219		0.0151	0.0151	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	1249200000	-430790	1.49	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.73							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	207380000	-496210	0.25				0.84							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-258620000	-593020	0.31				1.00							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	986420000	-616190	0.88				1.04							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1540900000	-616190	1.38				1.04	0.0062	0.0219		0.0184	0.0184	0.84	
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-1505500000	-384070	1.77				0.65	0.0062	0.0219		0.0184	0.0184	0.84	
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	1159000000	-384070	1.36	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.65							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	180420000	-466070	0.21				0.79							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-180420000	-541510	0.21				0.91							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	956490000	-577260	0.74				0.97							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1476000000	-577260	1.14				0.97	0.0062	0.0223		0.0190	0.0190	0.85	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-1508700000	-268010	1.77				0.45	0.0078	0.0257		0.0190	0.0190	0.74	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	1166400000	-268010	1.37	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.45							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	130420000	-348280	0.15				0.59							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-127060000	-463620	0.15				0.78							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	1252000000	-493530	0.97				0.83							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1881400000	-493530	1.46				0.83	0.0078	0.0257		0.0158	0.0158	0.61	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-1389600000	-463720	1.63				0.78	0.0062	0.0223		0.0158	0.0158	0.71	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	971050000	-463720	1.14	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.78							
	852844743.2	825733693.2	vigaxB3671	-104710000	-512310	0.13				0.86							
	852844743.2	825733693.2	vigaxC3671	104710000	-555770	0.13				0.94							
	852827363.9	1115537494	vigaxd3671	1271800000	-571060	1.14				0.96							
	852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1787100000	-571060	1.60				0.96	0.0062	0.0219		0.0169	0.0169	0.77	

ANEXO 1.2.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SismoStruct.					Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4+\theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]						Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852844743.2		825733693.2	vigaya6231	285020000	110270	0.35								
	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	-185730000	110270	0.22	417216.91	592917.6867	Dúctil	0.19						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6231	-13650000	81946	0.02				0.14						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6231	13647000	42395	0.02				0.07						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	-75386000	14171	0.09				0.02						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	88140000	14171	0.10				0.02	0.0063	0.0231		0.0000	0.0000	0.00
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	168400000	102300	0.10				0.17	0.0079	0.0266		0.0000	0.0000	0.00
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	-37965000	102300	0.02	294140.15	592917.6867	Dúctil	0.17						
	1146387206	826171694.1	vigayb6341	150910000	63482	0.13				0.11						
	1146387206	826171694.1	vigayc6341	-153290000	-62628	0.13				0.11						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	33036000	-101790	0.02				0.17						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	-162820000	-101790	0.10				0.17	0.0079	0.0266		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	253080000	131910	0.15				0.22	0.0063	0.0231		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	-134370000	131910	0.08	417214.01	592917.6867	Dúctil	0.22						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6451	32510000	79471	0.04				0.13						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6451	-32510000	5803.2	0.04				0.01						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-44696000	-46865	0.05				0.08						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	2520100	-46865	0.00				0.08	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	337810000	213760	0.30				0.36	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	-145450000	213760	0.13	327498.12	592917.6867	Dúctil	0.36						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6561	227230000	177500	0.27				0.30						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6561	-201340000	-91858	0.24				0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-8487400	-127790	0.01				0.22						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-106500000	-127790	0.13				0.22	0.0061	0.0207		0.0003	0.0003	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	217370000	89691	0.26				0.15	0.0061	0.0207		0.0003	0.0003	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	-136660000	89691	0.17	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6671	-6313800	62081	0.01				0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6671	6314700	22937	0.01				0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	-41845000	-5208.8	0.05				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	37158000	-5208.8	0.04				0.01	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	220490000	109230	0.27				0.18	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-122200000	109230	0.15	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.18						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6781	49002000	81535	0.06				0.14						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-49002000	42126	0.06				0.07						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-137450000	13683	0.16				0.02						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6781	149770000	13683	0.18				0.02	0.0061	0.0207		0.0004	0.0004	0.02

ANEXO 1.2.4
Tabla Primer Nivel Columnas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SismoStruct.				Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-1895300000	-882120	0.96				0.50	0.0055	0.0194	0.0217	0.0000	0.0000	0.00	
	1977038116	1977038116	ca131	1368200000	-882120	0.69	1007407.957	1754807.333	Dúctil	0.50							
	1977038116	1977038116	cb131	161480000	-872440	0.08				0.50							
	1977038116	1977038116	cc131	-161470000	-871300	0.08				0.50							
	1977038116	1977038116	cd131	1043600000	-873560	0.53				0.50							
	1977038116	1977038116	cd131	-1561700000	-873560	0.79				0.50	0.0055	0.0194	0.0217	0.0196	0.0196	1.01	
	1501348613	1501348613	ca231	-2160800000	-1059100	1.44				0.60	0.0053	0.0198	0.0224	0.0000	0.0000	0.00	
	1501348613	1501348613	ca231	1528300000	-1059100	1.02	765018.4017	1764411.663	Dúctil	0.60							
	1501348613	1501348613	cb231	50578000	-1068700	0.03				0.61							
	1501348613	1501348613	cc231	-50577000	-1068500	0.03				0.61							
	1501348613	1501348613	cd231	1426800000	-1063800	0.95				0.60						0.75	
	1501348613	1501348613	cd231	-2058800000	-1063800	1.37				0.60	0.0053	0.0198	0.0224	0.0148	0.0148	0.75	
	1469071863	1469071863	ca331	-2145200000	-1051200	1.46				0.59	0.0053	0.0200	0.0227	0.0000	0.0000	0.00	
	1469071863	1469071863	ca331	1517300000	-1051200	1.03	748571.6497	1769782.723	Dúctil	0.59							
	1469071863	1469071863	cb331	51428000	-1060100	0.04				0.60							
	1469071863	1469071863	cc331	-51429000	-1059900	0.04				0.60							
	1469071863	1469071863	cd331	1414100000	-1055600	0.96				0.60							
	1469071863	1469071863	cd331	-2041200000	-1055600	1.39				0.60	0.0053	0.0200	0.0227	0.0151	0.0151	0.75	
	2104140255	2104140255	ca431	-3200000000	-1550600	1.52				0.59	0.0049	0.0196	0.0229	0.0000	0.0000	0.00	
	2104140255	2104140255	ca431	2273300000	-1550600	1.08	1072173.378	2650359.296	Dúctil	0.59							
	2104140255	2104140255	cb431	105220000	-1568000	0.05				0.59							
	2104140255	2104140255	cc431	-105230000	-1568000	0.05				0.59							
	2104140255	2104140255	cd431	2062700000	-1562000	0.98				0.59							
	2104140255	2104140255	cd431	-2989700000	-1562000	1.42				0.59	0.0049	0.0196	0.0229	0.0184	0.0184	0.94	
	1948879188	1948879188	ca531	-3376600000	-1636500	1.73				0.61	0.0048	0.0204	0.0232	0.0000	0.0000	0.00	
	1948879188	1948879188	ca531	2399200000	-1636500	1.23	993059.4588	2672722.539	Dúctil	0.61							
	1948879188	1948879188	cb531	100600000	-1662600	0.05				0.62							
	1948879188	1948879188	cc531	-100600000	-1663000	0.05				0.62							
	1948879188	1948879188	cd531	2198400000	-1654400	1.13				0.62							
	1948879188	1948879188	cd531	-3180000000	-1654400	1.63				0.62	0.0048	0.0204	0.0232	0.0190	0.0190	0.93	
	1834515254	1834515254	ca631	-2304000000	-1138200	1.26				0.85	0.0048	0.0200	0.0236	0.0000	0.0000	0.00	
	1834515254	1834515254	ca631	1625500000	-1138200	0.89	934784.8428	1336997.249	Dúctil	0.85							
	1834515254	1834515254	cb631	34870000	-1150400	0.02				0.86							
	1834515254	1834515254	cc631	-34869000	-1150200	0.02				0.86							
	1834515254	1834515254	cd631	1555400000	-1144200	0.85				0.86							
	1834515254	1834515254	cd631	-2234700000	-1144200	1.22				0.86	0.0048	0.0200	0.0236	0.0158	0.0158	0.79	
	2092629103	2092629103	ca731	-2461800000	-1222300	1.18				0.94	0.0049	0.0188	0.0247	0.0000	0.0000	0.00	
	2092629103	2092629103	ca731	1735800000	-1222300	0.83	1066307.823	1299794.454	Dúctil	0.94							
	2092629103	2092629103	cb731	6498800	-1251000	0.00				0.96							
	2092629103	2092629103	cc731	-6557700	-1250900	0.00				0.96							
2092629103	2092629103	cd731	1722600000	-1235500	0.82				0.95								
2092629103	2092629103	cd731	-2455400000	-1235500	1.17				0.95	0.0049	0.0188	0.0247	0.0169	0.0169	0.90		

ANEXO 1.2.5
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	2100679181	2100679181	ca621	-29903000	-62977	0.01				0.05	0.0049	0.0187	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	2100679181	2100679181	ca621	-7636400	-62977	0.00	1070409.774	1298632.50	Dúctil	0.05						
	2100679181	2100679181	cb621	-94305000	-62842	0.04				0.05						
	2100679181	2100679181	cc621	94300000	-62276	0.04				0.05						
	2100679181	2100679181	cd621	180520000	-61485	0.09				0.05						
	2100679181	2100679181	cd621	-217010000	-61485	0.10				0.05	0.0049	0.0187	-0.0002	0.0014	0.0014	0.08
	1834515254	1834515254	ca631	9175200	5966.9	0.01				0.00	0.0048	0.0200	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	-5618900	5966.9	0.00	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.00						
	1834515254	1834515254	cb631	3428600	6222.4	0.00				0.00						
	1834515254	1834515254	cc631	-3434900	6497.5	0.00				0.00						
	1834515254	1834515254	cd631	-12181000	6650.6	0.01				0.00						
	1834515254	1834515254	cd631	16129000	6650.6	0.01				0.00	0.0048	0.0200	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1952695103	1952695103	ca641	-5559600	-19864	0.00				0.01	0.0048	0.0204	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1952695103	1952695103	ca641	-6309600	-19864	0.00	995003.8742	2672173.18	Dúctil	0.01						
	1952695103	1952695103	cb641	-32900000	-19592	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cc641	32884000	-19146	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	59522000	-18720	0.03				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	-70628000	-18720	0.04				0.01	0.0048	0.0204	-0.0001	0.0003	0.0003	0.01
	2093962794	2093962794	ca651	22999000	11726	0.01				0.00	0.0049	0.0197	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	2093962794	2093962794	ca651	-15990000	11726	0.01	1066987.411	2651825.99	Dúctil	0.00						
	2093962794	2093962794	cb651	393950	11856	0.00				0.00						
	2093962794	2093962794	cc651	-393660	11846	0.00				0.00						
	2093962794	2093962794	cd651	-16775000	11800	0.01				0.00						
	2093962794	2093962794	cd651	23775000	11800	0.01				0.00	0.0049	0.0197	-0.0002	0.0001	0.0001	0.01
	1461387329	1461387329	ca661	29895000	18356	0.02				0.01	0.0053	0.0201	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00
	1461387329	1461387329	ca661	-18925000	18356	0.01	744655.9638	1771060.93	Dúctil	0.01						
	1461387329	1461387329	cb661	7499200	18599	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cc661	-7562600	19003	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	-33681000	19308	0.02				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	45128000	19308	0.03				0.01						
	1500919110	1500919110	ca671	67319000	56365	0.04				0.03	0.0053	0.0198	-0.0007	0.0000	0.0000	0.00
	1500919110	1500919110	ca761	-1109500	-2310.6	0.00	764799.5467	1764483.16	Dúctil	0.00						
1500919110	1500919110	cb851	-20690000	-16566	0.01				0.01							
1500919110	1500919110	cc941	-15837000	-61787	0.01				0.04							
1500919110	1500919110	cd761	7073000	-2064	0.00				0.00							
1500919110	1500919110	cd761	-8298600	-2064	0.01				0.00	0.0053	0.0198	-0.0007	0.0001	0.0001	0.00	
1972469786	1972469786	ca681	102490000	71924	0.05				0.04	0.0055	0.0194	-0.0009	0.0000	0.0000	0.00	
1972469786	1972469786	ca681	-59549000	71924	0.03	1005080.146	1755569.63	Dúctil	0.04							
1972469786	1972469786	cb681	39971000	71705	0.02				0.04							
1972469786	1972469786	cc681	-40040000	72020	0.02				0.04							
1972469786	1972469786	cd681	-139590000	72446	0.07				0.04							
1972469786	1972469786	cd681	182540000	72446	0.09				0.04	0.0055	0.0194	-0.0009	0.0004	0.0004	0.02	

ANEXO 1.2.6
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	3-X	841155437.6		1115537494	vigaxa3122	-1219600000								-394080	1.45	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	864460000	-394080	1.03	327479.99	592917.6867	0.66							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	-33571000	-427640	0.04			0.72							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	33572000	-466890	0.04			0.79							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	1014000000	-491000	0.91			0.83							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-1456200000	-491000	1.31			0.83	0.0062	0.0219		0.0148	0.0148	0.68	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-1186700000	-389800	1.41			0.66	0.0062	0.0219		0.0148	0.0148	0.68	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	835730000	-389800	0.99	327479.99	592917.6867	0.66							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	-50510000	-422040	0.06			0.71							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	50510000	-461020	0.06			0.78							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	1018600000	-484540	0.91			0.82							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-1455000000	-484540	1.30			0.82	0.0062	0.0219		0.0151	0.0151	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-1170100000	-371230	1.39			0.63	0.0062	0.0219		0.0151	0.0151	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	835790000	-371230	0.99	415260.54	592917.6867	0.63							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	-34848000	-414610	0.04			0.70							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	-1017800	-515890	0.00			0.87							
	841028995	1640026318	vigaxd3342	1082400000	-551260	0.66			0.93							
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-1578800000	-551260	0.96			0.93	0.0064	0.0231		0.0184	0.0184	0.80	
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-1186000000	-397320	1.39			0.67	0.0063	0.0231		0.0184	0.0184	0.80	
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	828220000	-397320	0.97	417212.01	592917.6867	0.67							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-125760000	-454290	0.15			0.77							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	125760000	-527470	0.15			0.89							
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	1233400000	-575290	0.82			0.97							
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-1751600000	-575290	1.17			0.97	0.0063	0.0228		0.0190	0.0190	0.83	
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-1042800000	-193370	1.22			0.33	0.0079	0.0262		0.0190	0.0190	0.73	
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	796220000	-193370	0.93	277054.13	592917.6867	0.33							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	58455000	-248000	0.07			0.42							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	-46441000	-371520	0.05			0.63							
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	1058800000	-414730	0.71			0.70							
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-1587900000	-414730	1.06			0.70	0.0079	0.0262		0.0158	0.0158	0.60	
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-1148500000	-390710	1.35			0.66	0.0063	0.0228		0.0158	0.0158	0.69	
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	796610000	-390710	0.93	392978.36	592917.6867	0.66							
	852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	-100180000	-427050	0.12			0.72							
	852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	100180000	-470290	0.12			0.79							
	852827363.9	1115537494	vigaxd3672	1088000000	-494950	0.98			0.83							
	852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-1533900000	-494950	1.38			0.83	0.0062	0.0219		0.0169	0.0169	0.77	

ANEXO 1.2.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852827363.9		1115537494	vigaya6232	280790000								107290	0.25	
	852827363.9	1115537494	vigaya6232	-184230000	107290	0.17	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.18						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6232	-18147000	79086	0.02			0.13							
	852844743.2	825733693.2	vigayc6232	18148000	39576	0.02			0.07							
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	-64963000	11350	0.08			0.02							
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	75178000	11350	0.09			0.02	0.0063	0.0228		0.0000	0.0000	0.00	
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	294760000	151190	0.20			0.25	0.0079	0.0262		0.0000	0.0000	0.00	
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	-101990000	151190	0.07	277054.13	592917.6867	Dúctil	0.25						
	1146387206	826171694.1	vigayb6342	228980000	111240	0.20			0.19							
	1146387206	826171694.1	vigayc6342	-229110000	-104140	0.20			0.18							
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	80722000	-144390	0.05			0.24							
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	-264830000	-144390	0.18			0.24	0.0079	0.0262		0.0003	0.0003	0.01	
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	298280000	140530	0.20			0.24	0.0063	0.0228		0.0003	0.0003	0.01	
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	-171810000	140530	0.11	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.24						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6452	13197000	88101	0.02			0.15							
	852844743.2	825733693.2	vigayc6452	-13197000	14464	0.02			0.02							
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-43570000	-38192	0.05			0.06							
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	9198400	-38192	0.01			0.06	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	352890000	199570	0.32			0.34	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	-173300000	199570	0.16	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.34						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6562	164730000	160990	0.20			0.27							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6562	-147730000	-40075	0.18			0.07							
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-63555000	-78380	0.08			0.13							
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-6980300	-78380	0.01			0.13	0.0062	0.0219		0.0003	0.0003	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	168010000	79036	0.15			0.13	0.0062	0.0219		0.0003	0.0003	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	-96885000	79036	0.09	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.13						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6672	10622000	51198	0.01			0.09							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6672	-10621000	12013	0.01			0.20							
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-35847000	-16035	0.04			0.03							
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	21417000	-16035	0.03			0.03	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.00	
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	108660000	63783	0.10			0.11	0.0062	0.0219		0.0001	0.0001	0.00	
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	-51263000	63783	0.05	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.11						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6782	24057000	35869	0.03			0.06							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-24057000	-3344.1	0.03			0.01							
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-17034000	-31362	0.02			0.05							
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-11189000	-31362	0.01			0.05	0.0062	0.0219		0.0004	0.0004	0.02	

ANEXO 1.2.8 Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	S.S.	S.S.		S.S.	S.S.	S.S.								S.S.	S.S.	S.S.
3-X	2028887047	2028887047	ca132	-377750000	-528310	0.19	1033827.795	1746148.93	Dúctil	0.30	0.0055	0.0190	0.0217	0.0000	0.0000	0.00
	2028887047	2028887047	ca132	64671000	-528310	0.03				0.30						
	2028887047	2028887047	cb132	-665680000	-528180	0.33				0.30						
	2028887047	2028887047	cc132	665680000	-529060	0.33				0.30						
	2028887047	2028887047	cd132	1397500000	-530990	0.69				0.30						
	2028887047	2028887047	cd132	-1712700000	-530990	0.84				0.30						
	1582062792	1582062792	ca232	-1581400000	-899080	1.00	806146.6456	1750961.383	Dúctil	0.51	0.0054	0.0192	0.0224	0.0000	0.0196	1.03
	1582062792	1582062792	ca232	1048400000	-899080	0.66				0.51						
	1582062792	1582062792	cb232	-195960000	-900010	0.12				0.51						
	1582062792	1582062792	cc232	195950000	-899300	0.12				0.51						
	1582062792	1582062792	cd232	1439600000	-895920	0.91				0.51						
	1582062792	1582062792	cd232	-1972500000	-895920	1.25				0.51						
	1561263474	1561263474	ca332	-1507700000	-877170	0.97	795548.2671	1754430.299	Dúctil	0.50	0.0054	0.0194	0.0227	0.0148	0.0148	0.77
	1561263474	1561263474	ca332	987730000	-877170	0.63				0.50						
	1561263474	1561263474	cb332	-226140000	-877960	0.14				0.50						
	1561263474	1561263474	cc332	226140000	-877210	0.14				0.50						
	1561263474	1561263474	cd332	1439300000	-874080	0.92				0.50						
	1561263474	1561263474	cd332	-1959000000	-874080	1.25				0.50						
	2296464116	2296464116	ca432	-796940000	-797800	0.35	1170172.798	2622615.401	Dúctil	0.30	0.0050	0.0187	0.0229	0.0000	0.0151	0.78
	2296464116	2296464116	ca432	324220000	-797800	0.14				0.30						
	2296464116	2296464116	cb432	-778590000	-797710	0.34				0.30						
	2296464116	2296464116	cc432	778590000	-795530	0.34				0.30						
	2296464116	2296464116	cd432	1878800000	-789860	0.82				0.30						
	2296464116	2296464116	cd432	-2348600000	-789860	1.02				0.30						
	2174961604	2174961604	ca532	-529120000	-755340	0.24	1108260.69	2640149.427	Dúctil	0.29	0.0049	0.0193	0.0232	0.0000	0.0190	0.99
	2174961604	2174961604	ca532	81611000	-755340	0.04				0.29						
	2174961604	2174961604	cb532	-961970000	-754880	0.44				0.28						
	2174961604	2174961604	cc532	961970000	-751150	0.44				0.28						
	2174961604	2174961604	cd532	2000800000	-742650	0.92				0.28						
	2174961604	2174961604	cd532	-2442200000	-742650	1.12				0.28						
	2022563734	2022563734	ca632	-1325900000	-869550	0.66	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.66	0.0049	0.0191	0.0236	0.0000	0.0190	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	810510000	-869550	0.40				0.66						
	2022563734	2022563734	cb632	-393180000	-870650	0.19				0.66						
	2022563734	2022563734	cc632	393180000	-869110	0.19				0.66						
	2022563734	2022563734	cd632	1595100000	-864370	0.79				0.66						
	2022563734	2022563734	cd632	-2108200000	-864370	1.04				0.66						
2192218065	2192218065	ca732	-936080000	-780550	0.43	1117053.791	1285409.94	Dúctil	0.61	0.0050	0.0183	0.0247	0.0000	0.0158	0.83	
2192218065	2192218065	ca732	473580000	-780550	0.22				0.61							
2192218065	2192218065	cb732	-606380000	-781250	0.28				0.60							
2192218065	2192218065	cc732	606370000	-777440	0.28				0.60							
2192218065	2192218065	cd732	1681400000	-769020	0.77				0.60							
2192218065	2192218065	cd732	-2137500000	-769020	0.98				0.60							

ANEXO 1.2.9
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	S.S.	S.S.		S.S.	S.S.	S.S.								S.S.	S.S.	S.S.
6-Y	2198237413	2198237413	ca622	-373980000	-138700	0.17			0.11	0.0050	0.0183	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
	2198237413	2198237413	ca622	291790000	-138700	0.13	1120120.975	1284539.769	Dúctil	0.11						
	2198237413	2198237413	cb622	99369000	-139180	0.05			0.11							
	2198237413	2198237413	cc622	-99404000	-139490	0.05			0.11							
	2198237413	2198237413	cd622	93447000	-139380	0.04			0.11							
	2198237413	2198237413	cd622	-176110000	-139380	0.08			0.11	0.0050	0.0183	-0.0002	0.0014	0.0014	0.08	
	2022563734	2022563734	ca632	224140000	91353	0.11			0.07	0.0049	0.0191	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	2022563734	2022563734	ca632	-169990000	91353	0.08	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.07						
	2022563734	2022563734	cb632	-43528000	91514	0.02			0.07							
	2022563734	2022563734	cC632	43474000	91423	0.02			0.07							
	2022563734	2022563734	cd632	-83164000	91075	0.04			0.07							
	2022563734	2022563734	cd632	137230000	91075	0.07			0.07	0.0049	0.0191	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	2174530348	2174530348	ca642	175480000	59827	0.08			0.02	0.0049	0.0193	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	2174530348	2174530348	ca642	-140040000	59827	0.06	1108040.942	2640211.619	Dúctil	0.02						
	2174530348	2174530348	cb642	-57282000	59859	0.03			0.02							
	2174530348	2174530348	cc642	57161000	59807	0.03			0.02							
	2174530348	2174530348	cd642	-25902000	59603	0.01			0.02							
	2174530348	2174530348	cd642	61338000	59603	0.03			0.02	0.0049	0.0193	-0.0001	0.0003	0.0003	0.02	
	2284814460	2284814460	ca652	302470000	118920	0.13			0.05	0.0050	0.0188	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
	2284814460	2284814460	ca652	-232010000	118920	0.10	1164236.668	2624297.697	Dúctil	0.05						
	2284814460	2284814460	cb652	-67335000	119120	0.03			0.05							
	2284814460	2284814460	cc652	67315000	119180	0.03			0.05							
	2284814460	2284814460	cd652	-97582000	118930	0.04			0.05							
	2284814460	2284814460	cd652	168300000	118930	0.07			0.05	0.0050	0.0188	-0.0002	0.0001	0.0001	0.01	
	1553966474	1553966474	ca662	66559000	35311	0.04			0.02	0.0054	0.0194	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00	
	1553966474	1553966474	ca662	-45636000	35311	0.03	791830.0504	1755646.786	Dúctil	0.02						
	1553966474	1553966474	cb662	3085800	35217	0.00			0.02							
	1553966474	1553966474	cc662	-3195000	35097	0.00			0.02							
	1553966474	1553966474	cd662	-51903000	35025	0.03			0.02							
	1553966474	1553966474	cd662	72681000	35025	0.05			0.02	0.0054	0.0194	-0.0004	0.0003	0.0003	0.02	
	1581668149	1581668149	ca672	103610000	50816	0.07			0.03	0.0054	0.0192	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	1581668149	1581668149	ca762	-157900000	80551	0.10	805945.5534	1751027.222	Dúctil	0.05						
	1581668149	1581668149	cb852	-26454000	96652	0.02			0.06							
	1581668149	1581668149	cc942	-15837000	-61787	0.01			0.04							
	1581668149	1581668149	cd762	-65511000	80636	0.04			0.05							
	1581668149	1581668149	cd762	113440000	80636	0.07			0.05	0.0054	0.0192	-0.0001	0.0001	0.0001	0.01	
	2024208300	2024208300	ca682	-31771000	-2732.2	0.02			0.00	0.0055	0.0190	-0.0009	0.0000	0.0000	0.00	
	2024208300	2024208300	ca682	30152000	-2732.2	0.01	1031443.72	1746930.774	Dúctil	0.00						
	2024208300	2024208300	cb682	26426000	-2692	0.01			0.00							
	2024208300	2024208300	cc682	-26413000	-2635.8	0.01			0.00							
2024208300	2024208300	cd682	-22750000	-2595.3	0.01			0.00								
2024208300	2024208300	cd682	21210000	-2595.3	0.01			0.00	0.0055	0.0190	-0.0009	0.0004	0.0004	0.02		

ANEXO 1.2.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+)	Mu (-)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del	Demanda de	Chequeo de
	(N-mm)	(N-mm)												Nudo	Rotación	rotación
3-X	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	-569270000	-176470	0.68				0.30	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	410400000	-176470	0.49	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.30						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3123	8830700	-191210	0.01				0.32						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3123	-8832000	-211520	0.01				0.36						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	435380000	-225750	0.53				0.38						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	-638700000	-225750	0.77				0.38	0.0061	0.0207		-0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	-469370000	-139190	0.56				0.23	0.0061	0.0207		-0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	344060000	-139190	0.41	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3233	22663000	-153010	0.03				0.26						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3233	-22663000	-173360	0.03				0.29						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	341560000	-188680	0.41				0.32						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	-511510000	-188680	0.62				0.32	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	-423880000	-86909	0.50				0.15	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	345620000	-86909	0.41	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigab3343	130220000	-102530	0.15				0.17						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3343	-144390000	-158050	0.17				0.27						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	187690000	-176400	0.23				0.30						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	-346570000	-176400	0.42				0.30	0.0061	0.0207		-0.0006	0.0006	0.03
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	-285420000	-77371	0.33				0.13	0.0062	0.0223		-0.0006	0.0006	0.03
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	215770000	-77371	0.25	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.13						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3453	-1547.4	-102750	0.00				0.17						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3453	1516.7	-138500	0.00				0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	290850000	-164200	0.35				0.28						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	-438700000	-164200	0.53				0.28	0.0061	0.0207		-0.0005	0.0005	0.02
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	-270990000	-5051.7	0.32				0.01	0.0078	0.0257		-0.0005	0.0005	0.02
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	264550000	-5051.7	0.31	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.01						
	1146387206	826171694.1	vigaxb3563	103470000	-54146	0.09				0.09						
	1146387206	826171694.1	vigaxc3563	-98716000	-186550	0.09				0.31						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	456250000	-234290	0.35				0.40						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	-755070000	-234290	0.59				0.40	0.0078	0.0257		0.0000	0.0000	0.00
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	-456030000	-127030	0.53				0.21	0.0061	0.0207		0.0000	0.0000	0.00
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	341680000	-127030	0.40	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.21						
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-398290000	-196270	0.48				0.33							
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-13873000	-196270	0.02				0.33							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	398290000	-224560	0.31				0.38							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-600520000	-224560	0.47				0.38	0.0062	0.0223		0.0009	0.0009	0.04	

ANEXO 1.2.11
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852844743.2		825733693.2	vigaya6233	129360000								56083	0.16	
852844743.2		825733693.2	vigaya6233	-78890000	56083	0.10	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.09						
852844743.2		825733693.2	vigayb6233	-20309000	27896	0.02				0.05						
852844743.2		825733693.2	vigayc6233	20309000	-11584	0.02				0.02						
852820886.1		1289718204	vigayd6233	44636000	-39781	0.03				0.07						
852820886.1		1289718204	vigayd6233	-80439000	-39781	0.06				0.07	0.0062	0.0223		0.0000	0.0000	0.00
852820886.1		1289718204	vigaya6343	336140000	182180	0.26				0.31	0.0078	0.0257		0.0000	0.0000	0.00
852820886.1		1289718204	vigaya6343	-103860000	182180	0.08	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.31						
1146387206		826171694.1	vigayb6343	318500000	141970	0.28				0.24						
1146387206		826171694.1	vigayc6343	-322000000	-150120	0.28				0.25						
852820886.1		1289718204	vigayd6343	124620000	-190370	0.10				0.32						
852820886.1		1289718204	vigayd6343	-367340000	-190370	0.28				0.32	0.0078	0.0257		0.0007	0.0007	0.03
852820886.1		1289718204	vigaya6453	311130000	103360	0.24				0.17	0.0062	0.0223		0.0007	0.0007	0.03
852820886.1		1289718204	vigaya6453	-218100000	103360	0.17	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.17						
852844743.2		825733693.2	vigayb6453	-78572000	66444	0.10				0.11						
852844743.2		825733693.2	vigayc6453	78572000	14731	0.10				0.02						
852844743.2		825733693.2	vigayd6453	47637000	-22215	0.06				0.04						
852844743.2		825733693.2	vigayd6453	-67631000	-22215	0.08				0.04	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaya6563	256420000	150430	0.31				0.25	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaya6563	-121040000	150430	0.15	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.25						
841263784.5		825733693.2	vigayb6563	134610000	121740	0.16				0.21						
841263784.5		825733693.2	vigayc6563	-118770000	-3160.3	0.14				0.01						
841263784.5		825733693.2	vigayd6563	-112120000	-32611	0.13				0.06						
841263784.5		825733693.2	vigayd6563	82767000	-32611	0.10				0.06	0.0061	0.0207		0.0000	0.0000	0.00
841263784.5		825733693.2	vigaya6673	52158000	39702	0.06				0.07	0.0061	0.0207		0.0000	0.0000	0.00
841263784.5		825733693.2	vigaya6673	-16426000	39702	0.02	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.07						
841263784.5		825733693.2	vigayb6673	36532000	25217	0.04				0.04						
841263784.5		825733693.2	vigayc6673	-36537000	4935	0.04				0.01						
841263784.5		825733693.2	vigayd6673	-46905000	-9552.6	0.06				0.02						
841263784.5		825733693.2	vigayd6673	38307000	-9552.6	0.05				0.02	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.01
841263784.5		825733693.2	vigaya6783	-22872000	14098	0.03				0.02	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.01
841263784.5	825733693.2	vigaya6783	35562000	14098	0.04	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayb6783	34605000	-443.48	0.04				0.00							
841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-34603000	-20807	0.04				0.04							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	9083900	-35351	0.01				0.06							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-40899000	-35351	0.05				0.06	0.0061	0.0207		0.0001	0.0001	0.00	

ANEXO 1.2.12
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
3-X	2079838031	2079838031	ca133	337870000	-55637	0.16				0.03	0.0052		0.0053	0.0077	0.0077	#iDIV/0!
	2079838031	2079838031	ca133	-367090000	-55637	0.18	1197029.082	1737627.196	Dúctil	0.03						
	2079838031	2079838031	cb133	-435270000	-55652	0.21				0.03						
	2079838031	2079838031	cc133	435270000	-55731	0.21				0.03						
	2079838031	2079838031	cd133	503550000	-55835	0.24				0.03						
	2079838031	2079838031	cd133	-532870000	-55835	0.26				0.03	0.0052	0.0176	0.0053	0.0026	0.0026	0.15
	1660925169	1660925169	ca233	-793280000	-543050	0.48				0.31	0.0051		0.0052	0.0044	0.0044	#iDIV/0!
	1660925169	1660925169	ca233	508100000	-543050	0.31	955928.1546	1737786.291	Dúctil	0.31						
	1660925169	1660925169	cb233	-157240000	-543120	0.09				0.31						
	1660925169	1660925169	cc233	157240000	-542950	0.09				0.31						
	1660925169	1660925169	cd233	822490000	-542680	0.50				0.31		0.0000				0.13
	1660925169	1660925169	cd233	-1107500000	-542680	0.67				0.31	0.0051	0.0176	0.0052	0.0023	0.0023	0.13
	1652119667	1652119667	ca333	-758930000	-484020	0.46				0.28	0.0051		0.0057	0.0048	0.0048	#iDIV/0!
	1652119667	1652119667	ca333	504750000	-484020	0.31	950860.2398	1739259.346	Dúctil	0.28						
	1652119667	1652119667	cb333	-88313000	-484120	0.05				0.28						
	1652119667	1652119667	cc333	88314000	-483970	0.05				0.28						
	1652119667	1652119667	cd333	681260000	-483710	0.41				0.28		0.0000				
	1652119667	1652119667	cd333	-935300000	-483710	0.57				0.28	0.0051	0.0176	0.0057	0.0035	0.0035	0.20
	2486354062	2486354062	ca433	-606760000	-358010	0.24				0.14	0.0048		0.0063	0.0049	0.0049	#iDIV/0!
	2486354062	2486354062	ca433	418660000	-358010	0.17	1430995.144	2595149.297	Dúctil	0.14						
	2486354062	2486354062	cb433	-20211000	-358260	0.01				0.14						
	2486354062	2486354062	cc433	20211000	-358120	0.01				0.14						
	2486354062	2486354062	cd433	458920000	-357340	0.18				0.14		0.0000				
	2486354062	2486354062	cd433	-647060000	-357340	0.26				0.14	0.0048	0.0167	0.0063	0.0016	0.0016	0.09
	2394373035	2394373035	ca533	-56280000	-364480	0.23				0.14	0.0047		0.0062	0.0057	0.0057	#iDIV/0!
	2394373035	2394373035	ca533	364840000	-364480	0.15	1378056.423	2608465.144	Dúctil	0.14						
	2394373035	2394373035	cb533	-81987000	-364770	0.03				0.14						
	2394373035	2394373035	cc533	81988000	-364330	0.03				0.14						
	2394373035	2394373035	cd533	528390000	-362950	0.22				0.14		0.0000				
	2394373035	2394373035	cd533	-719310000	-362950	0.30				0.14	0.0047	0.0167	0.0062	0.0017	0.0017	0.10
	2202804373	2202804373	ca633	-729050000	-569500	0.33				0.44	0.0047		0.0061	0.0058	0.0058	#iDIV/0!
2202804373	2202804373	ca633	430010000	-569500	0.20	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.44							
2202804373	2202804373	cb633	-267950000	-569760	0.12				0.44							
2202804373	2202804373	cc633	267950000	-569250	0.12				0.44							
2202804373	2202804373	cd633	965400000	-568240	0.44				0.44		0.0000					
2202804373	2202804373	cd633	-1263800000	-568240	0.57				0.44	0.0047	0.0167	0.0061	0.0025	0.0025	0.15	
2293345830	2293345830	ca733	-149220000	-292220	0.07				0.23	0.0047		0.0057	0.0066	0.0066	#iDIV/0!	
2293345830	2293345830	ca733	-4194100	-292220	0.00	1319911.269	1270777.175	Frágil	0.23							
2293345830	2293345830	cb733	-361980000	-292090	0.16				0.23							
2293345830	2293345830	cc733	361970000	-291390	0.16				0.23							
2293345830	2293345830	cd733	718980000	-290500	0.31				0.23		0.0000					
2293345830	2293345830	cd733	-871530000	-290500	0.38				0.23	0.0047	0.0167	0.0057	0.0028	0.0028	0.17	

ANEXO 1.2.13
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.								
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	2296959405	2296959405	ca623	-46681000	-15360	0.02	1321991.024	1270253.725	Fragil	0.01	0.0047	0.0170	-0.0005	0.0006	0.0006	0.03
	2296959405	2296959405	ca623	38618000	-15360	0.02										
	2296959405	2296959405	cb623	19761000	-15402	0.01										
	2296959405	2296959405	cc623	-19792000	-15451	0.01										
	2296959405	2296959405	cd623	-895060	-15474	0.00										
	2296959405	2296959405	cd623	-7230700	-15474	0.00	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.01	0.0047	0.0174	-0.0005	0.0002	0.0002	0.01
	2202804373	2202804373	ca633	220130000	129260	0.10										
	2202804373	2202804373	ca633	-152260000	129260	0.07										
	2202804373	2202804373	cb633	6118800	129300	0.00										
	2202804373	2202804373	cC633	-6150900	129170	0.00										
	2202804373	2202804373	cd633	-164490000	128940	0.07	1375808.494	2609030.056	Dúctil	0.01	0.0047	0.0174	-0.0005	0.0000	0.0000	0.00
	2202804373	2202804373	cd633	232210000	128940	0.11										
	2390467259	2390467259	ca643	8308300	-9246.6	0.00										
	2390467259	2390467259	ca643	-13165000	-9246.6	0.01										
	2390467259	2390467259	cb643	-24561000	-9280.1	0.01										
	2390467259	2390467259	cc643	24554000	-9327.8	0.01	1423225.309	2597105.239	Dúctil	0.00	0.0047	0.0174	-0.0005	0.0004	0.0004	0.03
	2390467259	2390467259	cd643	35838000	-9307.4	0.01										
	2390467259	2390467259	cd643	-40742000	-9307.4	0.02										
	2472853974	2472853974	ca653	194380000	105550	0.08										
	2472853974	2472853974	ca653	-138930000	105550	0.06										
	2472853974	2472853974	cb653	-9576900	105620	0.00	946798.9879	1740439.415	Dúctil	0.04	0.0048	0.0170	-0.0004	0.0001	0.0001	0.01
	2472853974	2472853974	cc653	9558000	105560	0.00										
	2472853974	2472853974	cd653	-119890000	105360	0.05										
	2472853974	2472853974	cd653	175370000	105360	0.07										
	1645063241	1645063241	ca663	92593000	64966	0.06				956051.6526						
	1645063241	1645063241	ca663	-58482000	64966	0.04										
	1645063241	1645063241	cb663	21183000	64951	0.01										
	1645063241	1645063241	cc663	-21320000	64918	0.01										
	1645063241	1645063241	cd663	-100960000	64891	0.06										
	1645063241	1645063241	cd663	135040000	64891	0.08	1194326.079	1738413.309	Dúctil	0.04	0.0051	0.0178	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00
1661139746	1661139746	ca673	33176000	13858	0.02											
1661139746	1661139746	ca763	-118560000	34147	0.07											
1661139746	1661139746	cb853	20641000	52367	0.01											
1661139746	1661139746	cc943	-15837000	-61787	0.01											
1661139746	1661139746	cd763	10932000	34157	0.01	1194326.079	1738413.309	Dúctil	0.02	0.0051	0.0178	-0.0005	0.0008	0.0008	0.04	
1661139746	1661139746	cd763	12126000	34157	0.01											
2075141562	2075141562	ca683	-40947000	-24555	0.02											
2075141562	2075141562	ca683	28052000	-24555	0.01											
2075141562	2075141562	cb683	-2170400	-24557	0.00											
2075141562	2075141562	cc683	2342800	-24570	0.00	1194326.079	1738413.309	Dúctil	0.01	0.0052	0.0178	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	
2075141562	2075141562	cd683	32564000	-24590	0.02											
2075141562	2075141562	cd683	-45477000	-24590	0.02											
2075141562	2075141562	cd683	-45477000	-24590	0.02											
2075141562	2075141562	cd683	-45477000	-24590	0.02											

ANEXO 1.2.14

Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n131	2268300	1092000	2245462.09	1.01	0.49
n132	1049300	673750	2245462.09	0.47	0.30
n133	129230	84093	2245462.09	0.06	0.04
n231	2265900	597930	2806827.61	0.81	0.21
n232	1048800	433360	2806827.61	0.37	0.15
n233	298800	-	2806827.61	0.11	-
n331	2750100	881030	2806827.61	0.98	0.31
n332	1111200	798030	2806827.61	0.40	0.28
n333	637060	-	2806827.61	0.23	-
n431	2550100	1713100	4985842.36	0.51	0.34
n432	1055800	986830	4985842.36	0.21	0.20
n433	492060	661000	4985842.36	0.10	0.13
n531	2610800	45893	4985842.36	0.52	0.01
n532	1187900	81027	4985842.36	0.24	0.02
n533	163700	98522	4985842.36	0.03	0.02
n631	1651800	88000	3915871.43	0.42	0.02
n632	913980	141880	3915871.43	0.23	0.04
n633	279770	159990	3915871.43	0.07	0.04
n731	1225600	1226900	2879317.23	0.43	0.43
n732	156980	157160	2879317.23	0.05	0.05
n733	76833	76914	2879317.23	0.03	0.03

ANEXO 1.2.15

Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

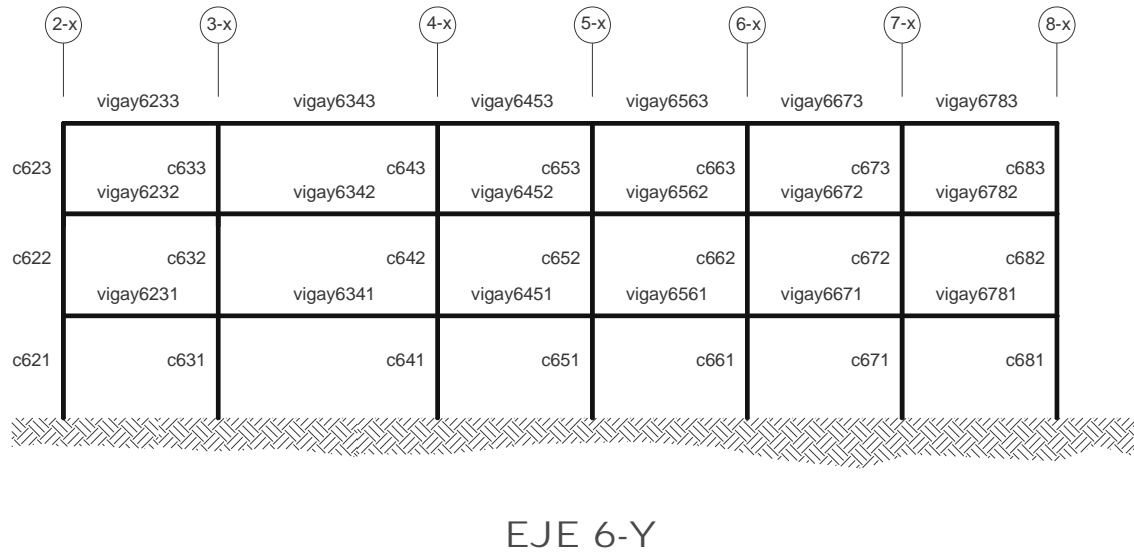
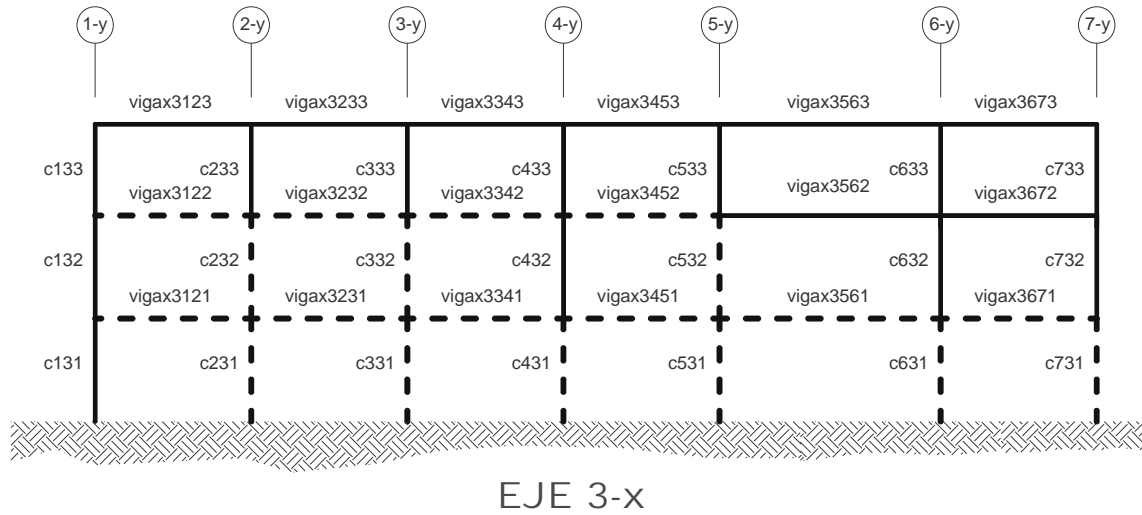
Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n621	1225600	87920	2879317.23	0.43	0.03
n622	156980	46161	2879317.23	0.05	0.02
n623	76833	76833	2879317.23	0.03	0.03
n631	1651800	88000	3915871.43	0.42	0.02
n632	913980	141880	3915871.43	0.23	0.04
n633	279770	159990	3915871.43	0.07	0.04
n641	2202400	207220	4985842.36	0.44	0.04
n642	743740	72841	4985842.36	0.15	0.01
n643	295300	89148	4985842.36	0.06	0.02
n651	1896100	768540	4985842.36	0.38	0.15
n652	909730	623610	4985842.36	0.18	0.13
n653	221100	92844	4985842.36	0.04	0.02
n661	1278900	1568600	2806827.61	0.46	0.56
n662	572410	847610	2806827.61	0.20	0.30
n663	-	45182	2806827.61	-	0.02
n671	1057700	1506100	2806827.61	0.38	0.54
n672	494250	816950	2806827.61	0.18	0.29
n673	-	20269	2806827.61	-	0.01
n681	748130	1506100	2245462.09	0.33	0.67
n682	164850	816950	2245462.09	0.07	0.36
n683	470020	33615	2245462.09	0.21	0.01

ESTADO LÍMITE DE DAÑO SEVERO.

Distribución por masas.

ANEXO 1.2.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.



En donde:

Elementos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =

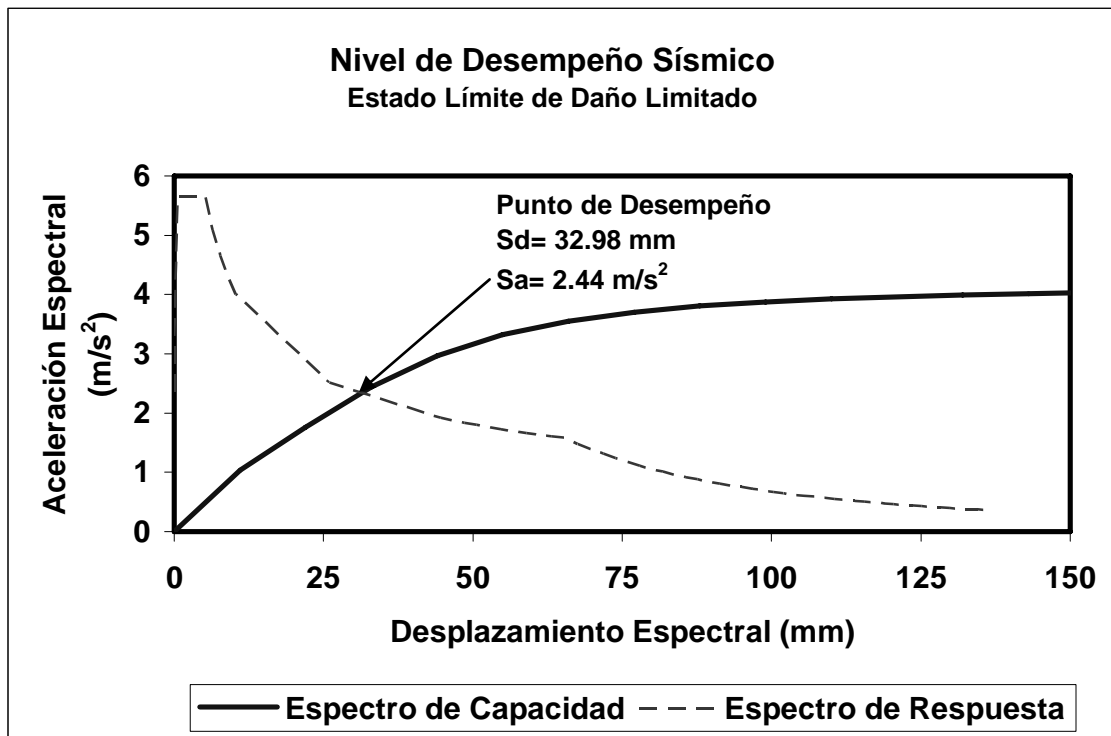
Nudos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =

ANEXO 1.3

Estado Límite de Daño Limitado

Espectros Capacidad – Demanda

Desplazamiento a Evaluar.



ANEXO 1.3.1 Espectros Capacidad – Demanda.

ANEXO 1.3.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	-983870000	-296070	1.17				0.50	0.0062	0.0291		0.0042	0.0042	0.67
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	717310000	-296070	0.85	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.50						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	31716000	-326470	0.04				0.55						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-31716000	-365950	0.04				0.62						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	736770000	-392000	0.66				0.66						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-1089800000	-392000	0.98				0.66	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.49
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-879670000	-283640	1.05				0.48	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.49
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	624340000	-283640	0.74	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.48						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	-35470000	-314210	0.04				0.53						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	35470000	-353400	0.04				0.60						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	777550000	-379010	0.70				0.64						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1118800000	-379010	1.00				0.64	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.48
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-916970000	-277860	1.09				0.47	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.48
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	666840000	-277860	0.79	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.47						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	-5493300	-320190	0.01				0.54						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-15748000	-421300	0.02				0.71						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	868910000	-457240	0.78				0.77						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1280600000	-457240	1.15				0.77	0.0062	0.0291		0.0039	0.0039	0.62
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-1077600000	-319430	1.26				0.54	0.0062	0.0291		0.0039	0.0039	0.62
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	790100000	-319430	0.93	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.54						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	74363	-376230	0.00				0.63						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-74375	-449950	0.00				0.76						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	944730000	-498250	0.73				0.84						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1393500000	-498250	1.08				0.84	0.0062	0.0298		0.0043	0.0043	0.69
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-709060000	-105370	0.83				0.18	0.0078	0.0342		0.0043	0.0043	0.55
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	574700000	-105370	0.67	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.18						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	107540000	-157030	0.13				0.26						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-104920000	-281530	0.12				0.47						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	732570000	-327430	0.57				0.55						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1150200000	-327430	0.89				0.55	0.0078	0.0342		0.0032	0.0032	0.41
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-903020000	-296980	1.06				0.50	0.0062	0.0298		0.0032	0.0032	0.51
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	635660000	-296980	0.75	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.50						
852844743.2	825733693.2	vigaxB3671	-59902000	-331220	0.07				0.56							
852844743.2	825733693.2	vigaxC3671	59902000	-375210	0.07				0.63							
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	847850000	-402070	0.76				0.68							
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1210000000	-402070	1.08				0.68	0.0062	0.0291		0.0040	0.0040	0.65	

ANEXO 1.3.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	172300000	70368	0.21	417216.91	592917.6867	Dúctil	0.12	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.05
	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	-108970000	70368	0.13				0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6231	-20436000	42161	0.02	0.07									
	852844743.2	825733693.2	vigayc6231	20436000	2660.3	0.02	0.00									
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	14849000	-25555	0.01	0.04	0.0063	0.0308	0.0079	0.0354		-0.0001	0.0001	0.02	
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	-37848000	-25555	0.02	0.04									
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	289790000	153030	0.18	294140.15	592917.6867	Dúctil	0.26	0.0079	0.0354		-0.0001	0.0001	0.02
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	-94678000	153030	0.06				0.26						
	1146387206	826171694.1	vigayb6341	240970000	112820	0.21	0.19	0.0062	0.0291	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01	
	1146387206	826171694.1	vigayc6341	-242960000	-113180	0.21	0.19									
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	93739000	-153350	0.06	0.26	0.0062	0.0291	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01	
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	-289270000	-153350	0.18	0.26									
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	183850000	112080	0.11	417214.01	592917.6867	Dúctil	0.19	0.0063	0.0308		0.0002	0.0002	0.03
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	-82988000	112080	0.05				0.19						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6451	41995000	59518	0.05	0.10	0.0062	0.0291	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01	
	852844743.2	825733693.2	vigayc6451	-41995000	-14145	0.05	0.02									
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-12291000	-66759	0.01	0.11	0.0062	0.0291	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01	
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-47790000	-66759	0.04	0.11									
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	191390000	135820	0.17	327498.12	592917.6867	Dúctil	0.23	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	-69154000	135820	0.06				0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6561	133530000	96522	0.16	0.16	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.02	
	841263784.5	825733693.2	vigayc6561	-124450000	-59918	0.15	0.10									
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	1363800	-99037	0.00	0.17	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01	
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-90494000	-99037	0.11	0.17									
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	128880000	69931	0.16	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.12	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	-65939000	69931	0.08				0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6671	22230000	41987	0.03	0.07	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01	
	841263784.5	825733693.2	vigayc6671	-22230000	2808.8	0.03	0.00									
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	-28129000	-25186	0.03	0.04	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01	
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	5461700	-25186	0.01	0.04									
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	122100000	74894	0.15	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.13	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-54692000	74894	0.07				0.13						
841263784.5	825733693.2	vigayb6781	43875000	46938	0.05	0.08	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.03		
841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-43875000	7744.7	0.05	0.01										
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-60138000	-20264	0.07	0.03	0.0061	0.0276	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.03		
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	41901000	-20264	0.05	0.03										

ANEXO 1.3.4
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.								
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-1185800000	-445220	0.60	1007407.957	1754807.333	Dúctil	0.25	0.0055	0.0258	0.0040	0.0000	0.0000	0.00
	1977038116	1977038116	ca131	921910000	-445220	0.47				0.25						
	1977038116	1977038116	cb131	307020000	-444620	0.16				0.25						
	1977038116	1977038116	cc131	-307020000	-444240	0.16				0.25						
	1977038116	1977038116	cd131	307140000	-444310	0.16				0.25						
	1977038116	1977038116	cd131	-570460000	-444310	0.29				0.25						
	1501348613	1501348613	ca231	-1544500000	-668310	1.03	765018.4017	1764411.663	Dúctil	0.38	0.0053	0.0264	0.0042	0.0000	0.0000	0.00
	1501348613	1501348613	ca231	1148300000	-668310	0.76				0.38						
	1501348613	1501348613	cb231	221400000	-670340	0.15				0.38						
	1501348613	1501348613	cc231	-221400000	-670950	0.15				0.38						
	1501348613	1501348613	cd231	706170000	-669940	0.47				0.38						
	1501348613	1501348613	cd231	-1103200000	-669940	0.73				0.38						
	1469071863	1469071863	ca331	-1578400000	-688570	1.07	748571.6497	1769782.723	Dúctil	0.39	0.0053	0.0267	0.0043	0.0000	0.0000	0.00
	1469071863	1469071863	ca331	1170200000	-688570	0.80				0.39						
	1469071863	1469071863	cb331	215240000	-690670	0.15				0.39						
	1469071863	1469071863	cc331	-215240000	-691270	0.15				0.39						
	1469071863	1469071863	cd331	740430000	-690190	0.50				0.39						
	1469071863	1469071863	cd331	-1149500000	-690190	0.78				0.39						
	2104140255	2104140255	ca431	-2458900000	-1001600	1.17	1072173.378	2650359.296	Dúctil	0.38	0.0049	0.0262	0.0044	0.0000	0.0000	0.00
	2104140255	2104140255	ca431	1865200000	-1001600	0.89				0.38						
	2104140255	2104140255	cb431	475100000	-1005300	0.23				0.38						
	2104140255	2104140255	cc431	-475100000	-1006700	0.23				0.38						
	2104140255	2104140255	cd431	916580000	-1005400	0.44				0.38						
	2104140255	2104140255	cd431	-1512400000	-1005400	0.72				0.38						
	1948879188	1948879188	ca531	-2625600000	-1040500	1.35	993059.4588	2672722.539	Dúctil	0.39	0.0048	0.0272	0.0045	0.0000	0.0000	0.00
	1948879188	1948879188	ca531	2008800000	-1040500	1.03				0.39						
	1948879188	1948879188	cb531	561500000	-1046800	0.29				0.39						
	1948879188	1948879188	cc531	-561500000	-1049200	0.29				0.39						
	1948879188	1948879188	cd531	888920000	-1047600	0.46				0.39						
	1948879188	1948879188	cd531	-1509600000	-1047600	0.77				0.39						
	1834515254	1834515254	ca631	-1680800000	-731900	0.92	934784.8428	1336997.249	Dúctil	0.55	0.0048	0.0267	0.0046	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	1247000000	-731900	0.68				0.55						
	1834515254	1834515254	cb631	229520000	-735880	0.13				0.55						
	1834515254	1834515254	cc631	-229520000	-736980	0.13				0.55						
	1834515254	1834515254	cd631	789300000	-734990	0.43				0.55						
	1834515254	1834515254	cd631	-1224900000	-734990	0.67				0.55						
	2092629103	2092629103	ca731	-1771100000	-736400	0.85	1066307.823	1299794.454	Dúctil	0.57	0.0049	0.0250	0.0049	0.0000	0.0000	0.00
	2092629103	2092629103	ca731	1334700000	-736400	0.64				0.57						
	2092629103	2092629103	cb731	307940000	-742640	0.15				0.57						
	2092629103	2092629103	cc731	-307950000	-744630	0.15				0.57						
2092629103	2092629103	cd731	721380000	-742280	0.34	0.57										
2092629103	2092629103	cd731	-1161200000	-742280	0.55	0.57										

ANEXO 1.3.5 Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	2100679181	2100679181	ca621	-32153000	-31994	0.02				0.02	0.0049	0.0250	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2100679181	2100679181	ca621	13189000	-31994	0.01	1070409.774	1298632.498	Dúctil	0.02						
	2100679181	2100679181	cb621	-30988000	-31974	0.01				0.02						
	2100679181	2100679181	cc621	30982000	-31838	0.01				0.02						
	2100679181	2100679181	cd621	75008000	-31657	0.04				0.02						
	2100679181	2100679181	cd621	-93767000	-31657	0.04				0.02	0.0049	0.0250	0.0000	0.0003	0.0003	0.06
	1834515254	1834515254	ca631	46732000	31336	0.03				0.02	0.0048	0.0267	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	-28159000	31336	0.02	934784.8428	1336997.249	Dúctil	0.02						
	1834515254	1834515254	cb631	15321000	31430	0.01				0.02						
	1834515254	1834515254	cC631	-15323000	31418	0.01				0.02						
	1834515254	1834515254	cd631	-58744000	31287	0.03				0.02						
	1834515254	1834515254	cd631	77285000	31287	0.04				0.02	0.0048	0.0267	0.0000	-0.0001	0.0001	0.03
	1952695103	1952695103	ca641	-20429000	-27591	0.01				0.01	0.0048	0.0272	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1952695103	1952695103	ca641	4072800	-27591	0.00	995003.8742	2672173.175	Dúctil	0.01						
	1952695103	1952695103	cb641	-34013000	-27561	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cc641	34008000	-27446	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	71957000	-27296	0.04				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	-88132000	-27296	0.05				0.01	0.0048	0.0272	0.0000	0.0002	0.0002	0.04
	2093962794	2093962794	ca651	41911000	19691	0.02				0.01	0.0049	0.0262	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2093962794	2093962794	ca651	-30238000	19691	0.01	1066987.411	2651825.993	Dúctil	0.01						
	2093962794	2093962794	cb651	-2887700	19768	0.00				0.01						
	2093962794	2093962794	cc651	2883600	19802	0.00				0.01						
	2093962794	2093962794	cd651	-24487000	19789	0.01				0.01						
	2093962794	2093962794	cd651	36214000	19789	0.02				0.01	0.0049	0.0262	-0.0001	0.0001	0.0001	0.01
	1461387329	1461387329	ca661	45566000	16336	0.03				0.01	0.0053	0.0268	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1461387329	1461387329	ca661	-35882000	16336	0.02	744655.9638	1771060.934	Dúctil	0.01						
	1461387329	1461387329	cb661	-13197000	16380	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cc661	13187000	16426	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	-9515200	16452	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	19265000	16452	0.01				0.01	0.0053	0.0268	-0.0001	0.0001	0.0001	0.03
1500919110	1500919110	ca671	78471000	39074	0.05				0.02	0.0053	0.0264	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
1500919110	1500919110	ca761	-12576000	5806	0.01	764799.5467	1764483.161	Dúctil	0.00							
1500919110	1500919110	cb851	-5125800	-17993	0.00				0.01							
1500919110	1500919110	cc941	-9479500	-27557	0.01				0.02							
1500919110	1500919110	cd761	-3650900	5883.5	0.00				0.00							
1500919110	1500919110	cd761	7137600	5883.5	0.00				0.00	0.0053	0.0264	-0.0002	0.0001	0.0001	0.01	
1972469786	1972469786	ca681	82342000	33630	0.04				0.02	0.0055	0.0259	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
1972469786	1972469786	ca681	-62407000	33630	0.03	1005080.146	1755569.63	Dúctil	0.02							
1972469786	1972469786	cb681	-15919000	33606	0.01				0.02							
1972469786	1972469786	cc681	15914000	33602	0.01				0.02							
1972469786	1972469786	cd681	-30540000	33621	0.02				0.02							
1972469786	1972469786	cd681	50464000	33621	0.03				0.02	0.0055	0.0259	-0.0002	0.0002	0.0002	0.04	

ANEXO 1.3.6
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	-642060000	-182410	0.76				0.31	0.0062	0.0291		0.0042	0.0042	0.67
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	477850000	-182410	0.57	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.31						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	34178000	-211270	0.04				0.36						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	-34178000	-250510	0.04				0.42						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	491880000	-277760	0.44				0.47						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-741960000	-277760	0.67				0.47	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.49
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-593740000	-178920	0.71				0.30	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.49
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	432680000	-178920	0.51	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.30						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	-3922800	-207910	0.00				0.35						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	3922800	-247090	0.00				0.42						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	522800000	-274100	0.47				0.46						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-769570000	-274100	0.69				0.46	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.48
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-571700000	-154870	0.68				0.26	0.0062	0.0291		0.0030	0.0030	0.48
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	432290000	-154870	0.51	415260.54	592917.6867	Dúctil	0.26						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	22518000	-195130	0.03				0.33						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	-37311000	-295020	0.04				0.50						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	582230000	-333400	0.36				0.56						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-882370000	-333400	0.54				0.56	0.0064	0.0308		0.0039	0.0039	0.60
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-627200000	-177920	0.74				0.30	0.0063	0.0308		0.0039	0.0039	0.61
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	467050000	-177920	0.55	417212.01	592917.6867	Dúctil	0.30						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-19354000	-231620	0.02				0.39						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	19354000	-305240	0.02				0.51						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	660350000	-356710	0.44				0.60						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-981540000	-356710	0.66				0.60	0.0063	0.0304		0.0043	0.0043	0.68
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-395350000	-31298	0.46				0.05	0.0079	0.0349		0.0043	0.0043	0.55
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	355450000	-31298	0.42	277054.13	592917.6867	Dúctil	0.05						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	114510000	-80988	0.13				0.14						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	-111890000	-207030	0.13				0.35						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	503990000	-254760	0.34				0.43						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-828930000	-254760	0.55				0.43	0.0079	0.0349		0.0032	0.0032	0.41
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-582640000	-176200	0.68				0.30	0.0063	0.0304		0.0032	0.0032	0.51
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	424040000	-176200	0.50	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.30						
852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	-15618000	-209360	0.02				0.35							
852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	15618000	-253440	0.02				0.43							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	547830000	-281590	0.49				0.47							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-801420000	-281590	0.72				0.47	0.0062	0.0291		0.0040	0.0040	0.65	

ANEXO 1.3.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.								
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852827363.9	1115537494	vigaya6232	131080000	64834	0.12										
	852827363.9	1115537494	vigaya6232	-72730000	64834	0.07	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.11	0.0062	0.0291		0.0003	0.0003	0.05
	852844743.2	825733693.2	vigayb6232	4203700	36635	0.00				0.06						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6232	-4203700	-2858.3	0.00				0.00						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	1798700	-31069	0.00				0.05						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	-29761000	-31069	0.02				0.05	0.0063	0.0304		-0.0001	0.0001	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	351740000	170740	0.24				0.29	0.0079	0.0349		-0.0001	0.0001	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	-134040000	170740	0.09	277054.13	592917.6867	Dúctil	0.29						
	1146387206	826171694.1	vigayb6342	254290000	130530	0.22				0.22						
	1146387206	826171694.1	vigayc6342	-254640000	-114530	0.22				0.19						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	86091000	-154810	0.06				0.26						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	-283480000	-154810	0.19				0.26	0.0079	0.0349		0.0002	0.0002	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	189150000	114630	0.13				0.19	0.0063	0.0304		0.0002	0.0002	0.03
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	-85991000	114630	0.06	392978.36	592917.6867	Dúctil	0.19						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6452	44346000	62067	0.05				0.10						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6452	-44346000	-11595	0.05				0.02						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-19996000	-64211	0.02				0.11						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-37793000	-64211	0.03				0.11	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	191020000	129210	0.17				0.22	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	-74739000	129210	0.07	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.22						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6562	114120000	89938	0.14				0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6562	-106060000	-52433	0.13				0.09						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	4036300	-91543	0.00				0.15						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-86422000	-91543	0.08				0.15	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.02
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	100090000	61347	0.09				0.10	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.02
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	-44879000	61347	0.04	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6672	25230000	33386	0.03				0.06						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6672	-25230000	-5791.1	0.03				0.01						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-13069000	-33775	0.02				0.06						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-17328000	-33775	0.02				0.06	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	75472000	56342	0.07				0.10	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	-24765000	56342	0.02	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6782	34812000	28371	0.04				0.05						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-34812000	-10809	0.04				0.02						
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-12114000	-38791	0.01				0.07						
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-22798000	-38791	0.02				0.07	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.03

ANEXO 1.3.8
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	2028887047	2028887047	ca132	-490700000	-301140	0.24	1033827.795	1746148.93	Dúctil	0.17	0.0055	0.0253	0.0040	0.0000	0.0000	0.00
	2028887047	2028887047	ca132	312250000	-301140	0.15										
	2028887047	2028887047	cb132	-103970000	-301060	0.05										
	2028887047	2028887047	cc132	103970000	-301010	0.05										
	2028887047	2028887047	cd132	520170000	-301060	0.26										
	2028887047	2028887047	cd132	-698600000	-301060	0.34	806146.6456	1750961.383	Dúctil	0.17	0.0055	0.0253	0.0040	0.0042	0.0042	0.76
	1582062792	1582062792	ca232	-942520000	-504930	0.60										
	1582062792	1582062792	ca232	643270000	-504930	0.41										
	1582062792	1582062792	cb232	-55497000	-505430	0.04										
	1582062792	1582062792	cc232	55497000	-505210	0.04										
	1582062792	1582062792	cd232	754010000	-504470	0.48										
	1582062792	1582062792	cd232	-1053000000	-504470	0.67	795548.2671	1754430.299	Dúctil	0.29	0.0054	0.0256	0.0042	0.0030	0.0030	0.56
	1561263474	1561263474	ca332	-959830000	-511430	0.61										
	1561263474	1561263474	ca332	656720000	-511430	0.42										
	1561263474	1561263474	cb332	-51124000	-512000	0.03										
	1561263474	1561263474	cc332	51124000	-511770	0.03										
	1561263474	1561263474	cd332	758710000	-510970	0.49										
	1561263474	1561263474	cd332	-1061600000	-510970	0.68	1170172.798	2622615.401	Dúctil	0.29	0.0054	0.0258	0.0043	0.0030	0.0030	0.56
	2296464116	2296464116	ca432	-1003500000	-590410	0.44										
	2296464116	2296464116	ca432	653640000	-590410	0.28										
	2296464116	2296464116	cb432	-163350000	-590970	0.07										
	2296464116	2296464116	cc432	163350000	-590510	0.07										
	2296464116	2296464116	cd432	979780000	-589270	0.43										
	2296464116	2296464116	cd432	-1329000000	-589270	0.58	1108260.69	2640149.427	Dúctil	0.22	0.0050	0.0249	0.0044	0.0039	0.0039	0.78
	2174961604	2174961604	ca532	-776030000	-512400	0.36										
	2174961604	2174961604	ca532	472430000	-512400	0.22										
	2174961604	2174961604	cb532	-236530000	-512850	0.11										
	2174961604	2174961604	cc532	236530000	-512290	0.11										
	2174961604	2174961604	cd532	944750000	-510620	0.43										
	2174961604	2174961604	cd532	-1247400000	-510620	0.57	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.19	0.0049	0.0257	0.0045	0.0043	0.0043	0.88
	2022563734	2022563734	ca632	-886210000	-489470	0.44										
	2022563734	2022563734	ca632	596160000	-489470	0.29										
	2022563734	2022563734	cb632	-81937000	-490500	0.04										
	2022563734	2022563734	cc632	81938000	-490240	0.04										
	2022563734	2022563734	cd632	759680000	-488700	0.38										
	2022563734	2022563734	cd632	-1049300000	-488700	0.52	1117053.791	1285409.94	Dúctil	0.37	0.0049	0.0255	0.0046	0.0032	0.0032	0.66
2192218065	2192218065	ca732	-620420000	-385130	0.28											
2192218065	2192218065	ca732	392230000	-385130	0.18											
2192218065	2192218065	cb732	-140950000	-385690	0.06											
2192218065	2192218065	cc732	140950000	-385230	0.06											
2192218065	2192218065	cd732	673510000	-383680	0.31											
2192218065	2192218065	cd732	-900870000	-383680	0.41				0.30	0.0050	0.0244	0.0049	0.0040	0.0040	0.81	

ANEXO 1.3.9
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.						Demanda de S.S.							
	Mu (+)	Mu (-)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	(N-mm)	(N-mm)														
6-Y	2198237413	2198237413	ca622	-61523000	-22265	0.03	1120120.975	1284539.769	Dúctil	0.02	0.0050	0.0244	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2198237413	2198237413	ca622	48331000	-22265	0.02				0.02						
	2198237413	2198237413	cb622	17465000	-22325	0.01				0.02						
	2198237413	2198237413	cc622	-17469000	-22362	0.01				0.02						
	2198237413	2198237413	cd622	13439000	-22363	0.01				0.02						
	2198237413	2198237413	cd622	-26691000	-22363	0.01				0.02						
	2022563734	2022563734	ca632	164430000	76233	0.08	1030605.724	1309902.743	Dúctil	0.06	0.0049	0.0255	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	-119260000	76233	0.06				0.06						
	2022563734	2022563734	cb632	-13590000	76440	0.01				0.06						
	2022563734	2022563734	cC632	13586000	76442	0.01				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	-92104000	76255	0.05				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	137290000	76255	0.07				0.06						
	2174530348	2174530348	ca642	4239600	-441.96	0.00	1108040.942	2640211.619	Dúctil	0.00	0.0049	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	-4501500	-441.96	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cb642	-5135700	-455.91	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cc642	5130700	-475.59	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cd642	5775800	-486.89	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cd642	-6064400	-486.89	0.00				0.00						
	2284814460	2284814460	ca652	105000000	47527	0.05	1164236.668	2624297.697	Dúctil	0.02	0.0050	0.0250	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2284814460	2284814460	ca652	-76831000	47527	0.03				0.02						
	2284814460	2284814460	cb652	-11044000	47589	0.00				0.02						
	2284814460	2284814460	cc652	11041000	47585	0.00				0.02						
	2284814460	2284814460	cd652	-54754000	47521	0.02				0.02						
	2284814460	2284814460	cd652	82919000	47521	0.04				0.02						
	1553966474	1553966474	ca662	21633000	13047	0.01	791830.0504	1755646.786	Dúctil	0.01	0.0054	0.0259	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1553966474	1553966474	ca662	-13902000	13047	0.01				0.01						
	1553966474	1553966474	cb662	4138500	13049	0.00				0.01						
	1553966474	1553966474	cc662	-4138500	13044	0.00				0.01						
	1553966474	1553966474	cd662	-22173000	13035	0.01				0.01						
	1553966474	1553966474	cd662	29898000	13035	0.02				0.01						
	1581668149	1581668149	ca672	54053000	26754	0.03	805945.5534	1751027.222	Dúctil	0.02	0.0054	0.0256	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1581668149	1581668149	ca762	-42854000	27707	0.03				0.02						
	1581668149	1581668149	cb852	-7552200	23335	0.00				0.01						
	1581668149	1581668149	cc942	-9479500	-27557	0.01				0.02						
	1581668149	1581668149	cd762	-33942000	27746	0.02				0.02						
	1581668149	1581668149	cd762	50386000	27746	0.03				0.02						
2024208300	2024208300	ca682	-10089000	1547.5	0.00	1031443.72	1746930.774	Dúctil	0.00	0.0055	0.0254	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
2024208300	2024208300	ca682	11006000	1547.5	0.01				0.00							
2024208300	2024208300	cb682	13159000	1556	0.01				0.00							
2024208300	2024208300	cc682	-13153000	1569.1	0.01				0.00							
2024208300	2024208300	cd682	-15316000	1580	0.01				0.00							
2024208300	2024208300	cd682	16252000	1580	0.01				0.00							0.0055

ANEXO 1.3.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.							
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	80285000	40555	0.10										
	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	-43786000	40555	0.05	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.07	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.03
	852844743.2	825733693.2	vigayb6233	-17846000	12352	0.02				0.02						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6233	17846000	-27134	0.02				0.05						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	74828000	-55332	0.06				0.09						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	-124630000	-55332	0.10				0.09	0.0062	0.0298		-0.0002	0.0002	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	329030000	171610	0.26				0.29	0.0078	0.0342		-0.0002	0.0002	0.03
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	-110240000	171610	0.09	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.29						
	1146387206	826171694.1	vigayb6343	280630000	131380	0.24				0.22						
	1146387206	826171694.1	vigayc6343	-280950000	-125260	0.25				0.21						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	91704000	-165500	0.07				0.28						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	-302710000	-165500	0.23				0.28	0.0078	0.0342		0.0004	0.0004	0.05
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	210660000	93576	0.16				0.16	0.0062	0.0298		0.0004	0.0004	0.06
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	-126450000	93576	0.10	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.16						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6453	-7510000	56636	0.01				0.10						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6453	7510000	4903.3	0.01				0.01						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	-2787100	-32052	0.00				0.05						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	-26060000	-32052	0.03				0.05	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	112970000	89372	0.14				0.15	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	-32540000	89372	0.04	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6563	94881000	60677	0.11				0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6563	-89831000	-39556	0.11				0.07						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-6764900	-68319	0.01				0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-54722000	-68319	0.07				0.12	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	53219000	31859	0.06				0.05	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	-24546000	31859	0.03	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.05						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6673	11952000	17380	0.01				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6673	-11952000	-2891.6	0.01				0.00						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-5880300	-17371	0.01				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-9753900	-17371	0.01				0.03	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
841263784.5	825733693.2	vigaya6783	26249000	24979	0.03				0.04	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00	
841263784.5	825733693.2	vigaya6783	-3768100	24979	0.00	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.04							
841263784.5	825733693.2	vigayb6783	18256000	10488	0.02				0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-18254000	-9799.5	0.02				0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	2323400	-24290	0.00				0.04							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-24185000	-24290	0.03				0.04	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.01	

ANEXO 1.3.11
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.							
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	-311040000	-78590	0.37										
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	240290000	-78590	0.29	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.13	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3123	44778000	-93101	0.05				0.16						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3123	-44778000	-113380	0.05				0.19						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	193310000	-127830	0.23				0.22						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	-308400000	-127830	0.37				0.22	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	-254500000	-69258	0.30				0.12	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	192160000	-69258	0.23	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3233	16540000	-83625	0.02				0.14						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3233	-16540000	-103890	0.02				0.18						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	201640000	-118520	0.24				0.20						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	-308360000	-118520	0.37				0.20	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	-159280000	-24616	0.19				0.04	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	137120000	-24616	0.16	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3343	49585000	-41679	0.06				0.07						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3343	-56842000	-98924	0.07				0.17						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	150910000	-116510	0.18				0.20						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	-255820000	-116510	0.31				0.20	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	-214190000	-48196	0.25				0.08	0.0062	0.0298		-0.0003	0.0003	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	170810000	-48196	0.20	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.08						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3453	16053000	-73695	0.02				0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3453	-16053000	-109450	0.02				0.18						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	213790000	-135040	0.26				0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	-335360000	-135040	0.41				0.23	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.05
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	-144340000	43793	0.17				0.07	0.0078	0.0342		-0.0003	0.0003	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	200170000	43793	0.23	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.07						
	1146387206	826171694.1	vigaxb3563	185520000	-4927.6	0.16				0.01						
	1146387206	826171694.1	vigaxc3563	-182060000	-135100	0.16				0.23						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	219860000	-183510	0.17				0.31						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	-453870000	-183510	0.35				0.31	0.0078	0.0342		-0.0002	0.0002	0.03
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	-208660000	-38944	0.24				0.07	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.04
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	173610000	-38944	0.20	358587.94	592917.6867	Dúctil	0.07						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-195020000	-107850	0.24				0.18						
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-31458000	-107850	0.04				0.18							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	195020000	-136420	0.15				0.23							
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-317830000	-136420	0.25				0.23	0.0062	0.0298		0.0002	0.0002	0.04	

**ANEXO 1.3.12
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje "x": Marco 3-x.**

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
3-X	2079838031	2079838031	ca133	1866800	-84924	0.00	1197029.082	1737627.196	Dúctil	0.05	0.0052	0.0237	0.0023	0.0026	0.0026	
	2079838031	2079838031	ca133	-46452000	-84924	0.02				0.05						
	2079838031	2079838031	cb133	-150450000	-84898	0.07				0.05						
	2079838031	2079838031	cc133	150450000	-84867	0.07				0.05						
	2079838031	2079838031	cd133	254420000	-84857	0.12				0.05						
	2079838031	2079838031	cd133	-298970000	-84857	0.14				0.05						
	1660925169	1660925169	ca233	-339860000	-257910	0.20	955928.1546	1737786.291	Dúctil	0.15	0.0051	0.0237	0.0023	0.0021	0.0021	
	1660925169	1660925169	ca233	204450000	-257910	0.12				0.15						
	1660925169	1660925169	cb233	-111500000	-257920	0.07				0.15						
	1660925169	1660925169	cc233	111500000	-257860	0.07				0.15						
	1660925169	1660925169	cd233	427380000	-257760	0.26				0.15						
	1660925169	1660925169	cd233	-562740000	-257760	0.34				0.15						
	1652119667	1652119667	ca333	-332480000	-228600	0.20	950860.2398	1739259.346	Dúctil	0.13	0.0051	0.0238	0.0024	0.0021	0.0021	
	1652119667	1652119667	ca333	212460000	-228600	0.13				0.13						
	1652119667	1652119667	cb333	-67598000	-228620	0.04				0.13						
	1652119667	1652119667	cc333	67597000	-228560	0.04				0.13						
	1652119667	1652119667	cd333	347590000	-228450	0.21				0.13						
	1652119667	1652119667	cd333	-467550000	-228450	0.28				0.13						
	2486354062	2486354062	ca433	-271760000	-214630	0.11	1430995.144	2595149.297	Dúctil	0.08	0.0048	0.0226	0.0026	0.0023	0.0023	
	2486354062	2486354062	ca433	159070000	-214630	0.06				0.08						
	2486354062	2486354062	cb433	-103890000	-214660	0.04				0.08						
	2486354062	2486354062	cc433	104670000	-211530	0.04				0.08						
	2486354062	2486354062	cd433	366740000	-214330	0.15				0.08						
	2486354062	2486354062	cd433	-479330000	-214330	0.19				0.08						
	2394373035	2394373035	ca533	-241260000	-208710	0.10	1378056.423	2608465.144	Dúctil	0.08	0.0047	0.0232	0.0026	0.0026	0.0026	
	2394373035	2394373035	ca533	131690000	-208710	0.05				0.08						
	2394373035	2394373035	cb533	-123970000	-208710	0.05				0.08						
	2394373035	2394373035	cc533	123970000	-208560	0.05				0.08						
	2394373035	2394373035	cd533	379450000	-208120	0.16				0.08						
	2394373035	2394373035	cd533	-488760000	-208120	0.20				0.08						
	2202804373	2202804373	ca633	-409050000	-311540	0.19	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.24	0.0047	0.0232	0.0024	0.0023	0.0023	
	2202804373	2202804373	ca633	245490000	-311540	0.11				0.24						
	2202804373	2202804373	cb633	-136300000	-311670	0.06				0.24						
	2202804373	2202804373	cc633	136300000	-311440	0.06				0.24						
2202804373	2202804373	cd633	517820000	-310910	0.24	0.24										
2202804373	2202804373	cd633	-681080000	-310910	0.31	0.24				0.0047						
2293345830	2293345830	ca733	-257920000	-229350	0.11	1319911.269	1270777.175	Frágil	0.18	0.0047	0.0227	0.0023	0.0024	0.0024		
2293345830	2293345830	ca733	137510000	-229350	0.06				0.18							
2293345830	2293345830	cb733	-143460000	-229370	0.06				0.18							
2293345830	2293345830	cc733	143460000	-229220	0.06				0.18							
2293345830	2293345830	cd733	424240000	-228860	0.18				0.18							
2293345830	2293345830	cd733	-544410000	-228860	0.24				0.18							0.0047

ANEXO 1.3.13
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
6-Y	2296959405	2296959405	ca623	-26587000	-12636	0.01	1321991.024	1270253.725	Frágil	0.01	0.0047	0.0227	-0.0002	0.0002	0.0002	0.04
	2296959405	2296959405	ca623	19953000	-12636	0.01				0.01						
	2296959405	2296959405	cb623	4463300	-12645	0.00				0.01						
	2296959405	2296959405	cc623	-4465200	-12652	0.00				0.01						
	2296959405	2296959405	cd623	11032000	-12650	0.00				0.01						
	2296959405	2296959405	cd623	-17674000	-12650	0.01				0.01						
	2202804373	2202804373	ca633	174890000	103530	0.08	1267801.078	1283879.496	Dúctil	0.08	0.0047	0.0232	-0.0002	0.0000	0.0000	0.01
	2202804373	2202804373	ca633	-120540000	103530	0.05				0.08						
	2202804373	2202804373	cb633	6370400	103600	0.00				0.08						
	2202804373	2202804373	cc633	-6374700	103570	0.00				0.08						
	2202804373	2202804373	cd633	-133250000	103430	0.06				0.08						
	2202804373	2202804373	cd633	187560000	103430	0.09				0.08						
	2390467259	2390467259	ca643	-65975000	-41770	0.03	1375808.494	2609030.056	Dúctil	0.02	0.0047	0.0232	-0.0002	0.0002	0.0002	0.04
	2390467259	2390467259	ca643	44046000	-41770	0.02				0.02						
	2390467259	2390467259	cb643	-7158900	-41800	0.00				0.02						
	2390467259	2390467259	cc643	7153400	-41809	0.00				0.02						
	2390467259	2390467259	cd643	58352000	-41762	0.02				0.02						
	2390467259	2390467259	cd643	-80294000	-41762	0.03				0.02						
	2472853974	2472853974	ca653	70907000	43500	0.03	1423225.309	2597105.239	Dúctil	0.02	0.0048	0.0227	-0.0001	0.0001	0.0001	0.02
	2472853974	2472853974	ca653	-48069000	43500	0.02				0.02						
	2472853974	2472853974	cb653	5216100	43501	0.00				0.02						
	2472853974	2472853974	cc653	-5221300	43479	0.00				0.02						
	2472853974	2472853974	cd653	-58499000	43431	0.02				0.02						
	2472853974	2472853974	cd653	81313000	43431	0.03				0.02						
	1645063241	1645063241	ca663	-13019000	-4130	0.01	946798.9879	1740439.415	Dúctil	0.00	0.0051	0.0238	-0.0001	0.0001	0.0001	0.02
	1645063241	1645063241	ca663	10850000	-4130	0.01				0.00						
	1645063241	1645063241	cb663	5778800	-4139.9	0.00				0.00						
	1645063241	1645063241	cc663	-5781700	-4152.5	0.00				0.00						
	1645063241	1645063241	cd663	-698200	-4160.8	0.00				0.00						
	1645063241	1645063241	cd663	-1486200	-4160.8	0.00				0.00						
1661139746	1661139746	ca673	7660500	6856.4	0.00	956051.6526	1737750.388	Dúctil	0.00	0.0051	0.0237	-0.0001	0.0001	0.0001	0.01	
1661139746	1661139746	ca763	-53905000	15154	0.03				0.01							
1661139746	1661139746	cb853	4762300	13954	0.00				0.01							
1661139746	1661139746	cc943	-9479500	-27557	0.01				0.02							
1661139746	1661139746	cd763	6155400	15156	0.00				0.01							
1661139746	1661139746	cd763	4074700	15156	0.00				0.01							
2075141562	2075141562	ca683	-44613000	-19994	0.02	1194326.079	1738413.309	Dúctil	0.01	0.0052	0.0237	0.0000	0.0001	0.0001	0.02	
2075141562	2075141562	ca683	34116000	-19994	0.02				0.01							
2075141562	2075141562	cb683	9620100	-19991	0.00				0.01							
2075141562	2075141562	cc683	-9609000	-19985	0.00				0.01							
2075141562	2075141562	cd683	14886000	-19981	0.01				0.01							
2075141562	2075141562	cd683	-25376000	-19981	0.01				0.01							

ANEXO 1.3.14

Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n131	770250	328620	2245462.09	0.34	0.15
n132	440780	278370	2245462.09	0.20	0.12
n133	29574	14123	2245462.09	0.01	0.01
n231	770070	126640	2806827.61	0.27	0.05
n232	440790	167880	2806827.61	0.16	0.06
n233	158450	-	2806827.61	0.06	-
n331	1074900	217710	2806827.61	0.38	0.08
n332	550760	255670	2806827.61	0.20	0.09
n333	298070	-	2806827.61	0.11	-
n431	1194300	439090	4985842.36	0.24	0.09
n432	542530	379740	4985842.36	0.11	0.08
n433	261020	258200	4985842.36	0.05	0.05
n531	930120	31700	4985842.36	0.19	0.01
n532	537610	40219	4985842.36	0.11	0.01
n533	74272	67840	4985842.36	0.01	0.01
n631	623330	53087	3915871.43	0.16	0.01
n632	313470	57260	3915871.43	0.08	0.01
n633	150840	92837	3915871.43	0.04	0.02
n731	233280	233430	2879317.23	0.08	0.08
n732	7332.8	7404.7	2879317.23	0.00	0.00
n733	8495.8	719.71	2879317.23	0.00	0.00

ANEXO 1.3.15

Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

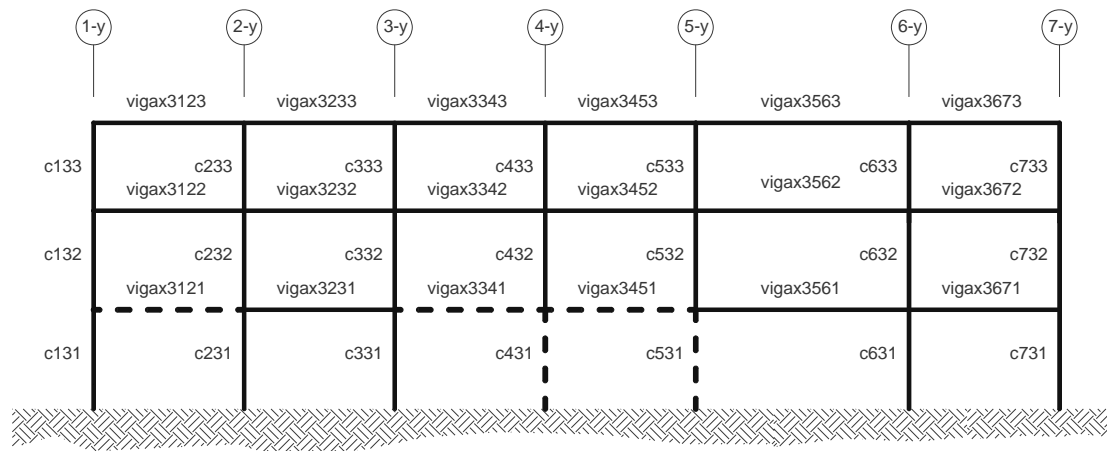
Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n621	233280	57567	2879317.23	0.08	0.02
n622	18270	7332.8	2879317.23	0.01	0.00
n623	8495.8	8495.8	2879317.23	0.00	0.00
n631	623330	53087	3915871.43	0.16	0.01
n632	313470	57260	3915871.43	0.08	0.01
n633	150840	92837	3915871.43	0.04	0.02
n641	945290	38776	4985842.36	0.19	0.01
n642	377280	44683	4985842.36	0.08	0.01
n643	132270	68491	4985842.36	0.03	0.01
n651	596880	344980	4985842.36	0.12	0.07
n652	494460	306730	4985842.36	0.10	0.06
n653	148650	68468	4985842.36	0.03	0.01
n661	253670	292170	2806827.61	0.09	0.10
n662	200970	217860	2806827.61	0.07	0.08
n663	-	16584	2806827.61	-	0.01
n671	186860	243110	2806827.61	0.07	0.09
n672	109390	163210	2806827.61	0.04	0.06
n673	-	16583	2806827.61	-	0.01
n681	166910	243100	2245462.09	0.07	0.11
n682	26438	163210	2245462.09	0.01	0.07
n683	97199	23136	2245462.09	0.04	0.01

ESTADO LÍMITE DE DAÑO LIMITADO.

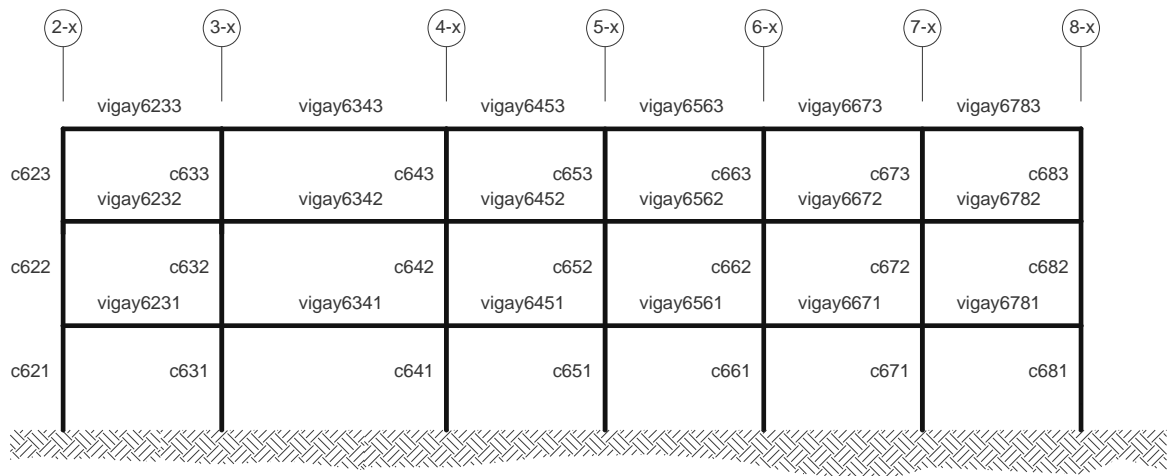
Distribución por masas.

ANEXO 1.3.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.



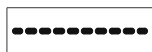
EJE 3-x



EJE 6-Y

En donde:

Elementos en donde la
demanda sobrepasa la
capacidad =



Nudos en donde la
demanda sobrepasa la
capacidad =



ANEXO 2

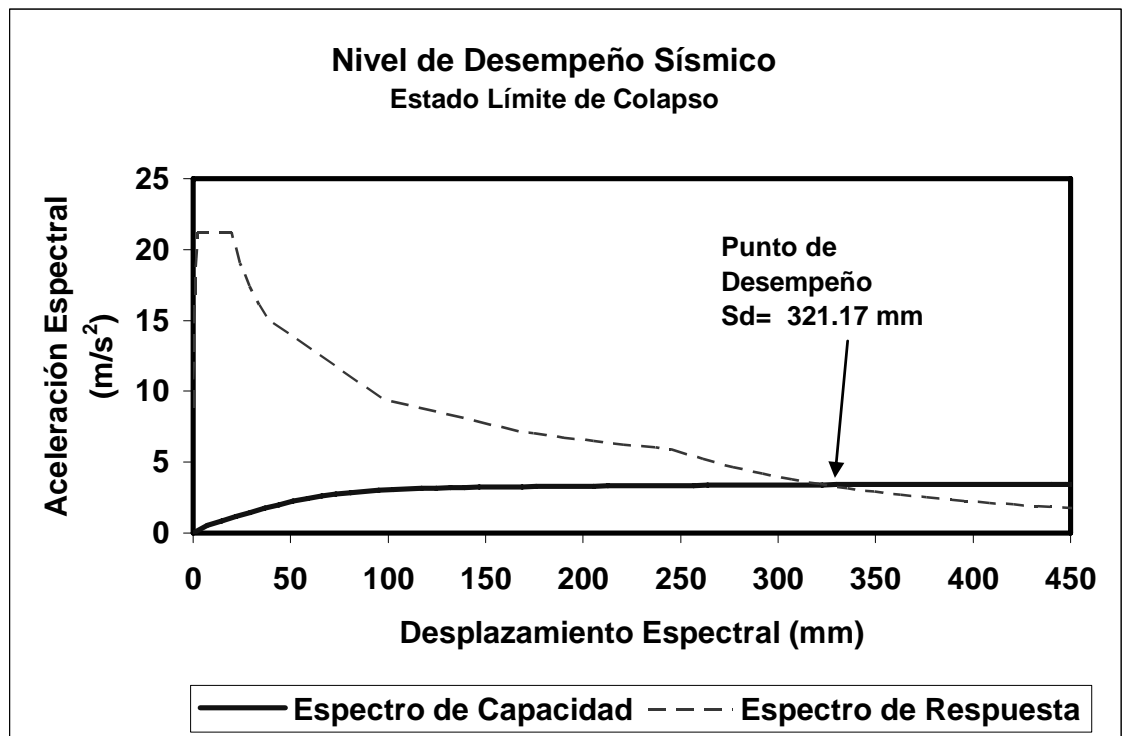
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL MODAL.

ANEXO 2.1

ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.

Espectro Capacidad – Demanda.

Desplazamiento a evaluar.



ANEXO 2.1.1 Espectro Capacidad – Demanda.

ANEXO 2.1.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación								Chequeo de rotación		
	3-X	841155437.6		1115537494	vigaxa3121	-1698800000	-423230	2.02										
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	1315800000	-423230	1.56	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.71								
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	253180000	-506140	0.30				0.85								
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-253180000	-548740	0.30				0.93								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	898790000	-550070	0.81				0.93								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-1393600000	-550070	1.25				0.93	0.0062	0.0291		0.0300	0.0300	1.03		
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-1746200000	-431880	2.08				0.73	0.0062	0.0291		0.0300	0.0300	1.03		
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	1356200000	-431880	1.61	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.73								
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	279100000	-513000	0.33				0.87								
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	-279100000	-557140	0.33				0.94								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	890520000	-555110	0.80				0.94								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1389800000	-555110	1.25				0.94	0.0062	0.0291		0.0299	0.0299	1.03		
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-1720400000	-400050	2.05				0.67	0.0062	0.0291		0.0299	0.0299	1.03		
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	1358900000	-400050	1.62	327479.99	592917.6867	Dúctil	0.67								
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	327670000	-491210	0.39				0.83								
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-385530000	-583940	0.46				0.98								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	840330000	-592990	0.75				1.00								
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1373700000	-592990	1.23				1.00	0.0062	0.0291		0.0348	0.0348	1.19		
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-1634400000	-344630	1.92				0.58	0.0062	0.0291		0.0348	0.0348	1.19		
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	1322900000	-344630	1.55	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.58								
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	345530000	-465530	0.41				0.79								
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-345530000	-544320	0.41				0.92								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	797170000	-561470	0.62				0.95								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1302200000	-561470	1.01				0.95	0.0062	0.0298		0.0354	0.0354	1.19		
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-1726400000	-217720	2.02				0.37	0.0078	0.0342		0.0354	0.0354	1.04		
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	1447900000	-217720	1.70	252806.97	592917.6867	Dúctil	0.37								
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	411930000	-348310	0.48				0.59								
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-408410000	-458970	0.48				0.77								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	956640000	-476460	0.74				0.80								
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1563900000	-476460	1.21				0.80	0.0078	0.0342		0.0323	0.0323	0.94		
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-1496500000	-404460	1.75				0.68	0.0062	0.0298		0.0323	0.0323	1.08		
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	1130200000	-404460	1.33	358585.03	592917.6867	Dúctil	0.68								
	852844743.2	825733693.2	vigaxB3671	128100000	-477240	0.15				0.80								
	852844743.2	825733693.2	vigaxC3671	-128100000	-523040	0.15				0.88								
	852827363.9	1115537494	vigaxd3671	970070000	-527740	0.87				0.89								
	852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1445700000	-527740	1.30				0.89	0.0062	0.0291		0.0350	0.0350	1.20		

ANEXO 2.1.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Rotación del Nudo								Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
	6-Y	852844743.2		825733693.2	vigaya6231	171090000	84589								0.21		
852844743.2		825733693.2	vigaya6231	-94893000	84589	0.11	417216.91	592917.6867	Dúctil	0.14							
852844743.2		825733693.2	vigayb6231	22399000	55855	0.03				0.09							
852844743.2		825733693.2	vigayc6231	-22399000	16367	0.03				0.03							
852811425.7		1640026318	vigayd6231	-56783000	-11756	0.07				0.02							
852811425.7		1640026318	vigayd6231	46199000	-11756	0.05				0.02	0.0063	0.0308			0.0002	0.0002	0.01
852811425.7		1640026318	vigaya6341	140620000	77224	0.09				0.13	0.0079	0.0354			0.0002	0.0002	0.00
852811425.7		1640026318	vigaya6341	-42165000	77224	0.03	294140.15	592917.6867	Dúctil	0.13							
1146387206		826171694.1	vigayb6341	74118000	39092	0.06				0.07							
1146387206		826171694.1	vigayc6341	-61556000	-16879	0.05				0.03							
852811425.7		1640026318	vigayd6341	-11339000	-55049	0.01				0.09							
852811425.7		1640026318	vigayd6341	-58849000	-55049	0.04				0.09	0.0079	0.0354			0.0002	0.0002	0.01
852811425.7		1640026318	vigaya6451	253420000	138070	0.15				0.23	0.0063	0.0308			0.0002	0.0002	0.01
852811425.7		1640026318	vigaya6451	-129160000	138070	0.08	417214.01	592917.6867	Dúctil	0.23							
852844743.2		825733693.2	vigayb6451	50697000	85651	0.06				0.14							
852844743.2		825733693.2	vigayc6451	-50696000	11979	0.06				0.02							
852827363.9		1115537494	vigayd6451	-75850000	-40709	0.09				0.07							
852827363.9		1115537494	vigayd6451	39215000	-40709	0.05				0.07	0.0062	0.0291			0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6561	240930000	187840	0.22				0.32	0.0062	0.0291			0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6561	-71912000	187840	0.06	327498.12	592917.6867	Dúctil	0.32							
841263784.5		825733693.2	vigayb6561	248040000	152400	0.29				0.26							
841263784.5		825733693.2	vigayc6561	-201150000	-121230	0.24				0.20							
841263784.5		825733693.2	vigayd6561	53352000	-156640	0.06				0.26							
841263784.5		825733693.2	vigayd6561	-194300000	-156640	0.24				0.26	0.0061	0.0276			0.0005	0.0005	0.02
841263784.5		825733693.2	vigaya6671	331940000	120290	0.40				0.20	0.0061	0.0276			0.0005	0.0005	0.02
841263784.5		825733693.2	vigayb6671	-223710000	120290	0.27	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.20							
841263784.5		825733693.2	vigayc6671	-28026000	93203	0.03				0.16							
841263784.5		825733693.2	vigayd6671	28027000	54184	0.03				0.09							
841263784.5		825733693.2	vigayd6671	-85736000	25765	0.10				0.04							
841263784.5		825733693.2	vigayd6671	108920000	25765	0.13				0.04	0.0061	0.0276			0.0002	0.0002	0.01
841263784.5	825733693.2	vigaya6781	307010000	139250	0.37				0.23	0.0061	0.0276			0.0002	0.0002	0.01	
841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-181710000	139250	0.22	278995.39	592917.6867	Dúctil	0.23								
841263784.5	825733693.2	vigayb6781	53371000	111970	0.06				0.19								
841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-53372000	72302	0.06				0.12								
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-205170000	43185	0.24				0.07								
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	244030000	43185	0.29				0.07	0.0061	0.0276			0.0006	0.0006	0.02	

ANEXO 2.1.4 Tabla Primer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.							
	Mu (+)	Mu (-)		Momento	Cortante	Relac D/C	Cortante Flex	Cap cortante	Clasificación	Chequeo	θ_y	θ_{um}	Relac. derivas	Rotación del	Demanda de	Chequeo de
	[N-mm]	[N-mm]		[N-mm]	[N]	D/C	[N]	[N]	de Elemento	de Cortante	[rad]	[rad]	en elem.	Nudo	Rotación	rotación
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-1804800000	-674460	0.91				0.38	0.0055	0.0258	0.0320	0.0000	0.0000	0.00
	1977038116	1977038116	ca131	1399900000	-674460	0.71	1007407.957	1754807.33	Dúctil	0.38						
	1977038116	1977038116	cb131	492000000	-656260	0.25				0.37						
	1977038116	1977038116	cc131	-491990000	-652740	0.25				0.37						
	1977038116	1977038116	cd131	410760000	-653440	0.21				0.37						
	1977038116	1977038116	cd131	-798120000	-653440	0.40				0.37	0.0055	0.0258	0.0320	0.0344	0.0344	1.33
	1501348613	1501348613	ca231	-2169800000	-1025400	1.45				0.58	0.0053	0.0264	0.0328	0.0000	0.0000	0.00
	1501348613	1501348613	ca231	1555200000	-1025400	1.04	765018.4017	1764411.66	Dúctil	0.58						
	1501348613	1501348613	cb231	119510000	-1038200	0.08				0.59						
	1501348613	1501348613	cc231	-119510000	-1038100	0.08				0.59						
	1501348613	1501348613	cd231	1315800000	-1035000	0.88				0.59						
	1501348613	1501348613	cd231	-1929700000	-1035000	1.29				0.59	0.0053	0.0264	0.0328	0.0300	0.0300	1.14
	1469071863	1469071863	ca331	-2114000000	-1005900	1.44				0.57	0.0053	0.0267	0.0332	0.0000	0.0000	0.00
	1469071863	1469071863	ca331	1510400000	-1005900	1.03	748571.6497	1769782.72	Dúctil	0.57						
	1469071863	1469071863	cb331	107060000	-1014800	0.07				0.57						
	1469071863	1469071863	cc331	-107060000	-1014500	0.07				0.57						
	1469071863	1469071863	cd331	1295700000	-1012100	0.88				0.57						
	1469071863	1469071863	cd331	-1896200000	-1012100	1.29				0.57	0.0053	0.0267	0.0332	0.0299	0.0299	1.12
	2104140255	2104140255	ca431	-3218200000	-1300200	1.53				0.49	0.0049	0.0262	0.0336	0.0000	0.0000	0.00
	2104140255	2104140255	ca431	2438500000	-1300200	1.16	1072173.378	2650359.30	Dúctil	0.49						
	2104140255	2104140255	cb431	600260000	-1329300	0.29				0.50						
	2104140255	2104140255	cc431	-600270000	-1331100	0.29				0.50						
	2104140255	2104140255	cd431	1239800000	-1328300	0.59				0.50						
	2104140255	2104140255	cd431	-2027100000	-1328300	0.96				0.50	0.0049	0.0262	0.0336	0.0348	0.0348	1.33
	1948879188	1948879188	ca531	-3352100000	-1335100	1.72				0.50	0.0048	0.0272	0.0341	0.0000	0.0000	0.00
	1948879188	1948879188	ca531	2552300000	-1335100	1.31	993059.4588	2672722.54	Dúctil	0.50						
	1948879188	1948879188	cb531	650840000	-1375200	0.33				0.51						
	1948879188	1948879188	cc531	-650840000	-1377900	0.33				0.52						
	1948879188	1948879188	cd531	1253900000	-1374500	0.64				0.51						
	1948879188	1948879188	cd531	-2068400000	-1374500	1.06				0.51	0.0048	0.0272	0.0341	0.0354	0.0354	1.30
	1834515254	1834515254	ca631	-2212700000	-1033800	1.21				0.77	0.0048	0.0267	0.0345	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	1594500000	-1033800	0.87	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.77						
	1834515254	1834515254	cb631	152880000	-1042500	0.08				0.78						
1834515254	1834515254	cc631	-152880000	-1042300	0.08				0.78							
1834515254	1834515254	cd631	1288200000	-1040100	0.70				0.78							
1834515254	1834515254	cd631	-1905000000	-1040100	1.04				0.78	0.0048	0.0267	0.0345	0.0323	0.0323	1.21	
2092629103	2092629103	ca731	-2319600000	-997290	1.11				0.77	0.0049	0.0250	0.0360	0.0000	0.0000	0.00	
2092629103	2092629103	ca731	1728000000	-997290	0.83	1066307.823	1299794.45	Dúctil	0.77							
2092629103	2092629103	cb731	291830000	-1038900	0.14				0.80							
2092629103	2092629103	cc731	-291930000	-1042200	0.14				0.80							
2092629103	2092629103	cd731	1148400000	-1034300	0.55				0.80							
2092629103	2092629103	cd731	-1761300000	-1034300	0.84				0.80	0.0049	0.0250	0.0360	0.0350	0.0350	1.40	

ANEXO 2.1.5 Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	2100679181		2100679181	ca621	-44428000								-102350	0.02	1070409.774
2100679181	2100679181	ca621	-16754000	-102350	0.01											
2100679181	2100679181	cb621	-157810000	-102200	0.08											
2100679181	2100679181	cc621	157780000	-101600	0.08											
2100679181	2100679181	cd621	298290000	-100900	0.14											
2100679181	2100679181	cd621	-358100000	-100900	0.17											
1834515254	1834515254	ca631	-11554000	-14053	0.01	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.01	0.0048	0.0267	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	
1834515254	1834515254	ca631	3150300	-14053	0.00											
1834515254	1834515254	cb631	-15828000	-13968	0.01											
1834515254	1834515254	cc631	15813000	-13794	0.01											
1834515254	1834515254	cd631	34957000	-13642	0.02											
1834515254	1834515254	cd631	-43046000	-13642	0.02											
1952695103	1952695103	ca641	-19525000	-38515	0.01	995003.8742	2672173.18	Dúctil	0.01	0.0048	0.0272	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	
1952695103	1952695103	ca641	-3572500	-38515	0.00											
1952695103	1952695103	cb641	-5828000	-38338	0.03											
1952695103	1952695103	cc641	55751000	-37912	0.03											
1952695103	1952695103	cd641	108200000	-37503	0.06											
1952695103	1952695103	cd641	-130430000	-37503	0.07											
2093962794	2093962794	ca651	-4856200	-20439	0.00	1066987.411	2651825.99	Dúctil	0.01	0.0049	0.0262	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
2093962794	2093962794	ca651	-7404000	-20439	0.00											
2093962794	2093962794	cb651	-36208000	-20461	0.02											
2093962794	2093962794	cc651	36265000	-20543	0.02											
2093962794	2093962794	cd651	64641000	-20565	0.03											
2093962794	2093962794	cd651	-76828000	-20565	0.04											
1461387329	1461387329	ca661	15589000	132.92	0.01	744655.9638	1771060.93	Dúctil	0.00	0.0053	0.0268	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00	
1461387329	1461387329	ca661	-15509000	132.92	0.01											
1461387329	1461387329	cb661	-13872000	290.43	0.01											
1461387329	1461387329	cc661	13694000	597.63	0.01											
1461387329	1461387329	cd661	12944000	824.59	0.01											
1461387329	1461387329	cd661	-12455000	824.59	0.01											
1500919110	1500919110	ca671	73455000	57805	0.05	764799.5467	1764483.16	Dúctil	0.03	0.0053	0.0264	-0.0008	0.0000	0.0000	0.00	
1500919110	1500919110	ca671	-38721000	57805	0.03											
1500919110	1500919110	cb671	41268000	57618	0.03											
1500919110	1500919110	cc671	-41317000	57813	0.03											
1500919110	1500919110	cd671	-121260000	58175	0.08											
1500919110	1500919110	cd671	155740000	58175	0.10											
1972469786	1972469786	ca681	46799000	46723	0.02	1005080.146	1755569.63	Dúctil	0.03	0.0055	0.0259	-0.0011	0.0000	0.0000	0.00	
1972469786	1972469786	ca681	-18755000	46723	0.01											
1972469786	1972469786	cb681	46104000	46426	0.02											
1972469786	1972469786	cc681	-46239000	46770	0.02											
1972469786	1972469786	cd681	-110930000	47308	0.06											
1972469786	1972469786	cd681	138970000	47308	0.07											

ANEXO 2.1.6 Tabla Segundo Nivel Vigas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.						Demanda de S.S.						
	Mu (+)	Mu (-)		Momento	Cortante	Relac Flex	Cortante Flex	Cap cortante	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ _y [rad]	θ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	[N-mm]	[N-mm]		[N-mm]	[N]	D/C	[N]	[N]								
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	-1553000000	-448990	1.85				0.76	0.0062	0.0291		0.0344	0.0344	1.18
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	1147200000	-448990	1.36	327479.99	592917.69	Dúctil	0.76						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	88724000	-504130	0.11				0.85						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	-88723000	-544370	0.11				0.92						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	1054200000	-557080	0.95				0.94						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-1555800000	-557080	1.39				0.94	0.0062	0.0291		0.0300	0.0300	1.03
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-1659800000	-452100	1.97				0.76	0.0062	0.0291		0.0300	0.0300	1.03
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	1251700000	-452100	1.49	327479.99	592917.69	Dúctil	0.76						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	179250000	-510820	0.21				0.86						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	-179250000	-552160	0.21				0.93						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	979960000	-561070	0.88				0.95						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-1484800000	-561070	1.33				0.95	0.0062	0.0291		0.0299	0.0299	1.03
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-1720000000	-524130	2.04				0.88	0.0062	0.0291		0.0299	0.0299	1.03
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	1246700000	-524130	1.48	415260.54	592917.69	Dúctil	0.88						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	-11694000	-599370	0.01				1.01						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	-52970000	-683310	0.06				1.15						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	1381700000	-710310	0.84				1.20						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-2020900000	-710310	1.23				1.20	0.0064	0.0308		0.0348	0.0348	1.13
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-1301700000	-460150	1.53				0.78	0.0063	0.0308		0.0348	0.0348	1.13
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	887260000	-460150	1.04	417212.01	592917.69	Dúctil	0.78						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-203150000	-519280	0.25				0.88						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	203150000	-590970	0.25				1.00						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	1444400000	-634780	0.97				1.07						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-2016200000	-634780	1.35				1.07	0.0063	0.0304		0.0354	0.0354	1.17
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-1235500000	-232530	1.45				0.39	0.0079	0.0349		0.0354	0.0354	1.02
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	938900000	-232530	1.10	277054.13	592917.69	Dúctil	0.39						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	72585000	-291220	0.09				0.49						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	-58889000	-414630	0.07				0.70						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	1174600000	-447090	0.79				0.75						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-1745100000	-447090	1.17				0.75	0.0079	0.0349		0.0323	0.0323	0.92
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-1397800000	-415330	1.64				0.70	0.0063	0.0304		0.0323	0.0323	1.06
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	1022000000	-415330	1.20	392978.36	592917.69	Dúctil	0.70						
	852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	26655000	-474020	0.03				0.80						
852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	-26657000	-518370	0.03				0.87							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	1061800000	-529550	0.95				0.89							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-1539700000	-529550	1.38				0.89	0.0062	0.0291		0.0350	0.0350	1.20	

ANEXO 2.1.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ _y [rad]	θ _{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]						Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852827363.9		1115537494	vigaya6232	390090000	143420	0.35								
852827363.9		1115537494	vigaya6232	-260960000	143420	0.23	392978.36	592917.69	Dúctil	0.24						
852844743.2		825733693.2	vigayb6232	-19210000	115120	0.02				0.19						
852844743.2		825733693.2	vigayc6232	19207000	75584	0.02				0.13						
852815422.2		1495218313	vigayd6232	-139520000	47396	0.16				0.08						
852815422.2		1495218313	vigayd6232	182180000	47396	0.21				0.08	0.0063	0.0304		0.0002	0.0002	0.01
852815422.2		1495218313	vigaya6342	184550000	96917	0.12				0.16	0.0079	0.0349		0.0002	0.0002	0.00
852815422.2		1495218313	vigaya6342	-60964000	96917	0.04	277054.13	592917.69	Dúctil	0.16						
1146387206		826171694.1	vigayb6342	118160000	60177	0.10				0.10						
1146387206		826171694.1	vigayc6342	-124950000	-56386	0.11				0.10						
852815422.2		1495218313	vigayd6342	42787000	-96043	0.03				0.16						
852815422.2		1495218313	vigayd6342	-165250000	-96043	0.11				0.16	0.0079	0.0349		0.0002	0.0002	0.01
852815422.2		1495218313	vigaya6452	306670000	128180	0.21				0.22	0.0063	0.0304		0.0002	0.0002	0.01
852815422.2		1495218313	vigaya6452	-191310000	128180	0.13	392978.36	592917.69	Dúctil	0.22						
852844743.2		825733693.2	vigayb6452	-32172000	75785	0.04				0.13						
852844743.2		825733693.2	vigayc6452	32172000	2246.8	0.04				0.00						
852827363.9		1115537494	vigayd6452	27453000	-50313	0.02				0.08						
852827363.9		1115537494	vigayd6452	-72733000	-50313	0.07				0.08	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6562	394370000	251990	0.35				0.42	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6562	-167620000	251990	0.15	327479.99	592917.69	Dúctil	0.42						
841263784.5		825733693.2	vigayb6562	284130000	215190	0.34				0.36						
841263784.5		825733693.2	vigayc6562	-221760000	-55847	0.26				0.09						
841155437.6		1115537494	vigayd6562	-104550000	-89289	0.12				0.15						
841155437.6		1115537494	vigayd6562	24207000	-89289	0.03				0.15	0.0062	0.0291		0.0005	0.0005	0.02
841155437.6		1115537494	vigaya6672	214900000	87818	0.19				0.15	0.0062	0.0291		0.0005	0.0005	0.02
841155437.6		1115537494	vigaya6672	-135880000	87818	0.12	327479.99	592917.69	Dúctil	0.15						
841263784.5		825733693.2	vigayb6672	-9085900	60380	0.01				0.10						
841263784.5		825733693.2	vigayc6672	9077200	21339	0.01				0.04						
841155437.6		1115537494	vigayd6672	-35722000	-6759.2	0.04				0.01						
841155437.6		1115537494	vigayd6672	29640000	-6759.2	0.04				0.01	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6782	89344000	53497	0.08				0.09	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.01
841155437.6		1115537494	vigaya6782	-41205000	53497	0.04	327479.99	592917.69	Dúctil	0.09						
841263784.5		825733693.2	vigayb6782	12595000	25624	0.01				0.04						
841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-12592000	-13606	0.01				0.04							
841155437.6	1115537494	vigayd6782	15982000	-41570	0.01				0.07							
841155437.6	1115537494	vigayd6782	-53388000	-41570	0.05				0.07	0.0062	0.0291		0.0006	0.0006	0.02	

ANEXO 2.1.8 Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.								
	Mu (+)	Mu (-)		Momento	Cortante	Relac Flex	Cortante Flex	Cap cortante	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y	θ_{um}	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	[N-mm]	[N-mm]		[N-mm]	[N]	D/C	[N]	[N]								
3-X	2028887047	2028887047	ca132	-1461400000	-844280	0.72				0.48	0.0055	0.0253	0.0320	0.0000	0.0000	0.00
	2028887047	2028887047	ca132	960770000	-844280	0.47	1033827.795	1746148.93	Dúctil	0.48						
	2028887047	2028887047	cb132	-204060000	-842250	0.10				0.48						
	2028887047	2028887047	cc132	204070000	-842390	0.10				0.48						
	2028887047	2028887047	cd132	1369200000	-847810	0.67				0.49						
	2028887047	2028887047	cd132	-1874300000	-847810	0.92				0.49	0.0055	0.0253	0.0320	0.0344	0.0344	1.36
	1582062792	1582062792	ca232	-1925600000	-1001300	1.22				0.57	0.0054	0.0256	0.0328	0.0000	0.0000	0.00
	1582062792	1582062792	ca232	1331100000	-1001300	0.84	806146.6456	1750961.38	Dúctil	0.57						
	1582062792	1582062792	cb232	-55896000	-1003100	0.04				0.57						
	1582062792	1582062792	cc232	55886000	-1002300	0.04				0.57						
	1582062792	1582062792	cd232	1441900000	-997680	0.91				0.57						
	1582062792	1582062792	cd232	-2036900000	-997680	1.29				0.57	0.0054	0.0256	0.0328	0.0300	0.0300	1.17
	1561263474	1561263474	ca332	-1866400000	-970120	1.20				0.55	0.0054	0.0258	0.0332	0.0000	0.0000	0.00
	1561263474	1561263474	ca332	1290400000	-970120	0.83	795548.2671	1754430.30	Dúctil	0.55						
	1561263474	1561263474	cb332	-52099000	-970840	0.03				0.55						
	1561263474	1561263474	cc332	52093000	-970160	0.03				0.55						
	1561263474	1561263474	cd332	1393700000	-967930	0.89				0.55						
	1561263474	1561263474	cd332	-1970400000	-967930	1.26				0.55	0.0054	0.0258	0.0332	0.0299	0.0299	1.16
	2296464116	2296464116	ca432	-2366600000	-1279200	1.03				0.49	0.0050	0.0249	0.0336	0.0000	0.0000	0.00
	2296464116	2296464116	ca432	1607900000	-1279200	0.70	1170172.798	2622615.40	Dúctil	0.49						
	2296464116	2296464116	cb432	-1645300000	-1282100	0.07				0.49						
	2296464116	2296464116	cc432	1645300000	-1280400	0.07				0.49						
	2296464116	2296464116	cd432	1935000000	-1260500	0.84				0.48						
	2296464116	2296464116	cd432	-2691700000	-1260500	1.17				0.48	0.0050	0.0249	0.0336	0.0348	0.0348	1.40
	2174961604	2174961604	ca532	-2251200000	-1256300	1.04				0.48	0.0049	0.0257	0.0341	0.0000	0.0000	0.00
	2174961604	2174961604	ca532	1506400000	-1256300	0.69	1108260.69	2640149.43	Dúctil	0.48						
	2174961604	2174961604	cb532	-233870000	-1258800	0.11				0.48						
	2174961604	2174961604	cc532	233870000	-1256800	0.11				0.48						
	2174961604	2174961604	cd532	1971700000	-1236600	0.91				0.47						
	2174961604	2174961604	cd532	-2712600000	-1236600	1.25				0.47	0.0049	0.0257	0.0341	0.0354	0.0354	1.38
	2022563734	2022563734	ca632	-1748300000	-954270	0.86				0.73	0.0049	0.0255	0.0345	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	1182400000	-954270	0.58	1030605.724	1309902.74	Dúctil	0.73						
2022563734	2022563734	cb632	-137520000	-954600	0.07				0.73							
2022563734	2022563734	cc632	137520000	-953860	0.07				0.73							
2022563734	2022563734	cd632	1456600000	-952370	0.72				0.73							
2022563734	2022563734	cd632	-2022000000	-952370	1.00				0.73	0.0049	0.0255	0.0345	0.0323	0.0323	1.27	
2192218065	2192218065	ca732	-1464200000	-936930	0.67				0.73	0.0050	0.0244	0.0360	0.0000	0.0000	0.00	
2192218065	2192218065	ca732	909070000	-936930	0.41	1117053.791	1285409.94	Dúctil	0.73							
2192218065	2192218065	cb732	-391040000	-940540	0.18				0.73							
2192218065	2192218065	cc732	391040000	-936680	0.18				0.73							
2192218065	2192218065	cd732	1686000000	-925150	0.77				0.72							
2192218065	2192218065	cd732	-2234600000	-925150	1.02				0.72	0.0050	0.0244	0.0360	0.0350	0.0350	1.43	

ANEXO 2.1.9 Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	2198237413	2198237413	ca622	-407580000	-191400	0.19	1120120.975	1284539.77	Dúctil	0.15	0.0050	0.0244	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00
	2198237413	2198237413	ca622	294140000	-191400	0.13				0.15						
	2198237413	2198237413	cb622	289480000	-191810	0.01				0.15						
	2198237413	2198237413	cc622	-289690000	-191890	0.01				0.15						
	2198237413	2198237413	cd622	236350000	-191580	0.11				0.15						
	2198237413	2198237413	cd622	-349950000	-191580	0.16				0.15						
	2022563734	2022563734	ca632	228990000	89490	0.11	1030605.724	1309902.74	Dúctil	0.07	0.0049	0.0255	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	-175930000	89490	0.09				0.07						
	2022563734	2022563734	cb632	-51994000	89617	0.03				0.07						
	2022563734	2022563734	cC632	51997000	89678	0.03				0.07						
	2022563734	2022563734	cd632	-71997000	89633	0.04				0.07						
	2022563734	2022563734	cd632	125210000	89633	0.06				0.07						
	2174530348	2174530348	ca642	334580000	97315	0.15	1108040.942	2640211.62	Dúctil	0.04	0.0049	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	-276890000	97315	0.13				0.04						
	2174530348	2174530348	cb642	-141910000	97683	0.07				0.04						
	2174530348	2174530348	cc642	141880000	97808	0.07				0.04						
	2174530348	2174530348	cd642	6253700	97508	0.00				0.04						
	2174530348	2174530348	cd642	51991000	97508	0.02				0.04						
	2284814460	2284814460	ca652	337100000	107160	0.15	1164236.668	2624297.70	Dúctil	0.04	0.0050	0.0250	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2284814460	2284814460	ca652	-273560000	107160	0.12				0.04						
	2284814460	2284814460	cb652	-124820000	107610	0.05				0.04						
	2284814460	2284814460	cc652	124810000	107790	0.05				0.04						
	2284814460	2284814460	cd652	-24372000	107230	0.01				0.04						
	2284814460	2284814460	cd652	88456000	107230	0.04				0.04						
	1553966474	1553966474	ca662	153810000	77122	0.10	791830.0504	1755646.79	Dúctil	0.04	0.0054	0.0259	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00
	1553966474	1553966474	ca662	-108090000	77122	0.07				0.04						
	1553966474	1553966474	cb662	-1334300	77143	0.00				0.04						
	1553966474	1553966474	cc662	1405100	77343	0.00				0.04						
	1553966474	1553966474	cd662	-105340000	77678	0.07				0.04						
	1553966474	1553966474	cd662	151450000	77678	0.10				0.04						
	1581668149	1581668149	ca672	266140000	122940	0.17	805945.5534	1751027.22	Dúctil	0.07	0.0054	0.0256	-0.0003	0.0000	0.0000	0.00
	1581668149	1581668149	ca672	-193260000	122940	0.12				0.07						
1581668149	1581668149	cb672	-23449000	122780	0.01	0.07										
1581668149	1581668149	cc672	23486000	122800	0.01	0.07										
1581668149	1581668149	cd672	-146250000	123090	0.09	0.07										
1581668149	1581668149	cd672	219370000	123090	0.14	0.07										
2024208300	2024208300	ca682	111490000	63053	0.06	1031443.72	1746930.77	Dúctil	0.04	0.0055	0.0254	-0.0011	0.0000	0.0000	0.00	
2024208300	2024208300	ca682	-74112000	63053	0.04				0.04							
2024208300	2024208300	cb682	13051000	63012	0.01				0.04							
2024208300	2024208300	cc682	-13008000	63137	0.01				0.04							
2024208300	2024208300	cd682	-100190000	63455	0.05				0.04							
2024208300	2024208300	cd682	137930000	63455	0.07				0.04							

ANEXO 2.1.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.				Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Rotación del Nudo								Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
				S.S.													
3-X	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	-998640000	-310140	1.19				0.52	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00	
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	718380000	-310140	0.85	278995.39	592917.69	Dúctil	0.52							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3123	34191000	-325730	0.04				0.55							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3123	-34191000	-346010	0.04				0.58							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	692740000	-359390	0.84				0.61							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	-1018400000	-359390	1.23				0.61	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00	
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	-780390000	-223440	0.93				0.38	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.00	
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	578400000	-223440	0.69	278995.39	592917.69	Dúctil	0.38							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3233	92013000	-231500	0.11				0.39							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3233	-92011000	-251600	0.11				0.42							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	436780000	-275280	0.53				0.46							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	-687570000	-275280	0.83				0.46	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.01	
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	-650340000	-190650	0.77				0.32	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.01	
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	477300000	-190650	0.57	278995.39	592917.69	Dúctil	0.32							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3343	78994000	-189500	0.09				0.32							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3343	-153980000	-230850	0.18				0.39							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	331240000	-252090	0.40				0.43							
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	-558750000	-252090	0.68				0.43	0.0061	0.0276		-0.0026	0.0026	0.10	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	-231240000	-68071	0.27				0.11	0.0062	0.0298		-0.0026	0.0026	0.09	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	169970000	-68071	0.20	358587.94	592917.69	Dúctil	0.11							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3453	-26495000	-93556	0.03				0.16							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3453	26494000	-129290	0.03				0.22							
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	298010000	-154860	0.36				0.26							
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	-437440000	-154860	0.53				0.26	0.0061	0.0276		-0.0014	0.0014	0.05	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	-239470000	-47597	0.28				0.08	0.0078	0.0342		-0.0014	0.0014	0.04	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	178790000	-47597	0.21	252806.97	592917.69	Dúctil	0.08							
	1146387206	826171694.1	vigaxb3563	-108680000	-96635	0.13				0.16							
	1146387206	826171694.1	vigaxc3563	100520000	-193830	0.12				0.33							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	677100000	-239600	0.52				0.40							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	-982680000	-239600	0.76				0.40	0.0078	0.0342		0.0004	0.0004	0.01	
852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	-1105200000	-360200	1.30				0.61	0.0061	0.0276		0.0004	0.0004	0.01		
852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	780840000	-360200	0.92	358587.94	592917.69	Dúctil	0.61								
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-949890000	-432150	1.15				0.73								
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	42398000	-432150	0.05				0.73								
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	949880000	-456380	0.74				0.77								
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-1361600000	-456380	1.06				0.77	0.0062	0.0298		0.0041	0.0041	0.14		

ANEXO 2.1.11 Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]						Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	380250000	111260	0.46				0.19	0.0061	0.0276		0.0026	0.0026	0.09
	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	-280070000	111260	0.34	358587.94	592917.69	Dúctil	0.19						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6233	-105510000	83115	0.13				0.14						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6233	105500000	43606	0.13				0.07						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	13928000	15376	0.01				0.03						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	-89531	15376	0.00				0.03	0.0062	0.0298		0.0004	0.0004	0.01
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	118520000	122900	0.09				0.21	0.0078	0.0342		0.0004	0.0004	0.01
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	38181000	122900	0.04	252806.97	592917.69	Dúctil	0.21						
	1146387206	826171694.1	vigayb6343	285900000	83257	0.25				0.14						
	1146387206	826171694.1	vigayc6343	-355830000	-155660	0.31				0.26						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	107290000	-196030	0.08				0.33						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	-357310000	-196030	0.28				0.33	0.0078	0.0342		0.0017	0.0017	0.05
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	303550000	72722	0.24				0.12	0.0062	0.0298		0.0017	0.0017	0.06
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	-238080000	72722	0.18	358587.94	592917.69	Dúctil	0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6453	-162950000	35777	0.20				0.06						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6453	162950000	-15948	0.20				0.03						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	196440000	-52892	0.24				0.09						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	-244060000	-52892	0.30				0.09	0.0061	0.0276		-0.0013	0.0013	0.05
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	497740000	271670	0.60				0.46	0.0061	0.0276		-0.0013	0.0013	0.05
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	-253140000	271670	0.31	278995.39	592917.69	Dúctil	0.46						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6563	256990000	242820	0.31				0.41						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6563	-188740000	72904	0.22				0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-342050000	49874	0.41				0.08						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	386950000	49874	0.46				0.08	0.0061	0.0276		-0.0004	0.0004	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	-151750000	-9746.7	0.18				0.02	0.0061	0.0276		-0.0004	0.0004	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigayb6673	142970000	-9746.7	0.17	278995.39	592917.69	Dúctil	0.02						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6673	92064000	-24250	0.11				0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-92078000	-44529	0.11				0.08						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	1423600	-58987	0.00				0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-54511000	-58987	0.07				0.10	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.01
841263784.5	825733693.2	vigaya6783	-70076000	-1375.8	0.08				0.00	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.01	
841263784.5	825733693.2	vigaya6783	68837000	-1375.8	0.08	278995.39	592917.69	Dúctil	0.00							
841263784.5	825733693.2	vigayb6783	35052000	-16057	0.04				0.03							
841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-35051000	-36619	0.04				0.06							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	41764000	-51265	0.05				0.09							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-87917000	-51265	0.11				0.09	0.0061	0.0276		-0.0004	0.0004	0.01	

ANEXO 2.1.12 Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.					Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Rotación del Nudo							Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
	S.S.	S.S.		S.S.	S.S.	S.S.	S.S.	S.S.							S.S.	S.S.	
3-X	2079838031	2079838031	ca133	-95523000	-297570	0.05				0.17	0.0052	0.0237	0.0194	0.0210	0.0210	0.89	
	2079838031	2079838031	ca133	-60709000	-297570	0.03	1197029.082	1737627.20	Dúctil	0.17							
	2079838031	2079838031	cb133	-425170000	-297480	0.20				0.17							
	2079838031	2079838031	cc133	425160000	-297650	0.20				0.17							
	2079838031	2079838031	cd133	789870000	-298010	0.38				0.17							
	2079838031	2079838031	cd133	-946390000	-298010	0.46				0.17	0.0052	0.0237	0.0194	0.0158	0.0158	0.67	
	1660925169	1660925169	ca233	-1659700000	-987740	1.00				0.57	0.0051	0.0237	0.0216	0.0184	0.0184	0.78	
	1660925169	1660925169	ca233	1140700000	-987740	0.69	955928.1546	1737786.29	Dúctil	0.57							
	1660925169	1660925169	cb233	-69841000	-987980	0.04				0.57							
	1660925169	1660925169	cc233	69841000	-987620	0.04				0.57							
	1660925169	1660925169	cd233	1280000000	-986820	0.77				0.57							
	1660925169	1660925169	cd233	-1799100000	-986820	1.08				0.57	0.0051	0.0237	0.0216	0.0154	0.0154	0.65	
	1652119667	1652119667	ca333	-1696000000	-867370	1.03				0.50	0.0051	0.0238	0.0263	0.0212	0.0212	0.89	
	1652119667	1652119667	ca333	1240100000	-867370	0.75	950860.2398	1739259.35	Dúctil	0.50							
	1652119667	1652119667	cb333	177050000	-867530	0.11				0.50							
	1652119667	1652119667	cc333	-177050000	-867230	0.11				0.50							
	1652119667	1652119667	cd333	885450000	-866790	0.54				0.50							
	1652119667	1652119667	cd333	-1340700000	-866790	0.81				0.50	0.0051	0.0238	0.0263	0.0245	0.0245	1.03	
	2486354062	2486354062	ca433	-822730000	-458100	0.33				0.18	0.0048	0.0226	0.0296	0.0053	0.0053	0.23	
	2486354062	2486354062	ca433	577940000	-458100	0.23	1430995.144	2595149.30	Dúctil	0.18							
	2486354062	2486354062	cb433	7825100	-465400	0.00				0.18							
	2486354062	2486354062	cc433	-7824000	-464780	0.00				0.18							
	2486354062	2486354062	cd433	561550000	-456320	0.23				0.18							
	2486354062	2486354062	cd433	-806010000	-456320	0.32				0.18	0.0048	0.0226	0.0296	0.0016	0.0016	0.07	
	2394373035	2394373035	ca533	-800940000	-449700	0.33				0.17	0.0047	0.0232	0.0293	0.0086	0.0086	0.37	
	2394373035	2394373035	ca533	561220000	-449700	0.23	1378056.423	2608465.14	Dúctil	0.17							
	2394373035	2394373035	cb533	3219600	-455480	0.00				0.17							
	2394373035	2394373035	cc533	-3221300	-454890	0.00				0.17							
	2394373035	2394373035	cd533	553980000	-447370	0.23				0.17							
	2394373035	2394373035	cd533	-793480000	-447370	0.33				0.17	0.0047	0.0232	0.0293	0.0021	0.0021	0.09	
	2202804373	2202804373	ca633	-1639000000	-1065100	0.74				0.83	0.0047	0.0232	0.0289	0.0271	0.0271	1.17	
	2202804373	2202804373	ca633	1079400000	-1065100	0.49	1267801.078	1283879.50	Dúctil	0.83							
	2202804373	2202804373	cb633	-225330000	-1064900	0.10				0.83							
	2202804373	2202804373	cc633	225350000	-1064500	0.10				0.83							
	2202804373	2202804373	cd633	1529800000	-1064400	0.69				0.83							
	2202804373	2202804373	cd633	-2092900000	-1064400	0.95				0.83	0.0047	0.0232	0.0289	0.0060	0.0060	0.26	
	2293345830	2293345830	ca733	-1115800000	-949460	0.49				0.75	0.0047	0.0227	0.0277	0.0285	0.0285	1.25	
	2293345830	2293345830	ca733	617260000	-949460	0.27	1319911.269	1270777.18	Frágil	0.75							
	2293345830	2293345830	cb733	-546560000	-950120	0.24				0.75							
	2293345830	2293345830	cc733	546570000	-947720	0.24				0.75							
2293345830	2293345830	cd733	1708000000	-938270	0.74				0.74								
2293345830	2293345830	cd733	-2202900000	-938270	0.96				0.74	0.0047	0.0227	0.0277	0.0092	0.0092	0.40		

ANEXO 2.1.13 Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.			
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
6-Y	2296959405	2296959405	ca623	-187580000	-112030	0.08	1321991.024	1270253.73	Frágil	0.09	0.0047	0.0227	-0.0015	0.0017	0.0017	0.08	
	2296959405	2296959405	ca623	128760000	-112030	0.06				0.09							
	2296959405	2296959405	cb623	-8713300	-112200	0.00				0.09							
	2296959405	2296959405	cc623	8640100	-112340	0.00	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	
	2296959405	2296959405	cd623	146110000	-112330	0.06	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.12
	2296959405	2296959405	cd623	-205250000	-112330	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.0047	0.0227	-0.0015	0.0026	0.0026	0.12	
	2202804373	2202804373	ca633	225860000	99218	0.10	1267801.078	1283879.50	Dúctil	0.08	0.0047	0.0232	-0.0015	0.0008	0.0008	0.03	
	2202804373	2202804373	ca633	-173730000	99218	0.08				0.08							
	2202804373	2202804373	cb633	-52640000	98957	0.02				0.08							
	2202804373	2202804373	cc633	525840000	98579	0.02	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
	2202804373	2202804373	cd633	-689350000	98322	0.03	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	2202804373	2202804373	cd633	120950000	98322	0.05	0.08	0.08	0.08	0.08	0.0047	0.0232	-0.0015	0.0004	0.0004	0.02	
	2390467259	2390467259	ca643	115840000	31306	0.05	1375808.494	2609030.06	Dúctil	0.01	0.0047	0.0232	-0.0013	0.0006	0.0006	0.03	
	2390467259	2390467259	ca643	-99234000	31306	0.04				0.01							
	2390467259	2390467259	cb643	-61233000	31476	0.03				0.01							
	2390467259	2390467259	cc643	61233000	31386	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	
	2390467259	2390467259	cd643	21671000	31402	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0047	0.0232	-0.0013	0.0017	0.0017	0.07	
	2390467259	2390467259	cd643	-4841200	31402	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0048	0.0227	-0.0011	-0.0001	0.0001	0.01	
	2472853974	2472853974	ca653	211120000	122600	0.09	1423225.309	2597105.24	Dúctil	0.05	0.0048	0.0227	-0.0011	-0.0001	0.0001	0.01	
	2472853974	2472853974	ca653	-146060000	122600	0.06				0.05							
	2472853974	2472853974	cb653	4039400	122990	0.00				0.05							
	2472853974	2472853974	cc653	-4039900	122830	0.00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
	2472853974	2472853974	cd653	-155610000	121950	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0048	0.0227	-0.0011	-0.0013	0.0013	0.06	
	2472853974	2472853974	cd653	221040000	121950	0.09	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0051	0.0238	-0.0003	-0.0004	0.0004	0.02	
	1645063241	1645063241	ca663	93012000	93430	0.06	946798.9879	1740439.42	Dúctil	0.05	0.0051	0.0238	-0.0003	-0.0004	0.0004	0.02	
	1645063241	1645063241	ca663	-43953000	93430	0.03				0.05							
	1645063241	1645063241	cb663	71200000	93950	0.04				0.05							
	1645063241	1645063241	cc663	-70759000	94763	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
	1645063241	1645063241	cd663	-186230000	95420	0.11	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0051	0.0238	-0.0003	-0.0004	0.0004	0.02	
	1645063241	1645063241	cd663	236360000	95420	0.14	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0051	0.0238	-0.0003	-0.0004	0.0004	0.02	
	1661139746	1661139746	ca673	-104420000	-65185	0.06	956051.6526	1737750.39	Dúctil	0.04	0.0051	0.0237	-0.0012	0.0001	0.0001	0.01	
	1661139746	1661139746	ca673	70192000	-65185	0.04				0.04							
	1661139746	1661139746	cb673	-9772300	-65053	0.01				0.04							
1661139746	1661139746	cc673	10227000	-64893	0.01	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04		
1661139746	1661139746	cd673	90139000	-64802	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04		
1661139746	1661139746	cd673	-124170000	-64802	0.07	0.04	0.04	0.04	0.04	0.0051	0.0237	-0.0012	0.0020	0.0020	0.08		
2075141562	2075141562	ca683	-204750000	-87684	0.10	1194326.079	1738413.31	Dúctil	0.05	0.0052	0.0237	0.0004	0.0001	0.0001	0.00		
2075141562	2075141562	ca683	158700000	-87684	0.08				0.05								
2075141562	2075141562	cb683	51121000	-87538	0.02				0.05								
2075141562	2075141562	cc683	-50666000	-87415	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		
2075141562	2075141562	cd683	56815000	-87390	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		
2075141562	2075141562	cd683	-102720000	-87390	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0052	0.0237	0.0004	-0.0004	0.0004	0.02		

ANEXO 2.1.14
Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n131	3033800	1341200	2245462.09	1.35	0.60
n132	2165500	1263800	2245462.09	0.96	0.56
n133	108970	398320	2245462.09	0.05	0.18
n231	3029600	1047600	2806827.61	1.08	0.37
n232	2163100	971740	2806827.61	0.77	0.35
n233	605630	-	2806827.61	0.22	-
n331	3314600	1227600	2806827.61	1.18	0.44
n332	2744600	1588900	2806827.61	0.98	0.57
n333	1129400	-	2806827.61	0.40	-
n431	3159100	2316900	4985842.36	0.63	0.46
n432	1583700	2195200	4985842.36	0.32	0.44
n433	774280	1337600	4985842.36	0.16	0.27
n531	3667600	125670	4985842.36	0.74	0.03
n532	1563200	361160	4985842.36	0.31	0.07
n533	47851	374340	4985842.36	0.01	0.08
n631	2180900	593530	3915871.43	0.56	0.15
n632	1578400	83431	3915871.43	0.40	0.02
n633	910900	333130	3915871.43	0.23	0.09
n731	1514900	1514500	2879317.23	0.53	0.53
n732	1339200	1339900	2879317.23	0.47	0.47
n733	409560	408920	2879317.23	0.14	0.14

ANEXO 2.1.15
Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

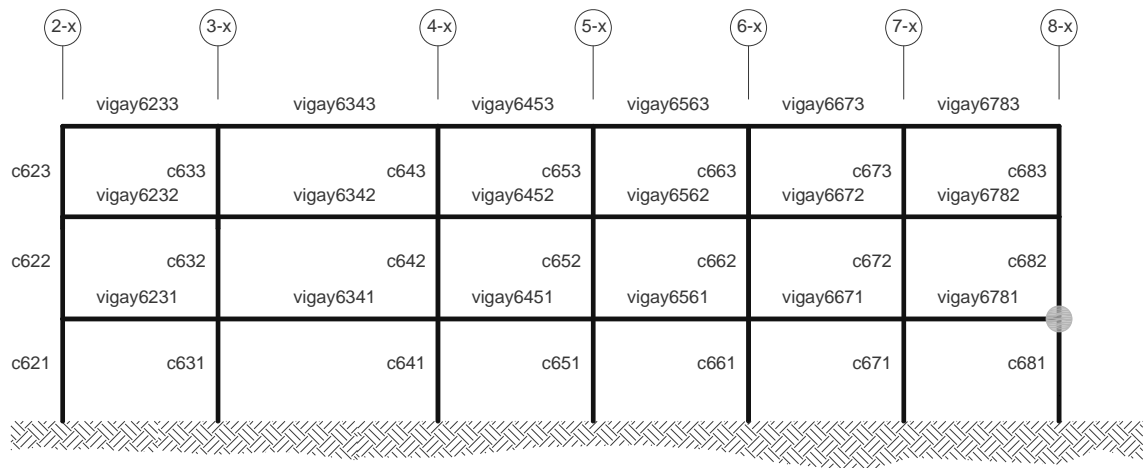
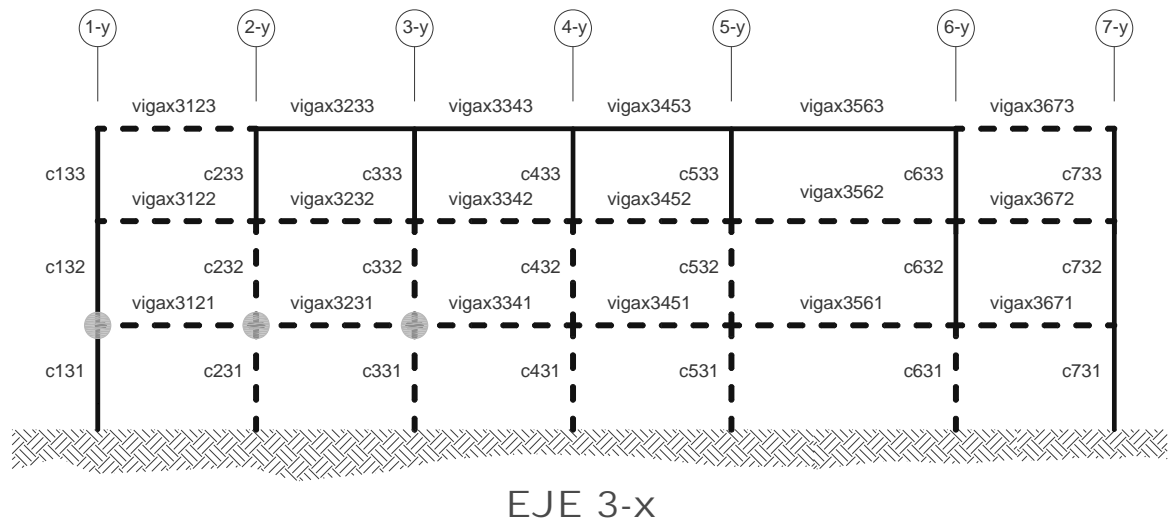
Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n621	1514900	593460	2879317.23	0.53	0.21
n622	1240200	83303	2879317.23	0.43	0.03
n623	409560	89702	2879317.23	0.14	0.03
n631	2180900	593530	3915871.43	0.56	0.15
n632	1578400	83431	3915871.43	0.40	0.02
n633	910900	333130	3915871.43	0.23	0.09
n641	2380300	52323	4985842.36	0.48	0.01
n642	1584000	387880	4985842.36	0.32	0.08
n643	690800	286920	4985842.36	0.14	0.06
n651	1816600	763890	4985842.36	0.36	0.15
n652	2023500	603280	4985842.36	0.41	0.12
n653	657130	5862.7	4985842.36	0.13	0.00
n661	2205800	2119200	2806827.61	0.79	0.76
n662	1752200	2004400	2806827.61	0.62	0.71
n663	-	78062	2806827.61	-	0.03
n671	2058200	2208900	2806827.61	0.73	0.79
n672	1146300	1769500	2806827.61	0.41	0.63
n673	-	101030	2806827.61	-	0.04
n681	1415100	2413800	2245462.09	0.63	1.07
n682	488050	1769500	2245462.09	0.22	0.79
n683	529730	101050	2245462.09	0.24	0.05

ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.

Distribución por masas.

ANEXO 2.1.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.



En donde:

Elementos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =

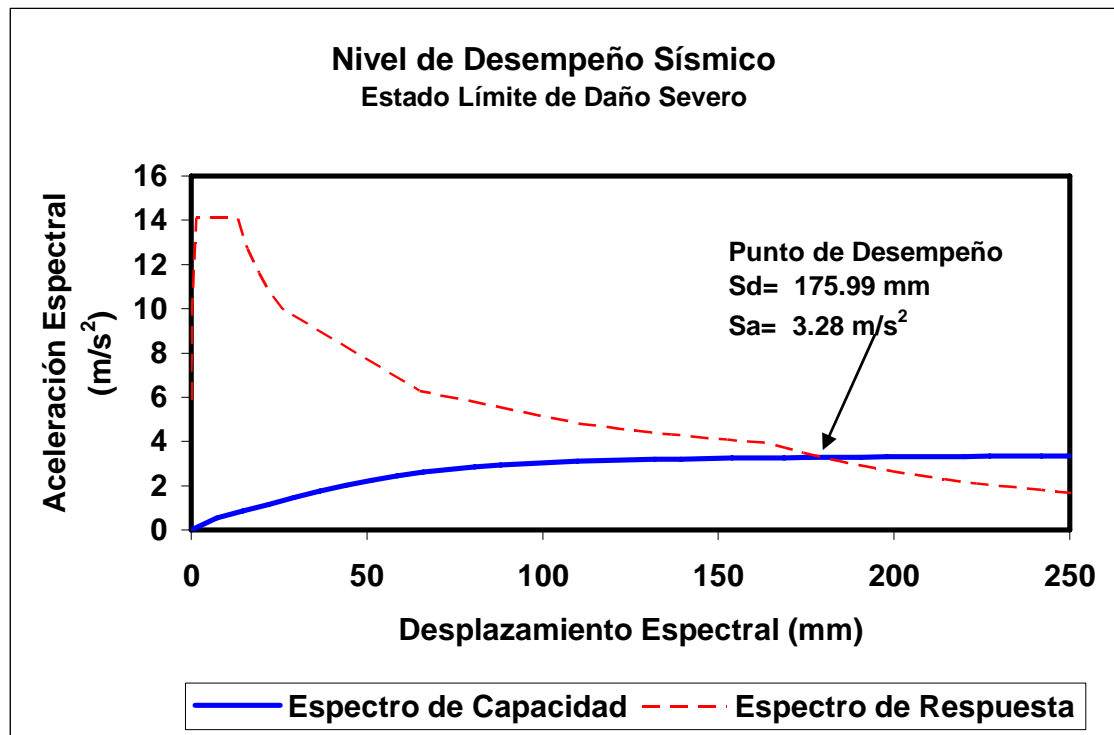
Nudos en donde la demanda sobrepasa la capacidad =

ANEXO 2.2

ESTADO LÍMITE DE DAÑO SEVERO.

Espectro Capacidad – Demanda.

Desplazamiento a evaluar.



ANEXO 2.2.1 Espectro Capacidad – Demanda.

ANEXO 2.2.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	3/4*θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Rotación del Nudo							Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	-1573200000	-467980	1.87				0.79	0.0062	0.0219		0.0178	0.0178	0.82	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	1150700000	-467980	1.37	327479.99	592917.69	Dúctil	0.79							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	57855000	-520470	0.07				0.88							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-57854000	-560320	0.07				0.95							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	1118600000	-574300	1.00				0.97							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-1635700000	-574300	1.47				0.97	0.0062	0.0219		0.0147	0.0147	0.67	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-1652800000	-473410	1.96				0.80	0.0062	0.0219		0.0147	0.0147	0.67	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	1225800000	-473410	1.46	327479.99	592917.69	Dúctil	0.80							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	120110000	-526610	0.14				0.89							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	-120110000	-567570	0.14				0.96							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	1071500000	-580250	0.96				0.98							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1593700000	-580250	1.43				0.98	0.0062	0.0219		0.0150	0.0150	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-1622900000	-431250	1.93				0.73	0.0062	0.0219		0.0150	0.0150	0.69	
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	1234000000	-431250	1.47	327479.99	592917.69	Dúctil	0.73							
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	193060000	-495770	0.23				0.84							
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-247590000	-591540	0.29				1.00							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	994350000	-615110	0.89				1.04							
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1547900000	-615110	1.39				1.04	0.0062	0.0219		0.0182	0.0182	0.83	
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-1504700000	-385270	1.76				0.65	0.0062	0.0219		0.0182	0.0182	0.83	
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	1157100000	-385270	1.36	358585.03	592917.69	Dúctil	0.65							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	176550000	-467000	0.21				0.79							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-176550000	-542400	0.21				0.91							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	962230000	-578310	0.75				0.98							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1482700000	-578310	1.15				0.98	0.0062	0.0223		0.0185	0.0185	0.83	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-1521200000	-268990	1.78				0.45	0.0078	0.0257		0.0185	0.0185	0.72	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	1177700000	-268990	1.38	252806.97	592917.69	Dúctil	0.45							
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	137430000	-349730	0.16				0.59							
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-134090000	-465080	0.16				0.78							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	1249200000	-494710	0.97				0.83							
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1880200000	-494710	1.46				0.83	0.0078	0.0257		0.0157	0.0157	0.61	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-1385300000	-459720	1.62				0.78	0.0062	0.0223		0.0157	0.0157	0.70	
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	970420000	-459720	1.14	358585.03	592917.69	Dúctil	0.78							
852844743.2	825733693.2	vigaxB3671	-96622000	-508160	0.12				0.86								
852844743.2	825733693.2	vigaxC3671	96622000	-551690	0.12				0.93								
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	1255100000	-566760	1.13				0.96								
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1766600000	-566760	1.58				0.96	0.0062	0.0219		0.0177	0.0177	0.81		

ANEXO 2.2.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	239070000	100390	0.29				0.17	0.0061	0.0207		0.0014	0.0014	0.07
	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	-148670000	100390	0.18	417216.91	592917.69	Dúctil	0.17						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6231	2465100	71971	0.00				0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6231	-2467800	32419	0.00				0.05						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	-70553000	4210.7	0.08				0.01						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	74343000	4210.7	0.09				0.01	0.0063	0.0231		0.0000	0.0000	0.00
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	211750000	113510	0.13				0.19	0.0079	0.0266		0.0000	0.0000	0.00
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	-67018000	113510	0.04	294140.15	592917.69	Dúctil	0.19						
	1146387206	826171694.1	vigayb6341	155260000	74712	0.14				0.13						
	1146387206	826171694.1	vigayc6341	-151270000	-54552	0.13				0.09						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	11023000	-93771	0.01				0.16						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	-130580000	-93771	0.08				0.16	0.0079	0.0266		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	258450000	136430	0.16				0.23	0.0063	0.0231		0.0003	0.0003	0.01
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	-135660000	136430	0.08	417214.01	592917.69	Dúctil	0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6451	40719000	83996	0.05				0.14						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6451	-40719000	10309	0.05				0.02						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-62368000	-42383	0.07				0.07						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	24226000	-42383	0.03				0.07	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	307920000	203780	0.28				0.34	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	-124550000	203780	0.11	327498.12	592917.69	Dúctil	0.34						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6561	225320000	166640	0.27				0.28						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6561	-202220000	-96330	0.24				0.16						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	37607	-133530	0.00				0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-120200000	-133530	0.15				0.23	0.0061	0.0207		0.0004	0.0004	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	286010000	112370	0.35				0.19	0.0061	0.0207		0.0004	0.0004	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	-184900000	112370	0.22	278995.39	592917.69	Dúctil	0.19						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6671	-6751500	84842	0.01				0.14						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6671	6752300	45704	0.01				0.08						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	-89213000	17463	0.11				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	104930000	17463	0.12				0.03	0.0061	0.0207		0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	260010000	126590	0.31				0.21	0.0061	0.0207		0.0002	0.0002	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-146100000	126590	0.18	278995.39	592917.69	Dúctil	0.21						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6781	61598000	98916	0.07				0.17						
841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-61598000	59489	0.07				0.10							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-186510000	30978	0.22				0.05							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	214380000	30978	0.25				0.05	0.0061	0.0207		0.0006	0.0006	0.03	

ANEXO 2.2.4
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-1729100000	-614670	0.87				0.35	0.0055	0.0194	0.0162	0.0000	0.0000	0.00
	1977038116	1977038116	ca131	1362900000	-614670	0.69	1007407.957	1754807.33	Dúctil	0.35						
	1977038116	1977038116	cb131	524950000	-605770	0.27				0.35						
	1977038116	1977038116	cc131	-524950000	-602630	0.27				0.34						
	1977038116	1977038116	cd131	308490000	-603090	0.16				0.34						
	1977038116	1977038116	cd131	-665980000	-603090	0.34				0.34	0.0055	0.0194	0.0162	0.0178	0.0178	0.92
	1501348613	1501348613	ca231	-2123500000	-981540	1.41				0.56	0.0053	0.0198	0.0168	0.0000	0.0000	0.00
	1501348613	1501348613	ca231	1538900000	-981540	1.03	765018.4017	1764411.66	Dúctil	0.56						
	1501348613	1501348613	cb231	171290000	-989030	0.11				0.56						
	1501348613	1501348613	cc231	-171280000	-989500	0.11				0.56						
	1501348613	1501348613	cd231	1196700000	-987180	0.80				0.56						
	1501348613	1501348613	cd231	-1782000000	-987180	1.19				0.56	0.0053	0.0198	0.0168	0.0147	0.0147	0.74
	1469071863	1469071863	ca331	-2088200000	-962510	1.42				0.54	0.0053	0.0200	0.0170	0.0000	0.0000	0.00
	1469071863	1469071863	ca331	1514800000	-962510	1.03	748571.6497	1769782.72	Dúctil	0.54						
	1469071863	1469071863	cb331	175120000	-968770	0.12				0.55						
	1469071863	1469071863	cc331	-175120000	-969130	0.12				0.55						
	1469071863	1469071863	cd331	1164800000	-967230	0.79				0.55						
	1469071863	1469071863	cd331	-1738200000	-967230	1.18				0.55	0.0053	0.0200	0.0170	0.0150	0.0150	0.75
	2104140255	2104140255	ca431	-3133800000	-1189300	1.49				0.45	0.0049	0.0196	0.0173	0.0000	0.0000	0.00
	2104140255	2104140255	ca431	2425200000	-1189300	1.15	1072173.378	2650359.30	Dúctil	0.45						
	2104140255	2104140255	cb431	758220000	-1205500	0.36				0.45						
	2104140255	2104140255	cc431	-758230000	-1208100	0.36				0.46						
	2104140255	2104140255	cd431	911840000	-1206400	0.43				0.46						
	2104140255	2104140255	cd431	-1626700000	-1206400	0.77				0.46	0.0049	0.0196	0.0173	0.0182	0.0182	0.93
	1948879188	1948879188	ca531	-3223500000	-1221500	1.65				0.46	0.0048	0.0204	0.0176	0.0000	0.0000	0.00
	1948879188	1948879188	ca531	2495800000	-1221500	1.28	993059.4588	2672722.54	Dúctil	0.46						
	1948879188	1948879188	cb531	779460000	-1241300	0.40				0.46						
	1948879188	1948879188	cc531	-779460000	-1244600	0.40				0.47						
	1948879188	1948879188	cd531	940950000	-1242700	0.48				0.46						
	1948879188	1948879188	cd531	-1677300000	-1242700	0.86				0.46	0.0048	0.0204	0.0176	0.0185	0.0185	0.91
1834515254	1834515254	ca631	-2210900000	-1009400	1.21				0.75	0.0048	0.0200	0.0179	0.0000	0.0000	0.00	
1834515254	1834515254	ca631	1610300000	-1009400	0.88	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.75							
1834515254	1834515254	cb631	205730000	-1015700	0.11				0.76							
1834515254	1834515254	cc631	-205730000	-1016100	0.11				0.76							
1834515254	1834515254	cd631	1199100000	-1014100	0.65				0.76							
1834515254	1834515254	cd631	-1800300000	-1014100	0.98				0.76	0.0048	0.0200	0.0179	0.0157	0.0157	0.78	
2092629103	2092629103	ca731	-2503500000	-1064600	1.20				0.82	0.0049	0.0188	0.0191	0.0000	0.0000	0.00	
2092629103	2092629103	ca731	1871900000	-1064600	0.89	1066307.823	1299794.45	Dúctil	0.82							
2092629103	2092629103	cb731	359470000	-1094100	0.17				0.84							
2092629103	2092629103	cc731	-359550000	-1098300	0.17				0.84							
2092629103	2092629103	cd731	1158400000	-1090700	0.55				0.84							
2092629103	2092629103	cd731	-1804700000	-1090700	0.86				0.84	0.0049	0.0188	0.0191	0.0177	0.0177	0.94	

ANEXO 2.2.5
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N-mm]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4 \cdot \theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
	6-Y															
	2100679181	2100679181	ca621	-49561000	-96789	0.02			0.07	0.0049	0.0187	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
	2100679181	2100679181	ca621	-8034400	-96789	0.00	1070409.774	1298632.50	0.07							
	2100679181	2100679181	cb621	-141550000	-96667	0.07			0.07							
	2100679181	2100679181	cc621	141530000	-96159	0.07			0.07							
	2100679181	2100679181	cd621	274500000	-95486	0.13			0.07							
	2100679181	2100679181	cd621	-331100000	-95486	0.16			0.07	0.0049	0.0187	-0.0002	0.0014	0.0014	0.07	
	1834515254	1834515254	ca631	9114000	5832.6	0.00			0.00	0.0048	0.0200	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	1834515254	1834515254	ca631	-5642900	5832.6	0.00	934784.8428	1336997.25	0.00							
	1834515254	1834515254	cb631	3014500	6023	0.00			0.00							
	1834515254	1834515254	cC631	-3055500	6246.6	0.00			0.00							
	1834515254	1834515254	cd631	-11592000	6391.3	0.01			0.00							
	1834515254	1834515254	cd631	15381000	6391.3	0.01			0.00	0.0048	0.0200	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	1952695103	1952695103	ca641	-13477000	-33912	0.01			0.01	0.0048	0.0204	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00	
	1952695103	1952695103	ca641	-6728100	-33912	0.00	995003.8742	2672173.18	0.01							
	1952695103	1952695103	cb641	-53005000	-33718	0.03			0.01							
	1952695103	1952695103	cc641	52932000	-33359	0.03			0.01							
	1952695103	1952695103	cd641	99072000	-33037	0.05			0.01							
	1952695103	1952695103	cd641	-118650000	-33037	0.06			0.01	0.0048	0.0204	-0.0001	0.0003	0.0003	0.01	
	2093962794	2093962794	ca651	24198000	9385	0.01			0.00	0.0049	0.0197	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00	
	2093962794	2093962794	ca651	-18606000	9385	0.01	1066987.411	2651825.99	0.00							
	2093962794	2093962794	cb651	-5460700	9508.5	0.00			0.00							
	2093962794	2093962794	cc651	5461600	9521.2	0.00			0.00							
	2093962794	2093962794	cd651	-7700700	9507.7	0.00			0.00							
	2093962794	2093962794	cd651	13335000	9507.7	0.01			0.00	0.0049	0.0197	-0.0002	0.0002	0.0002	0.01	
	1461387329	1461387329	ca661	42644000	14160	0.03			0.01	0.0053	0.0201	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00	
	1461387329	1461387329	ca661	-34206000	14160	0.02	744655.9638	1771060.93	0.01							
	1461387329	1461387329	cb661	-14060000	14238	0.01			0.01							
	1461387329	1461387329	cc661	13925000	14439	0.01			0.01							
	1461387329	1461387329	cd661	-6005100	14609	0.00			0.01							
	1461387329	1461387329	cd661	14664000	14609	0.01			0.01	0.0053	0.0201	-0.0004	0.0004	0.0004	0.02	
	1500919110	1500919110	ca671	104120000	58235	0.07			0.03	0.0053	0.0198	-0.0006	0.0000	0.0000	0.00	
	1500919110	1500919110	ca761	-7688100	5854.8	0.01	764799.5467	1764483.16	0.00							
	1500919110	1500919110	cb851	-7426500	-4606.1	0.00			0.00							
	1500919110	1500919110	cc941	-24649000	-58590	0.02			0.03							
	1500919110	1500919110	cd761	-8881800	5987.5	0.01			0.00							
	1500919110	1500919110	cd761	12431000	5987.5	0.01			0.00	0.0053	0.0198	-0.0006	0.0002	0.0002	0.01	
	1972469786	1972469786	ca681	151290000	67690	0.08			0.04	0.0055	0.0194	-0.0008	0.0000	0.0000	0.00	
	1972469786	1972469786	ca681	-110990000	67690	0.06	1005080.146	1755569.63	0.04							
	1972469786	1972469786	cb681	-17699000	67283	0.01			0.04							
	1972469786	1972469786	cc681	17612000	67302	0.01			0.04							
	1972469786	1972469786	cd681	-75477000	67618	0.04			0.04							
	1972469786	1972469786	cd681	115550000	67618	0.06			0.04	0.0055	0.0194	-0.0008	0.0006	0.0006	0.03	

ANEXO 2.2.6
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4*\theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	-1476300000	-487760	1.76				0.82	0.0062	0.0219		0.0178	0.0178	0.82
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	1036200000	-487760	1.23	327479.99	592917.69	Dúctil	0.82						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	-80289000	-531720	0.10				0.90						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	80291000	-570270	0.10				0.96						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	1277800000	-587320	1.15				0.99						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-1806900000	-587320	1.62				0.99	0.0062	0.0219		0.0147	0.0147	0.67
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-1526100000	-488100	1.81				0.82	0.0062	0.0219		0.0147	0.0147	0.67
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	1086200000	-488100	1.29	327479.99	592917.69	Dúctil	0.82						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	-27962000	-530640	0.03				0.89						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	27962000	-569700	0.03				0.96						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	1224100000	-585150	1.10				0.99						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-1751000000	-585150	1.57				0.99	0.0062	0.0219		0.0150	0.0150	0.69
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-1527500000	-482820	1.82				0.81	0.0062	0.0219		0.0150	0.0150	0.69
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	1092200000	-482820	1.30	415260.54	592917.69	Dúctil	0.81						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	-38359000	-538430	0.05				0.91						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	-16811000	-632770	0.02				1.07						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	1311900000	-663780	0.80				1.12						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-1909400000	-663780	1.16				1.12	0.0064	0.0231		0.0182	0.0182	0.79
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-1253300000	-429070	1.47				0.72	0.0063	0.0231		0.0182	0.0182	0.79
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	866920000	-429070	1.02	417212.01	592917.69	Dúctil	0.72						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-156480000	-487360	0.19				0.82						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	156480000	-559610	0.19				0.94						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	1331800000	-605450	0.89				1.02						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-1877100000	-605450	1.26				1.02	0.0063	0.0228		0.0185	0.0185	0.81
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-1253400000	-270750	1.47				0.46	0.0079	0.0262		0.0185	0.0185	0.71
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	908010000	-270750	1.06	277054.13	592917.69	Dúctil	0.46						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	-68812000	-328370	0.08				0.55						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	81703000	-452370	0.10				0.76						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	1427500000	-487060	0.95				0.82						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-2049200000	-487060	1.37				0.82	0.0079	0.0262		0.0157	0.0157	0.60
852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-1355500000	-467380	1.59				0.79	0.0063	0.0228		0.0157	0.0157	0.69	
852815422.2	1495218313	vigaxa3672	933770000	-467380	1.09	392978.36	592917.69	Dúctil	0.79							
852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	-144010000	-513260	0.17				0.87							
852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	144000000	-556110	0.17				0.94							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	1311900000	-572140	1.18				0.96							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-1828600000	-572140	1.64				0.96	0.0062	0.0219		0.0177	0.0177	0.81	

ANEXO 2.2.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	$3/4*\theta_{um}$ [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852827363.9		1115537494	vigaya6232	379190000								139940	0.34	
	852827363.9	1115537494	vigaya6232	-253220000	139940	0.23	392978.36	592917.69	Dúctil	0.24						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6232	-18281000	111880	0.02			0.19							
	852844743.2	825733693.2	vigayc6232	18278000	72356	0.02			0.12							
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	-133670000	44055	0.16			0.07							
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	173320000	44055	0.20			0.07	0.0063	0.0228		0.0000	0.0000	0.00	
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	268040000	129490	0.18			0.22	0.0079	0.0262		0.0000	0.0000	0.00	
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	-102930000	129490	0.07	277054.13	592917.69	Dúctil	0.22						
	1146387206	826171694.1	vigayb6342	167920000	91039	0.15			0.15							
	1146387206	826171694.1	vigayc6342	-169440000	-72136	0.15			0.12							
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	45169000	-112220	0.03			0.19							
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	-188250000	-112220	0.13			0.19	0.0079	0.0262		0.0003	0.0003	0.01	
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	303860000	135080	0.20			0.23	0.0063	0.0228		0.0003	0.0003	0.01	
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	-182290000	135080	0.12	392978.36	592917.69	Dúctil	0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6452	-8820800	82605	0.01			0.14							
	852844743.2	825733693.2	vigayc6452	8821100	8994.6	0.01			0.02							
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-10067000	-43616	0.01			0.07							
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-29186000	-43616	0.03			0.07	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	381030000	230080	0.34			0.39	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigayb6562	-173980000	230080	0.16	327479.99	592917.69	Dúctil	0.39						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6562	229120000	191990	0.27			0.32							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6562	-196920000	-35872	0.23			0.06							
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-121590000	-72084	0.14			0.12							
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	56722000	-72084	0.07			0.12	0.0062	0.0219		0.0004	0.0004	0.02	
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	205270000	89864	0.18			0.15	0.0062	0.0219		0.0004	0.0004	0.02	
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	-124400000	89864	0.11	327479.99	592917.69	Dúctil	0.15						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6672	6150400	62174	0.01			0.10							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6672	-6152500	23012	0.01			0.04							
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-54472000	-5101.9	0.06			0.01							
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	49880000	-5101.9	0.06			0.01	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigaya6782	127390000	71794	0.11			0.12	0.0062	0.0219		0.0002	0.0002	0.01	
	841155437.6	1115537494	vigayb6782	-62784000	71794	0.06	327479.99	592917.69	Dúctil	0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6782	29437000	43920	0.03			0.07							
	841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-29436000	4658.7	0.03			0.01							
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	-39218000	-23430	0.05			0.04							
	841155437.6	1115537494	vigayd6782	18133000	-23430	0.02			0.04	0.0062	0.0219		0.0006	0.0006	0.03	

ANEXO 2.2.8
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación	
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo		Demanda de Rotación
	3-X																
	2028887047	2028887047	ca132	-1235600000	-728080	0.61			0.42	0.0055	0.0190	0.0162	0.0000	0.0000	0.00		
	2028887047	2028887047	ca132	803940000	-728080	0.40	1033827.795	1746148.93	0.42								
	2028887047	2028887047	cb132	-200940000	-726630	0.10			0.42								
	2028887047	2028887047	cc132	200940000	-726980	0.10			0.42								
	2028887047	2028887047	cd132	1206400000	-729230	0.59			0.42								
	2028887047	2028887047	cd132	-1639000000	-729230	0.81			0.42	0.0055	0.0190	0.0162	0.0178	0.0178	0.94		
	1582062792	1582062792	ca232	-1858400000	-967570	1.17			0.55	0.0054	0.0192	0.0168	0.0000	0.0000	0.00		
	1582062792	1582062792	ca232	1284400000	-967570	0.81	806146.6456	1750961.38	0.55								
	1582062792	1582062792	cb232	-55908000	-969280	0.04			0.55								
	1582062792	1582062792	cc232	55906000	-968800	0.04			0.55								
	1582062792	1582062792	cd232	1395600000	-965690	0.88			0.55								
	1582062792	1582062792	cd232	-1969500000	-965690	1.24			0.55	0.0054	0.0192	0.0168	0.0147	0.0147	0.76		
	1561263474	1561263474	ca332	-1796600000	-935750	1.15			0.53	0.0054	0.0194	0.0170	0.0000	0.0000	0.00		
	1561263474	1561263474	ca332	1241500000	-935750	0.80	795548.2671	1754430.30	0.53								
	1561263474	1561263474	cb332	-54118000	-936960	0.03			0.53								
	1561263474	1561263474	cc332	54115000	-936520	0.03			0.53								
	1561263474	1561263474	cd332	1349200000	-934380	0.86			0.53								
	1561263474	1561263474	cd332	-1904100000	-934380	1.22			0.53	0.0054	0.0194	0.0170	0.0150	0.0150	0.78		
	2296464116	2296464116	ca432	-2155600000	-1200500	0.94			0.46	0.0050	0.0187	0.0173	0.0000	0.0000	0.00		
	2296464116	2296464116	ca432	1443900000	-1200500	0.63	1170172.798	2622615.40	0.46								
	2296464116	2296464116	cb432	-218820000	-1202700	0.10			0.46								
	2296464116	2296464116	cc432	218830000	-1201300	0.10			0.46								
	2296464116	2296464116	cd432	1880000000	-1191800	0.82			0.45								
	2296464116	2296464116	cd432	-2590100000	-1191800	1.13			0.45	0.0050	0.0187	0.0173	0.0182	0.0182	0.97		
	2174961604	2174961604	ca532	-2040600000	-1173000	0.94			0.44	0.0049	0.0193	0.0176	0.0000	0.0000	0.00		
	2174961604	2174961604	ca532	1345200000	-1173000	0.62	1108260.69	2640149.43	0.44								
	2174961604	2174961604	cb532	-279430000	-1175200	0.13			0.45								
	2174961604	2174961604	cc532	279430000	-1173600	0.13			0.44								
	2174961604	2174961604	cd532	1902200000	-1164000	0.87			0.44								
	2174961604	2174961604	cd532	-2595200000	-1164000	1.19			0.44	0.0049	0.0193	0.0176	0.0185	0.0185	0.96		
	2022563734	2022563734	ca632	-1750400000	-919650	0.87			0.70	0.0049	0.0191	0.0179	0.0000	0.0000	0.00		
	2022563734	2022563734	ca632	1205100000	-919650	0.60	1030605.724	1309902.74	0.70								
	2022563734	2022563734	cb632	-67974000	-920660	0.03			0.70								
	2022563734	2022563734	cc632	67975000	-920230	0.03			0.70								
	2022563734	2022563734	cd632	1340500000	-918690	0.66			0.70								
	2022563734	2022563734	cd632	-1885300000	-918690	0.93			0.70	0.0049	0.0191	0.0179	0.0157	0.0157	0.82		
	2192218065	2192218065	ca732	-1613000000	-892500	0.74			0.69	0.0050	0.0183	0.0191	0.0000	0.0000	0.00		
	2192218065	2192218065	ca732	1084100000	-892500	0.49	1117053.791	1285409.94	0.69								
	2192218065	2192218065	cb732	-156030000	-897080	0.07			0.70								
	2192218065	2192218065	cc732	156020000	-895560	0.07			0.70								
	2192218065	2192218065	cd732	1394100000	-888180	0.64			0.69								
	2192218065	2192218065	cd732	-1920500000	-888180	0.88			0.69	0.0050	0.0183	0.0191	0.0177	0.0177	0.96		

ANEXO 2.2.9
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		Chequeo de rotación
	Mu (+) [N-mm]	Mu (-) [N-mm]		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	
	6-Y															
	2198237413	2198237413	ca622	-317450000	-145600	0.14				0.11	0.0050	0.0183	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	2198237413	2198237413	ca622	231160000	-145600	0.11	1120120.975	1284539.77	Dúctil	0.11						
	2198237413	2198237413	cb622	29394000	-145930	0.01				0.11						
	2198237413	2198237413	cc622	-29397000	-145990	0.01				0.11						
	2198237413	2198237413	cd622	172460000	-145790	0.08				0.11						
	2198237413	2198237413	cd622	-258870000	-145790	0.12				0.11	0.0050	0.0183	-0.0002	0.0014	0.0014	0.08
	2022563734	2022563734	ca632	262450000	119800	0.13				0.09	0.0049	0.0191	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	-191420000	119800	0.09	1030605.724	1309902.74	Dúctil	0.09						
	2022563734	2022563734	cb632	-25641000	119920	0.01				0.09						
	2022563734	2022563734	cc632	25637000	119860	0.01				0.09						
	2022563734	2022563734	cd632	-140170000	119660	0.07				0.09						
	2022563734	2022563734	cd632	211130000	119660	0.10				0.09	0.0049	0.0191	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	259180000	86481	0.12				0.03	0.0049	0.0193	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	-207910000	86481	0.10	1108040.942	2640211.62	Dúctil	0.03						
	2174530348	2174530348	cb642	-87930000	86808	0.04				0.03						
	2174530348	2174530348	cc642	87917000	86910	0.04				0.03						
	2174530348	2174530348	cd642	-32372000	86658	0.01				0.03						
	2174530348	2174530348	cd642	83967000	86658	0.04				0.03	0.0049	0.0193	-0.0001	0.0003	0.0003	0.01
	2284814460	2284814460	ca652	304670000	117690	0.13				0.04	0.0050	0.0188	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	2284814460	2284814460	ca652	-234900000	117690	0.10	1164236.668	2624297.70	Dúctil	0.04						
	2284814460	2284814460	cb652	-71623000	118100	0.03				0.05						
	2284814460	2284814460	cc652	71623000	118220	0.03				0.05						
	2284814460	2284814460	cd652	-91847000	117780	0.04				0.04						
	2284814460	2284814460	cd652	161970000	117780	0.07				0.04	0.0050	0.0188	-0.0002	0.0002	0.0002	0.01
	1553966474	1553966474	ca662	154270000	84560	0.10				0.05	0.0054	0.0194	-0.0004	0.0000	0.0000	0.00
	1553966474	1553966474	ca662	-104150000	84560	0.07	791830.0504	1755646.79	Dúctil	0.05						
	1553966474	1553966474	cb662	12835000	84562	0.01				0.05						
	1553966474	1553966474	cc662	-12818000	84689	0.01				0.05						
	1553966474	1553966474	cd662	-129860000	84888	0.08				0.05						
	1553966474	1553966474	cd662	180180000	84888	0.12				0.05	0.0054	0.0194	-0.0004	0.0004	0.0004	0.02
	1581668149	1581668149	ca672	243030000	126150	0.15				0.07	0.0054	0.0192	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1581668149	1581668149	ca762	-128180000	68043	0.08	805945.5534	1751027.22	Dúctil	0.04						
	1581668149	1581668149	cb852	-9220600	16986	0.01				0.01						
	1581668149	1581668149	cc942	-24649000	-58590	0.02				0.03						
	1581668149	1581668149	cd762	-60945000	68434	0.04				0.04						
	1581668149	1581668149	cd762	101620000	68434	0.06				0.04	0.0054	0.0192	-0.0001	0.0001	0.0001	0.01
	2024208300	2024208300	ca682	103050000	67333	0.05				0.04	0.0055	0.0190	-0.0008	0.0000	0.0000	0.00
	2024208300	2024208300	ca682	-63138000	67333	0.03	1031443.72	1746930.77	Dúctil	0.04						
	2024208300	2024208300	cb682	30006000	67335	0.01				0.04						
	2024208300	2024208300	cc682	-29961000	67509	0.01				0.04						
	2024208300	2024208300	cd682	-123250000	67770	0.06				0.04						
	2024208300	2024208300	cd682	163430000	67770	0.08				0.04	0.0055	0.0190	-0.0008	0.0006	0.0006	0.03

ANEXO 2.2.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	3/4*θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Rotación del Nudo								Demanda de Rotación	Chequeo de rotación	
	3-X	841263784.5		825733693.2	vigaxa3123	-956260000	-294850								1.14		
841263784.5		825733693.2	vigaxa3123	690400000	-294850	0.82	278995.39	592917.69	Dúctil	0.50							
841263784.5		825733693.2	vigaxb3123	39707000	-309780	0.05				0.52							
841263784.5		825733693.2	vigaxc3123	-39709000	-330060	0.05				0.56							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3123	653710000	-344090	0.79				0.58							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3123	-964380000	-344090	1.17				0.58	0.0061	0.0207		-0.0001	0.0001	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaxa3233	-748370000	-211550	0.89				0.36	0.0061	0.0207		-0.0001	0.0001	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaxa3233	557580000	-211550	0.66	278995.39	592917.69	Dúctil	0.36							
841263784.5		825733693.2	vigaxb3233	91054000	-222040	0.11				0.37							
841263784.5		825733693.2	vigaxc3233	-91054000	-242140	0.11				0.41							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3233	417860000	-262310	0.51				0.44							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3233	-655450000	-262310	0.79				0.44	0.0061	0.0207		-0.0002	0.0002	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaxa3343	-614600000	-158050	0.73				0.27	0.0061	0.0207		-0.0002	0.0002	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaxa3343	471720000	-158050	0.56	278995.39	592917.69	Dúctil	0.27							
841263784.5		825733693.2	vigaxb3343	125740000	-164610	0.15				0.28							
841263784.5		825733693.2	vigaxc3343	-174110000	-214900	0.21				0.36							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3343	277580000	-235330	0.34				0.40							
841263784.5		825733693.2	vigaxd3343	-489720000	-235330	0.59				0.40	0.0061	0.0207		-0.0015	0.0015	0.07	
852820886.1		1289718204	vigaxa3453	-251200000	-65674	0.29				0.11	0.0062	0.0223		-0.0015	0.0015	0.07	
852820886.1		1289718204	vigaxa3453	192080000	-65674	0.23	358587.94	592917.69	Dúctil	0.11							
852844743.2		825733693.2	vigaxb3453	791400	-91089	0.00				0.15							
852844743.2		825733693.2	vigaxc3453	-791910	-126830	0.00				0.21							
852844743.2		825733693.2	vigaxd3453	265550000	-152480	0.32				0.26							
852844743.2		825733693.2	vigaxd3453	-402840000	-152480	0.49				0.26	0.0061	0.0207		-0.0008	0.0008	0.04	
852820886.1		1289718204	vigaxa3563	-291300000	-47865	0.34				0.08	0.0078	0.0257		-0.0008	0.0008	0.03	
852820886.1		1289718204	vigaxa3563	230270000	-47865	0.27	252806.97	592917.69	Dúctil	0.08							
1146387206		826171694.1	vigaxb3563	-58665000	-97128	0.07				0.16							
1146387206		826171694.1	vigaxc3563	67148000	-207800	0.08				0.35							
852820886.1		1289718204	vigaxd3563	685300000	-253850	0.53				0.43							
852820886.1		1289718204	vigaxd3563	-1009100000	-253850	0.78				0.43	0.0078	0.0257		0.0002	0.0002	0.01	
852844743.2		825733693.2	vigaxa3673	-1046900000	-345900	1.23				0.58	0.0061	0.0207		0.0002	0.0002	0.01	
852844743.2		825733693.2	vigaxa3673	735490000	-345900	0.86	358587.94	592917.69	Dúctil	0.58							
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-933250000	-417360	1.13				0.70								
852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	56806000	-417360	0.07				0.70								
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	933240000	-442130	0.72				0.75								
852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-1331900000	-442130	1.03				0.75	0.0062	0.0223		0.0026	0.0026	0.12		

ANEXO 2.2.11
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	852844743.2		825733693.2	vigaya6233	284810000								93095	0.34	
852844743.2		825733693.2	vigaya6233	-201000000	93095	0.24	358587.94	592917.69	Dúctil	0.16						
852844743.2		825733693.2	vigayb6233	-64652000	64923	0.08			0.11							
852844743.2		825733693.2	vigayc6233	64651000	25411	0.08			0.04							
852820886.1		1289718204	vigayd6233	11286000	-2815.9	0.01			0.00							
852820886.1		1289718204	vigayd6233	-13821000	-2815.9	0.01			0.00	0.0062	0.0223		0.0002	0.0002	0.01	
852820886.1		1289718204	vigaya6343	168000000	140060	0.13			0.24	0.0078	0.0257		0.0002	0.0002	0.01	
852820886.1		1289718204	vigaya6343	10581000	140060	0.01	252806.97	592917.69	Dúctil	0.24						
1146387206		826171694.1	vigayb6343	308270000	100060	0.27			0.17							
1146387206		826171694.1	vigayc6343	-347700000	-152730	0.30			0.26							
852820886.1		1289718204	vigayd6343	106680000	-193030	0.08			0.33							
852820886.1		1289718204	vigayd6343	-352870000	-193030	0.27			0.33	0.0078	0.0257		0.0010	0.0010	0.04	
852820886.1		1289718204	vigaya6453	313320000	79582	0.24			0.13	0.0062	0.0223		0.0010	0.0010	0.05	
852820886.1		1289718204	vigaya6453	-241700000	79582	0.19	358587.94	592917.69	Dúctil	0.13						
852844743.2		825733693.2	vigayb6453	-152280000	42581	0.18			0.07							
852844743.2		825733693.2	vigayc6453	152280000	-9203.9	0.18			0.02							
852844743.2		825733693.2	vigayd6453	171610000	-46193	0.21			0.08							
852844743.2		825733693.2	vigayd6453	-213180000	-46193	0.26			0.08	0.0061	0.0207		-0.0007	0.0007	0.03	
841263784.5		825733693.2	vigaya6563	430050000	225620	0.52			0.38	0.0061	0.0207		-0.0007	0.0007	0.03	
841263784.5		825733693.2	vigaya6563	-226920000	225620	0.27	278995.39	592917.69	Dúctil	0.38						
841263784.5		825733693.2	vigayb6563	186790000	196980	0.22			0.33							
841263784.5		825733693.2	vigayc6563	-136520000	45465	0.16			0.08							
841263784.5		825733693.2	vigayd6563	-232080000	19202	0.28			0.03							
841263784.5		825733693.2	vigayd6563	249360000	19202	0.30			0.03	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaya6673	-49756000	15808	0.06			0.03	0.0061	0.0207		-0.0003	0.0003	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigayb6673	63984000	15808	0.08	278995.39	592917.69	Dúctil	0.03						
841263784.5		825733693.2	vigayc6673	66787000	1332.3	0.08			0.00							
841263784.5		825733693.2	vigayd6673	-66790000	-18933	0.08			0.03							
841263784.5		825733693.2	vigayd6673	-27031000	-33402	0.03			0.06							
841263784.5		825733693.2	vigayd6673	-3030800	-33402	0.00			0.06	0.0061	0.0207		0.0002	0.0002	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaya6783	-58010000	4240.8	0.07			0.01	0.0061	0.0207		0.0002	0.0002	0.01	
841263784.5		825733693.2	vigaya6783	61827000	4240.8	0.07	278995.39	592917.69	Dúctil	0.01						
841263784.5	825733693.2	vigayb6783	40022000	-10363	0.05			0.02								
841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-40018000	-30814	0.05			0.05								
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	24650000	-45400	0.03			0.08								
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-65517000	-45400	0.08			0.08	0.0061	0.0207		-0.0002	0.0002	0.01		

ANEXO 2.2.12
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	2079838031	2079838031	ca133	-106230000	-288500	0.05				0.17	0.0052		0.0122	0.0136	0.0136	#iDIV/0!
	2079838031	2079838031	ca133	-45242000	-288500	0.02	1197029.082	1737627.20	Dúctil	0.17						
	2079838031	2079838031	cb133	-398630000	-288450	0.19				0.17						
	2079838031	2079838031	cc133	398620000	-288620	0.19				0.17						
	2079838031	2079838031	cd133	752280000	-288960	0.36				0.17		0.0000				
	2079838031	2079838031	cd133	-904040000	-288960	0.43				0.17	0.0052	0.0176	0.0122	0.0088	0.0088	0.50
	1660925169	1660925169	ca233	-1632300000	-955160	0.98				0.55	0.0051		0.0131	0.0098	0.0098	#iDIV/0!
	1660925169	1660925169	ca233	1130500000	-955160	0.68	955928.1546	1737786.29	Dúctil	0.55						
	1660925169	1660925169	cb233	-40232000	-955500	0.02				0.55						
	1660925169	1660925169	cc233	40232000	-955280	0.02				0.55						
	1660925169	1660925169	cd233	1210800000	-954660	0.73				0.55		0.0000				0.49
	1660925169	1660925169	cd233	-1712500000	-954660	1.03				0.55	0.0051	0.0176	0.0131	0.0086	0.0086	
	1652119667	1652119667	ca333	-1611500000	-823200	0.98				0.47	0.0051		0.0158	0.0115	0.0115	#iDIV/0!
	1652119667	1652119667	ca333	1178900000	-823200	0.71	950860.2398	1739259.35	Dúctil	0.47						
	1652119667	1652119667	cb333	169860000	-823510	0.10				0.47						
	1652119667	1652119667	cc333	-169860000	-823370	0.10				0.47						
	1652119667	1652119667	cd333	838900000	-822990	0.51				0.47		0.0000				
	1652119667	1652119667	cd333	-1271200000	-822990	0.77				0.47	0.0051	0.0176	0.0158	0.0140	0.0140	0.80
	2486354062	2486354062	ca433	-771830000	-433640	0.31				0.17	0.0048		0.0180	0.0050	0.0050	#iDIV/0!
	2486354062	2486354062	ca433	542030000	-433640	0.22	1430995.144	2595149.30	Dúctil	0.17						
	2486354062	2486354062	cb433	6559700	-437130	0.00				0.17						
	2486354062	2486354062	cc433	-6557200	-436740	0.00				0.17						
	2486354062	2486354062	cd433	528490000	-432270	0.21				0.17		0.0000				
	2486354062	2486354062	cd433	-758130000	-432270	0.30				0.17	0.0048	0.0167	0.0180	0.0014	0.0014	0.09
	2394373035	2394373035	ca533	-762900000	-431260	0.32				0.17	0.0047		0.0178	0.0067	0.0067	#iDIV/0!
	2394373035	2394373035	ca533	534670000	-431260	0.22	1378056.423	2608465.14	Dúctil	0.17						
	2394373035	2394373035	cb533	2797100	-434180	0.00				0.17						
	2394373035	2394373035	cc533	-2796700	-433810	0.00				0.17						
	2394373035	2394373035	cd533	528640000	-429610	0.22				0.16		0.0000				0.10
	2394373035	2394373035	cd533	-756770000	-429610	0.32				0.16	0.0047	0.0167	0.0178	0.0016	0.0016	
2202804373	2202804373	ca633	-1786500000	-1104100	0.81				0.86	0.0047		0.0173	0.0143	0.0143	#iDIV/0!	
2202804373	2202804373	ca633	1206400000	-1104100	0.55	1267801.078	1283879.50	Dúctil	0.86							
2202804373	2202804373	cb633	-146590000	-1104300	0.07				0.86							
2202804373	2202804373	cc633	146590000	-1103900	0.07				0.86							
2202804373	2202804373	cd633	1499400000	-1103200	0.68				0.86		0.0000					
2202804373	2202804373	cd633	-2080700000	-1103200	0.94				0.86	0.0047	0.0167	0.0173	0.0046	0.0046	0.28	
2293345830	2293345830	ca733	-1361900000	-992500	0.59				0.78	0.0047		0.0163	0.0155	0.0155	#iDIV/0!	
2293345830	2293345830	ca733	840680000	-992500	0.37	1319911.269	1270777.18	Frágil	0.78							
2293345830	2293345830	cb733	-376530000	-993680	0.16				0.78							
2293345830	2293345830	cc733	376540000	-992040	0.16				0.78							
2293345830	2293345830	cd733	1592100000	-987180	0.69				0.78		0.0000					
2293345830	2293345830	cd733	-2111300000	-987180	0.92				0.78	0.0047	0.0167	0.0163	0.0076	0.0076	0.46	

ANEXO 2.2.13
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	3/4* θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
	6-Y	2296959405		2296959405	ca623	-163460000								-113880	0.07	
2296959405		2296959405	ca623	103650000	-113880	0.05	1321991.024	1270253.73	0.09							
2296959405		2296959405	cb623	-36005000	-113990	0.02			0.09							
2296959405		2296959405	cc623	35979000	-114050	0.02			0.09							
2296959405		2296959405	cd623	175670000	-114010	0.08			0.09							
2296959405		2296959405	cd623	-235580000	-114010	0.10			0.09	0.0047	0.0170	-0.0010	0.0018	0.0018	0.10	
2202804373		2202804373	ca633	212480000	103200	0.10			0.08	0.0047	0.0174	-0.0010	0.0003	0.0003	0.02	
2202804373		2202804373	ca633	-158260000	103200	0.07	1267801.078	1283879.50	0.08							
2202804373		2202804373	cb633	-32022000	103100	0.01			0.08							
2202804373		2202804373	cC633	32002000	102910	0.01			0.08							
2202804373		2202804373	cd633	-94335000	102720	0.04			0.08							
2202804373		2202804373	cd633	148470000	102720	0.07			0.08	0.0047	0.0174	-0.0010	0.0002	0.0002	0.01	
2390467259		2390467259	ca643	60713000	14936	0.03			0.01	0.0047	0.0174	-0.0008	0.0005	0.0005	0.03	
2390467259		2390467259	ca643	-52811000	14936	0.02	1375808.494	2609030.06	0.01							
2390467259		2390467259	cb643	-34752000	14988	0.01			0.01							
2390467259		2390467259	cc643	34752000	14917	0.01			0.01							
2390467259		2390467259	cd643	15981000	14891	0.01			0.01							
2390467259		2390467259	cd643	-8066700	14891	0.00			0.01	0.0047	0.0174	-0.0008	0.0010	0.0010	0.06	
2472853974		2472853974	ca653	181270000	108350	0.07			0.04	0.0048	0.0170	-0.0007	-0.0001	0.0001	0.00	
2472853974		2472853974	ca653	-123950000	108350	0.05	1423225.309	2597105.24	0.04							
2472853974		2472853974	cb653	8886100	108610	0.00			0.04							
2472853974		2472853974	cc653	-8886200	108520	0.00			0.04							
2472853974		2472853974	cd653	-142180000	108000	0.06			0.04							
2472853974		2472853974	cd653	199620000	108000	0.08			0.04	0.0048	0.0170	-0.0007	-0.0007	0.0007	0.04	
1645063241		1645063241	ca663	90414000	82498	0.05			0.05	0.0051	0.0179	-0.0002	0.0003	0.0003	0.02	
1645063241		1645063241	ca663	-47093000	82498	0.03	946798.9879	1740439.42	0.05							
1645063241		1645063241	cb663	54312000	82717	0.03			0.05							
1645063241		1645063241	cc663	-54222000	83051	0.03			0.05							
1645063241		1645063241	cd663	-155790000	83318	0.09			0.05							
1645063241		1645063241	cd663	199550000	83318	0.12			0.05	0.0051	0.0179	-0.0002	-0.0003	0.0003	0.02	
1661139746		1661139746	ca673	-76913000	-39518	0.05			0.02	0.0051	0.0178	-0.0006	0.0001	0.0001	0.01	
1661139746		1661139746	ca763	-155890000	45693	0.09	956051.6526	1737750.39	0.03							
1661139746	1661139746	cb853	-937250	45666	0.00			0.03								
1661139746	1661139746	cc943	-24649000	-58590	0.01			0.03								
1661139746	1661139746	cd763	11668000	45802	0.01			0.03								
1661139746	1661139746	cd763	19257000	45802	0.01			0.03	0.0051	0.0178	-0.0006	0.0013	0.0013	0.07		
2075141562	2075141562	ca683	-151820000	-64864	0.07			0.04	0.0052	0.0178	0.0002	0.0002	0.0002	0.01		
2075141562	2075141562	ca683	117760000	-64864	0.06	1194326.079	1738413.31	0.04								
2075141562	2075141562	cb683	38296000	-64753	0.02			0.04								
2075141562	2075141562	cc683	-38086000	-64644	0.02			0.04								
2075141562	2075141562	cd683	41307000	-64605	0.02			0.04								
2075141562	2075141562	cd683	-75237000	-64605	0.04			0.04	0.0052	0.0178	0.0002	-0.0002	0.0002	0.01		

ANEXO 2.2.14

Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n131	2267500	951320	2245462.09	1.01	0.42
n132	1847900	1063600	2245462.09	0.82	0.47
n133	73097	215020	2245462.09	0.03	0.10
n231	2265500	571700	2806827.61	0.81	0.20
n232	1847100	686380	2806827.61	0.66	0.24
n233	619670	-	2806827.61	0.22	-
n331	2680700	886190	2806827.61	0.96	0.32
n332	2179400	1226400	2806827.61	0.78	0.44
n333	1110900	-	2806827.61	0.40	-
n431	2487300	1596900	4985842.36	0.50	0.32
n432	1417200	1722100	4985842.36	0.28	0.35
n433	853580	1191400	4985842.36	0.17	0.24
n531	2691300	81578	4985842.36	0.54	0.02
n532	1418600	175300	4985842.36	0.28	0.04
n533	127130	250300	4985842.36	0.03	0.05
n631	1640200	218330	3915871.43	0.42	0.06
n632	1490300	169370	3915871.43	0.38	0.04
n633	895990	199330	3915871.43	0.23	0.05
n731	1258200	1259700	2879317.23	0.44	0.44
n732	780980	782230	2879317.23	0.27	0.27
n733	326890	326670	2879317.23	0.11	0.11

ANEXO 2.2.15

Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

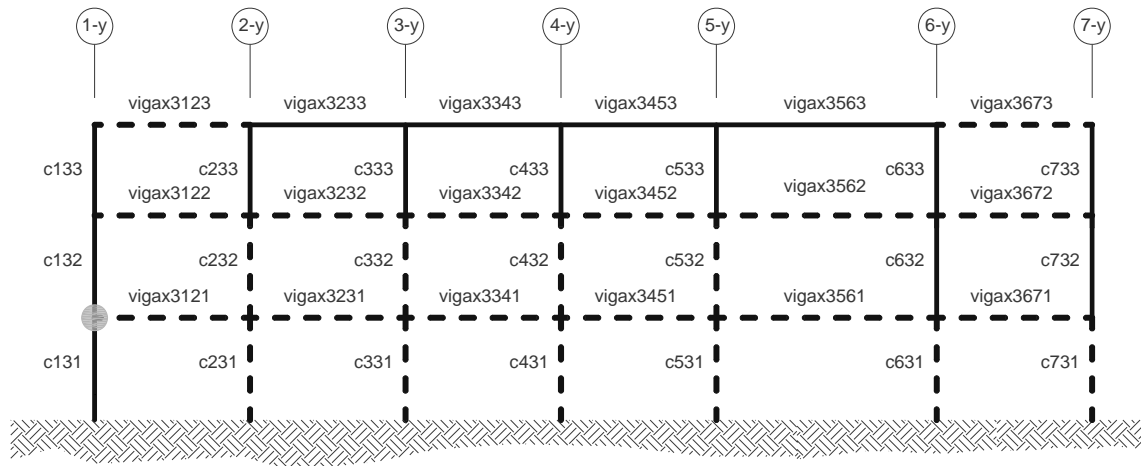
Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n621	1258200	218260	2879317.23	0.44	0.08
n622	780980	286920	2879317.23	0.27	0.10
n623	326890	88842	2879317.23	0.11	0.03
n631	1640200	218330	3915871.43	0.42	0.06
n632	1490300	169370	3915871.43	0.38	0.04
n633	895990	199330	3915871.43	0.23	0.05
n641	2110900	118330	4985842.36	0.42	0.02
n642	979300	480980	4985842.36	0.20	0.10
n643	559890	184940	4985842.36	0.11	0.04
n651	1760500	759850	4985842.36	0.35	0.15
n652	1720200	414120	4985842.36	0.35	0.08
n653	476550	107700	4985842.36	0.10	0.02
n661	1096700	1366200	2806827.61	0.39	0.49
n662	1204100	1258000	2806827.61	0.43	0.45
n663	-	32906	2806827.61	-	0.01
n671	965990	1325000	2806827.61	0.34	0.47
n672	704720	1116700	2806827.61	0.25	0.40
n673	-	72488	2806827.61	-	0.03
n681	766360	1325000	2245462.09	0.34	0.59
n682	329090	1116700	2245462.09	0.15	0.50
n683	599040	72484	2245462.09	0.27	0.03

ESTADO LÍMITE DE DAÑO SEVERO.

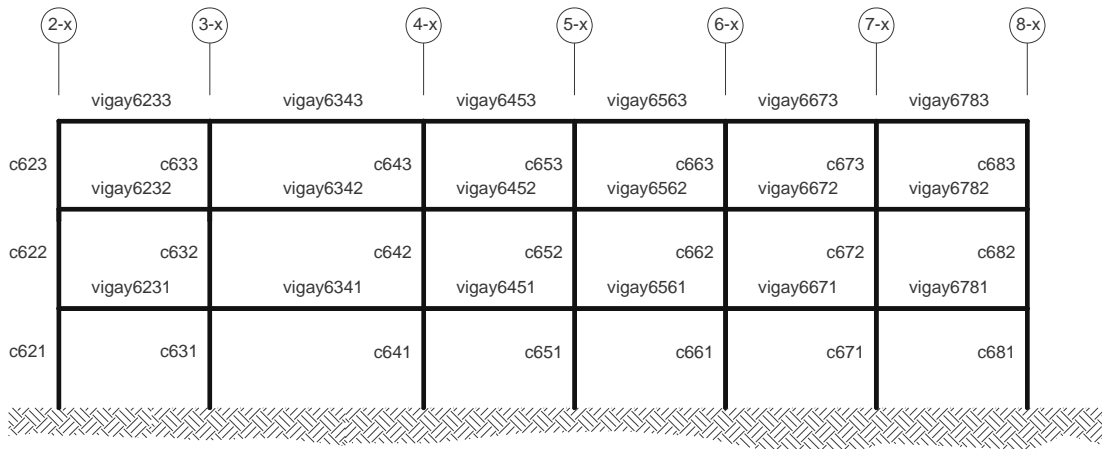
Distribución por masas.

ANEXO 2.2.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.





EJE 3-x



EJE 6-Y

En donde:

Elementos en donde la demanda sobrepasa la capacidad = 

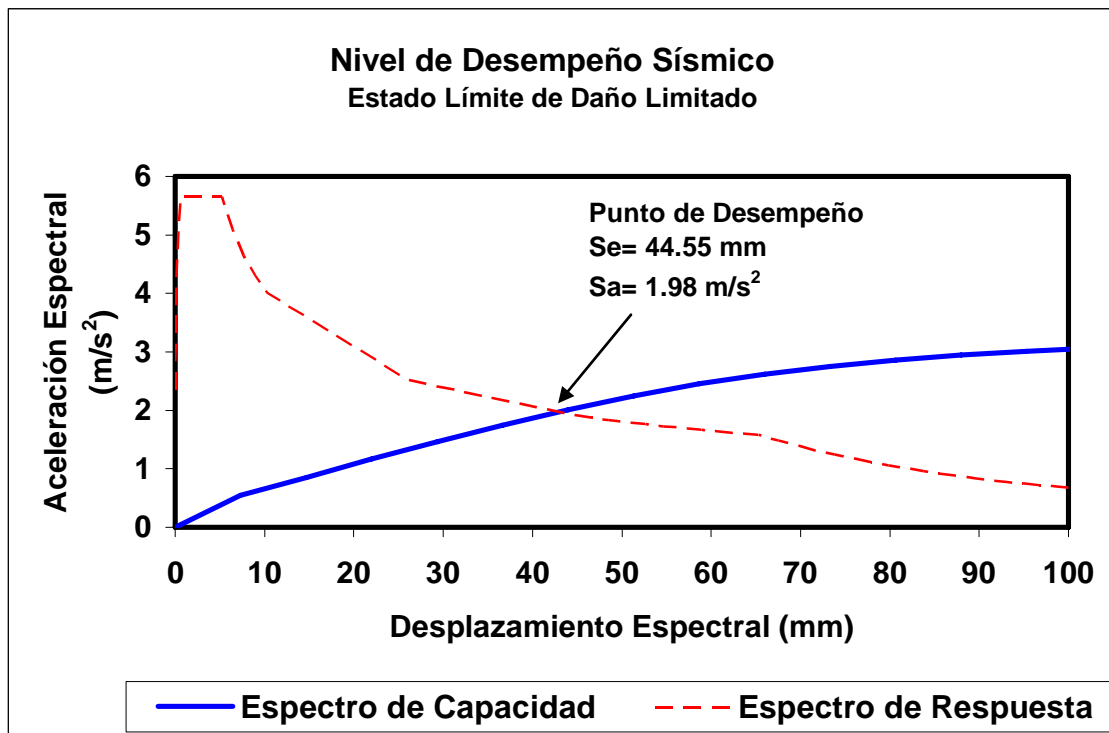
Nudos en donde la demanda sobrepasa la capacidad = 

ANEXO 2.3

Estado Límite de Daño Limitado

Espectros Capacidad – Demanda.

Desplazamiento a Evaluar.



ANEXO 2.3.1 Espectros Capacidad – Demanda.

ANEXO 2.3.2
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	-872870000	-257540	1.04				0.43	0.0062	0.0291		0.0035	0.0035	0.56
	841155437.6	1115537494	vigaxa3121	641010000	-257540	0.76	327479.99	592917.69	Dúctil	0.43						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3121	37609000	-287340	0.04				0.48						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3121	-37609000	-326630	0.04				0.55						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	648290000	-353130	0.58				0.60						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3121	-966250000	-353130	0.87				0.60	0.0062	0.0291		0.0028	0.0028	0.44
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	-800880000	-255250	0.95				0.43	0.0062	0.0291		0.0028	0.0028	0.44
	841155437.6	1115537494	vigaxa3231	571110000	-255250	0.68	327479.99	592917.69	Dúctil	0.43						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3231	-28253000	-285420	0.03				0.48						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3231	28253000	-324630	0.03				0.55						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	709930000	-350640	0.64				0.59						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3231	-1025600000	-350640	0.92				0.59	0.0062	0.0291		0.0027	0.0027	0.43
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	-822130000	-243930	0.98				0.41	0.0062	0.0291		0.0027	0.0027	0.43
	841155437.6	1115537494	vigaxa3341	602560000	-243930	0.72	327479.99	592917.69	Dúctil	0.41						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3341	2487800	-285770	0.00				0.48						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3341	-22122000	-386910	0.03				0.65						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	790320000	-423430	0.71				0.71						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3341	-1171600000	-423430	1.05				0.71	0.0062	0.0291		0.0034	0.0034	0.55
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	-972910000	-283650	1.14				0.48	0.0062	0.0291		0.0034	0.0034	0.55
	852827363.9	1115537494	vigaxa3451	717600000	-283650	0.84	358585.03	592917.69	Dúctil	0.48						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3451	4205600	-339730	0.00				0.57						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3451	-4205600	-413460	0.00				0.70						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	863980000	-462510	0.67				0.78						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3451	-1280500000	-462510	0.99				0.78	0.0062	0.0298		0.0038	0.0038	0.61
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	-631600000	-86127	0.74				0.15	0.0078	0.0342		0.0038	0.0038	0.49
	852820886.1	1289718204	vigaxa3561	521780000	-86127	0.61	252806.97	592917.69	Dúctil	0.15						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3561	113360000	-137290	0.13				0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3561	-110940000	-261790	0.13				0.44						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	667840000	-308110	0.52				0.52						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3561	-1060800000	-308110	0.82				0.52	0.0078	0.0342		0.0029	0.0029	0.37
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	-810880000	-265430	0.95				0.45	0.0062	0.0298		0.0029	0.0029	0.46
	852820886.1	1289718204	vigaxa3671	571930000	-265430	0.67	358585.03	592917.69	Dúctil	0.45						
	852844743.2	825733693.2	vigaxB3671	-56614000	-299310	0.07				0.50						
852844743.2	825733693.2	vigaxC3671	56614000	-343310	0.07				0.58							
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	777570000	-370540	0.70				0.62							
852827363.9	1115537494	vigaxd3671	-1111300000	-370540	1.00				0.62	0.0062	0.0291		0.0037	0.0037	0.60	

ANEXO 2.3.3
Tabla Primer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.								
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	156460000	66712	0.19				0.11	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.05
	852844743.2	825733693.2	vigaya6231	-96417000	66712	0.12	417216.91	592917.69	Dúctil	0.11						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6231	-15562000	38503	0.02				0.06						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6231	15562000	-998.14	0.02				0.00						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	17657000	-29212	0.01				0.05						
	852811425.7	1640026318	vigayd6231	-43948000	-29212	0.03				0.05	0.0063	0.0308		-0.0001	0.0001	0.02
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	306820000	157910	0.19				0.27	0.0079	0.0354		-0.0001	0.0001	0.02
	852811425.7	1640026318	vigaya6341	-105480000	157910	0.06	294140.15	592917.69	Dúctil	0.27						
	1146387206	826171694.1	vigayb6341	244730000	117720	0.21				0.20						
	1146387206	826171694.1	vigayc6341	-245440000	-112380	0.21				0.19						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	88877000	-152560	0.05				0.26						
	852811425.7	1640026318	vigayd6341	-283390000	-152560	0.17				0.26	0.0079	0.0354		0.0002	0.0002	0.02
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	194260000	116390	0.12				0.20	0.0063	0.0308		0.0002	0.0002	0.03
	852811425.7	1640026318	vigaya6451	-89511000	116390	0.05	417214.01	592917.69	Dúctil	0.20						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6451	44541000	63836	0.05				0.11						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6451	-44541000	-9827.2	0.05				0.02						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-23904000	-62446	0.03				0.11						
	852827363.9	1115537494	vigayd6451	-32296000	-62446	0.03				0.11	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	191230000	133870	0.17				0.23	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6561	-70753000	133870	0.06	327498.12	592917.69	Dúctil	0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6561	127780000	94541	0.15				0.16						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6561	-119010000	-55050	0.14				0.09						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-3414500	-94271	0.00				0.16						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6561	-81426000	-94271	0.10				0.16	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.03
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	138190000	73537	0.17				0.12	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.03
	841263784.5	825733693.2	vigaya6671	-72012000	73537	0.09	278995.39	592917.69	Dúctil	0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6671	23724000	45590	0.03				0.08						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6671	-23724000	6412.9	0.03				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	-37191000	-21583	0.04				0.04						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6671	17767000	-21583	0.02				0.04	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	135360000	79688	0.16				0.13	0.0061	0.0276		0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaya6781	-63641000	79688	0.08	278995.39	592917.69	Dúctil	0.13						
841263784.5	825733693.2	vigayb6781	44994000	51732	0.05				0.09							
841263784.5	825733693.2	vigayc6781	-44994000	12542	0.05				0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	-71332000	-15466	0.08				0.03							
841263784.5	825733693.2	vigayd6781	57413000	-15466	0.07				0.03	0.0061	0.0276		0.0002	0.0002	0.04	

ANEXO 2.3.4
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	1977038116	1977038116	ca131	-837660000	-288250	0.42	1007407.957	1754807.33	Dúctil	0.16	0.0055	0.0258	0.0031	0.0000	0.0000	0.00
	1977038116	1977038116	ca131	666810000	-288250	0.34				0.16						
	1977038116	1977038116	cb131	268980000	-287680	0.14				0.16						
	1977038116	1977038116	cc131	-268980000	-287300	0.14				0.16						
	1977038116	1977038116	cd131	128210000	-287320	0.06				0.16						
	1977038116	1977038116	cd131	-298470000	-287320	0.15				0.16						
	1501348613	1501348613	ca231	-1181500000	-492300	0.79	765018.4017	1764411.66	Dúctil	0.28	0.0053	0.0264	0.0032	0.0000	0.0000	0.00
	1501348613	1501348613	ca231	889740000	-492300	0.59				0.28						
	1501348613	1501348613	cb231	206920000	-493850	0.14				0.28						
	1501348613	1501348613	cc231	-206920000	-494390	0.14				0.28						
	1501348613	1501348613	cd231	476530000	-493820	0.32				0.28						
	1501348613	1501348613	cd231	-769160000	-493820	0.51				0.28						
	1469071863	1469071863	ca331	-1212800000	-510100	0.83	748571.6497	1769782.72	Dúctil	0.29	0.0053	0.0267	0.0033	0.0000	0.0000	0.00
	1469071863	1469071863	ca331	910500000	-510100	0.62				0.29						
	1469071863	1469071863	cb331	203070000	-511640	0.14				0.29						
	1469071863	1469071863	cc331	-203070000	-512150	0.14				0.29						
	1469071863	1469071863	cd331	504950000	-511510	0.34				0.29						
	1469071863	1469071863	cd331	-808070000	-511510	0.55				0.29						
	2104140255	2104140255	ca431	-1904600000	-729180	0.91	1072173.378	2650359.30	Dúctil	0.28	0.0049	0.0262	0.0033	0.0000	0.0000	0.00
	2104140255	2104140255	ca431	1472400000	-729180	0.70				0.28						
	2104140255	2104140255	cb431	460260000	-732040	0.22				0.28						
	2104140255	2104140255	cc431	-460260000	-733280	0.22				0.28						
	2104140255	2104140255	cd431	553420000	-732640	0.26				0.28						
	2104140255	2104140255	cd431	-987530000	-732640	0.47				0.28						
	1948879188	1948879188	ca531	-2061000000	-752280	1.06	993059.4588	2672722.54	Dúctil	0.28	0.0048	0.0272	0.0035	0.0000	0.0000	0.00
	1948879188	1948879188	ca531	1615100000	-752280	0.83				0.28						
	1948879188	1948879188	cb531	568550000	-757000	0.29				0.28						
	1948879188	1948879188	cc531	-568550000	-759150	0.29				0.28						
	1948879188	1948879188	cd531	480850000	-758530	0.25				0.28						
	1948879188	1948879188	cd531	-930240000	-758530	0.48				0.28						
	1834515254	1834515254	ca631	-1308300000	-547110	0.71	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.41	0.0048	0.0267	0.0035	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	984090000	-547110	0.54				0.41						
	1834515254	1834515254	cb631	223850000	-549880	0.12				0.41						
	1834515254	1834515254	cc631	-223850000	-550780	0.12				0.41						
	1834515254	1834515254	cd631	537540000	-549690	0.29				0.41						
	1834515254	1834515254	cd631	-863260000	-549690	0.47				0.41						
	2092629103	2092629103	ca731	-1429700000	-555750	0.68	1066307.823	1299794.45	Dúctil	0.43	0.0049	0.0250	0.0038	0.0000	0.0000	0.00
	2092629103	2092629103	ca731	1100400000	-555750	0.53				0.43						
	2092629103	2092629103	cb731	324860000	-560980	0.16				0.43						
	2092629103	2092629103	cc731	-324860000	-562960	0.16				0.43						
2092629103	2092629103	cd731	453320000	-561730	0.22	0.43										
2092629103	2092629103	cd731	-786120000	-561730	0.38	0.43				0.0049						

ANEXO 2.3.5
Tabla Primer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
6-Y	2100679181	2100679181	ca621	-31342000	-34608	0.01	1070409.774	1298632.50	Dúctil	0.03	0.0049	0.0250	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2100679181	2100679181	ca621	10831000	-34608	0.01				0.03						
	2100679181	2100679181	cb621	-36964000	-34589	0.02				0.03						
	2100679181	2100679181	cc621	36954000	-34467	0.02				0.03						
	2100679181	2100679181	cd621	84608000	-34308	0.04				0.03						
	2100679181	2100679181	cd621	-104940000	-34308	0.05				0.03						
	1834515254	1834515254	ca631	47111000	31768	0.03	934784.8428	1336997.25	Dúctil	0.02	0.0048	0.0267	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1834515254	1834515254	ca631	-28284000	31768	0.02				0.02						
	1834515254	1834515254	cb631	15766000	31847	0.01				0.02						
	1834515254	1834515254	cC631	-15770000	31831	0.01				0.02						
	1834515254	1834515254	cd631	-59766000	31723	0.03				0.02						
	1834515254	1834515254	cd631	78564000	31723	0.04				0.02						
	1952695103	1952695103	ca641	-27231000	-32527	0.01	995003.8742	2672173.18	Dúctil	0.01	0.0048	0.0272	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1952695103	1952695103	ca641	7953400	-32527	0.00				0.01						
	1952695103	1952695103	cb641	-36965000	-32502	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cc641	36958000	-32377	0.02				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	81719000	-32242	0.04				0.01						
	1952695103	1952695103	cd641	-100820000	-32242	0.05				0.01						
	2093962794	2093962794	ca651	48662000	18973	0.02	1066987.411	2651825.99	Dúctil	0.01	0.0049	0.0262	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2093962794	2093962794	ca651	-37416000	18973	0.02				0.01						
	2093962794	2093962794	cb651	-11063000	19048	0.01				0.01						
	2093962794	2093962794	cc651	11057000	19094	0.01				0.01						
	2093962794	2093962794	cd651	-15337000	19095	0.01				0.01						
	2093962794	2093962794	cd651	26651000	19095	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	ca661	38105000	11830	0.03	744655.9638	1771060.93	Dúctil	0.01	0.0053	0.0268	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1461387329	1461387329	ca661	-31094000	11830	0.02				0.01						
	1461387329	1461387329	cb661	-14675000	11858	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cc661	14664000	11887	0.01				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	-1767300	11904	0.00				0.01						
	1461387329	1461387329	cd661	8820300	11904	0.01				0.01						
	1500919110	1500919110	ca671	70342000	35461	0.05	764799.5467	1764483.16	Dúctil	0.02	0.0053	0.0264	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	1500919110	1500919110	ca761	-8913300	3636.1	0.01				0.00						
	1500919110	1500919110	cb851	-245660	-26029	0.00				0.01						
	1500919110	1500919110	cc941	-3609000	-28297	0.00				0.02						
	1500919110	1500919110	cd761	-1281900	3707.4	0.00				0.00						
	1500919110	1500919110	cd761	3478600	3707.4	0.00				0.00						
	1972469786	1972469786	ca681	65348000	22897	0.03	1005080.146	1755569.63	Dúctil	0.01	0.0055	0.0259	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	1972469786	1972469786	ca681	-51777000	22897	0.03				0.01						
	1972469786	1972469786	cb681	-20143000	22869	0.01				0.01						
	1972469786	1972469786	cc681	20138000	22856	0.01				0.01						
	1972469786	1972469786	cd681	-11461000	22863	0.01				0.01						
	1972469786	1972469786	cd681	25007000	22863	0.01				0.01						

ANEXO 2.3.6
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.				Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]							Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	-846710000	-248740	1.01				0.42	0.0062	0.0291		0.0035	0.0035	0.56
	841155437.6	1115537494	vigaxa3122	622770000	-248740	0.74	327479.99	592917.69	Dúctil	0.42						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3122	38401000	-278270	0.05				0.47						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3122	-38400000	-317540	0.05				0.54						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	628430000	-344260	0.56				0.58						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3122	-938410000	-344260	0.84				0.58	0.0062	0.0291		0.0028	0.0028	0.44
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	-784870000	-244250	0.93				0.41	0.0062	0.0291		0.0028	0.0028	0.44
	841155437.6	1115537494	vigaxa3232	564990000	-244250	0.67	327479.99	592917.69	Dúctil	0.41						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3232	-9710000	-272500	0.01				0.46						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3232	10370000	-313150	0.01				0.53						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	667960000	-339360	0.60				0.57						
	841155437.6	1115537494	vigaxd3232	-973510000	-339360	0.87				0.57	0.0062	0.0291		0.0027	0.0027	0.43
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	-785180000	-229240	0.93				0.39	0.0062	0.0291		0.0027	0.0027	0.43
	841155437.6	1115537494	vigaxa3342	578810000	-229240	0.69	415260.54	592917.69	Dúctil	0.39						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3342	10913000	-270440	0.01				0.46						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3342	-31052000	-370210	0.04				0.62						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	746370000	-407750	0.46				0.69						
	841028995	1640026318	vigaxd3342	-1113500000	-407750	0.68				0.69	0.0064	0.0308		0.0034	0.0034	0.53
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	-818470000	-246610	0.96				0.42	0.0063	0.0308		0.0034	0.0034	0.54
	852811425.7	1640026318	vigaxa3452	596470000	-246610	0.70	417212.01	592917.69	Dúctil	0.42						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3452	-35538000	-300960	0.04				0.51						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3452	35538000	-374550	0.04				0.63						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	822070000	-425320	0.55				0.72						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3452	-1205100000	-425320	0.81				0.72	0.0063	0.0304		0.0038	0.0038	0.61
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	-558400000	-73357	0.65				0.12	0.0079	0.0349		0.0038	0.0038	0.49
	852815422.2	1495218313	vigaxa3562	464850000	-73357	0.55	277054.13	592917.69	Dúctil	0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3562	96818000	-123710	0.11				0.21						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3562	-87651000	-247900	0.10				0.42						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	649840000	-294950	0.43				0.50						
	852815422.2	1495218313	vigaxd3562	-1026100000	-294950	0.69				0.50	0.0079	0.0349		0.0029	0.0029	0.37
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	-836550000	-262840	0.98				0.44	0.0063	0.0304		0.0029	0.0029	0.46
	852815422.2	1495218313	vigaxa3672	599920000	-262840	0.70	392978.36	592917.69	Dúctil	0.44						
852844743.2	825733693.2	vigaxB3672	-22554000	-296410	0.03				0.50							
852844743.2	825733693.2	vigaxC3672	22554000	-340470	0.03				0.57							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	737570000	-368170	0.66				0.62							
852827363.9	1115537494	vigaxd3672	-1069200000	-368170	0.96				0.62	0.0062	0.0291		0.0037	0.0037	0.60	

ANEXO 2.3.7
Tabla Segundo Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852827363.9	1115537494	vigaya6232	181700000	74959	0.16				0.13	0.0062	0.0291		0.0003	0.0003	0.05
	852827363.9	1115537494	vigaya6232	-114240000	74959	0.10	392978.36	592917.69	Dúctil	0.13						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6232	-160000000	46781	0.02				0.08						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6232	160000000	7291.3	0.02				0.01						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	688580	-20924	0.00				0.04						
	852815422.2	1495218313	vigayd6232	-195200000	-20924	0.01				0.04	0.0063	0.0304		-0.0001	0.0001	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	355660000	170010	0.24				0.29	0.0079	0.0349		-0.0001	0.0001	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6342	-1389000000	170010	0.09	277054.13	592917.69	Dúctil	0.29						
	1146387206	826171694.1	vigayb6342	247380000	129840	0.22				0.22						
	1146387206	826171694.1	vigayc6342	-246220000	-109610	0.21				0.18						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	79884000	-149900	0.05				0.25						
	852815422.2	1495218313	vigayd6342	-2710000000	-149900	0.18				0.25	0.0079	0.0349		0.0002	0.0002	0.02
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	220710000	123130	0.15				0.21	0.0063	0.0304		0.0002	0.0002	0.03
	852815422.2	1495218313	vigaya6452	-1099000000	123130	0.07	392978.36	592917.69	Dúctil	0.21						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6452	38318000	70582	0.04				0.12						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6452	-38318000	-3076.1	0.04				0.01						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-31858000	-55699	0.04				0.09						
	852827363.9	1115537494	vigayd6452	-18270000	-55699	0.02				0.09	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	203300000	137960	0.18				0.23	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.01
	841155437.6	1115537494	vigaya6562	-79143000	137960	0.07	327479.99	592917.69	Dúctil	0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6562	128240000	98760	0.15				0.17						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6562	-117720000	-54998	0.14				0.09						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-2228700	-93899	0.00				0.16						
	841155437.6	1115537494	vigayd6562	-82277000	-93899	0.07				0.16	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.03
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	123140000	68188	0.11				0.12	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.03
	841155437.6	1115537494	vigaya6672	-61772000	68188	0.06	327479.99	592917.69	Dúctil	0.12						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6672	22725000	40238	0.03				0.07						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6672	-22725000	1061.6	0.03				0.00						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	-24955000	-26928	0.03				0.05						
	841155437.6	1115537494	vigayd6672	719950	-26928	0.00				0.05	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.02
841155437.6	1115537494	vigaya6782	91298000	62179	0.08				0.10	0.0062	0.0291		0.0001	0.0001	0.02	
841155437.6	1115537494	vigaya6782	-35338000	62179	0.03	327479.99	592917.69	Dúctil	0.10							
841263784.5	825733693.2	vigayb6782	36505000	34211	0.04				0.06							
841263784.5	825733693.2	vigayc6782	-36505000	-4969.8	0.04				0.01							
841155437.6	1115537494	vigayd6782	-26069000	-32957	0.03				0.06							
841155437.6	1115537494	vigayd6782	-3592500	-32957	0.00				0.06	0.0062	0.0291		0.0002	0.0002	0.04	

ANEXO 2.3.8
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	2028887047	2028887047	ca132	-647190000	-330070	0.32	1033827.795	1746148.93	Dúctil	0.19	0.0055	0.0253	0.0031	0.0000	0.0000	0.00
	2028887047	2028887047	ca132	451570000	-330070	0.22				0.19						
	2028887047	2028887047	cb132	-4481100	-329860	0.00				0.19						
	2028887047	2028887047	cc132	4481000	-329780	0.00				0.19						
	2028887047	2028887047	cd132	460420000	-329910	0.23				0.19						
	2028887047	2028887047	cd132	-655950000	-329910	0.32				0.19						
	1582062792	1582062792	ca232	-1066700000	-540360	0.67	806146.6456	1750961.38	Dúctil	0.31	0.0054	0.0256	0.0032	0.0000	0.0000	0.00
	1582062792	1582062792	ca232	746440000	-540360	0.47				0.31						
	1582062792	1582062792	cb232	-1524400	-541010	0.00				0.31						
	1582062792	1582062792	cc232	1524300	-540920	0.00				0.31						
	1582062792	1582062792	cd232	749370000	-540200	0.47				0.31						
	1582062792	1582062792	cd232	-1069500000	-540200	0.68				0.31						
	1561263474	1561263474	ca332	-1104800000	-548870	0.71	795548.2671	1754430.30	Dúctil	0.31	0.0054	0.0258	0.0033	0.0000	0.0000	0.00
	1561263474	1561263474	ca332	779490000	-548870	0.50				0.31						
	1561263474	1561263474	cb332	19712000	-549550	0.01				0.31						
	1561263474	1561263474	cc332	-19712000	-549480	0.01				0.31						
	1561263474	1561263474	cd332	739970000	-548780	0.47				0.31						
	1561263474	1561263474	cd332	-1065200000	-548780	0.68				0.31						
	2296464116	2296464116	ca432	-1295500000	-685630	0.56	1170172.798	2622615.40	Dúctil	0.26	0.0050	0.0249	0.0033	0.0000	0.0000	0.00
	2296464116	2296464116	ca432	889140000	-685630	0.39				0.26						
	2296464116	2296464116	cb432	-60018000	-686550	0.03				0.26						
	2296464116	2296464116	cc432	60018000	-686370	0.03				0.26						
	2296464116	2296464116	cd432	1008900000	-685170	0.44				0.26						
	2296464116	2296464116	cd432	-1415000000	-685170	0.62				0.26						
	2174961604	2174961604	ca532	-1147900000	-610040	0.53	1108260.69	2640149.43	Dúctil	0.23	0.0049	0.0257	0.0035	0.0000	0.0000	0.00
	2174961604	2174961604	ca532	786430000	-610040	0.36				0.23						
	2174961604	2174961604	cb532	-58532000	-611210	0.03				0.23						
	2174961604	2174961604	cc532	58532000	-610990	0.03				0.23						
	2174961604	2174961604	cd532	903190000	-609410	0.42				0.23						
	2174961604	2174961604	cd532	-1264300000	-609410	0.58				0.23						
	2022563734	2022563734	ca632	-1060500000	-517410	0.52	1030605.724	1309902.74	Dúctil	0.39	0.0049	0.0255	0.0035	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	753870000	-517410	0.37				0.39						
	2022563734	2022563734	cb632	36788000	-518690	0.02				0.40						
	2022563734	2022563734	cc632	-36788000	-518670	0.02				0.40						
	2022563734	2022563734	cd632	680270000	-517500	0.34				0.40						
	2022563734	2022563734	cd632	-986950000	-517500	0.49				0.40						
	2192218065	2192218065	ca732	-862180000	-437980	0.39	1117053.791	1285409.94	Dúctil	0.34	0.0050	0.0244	0.0038	0.0000	0.0000	0.00
	2192218065	2192218065	ca732	602660000	-437980	0.27				0.34						
	2192218065	2192218065	cb732	-4783200	-439410	0.00				0.34						
	2192218065	2192218065	cc732	4783000	-439310	0.00				0.34						
	2192218065	2192218065	cd732	612080000	-437740	0.28				0.34						
	2192218065	2192218065	cd732	-871470000	-437740	0.40				0.34						

ANEXO 2.3.9
Tabla Segundo Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	2198237413	2198237413	ca622	-33980000	-20185	0.02	1120120.975	1284539.77	Dúctil	0.02	0.0050	0.0244	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2198237413	2198237413	ca622	22019000	-20185	0.01				0.02						
	2198237413	2198237413	cb622	-5930700	-20217	0.00				0.02						
	2198237413	2198237413	cc622	5930700	-20213	0.00				0.02						
	2198237413	2198237413	cd622	33874000	-20175	0.02				0.02						
	2198237413	2198237413	cd622	-45829000	-20175	0.02				0.02						
	2022563734	2022563734	ca632	175500000	84890	0.09	1030605.724	1309902.74	Dúctil	0.06	0.0049	0.0255	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2022563734	2022563734	ca632	-125190000	84890	0.06				0.06						
	2022563734	2022563734	cb632	-7523600	85111	0.00				0.06						
	2022563734	2022563734	cc632	7523600	85119	0.00				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	-110150000	84928	0.05				0.06						
	2022563734	2022563734	cd632	160480000	84928	0.08				0.06						
	2174530348	2174530348	ca642	31909000	10734	0.01	1108040.942	2640211.62	Dúctil	0.00	0.0049	0.0257	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	2174530348	2174530348	ca642	-25548000	10734	0.01				0.00						
	2174530348	2174530348	cb642	-10666000	10765	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cc642	10666000	10773	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cd642	-4228700	10763	0.00				0.00						
	2174530348	2174530348	cd642	10608000	10763	0.00				0.00						
	2284814460	2284814460	ca652	130310000	63821	0.06	1164236.668	2624297.70	Dúctil	0.02	0.0050	0.0250	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	2284814460	2284814460	ca652	-92491000	63821	0.04				0.02						
	2284814460	2284814460	cb652	-4121400	63920	0.00				0.02						
	2284814460	2284814460	cc652	4121500	63920	0.00				0.02						
	2284814460	2284814460	cd652	-84247000	63824	0.04				0.02						
	2284814460	2284814460	cd652	122070000	63824	0.05				0.02						
	1553966474	1553966474	ca662	51205000	26818	0.03	791830.0504	1755646.79	Dúctil	0.02	0.0054	0.0259	-0.0001	0.0000	0.0000	0.00
	1553966474	1553966474	ca662	-35312000	26818	0.02				0.02						
	1553966474	1553966474	cb662	1809400	26842	0.00				0.02						
	1553966474	1553966474	cc662	-1807800	26864	0.00				0.02						
	1553966474	1553966474	cd662	-38939000	26873	0.03				0.02						
	1553966474	1553966474	cd662	54864000	26873	0.04				0.02						
	1581668149	1581668149	ca672	86270000	44684	0.05	805945.5534	1751027.22	Dúctil	0.03	0.0054	0.0256	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
	1581668149	1581668149	ca762	-38711000	25660	0.02				0.01						
	1581668149	1581668149	cb852	-4994500	-11568	0.00				0.01						
	1581668149	1581668149	cc942	-3609000	-28297	0.00				0.02						
	1581668149	1581668149	cd762	-32491000	25760	0.02				0.01						
	1581668149	1581668149	cd762	47758000	25760	0.03				0.01						
	2024208300	2024208300	ca682	31263000	21362	0.02	1031443.72	1746930.77	Dúctil	0.01	0.0055	0.0254	-0.0002	0.0000	0.0000	0.00
	2024208300	2024208300	ca682	-18603000	21362	0.01				0.01						
	2024208300	2024208300	cb682	10959000	21375	0.01				0.01						
	2024208300	2024208300	cc682	-10956000	21403	0.01				0.01						
2024208300	2024208300	cd682	-40534000	21434	0.02	0.01										
2024208300	2024208300	cd682	53237000	21434	0.03	0.01				0.0055						

ANEXO 2.3.10
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “x”: Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.					Demanda de S.S.							
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	-474530000	-137020	0.56				0.23	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3123	351170000	-137020	0.42	278995.39	592917.69	Dúctil	0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3123	33012000	-151490	0.04				0.26						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3123	-33012000	-171760	0.04				0.29						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	327690000	-186240	0.40				0.31						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3123	-495410000	-186240	0.60				0.31	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	-354980000	-101220	0.42				0.17	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3233	263850000	-101220	0.31	278995.39	592917.69	Dúctil	0.17						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3233	22000000	-115150	0.03				0.19						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3233	-22000000	-135500	0.03				0.23						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	262670000	-150720	0.32				0.25						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3233	-398420000	-150720	0.48				0.25	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	-345480000	-75801	0.41				0.13	0.0061	0.0276		-0.0001	0.0001	0.02
	841263784.5	825733693.2	vigaxa3343	277230000	-75801	0.33	278995.39	592917.69	Dúctil	0.13						
	841263784.5	825733693.2	vigaxb3343	84156000	-91911	0.10				0.16						
	841263784.5	825733693.2	vigaxc3343	-98560000	-146590	0.12				0.25						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	209310000	-164690	0.25				0.28						
	841263784.5	825733693.2	vigaxd3343	-357650000	-164690	0.43				0.28	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.06
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	-265520000	-76424	0.31				0.13	0.0062	0.0298		-0.0003	0.0003	0.05
	852820886.1	1289718204	vigaxa3453	196730000	-76424	0.23	358587.94	592917.69	Dúctil	0.13						
	852844743.2	825733693.2	vigaxb3453	-17195000	-101870	0.02				0.17						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3453	17195000	-137620	0.02				0.23						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	306210000	-163280	0.37				0.28						
	852844743.2	825733693.2	vigaxd3453	-453220000	-163280	0.55				0.28	0.0061	0.0276		-0.0003	0.0003	0.06
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	-254260000	5399.2	0.30				0.01	0.0078	0.0342		-0.0003	0.0003	0.04
	852820886.1	1289718204	vigaxa3563	261140000	5399.2	0.31	252806.97	592917.69	Dúctil	0.01						
	1146387206	826171694.1	vigaxb3563	131130000	-43703	0.11				0.07						
	1146387206	826171694.1	vigaxc3563	-125870000	-174870	0.11				0.29						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	394360000	-222820	0.31				0.38						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3563	-678520000	-222820	0.53				0.38	0.0078	0.0342		-0.0002	0.0002	0.02
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	-442520000	-127340	0.52				0.21	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.03
	852844743.2	825733693.2	vigaxa3673	327900000	-127340	0.38	358587.94	592917.69	Dúctil	0.21						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	-413520000	-196610	0.50				0.33						
	852844743.2	825733693.2	vigaxc3673	647740	-196610	0.00				0.33						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3673	413520000	-224810	0.32				0.38						
	852820886.1	1289718204	vigaxd3673	-615970000	-224810	0.48				0.38	0.0062	0.0298		0.0004	0.0004	0.07

ANEXO 2.3.11
Tabla Tercer Nivel Vigas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos S.S.	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θy [rad]	θum [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C								Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
6-Y	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	97206000	44195	0.12				0.07	0.0061	0.0276		0.0003	0.0003	0.05
	852844743.2	825733693.2	vigaya6233	-57431000	44195	0.07	358587.94	592917.69	Dúctil	0.07						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6233	-23848000	15992	0.03				0.03						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6233	23848000	-23496	0.03				0.04						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	73188000	-51696	0.06				0.09						
	852820886.1	1289718204	vigayd6233	-119710000	-51696	0.09				0.09	0.0062	0.0298		-0.0002	0.0002	0.03
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	317030000	168590	0.25				0.28	0.0078	0.0342		-0.0002	0.0002	0.02
	852820886.1	1289718204	vigaya6343	-102080000	168590	0.08	252806.97	592917.69	Dúctil	0.28						
	1146387206	826171694.1	vigayb6343	279820000	128370	0.24				0.22						
	1146387206	826171694.1	vigayc6343	-283360000	-129130	0.25				0.22						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	100800000	-169380	0.08				0.29						
	852820886.1	1289718204	vigayd6343	-316770000	-169380	0.25				0.29	0.0078	0.0342		0.0005	0.0005	0.06
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	244790000	95998	0.19				0.16	0.0062	0.0298		0.0005	0.0005	0.07
	852820886.1	1289718204	vigaya6453	-158390000	95998	0.12	358587.94	592917.69	Dúctil	0.16						
	852844743.2	825733693.2	vigayb6453	-34387000	59050	0.04				0.10						
	852844743.2	825733693.2	vigayc6453	34387000	7317.2	0.04				0.01						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	19021000	-29636	0.02				0.05						
	852844743.2	825733693.2	vigayd6453	-45694000	-29636	0.06				0.05	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.03
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	154350000	111050	0.19				0.19	0.0061	0.0276		-0.0002	0.0002	0.03
	841263784.5	825733693.2	vigaya6563	-54413000	111050	0.07	278995.39	592917.69	Dúctil	0.19						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6563	118570000	82374	0.14				0.14						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6563	-108270000	-31587	0.13				0.05						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-41961000	-60019	0.05				0.10						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6563	-12057000	-60019	0.01				0.10	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	43236000	30447	0.05				0.05	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.00
	841263784.5	825733693.2	vigaya6673	-15833000	30447	0.02	278995.39	592917.69	Dúctil	0.05						
	841263784.5	825733693.2	vigayb6673	17701000	15969	0.02				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayc6673	-17700000	-4302.8	0.02				0.01						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-8664100	-18782	0.01				0.03						
	841263784.5	825733693.2	vigayd6673	-8240000	-18782	0.01				0.03	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6783	25042000	24396	0.03				0.04	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.01
	841263784.5	825733693.2	vigaya6783	-3086000	24396	0.00	278995.39	592917.69	Dúctil	0.04						
841263784.5	825733693.2	vigayb6783	17697000	9898.1	0.02				0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayc6783	-17697000	-10399	0.02				0.02							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	4139300	-24897	0.01				0.04							
841263784.5	825733693.2	vigayd6783	-26547000	-24897	0.03				0.04	0.0061	0.0276		0.0000	0.0000	0.01	

ANEXO 2.3.12
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje "x": Marco 3-x.

	Capacidad a Flexión.		Demandas de SeismoStruct.				Demanda de S.S.									
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)	Elementos S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]	Relac Flex D/C	Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación	Chequeo de rotación
3-X	2079838031	2079838031	ca133	-263720000	-204330	0.13	1197029.082	1737627.20	Dúctil	0.12	0.0052	0.0237	0.0036	0.0035	0.0035	
	2079838031	2079838031	ca133	156440000	-204330	0.08				0.12						
	2079838031	2079838031	cb133	-93824000	-204290	0.05				0.12						
	2079838031	2079838031	cc133	93823000	-204260	0.05	0.12									
	2079838031	2079838031	cd133	344040000	-204270	0.17	0.12									
	2079838031	2079838031	cd133	-451300000	-204270	0.22	0.12	0.0052	0.0237	0.0036	0.0026	0.0026	#iDIV/0! 0.49			
	1660925169	1660925169	ca233	-728440000	-450920	0.44	955928.1546	1737786.29	Dúctil	0.26	0.0051	0.0237	0.0037	0.0027	0.0027	
	1660925169	1660925169	ca233	491650000	-450920	0.30				0.26						
	1660925169	1660925169	cb233	-60858000	-451010	0.04				0.26						
	1660925169	1660925169	cc233	60858000	-450910	0.04	0.26									
	1660925169	1660925169	cd233	613290000	-450720	0.37	0.26									
	1660925169	1660925169	cd233	-849990000	-450720	0.51	0.26	0.0051	0.0237	0.0037	0.0018	0.0018	#iDIV/0! 0.35			
	1652119667	1652119667	ca333	-762920000	-430410	0.46	950860.2398	1739259.35	Dúctil	0.25	0.0051	0.0238	0.0042	0.0029	0.0029	
	1652119667	1652119667	ca333	536890000	-430410	0.32				0.25						
	1652119667	1652119667	cb333	9504600	-430510	0.01				0.25						
	1652119667	1652119667	cc333	-9504800	-430440	0.01	0.25									
	1652119667	1652119667	cd333	517800000	-430290	0.31	0.25									
	1652119667	1652119667	cd333	-743770000	-430290	0.45	0.25	0.0051	0.0238	0.0042	0.0029	0.0029	#iDIV/0! 0.57			
	2486354062	2486354062	ca433	-628740000	-361570	0.25	1430995.144	2595149.30	Dúctil	0.14	0.0048	0.0226	0.0047	0.0030	0.0030	
	2486354062	2486354062	ca433	438750000	-361570	0.18				0.14						
	2486354062	2486354062	cb433	-4541700	-361860	0.00				0.14						
	2486354062	2486354062	cc433	4541700	-361760	0.00	0.14									
	2486354062	2486354062	cd433	447710000	-361200	0.18	0.14									
	2486354062	2486354062	cd433	-637710000	-361200	0.26	0.14	0.0048	0.0226	0.0047	0.0013	0.0013	#iDIV/0! 0.26			
	2394373035	2394373035	ca533	-645760000	-390130	0.27	1378056.423	2608465.14	Dúctil	0.15	0.0047	0.0232	0.0047	0.0034	0.0034	
	2394373035	2394373035	ca533	440810000	-390130	0.18				0.15						
	2394373035	2394373035	cb533	-37591000	-390550	0.02				0.15						
	2394373035	2394373035	cc533	37592000	-390400	0.02	0.15									
	2394373035	2394373035	cd533	515840000	-389450	0.22	0.15									
	2394373035	2394373035	cd533	-720590000	-389450	0.30	0.15	0.0047	0.0232	0.0047	0.0017	0.0017	#iDIV/0! 0.35			
	2202804373	2202804373	ca633	-937600000	-597770	0.43	1267801.078	1283879.50	Dúctil	0.47	0.0047	0.0232	0.0045	0.0033	0.0033	
	2202804373	2202804373	ca633	623690000	-597770	0.28				0.47						
	2202804373	2202804373	cb633	-109170000	-598250	0.05				0.47						
	2202804373	2202804373	cc633	109170000	-597960	0.05	0.47									
	2202804373	2202804373	cd633	841760000	-597150	0.38	0.47									
2202804373	2202804373	cd633	-1155400000	-597150	0.52	0.47	0.0047	0.0232	0.0045	0.0018	0.0018	#iDIV/0! 0.38				
2293345830	2293345830	ca733	-695130000	-461510	0.30	1319911.269	1270777.18	Frágil	0.36	0.0047	0.0227	0.0044	0.0036	0.0036		
2293345830	2293345830	ca733	452800000	-461510	0.20				0.36							
2293345830	2293345830	cb733	-113000000	-461890	0.05				0.36							
2293345830	2293345830	cc733	113000000	-461600	0.05	0.36										
2293345830	2293345830	cd733	678480000	-460800	0.30	0.36										
2293345830	2293345830	cd733	-920460000	-460800	0.40	0.36	0.0047	0.0227	0.0044	0.0022	0.0022	#iDIV/0! 0.47				

ANEXO 2.3.13
Tabla Tercer Nivel Columnas Eje “y”: Marco 6-y.

	Capacidad a Flexión.		Elementos	Demandas de SeismoStruct.			Cortante Flex [N]	Cap cortante [N]	Clasificación de Elemento	Chequeo de Cortante	θ_y [rad]	θ_{um} [rad]	Relac. derivas en elem.	Demanda de S.S.		
	Mu (+) (N-mm)	Mu (-) (N-mm)		S.S.	Momento [N-mm]	Cortante [N]								Relac Flex D/C	Rotación del Nudo	Demanda de Rotación
6-Y	2296959405	2296959405	ca623	-66082000	-34078	0.03	1321991.024	1270253.73	Frágil	0.03	0.0047	0.0227	-0.0002	0.0003	0.0003	0.07
	2296959405	2296959405	ca623	48189000	-34078	0.02				0.03						
	2296959405	2296959405	cb623	6398500	-34113	0.00				0.03						
	2296959405	2296959405	cc623	-6403700	-34134	0.00				0.03						
	2296959405	2296959405	cd623	35405000	-34132	0.02				0.03						
	2296959405	2296959405	cd623	-53328000	-34132	0.02				0.03						
	2202804373	2202804373	ca633	166380000	98270	0.08	1267801.078	1283879.50	Dúctil	0.08	0.0047	0.0232	-0.0002	-0.0001	0.0001	0.01
	2202804373	2202804373	ca633	-114770000	98270	0.05				0.08						
	2202804373	2202804373	cb633	5690800	98345	0.00				0.08						
	2202804373	2202804373	cC633	-5697100	98292	0.00				0.08						
	2202804373	2202804373	cd633	-126130000	98156	0.06				0.08						
	2202804373	2202804373	cd633	177680000	98156	0.08				0.08						
	2390467259	2390467259	ca643	-35857000	-27085	0.01	1375808.494	2609030.06	Dúctil	0.01	0.0047	0.0232	-0.0002	0.0002	0.0002	0.05
	2390467259	2390467259	ca643	21627000	-27085	0.01				0.01						
	2390467259	2390467259	cb643	-11617000	-27125	0.00				0.01						
	2390467259	2390467259	cc643	11615000	-27143	0.00				0.01						
	2390467259	2390467259	cd643	44816000	-27092	0.02				0.01						
	2390467259	2390467259	cd643	-59072000	-27092	0.02				0.01						
	2472853974	2472853974	ca653	63963000	46458	0.03	1423225.309	2597105.24	Dúctil	0.02	0.0048	0.0227	-0.0002	0.0001	0.0001	0.02
	2472853974	2472853974	ca653	-39555000	46458	0.02				0.02						
	2472853974	2472853974	cb653	17357000	46472	0.01				0.02						
	2472853974	2472853974	cc653	-17359000	46435	0.01				0.02						
	2472853974	2472853974	cd653	-74282000	46336	0.03				0.02						
	2472853974	2472853974	cd653	98653000	46336	0.04				0.02						
	1645063241	1645063241	ca663	-9421600	6128.4	0.01	946798.9879	1740439.42	Dúctil	0.00	0.0051	0.0238	-0.0001	0.0001	0.0001	0.03
	1645063241	1645063241	ca663	12639000	6128.4	0.01				0.00						
	1645063241	1645063241	cb663	20185000	6150	0.01				0.00						
	1645063241	1645063241	cc663	-20187000	6180.3	0.01				0.00						
	1645063241	1645063241	cd663	-27752000	6201.9	0.02				0.00						
	1645063241	1645063241	cd663	31008000	6201.9	0.02				0.00						
	1661139746	1661139746	ca673	2745100	5472.1	0.00	956051.6526	1737750.39	Dúctil	0.00	0.0051	0.0237	-0.0001	0.0001	0.0001	0.01
	1661139746	1661139746	ca763	-51282000	14739	0.03				0.01						
	1661139746	1661139746	cb853	994090	14748	0.00				0.01						
1661139746	1661139746	cc943	-3609000	-28297	0.00	0.02										
1661139746	1661139746	cd763	4824700	14746	0.00	0.01										
1661139746	1661139746	cd763	5128700	14746	0.00	0.01										
2075141562	2075141562	ca683	-62095000	-25865	0.03	1194326.079	1738413.31	Dúctil	0.01	0.0052	0.0237	0.0000	0.0001	0.0001	0.02	
2075141562	2075141562	ca683	48515000	-25865	0.02				0.01							
2075141562	2075141562	cb683	16857000	-25842	0.01				0.01							
2075141562	2075141562	cc683	-16846000	-25810	0.01				0.01							
2075141562	2075141562	cd683	14791000	-25789	0.01				0.01							
2075141562	2075141562	cd683	-28332000	-25789	0.01				0.01							

ANEXO 2.3.14

Evaluación de Nudos en el Marco 3-x.

Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n131	681120	243510	2245462.09	0.30	0.11
n132	590930	322730	2245462.09	0.26	0.14
n133	5295.7	48184	2245462.09	0.00	0.02
n231	681070	79183	2806827.61	0.24	0.03
n232	590890	178580	2806827.61	0.21	0.06
n233	315020	-	2806827.61	0.11	-
n331	1006900	189350	2806827.61	0.36	0.07
n332	811020	388010	2806827.61	0.29	0.14
n333	565960	-	2806827.61	0.20	-
n431	1124100	422140	4985842.36	0.23	0.08
n432	740930	591630	4985842.36	0.15	0.12
n433	509140	488340	4985842.36	0.10	0.10
n531	869370	15557	4985842.36	0.17	0.00
n532	648610	10962	4985842.36	0.13	0.00
n533	110230	145330	4985842.36	0.02	0.03
n631	542250	59086	3915871.43	0.14	0.02
n632	374860	34294	3915871.43	0.10	0.01
n633	333140	82453	3915871.43	0.09	0.02
n731	211450	211600	2879317.23	0.07	0.07
n732	77941	78055	2879317.23	0.03	0.03
n733	75601	75659	2879317.23	0.03	0.03

ANEXO 2.3.15

Evaluación de Nudos en el Marco 6-y.

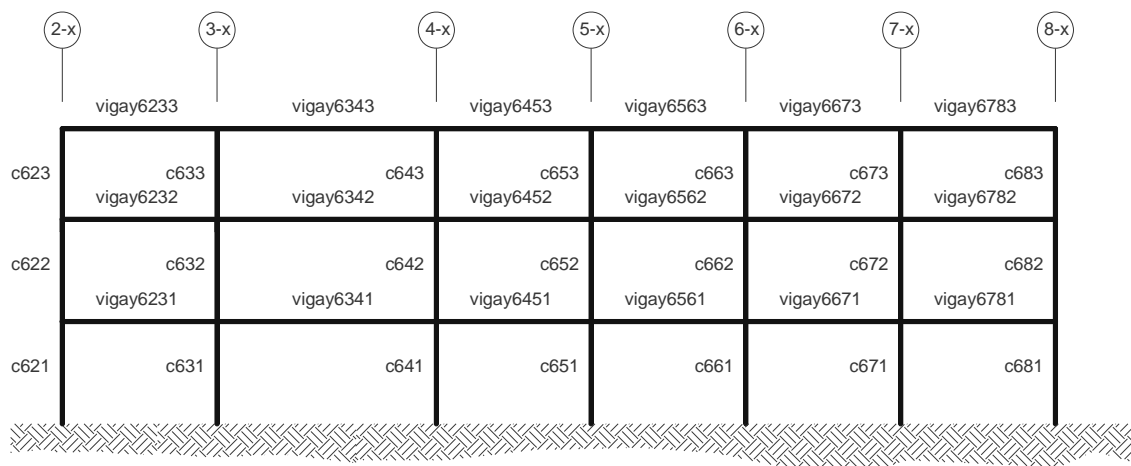
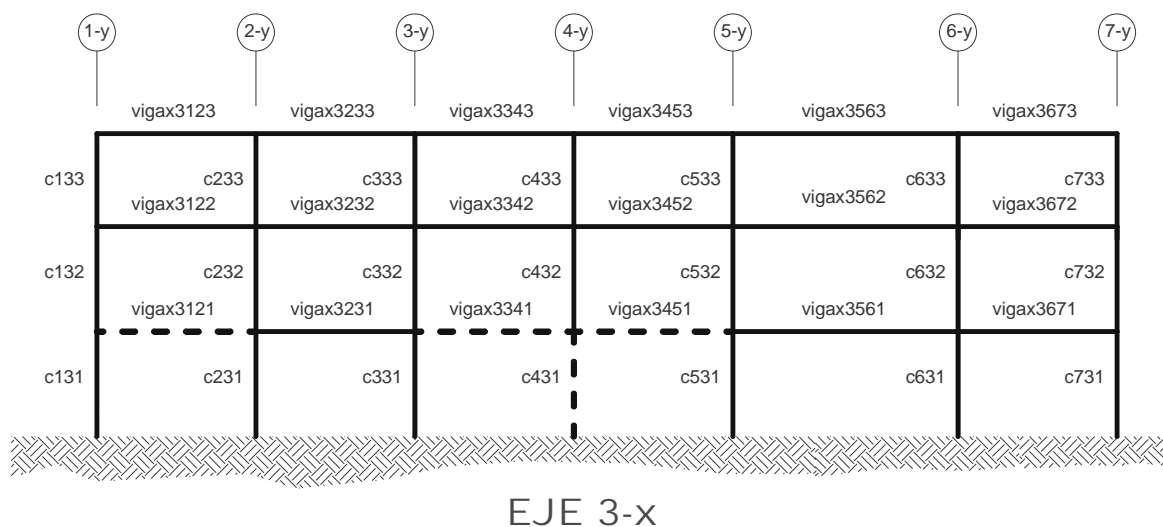
Demanda S.S.					
Nudo	Demanda x	Demanda y	Capacidad	Relac. X	Relac. Y
n621	211450	47857	2879317.23	0.07	0.02
n622	55199	77941	2879317.23	0.02	0.03
n623	75601	75601	2879317.23	0.03	0.03
n631	542250	59086	3915871.43	0.14	0.02
n632	374860	34294	3915871.43	0.10	0.01
n633	333140	82453	3915871.43	0.09	0.02
n641	813650	77922	4985842.36	0.16	0.02
n642	515520	35775	4985842.36	0.10	0.01
n643	301620	21336	4985842.36	0.06	0.00
n651	490060	322540	4985842.36	0.10	0.06
n652	763490	329130	4985842.36	0.15	0.07
n653	222570	22632	4985842.36	0.04	0.00
n661	174560	237170	2806827.61	0.06	0.08
n662	329210	244380	2806827.61	0.12	0.09
n663	-	19869	2806827.61	-	0.01
n671	133940	206950	2806827.61	0.05	0.07
n672	158050	178070	2806827.61	0.06	0.06
n673	-	25566	2806827.61	-	0.01
n681	159290	206950	2245462.09	0.07	0.09
n682	17268	178060	2245462.09	0.01	0.08
n683	207730	30519	2245462.09	0.09	0.01

ESTADO LÍMITE DE DAÑO LIMITADO.


Distribución por masas.

ANEXO 2.3.16

Visualización gráfica de resultados para los marcos en estudio.



En donde:

Elementos en donde la demanda sobrepasa la capacidad = 

Nudos en donde la demanda sobrepasa la capacidad = 