

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO
MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DE GRADO ACADÉMICO O TÍTULO
DE:**

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

LUIS XAVIER ALEMÁN GARCÍA

LUIS FERNANDO NARANJO QUIMBIULCO

SANGOLQUÍ, 23 de Junio de 2011

EXTRACTO

En base a las necesidades en cuanto al desempeño estructural que debe presentarse en una edificación durante un acontecimiento sísmico, se han presentado varias interrogativas que han sido abordadas por algunos códigos entre los cuales se puede mencionar el Código FEMA-273, con el cual se plantea la posibilidad de mejorar el desempeño estructural de los elementos estructurales, además presenta rangos y límites para los diferentes tipologías estructurales y niveles de desempeño, se pretende conseguir un adecuado diseño sísmico cumpliendo la normativa propuesta por el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001 y los criterios para un diseño por desempeño según FEMA-273.

En la presente se plantea conseguir un diseño por desempeño de un edificio de 7 plantas de hormigón armado para un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, que se encuentra en la zona sísmica 4, es decir en la región sierra, en un tipo de suelo S3 además este presenta una configuración en planta y elevación regular, es decir sin ninguna abertura o desnivel.

Se presentan criterios de aceptación y varias propuestas de rehabilitación sísmica para los elementos estructurales que se utilizan en este estudio como columnas, vigas, losas bidireccionales pero también para otros elementos como muros de corte.

Posteriormente se analiza los resultados de la estructura en función a las tablas que facilita FEMA-273 para los diferentes tipos de elementos estructurales como son columnas, vigas, losas, juntas también se presenta las tablas para muros de corte como un aporte para futuros estudios, ya que en la presente no se los utilizaron.

ABSTRACT

Based on the requirements for structural performance that must be in a building during a seismic event, there have been several questions that have been addressed by some codes in which we can mention the code FEMA-273, which proposes the possibility of improving the structural performance of structural elements, it also presents ranges and limits for different structural types and levels of performance, It also pretends to achieve adequate seismic design complying with the rules given by the Ecuadorian Code of Construction CEC-2001 design criteria for performance FEMA-273.

Currently, it pretends to obtain a performance based design of a 7 story building of reinforced concrete for a performance level of Life Safety, located in seismic zone 4, i.e. in a mountainous region in a soil type S3 also this shows a configuration in plan and elevation regular, i.e. without any opening or gap.

Acceptance criteria are presented and several proposals for seismic rehabilitation of structural components used in this study as columns, beams and bidirectional slabs but also for other elements such as shear walls.

Afterwards are analyzed the results of the structure according to the tables that FEMA-273 provides for different types of structural elements such as columns, beams, slabs, as well it also presents tables for shear walls as a contribution to future studies since in this study they are not used.

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por los Sres. LUIS XAVIER ALEMÁN GARCÍA Y LUIS FERNANDO NARANJO QUIMBIULCO como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Sangolquí, 20 de Marzo de 2011

ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO

ING. ANITA GABRIELA HARO BÁEZ

REVISADO POR

ING. JORGE ZÚÑIGA GALLEGOS

DEDICATORIA

A los ojos de mi madre, que se cerraron antes de ver muchos sueños por cumplir.

A mi padre, eres ejemplo vivo de constancia y dedicación.

Luis Xavier Alemán García

DEDICATORIA

A mis padres Joaquín Naranjo y Gardenia Quimbiulco que siempre estuvieron a mi lado y me inculcaron el valor para nunca darme por vencido aunque la situación sea adversa.

A mi abuelita y mis hermanos que estuvieron y están siempre para levantarme cuando las cosas no han salido del todo bien.

Luis Fernando Naranjo Quimbiulco

AGRADECIMIENTO

Gratitud infinita con Dios quien todos los días muestra un nuevo camino para mí, y que me dio el regalo más hermoso de esta vida: mi familia; a los amigos que formé en mi paso por la ESPE, en especial a mi amigo y compañero de tesis Fernando quien con paciencia supo apreciar más de uno de mis chistes agrios durante la realización de esta tesis.

A los docentes y administrativos de la Carrera de Ingeniería Civil en especial al Ing. Marcelo Guerra y a Ing. Anita Haro por haber puesto tiempo y persona para ayudarnos a realizar este documento, su criterio técnico y recomendaciones hicieron posible que nuestra tesis sea digna de constar en los registros bibliográficos de la Escuela Politécnica del Ejército.

A mi novia y amiga, María José, quién solo ella me comprende como nadie más.

Mi gratitud final, pero la más sentida, es para toda la vida con mis padres y hermanos, su amor en cada momento, es la fuerza que nace en mí para lograr mis metas, simplemente nunca podré pagarles lo que hacen por mi cada día.

Luis Xavier Alemán García

AGRADECIMIENTO

A Dios por haber brindado la salud y las facilidades para poder culminar con mi carrera, además de brindarme la compañía de las personas más importantes en mi vida como son mis padres Joaquín Naranjo y Gardenia Quimbiulco, mis hermanos Boris, Dalila Gilda y mi abuelita Guillermina Quimbiulco, quienes me han sabido apoyar, ayudar y algunas veces soportar mi mal genio, cuando las cosas no me salían como yo esperaba.

Pero en especial quiero agradecer a mi padre Joaquín Naranjo, quien desde muy pequeño me inculco el valor de la responsabilidad, constancia y respeto a las personas, además de enseñarme la importancia de ser hombre responsable de sus acciones ya que estas no solo me afectan a mi sino a todos las personas que más quiero, además es la persona que nunca dejo que creer en mi a pesar de haber sufrido algunos fracasos.

A mis amigos que he conocido a lo largo de toda mi vida y que siempre han estado ahí para ayudarme a salir de algunos problemas y con los cuales he pasado grandes aventuras, fracasos, pero que siempre supieron cómo hacer que todos esos problemas sean fáciles de sobre llevar.

A mi universidad, Escuela Politécnica del Ejercito, que me brindo los conocimientos para poder enfrentar la vida que me espera a partir de que deje estas puertas de sabiduría, además de brindarme la oportunidad de conocer personas maravillosas como han sido mis compañeros y profesores, entre los cuales puedo destacar a Ing. Marcelo Guerra que supo guiarnos no solo en la realización de esta tesis, sino en su cátedra la cual fue clara y con mucha exigencia para la vida práctica, también a Ing. Anita Haro que ayudó de la manera más comedida y clara en la realización del presente documento.

A todo el personal administrativo y docente de la Escuela Politécnica del Ejército.

Gracias Totales.

Luis Fernando Naranjo Quimbiulco

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.- Antecedentes	1
1.2.- Justificación.....	8
1.3.- Objetivos.....	11
CAPITULO 2: FUNDAMENTOS SOBRE DISEÑO POR DESEMPEÑO	13
2.1.- Introducción	13
2.2.- Generalidades	16
2.2.1.- Niveles de Desempeño:	18
2.2.2.- Objetivos del Diseño Por Desempeño.	24
2.2.3.- Riesgo Sísmico	29
2.2.4.- Análisis Estático	35
2.3.- Métodos de análisis.....	42
2.3.1.- Análisis Estático.	43
2.4.- Capacidad Estructural.....	54
2.4.1.- Análisis Estático no lineal (Análisis ‘Pushover’)..	56
CAPITULO 3: ANÁLISIS PARA UN PÓRTICO EN EL PLANO.....	61
3.1.- Modelo Matemático.....	61
3.1.1.- Consideraciones geométricas.	62
3.2.- Determinación de cargas aplicadas en el pórtico.....	67
3.2.1.- Carga Sísmica	73
3.3.- Análisis Lineal Estático	75
3.3.1.- Secciones de Hormigón Armado de acuerdo al diseño de ETABS.....	76

3.4.-	Análisis Estático No Lineal	80
3.4.1.-	Resultados del análisis no lineal estático.....	82
3.5.-	Resumen de Derivas	87
CAPITULO 4: ANÁLISIS DE UN PÓRTICO ESPACIAL MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS		88
4.1.-	Consideraciones geométricas:	88
4.2.-	Determinación de cargas aplicadas en la estructura.....	91
4.3.-	Análisis de la Fuerza Sísmica:	93
4.4.-	Modelación de apoyos	95
4.5.-	Secciones de Hormigón Armado de acuerdo al Diseño por ETABS.....	95
4.5.1.-	Combinaciones de Carga:.....	95
4.5.2.-	Análisis Lineal de la Estructura:.....	98
4.5.3.-	Análisis No lineal	117
4.6.-	Punto de Desempeño	133
4.6.1.-	Método del Coeficiente de Desplazamiento	134
4.7.-	Resumen de Derivas	147
CAPITULO 5: DESCRIPCIÓN DEL USO DE TABLAS PROPUESTAS EN EL CÓDIGO FEMA.....		148
5.1.-	Descripción General	148
5.1.1.-	Modelado y Diseño.....	150
5.1.2.-	Rigidez.....	150
5.1.3.-	Procedimientos No lineales	151
5.2.-	Criterios de Aceptación.....	165

5.2.1.-	Columnas	165
5.2.2.-	Vigas	170
5.2.3.-	Junta Viga-Columna	176
5.2.4.-	Losa Bidireccional	182
5.2.5.-	Muros de Corte	185
5.3.-	Medidas de Rehabilitación.....	188
5.3.1.-	Medidas de Rehabilitación para vigas y columnas.....	189
5.3.2.-	Medidas de Rehabilitación para muros de corte.....	194
CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		198
6.1.-	Conclusiones.....	198
6.1.1.-	Limitantes del Método.....	200
6.2.-	Recomendaciones.....	203
6.3.-	Diagrama de procesos de la metodología del diseño por desempeño.....	206
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>		208
<u>ANEXOS</u>		210

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Objetivos de Rehabilitación según FEMA 273, (Tabla 2-2).....	26
Tabla 2.2 : Valores del Factor Z, de acuerdo a la Zonificación	30
Tabla 2.3: Clasificación de Suelos II CEC-2001.....	31
Tabla 2.4: Coeficientes de Suelo S y Cm	32
Tabla 2.5 : Valores característicos del Periodo de Vibración.....	33
Tabla 2.6 : Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura.....	34
Tabla 2.7 Factor de Reducción de las ordenadas espectrales considerada en CEC-2001	37
Tabla 2.8 Valores para el Factor de Modificación según FEMA 273	50
Tabla 3.1: Altura Equivalente de losa	65
Tabla 3.2: Elementos Columna y Viga de acuerdo a la similitud de pisos.	65
Tabla 3.3 Factores considerados para el cálculo del cortante basal de diseño.	73
Tabla 3.4: Modos de vibración y periodos, ETABS.	74
Tabla 3.5 Espectro de diseño considerado para el análisis sísmico.....	75
Tabla 3.6 Dimensiones Preliminares de los Elementos Estructurales, pórtico en el plano	76
Tabla 3.7 Dimensiones Finales de los Elementos Estructurales, pórtico en el plano.....	78
Tabla 3.8 Resumen de Derivas	87
Tabla 4.1.- Dimensiones Preliminares de los Elementos Estructurales	88
Tabla 4.2.- Dimensiones para Distribución Geométrica en Planta y Elevación.....	89
Tabla 4.3.- Casos de carga Estática	92
Tabla 4.4.- Factores para estimar la Fuerza Sísmica	94
Tabla 4.5.- Combinaciones Carga utilizadas en el Análisis	96
Tabla 4.6.- Secciones Definitivas de la Estructura.....	104

Tabla 4.7: Resultados Curva Bilineal	133
Tabla 4.8: Tabla de valores del factor C_o	137
Tabla 4.9: Valores de Periodo Característico	138
Tabla 4.10: Valores del Factor C_2	139
Tabla 4.11: Resultados necesarios para el Cálculo de C_1	140
Tabla 4.12 : Límites de Deriva máxima de piso propuesto por ATC-40, para los diferentes Niveles de desempeño.	145
Tabla 4.13 : Límites de Deriva máxima de piso según VISION- 2000, para los diferentes Niveles de desempeño.	145
Tabla 4.14: Intervalo de Valores límites para el Punto de Desempeño.....	146
Tabla 4.15: Resumen de derivas.....	147
Tabla 5.1: Tabla Criterio de Aceptación 6-7 Código FEMA-273.....	166
Tabla 5.2: Parámetros para columnas controladas por Flexión obtenidos de la estructura analizada.	169
Tabla 5.3: Rotación de la junta plástica en columnas, expresada en radianes, edificio 7 pisos.....	170
Tabla 5.4: Tabla Criterio de Aceptación 6-6 Código FEMA-273.....	171
Tabla 5.5: Parámetros para vigas controladas por Flexión obtenidos de la estructura analizada.	174
Tabla 5.6: Rotación de la junta plástica en extremos de vigas, expresada en radianes, edificio 7 pisos.....	175
Tabla 5.7: Tabla Criterio de Aceptación 6-8, Código FEMA-273.....	179
Tabla 5.8 : Rotación de los nudos en la columna central, edificio 7 plantas.....	181
Tabla 5.9: Tabla Criterio de Aceptación 6-13, Código FEMA-273.....	182

Tabla 5.10: Resultados obtenidos de rotación de los diafragmas de piso alrededor del eje Z en radianes, Edificio analizado de 7 plantas.	184
Tabla 5.11: Tabla Criterio de Aceptación 6-17, Código FEMA-273.....	185
Tabla 5.12: Tabla Criterio de Aceptación 6-18, Código FEMA-273.....	187

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ilustra algunos de los daños observados en hospitales ubicados cerca de la zona epicentral. Puede concluirse que muchos de estos hospitales tuvieron un desempeño sísmico insatisfactorio a pesar de su buen desempeño estructural.	14
Figura 2.2: Pérdidas en medicina y artículos de emergencia.	14
Figura 2.3: Daño producido en las estructuras de ocupación estándar. Northridge-1994	15
Figura 2.4: Diagrama de Flujo del Marco Conceptual del Diseño por desempeño.....	24
Figura 2.5: Zonificación sísmica Ecuador.....	30
Figura 2.6: Espectro Elástico, para representar el sismo de diseño.....	33
Figura 2.7: Elementos de la Distribución Lateral de Fuerzas.....	39
Figura 2.8: Esquema del Efecto P- Δ	40
Figura 2.9: Curva de Capacidad.	49
Figura 2.10: Curva de Capacidad, resultado de un análisis no lineal.	56
Figura 2.11: Puntos Destacados en la curva de capacidad de acuerdo al modelo matemático.....	57
Figura 2.12: Formación de articulaciones en ETABS.....	59
Figura 2.13: Niveles de desempeño que muestra ETABS en la curva fuerza-deformación.....	60
Figura 3.1: Pórtico considerado para el análisis en el plano Sentido “X”.....	62
Figura 3.2: Esquema en planta de la estructura.	63
Figura 3.3: Vigas y Columnas asignadas al Pórtico para el análisis en el plano.....	66
Figura 3.4: Mosaico de cargas enfatizando la distribución de cargas para el Eje 2.	68
Figura 3.5 Área cooperante considerada para el modelo en el plano.	69
Figura 3.6: Cargas debidas al patrón VIVA1.	70

Figura 3.7: Cargas debidas al patrón PERMAN.	71
Figura 3.8: Cargas puntuales asignadas al caso de carga PP.....	72
Figura 3.9: Peso Reactivo de la estructura.	77
Figura 3.10: Aplicación de Factor de Corrección Cortante Basal Estático.....	77
Figura 3.11: Aplicación de Factor de Corrección Cortante Basal Dinámico.....	78
Figura 3.12: Derivas de piso máximas, para el sismo considerado en sentido “X”.....	79
Figura 3.13: Derivas de piso máximas, para el análisis modal espectral en sentido “X”	80
Figura 3.14: Porcentaje de participación de la masa en los modos de vibración.	81
Figura 3.15: Curva de capacidad para el análisis del pórtico en el plano.....	82
Figura 3.16: Representación Bilineal de la curva de capacidad para un pórtico en el plano.	84
Figura 3.17 Punto de desempeño para el análisis en el plano.	86
Figura 3.18: Resumen de derivas máximas Modelo 2D.....	87
Figura 4.1: Planta Tipo para todos los Pisos.	89
Figura 4.2: Asignación de los Elementos Estructurales.....	90
Figura 4.3: Vista en 3 Dimensiones de la Estructura Analizada.....	91
Figura 4.4: Estados de Carga en el Programa ETABS.....	93
Figura 4.5: Espectro Elástico según CEC-2001.....	94
Figura 4.6: Espectro utilizado en el Análisis Sísmico.....	95
Figura 4.7: Definición de la Masa de la estructura.....	98
Figura 4.8: Coeficiente del Cortante Basal.....	99
Figura 4.9: Fuerzas de Corte en el Piso Inferior.....	100
Figura 4.10: Derivas de piso máximas para el sismo considerado en sentido “X”.....	101
Figura 4.11: Derivas de piso máximas para el sismo considerado en sentido “Y”.....	102

Figura 4.12: Derivas de piso máximas permitidas, para el sismo considerado en sentido “X”	103
Figura 4.13: Derivas de piso máximas permitidas, para el sismo considerado en sentido “Y”	104
Figura 4.14: Pórtico Característico con las secciones finales para realizar el Análisis por Desempeño.	105
Figura 4.15: Vigas Tipo en las Plantas 1 y 3 de la Estructura.	106
Figura 4.16: Vigas Tipo en la Planta 2.	107
Figura 4.17: Vigas Tipo en las Plantas 4 y 5.	107
Figura 4.18: Vigas Tipo en las Plantas 6 y 7.	108
Figura 4.19: Secciones de la Viga Tipo 1A.....	108
Figura 4.20: Secciones de la Viga Tipo 2A.....	109
Figura 4.21: Secciones de la Viga Tipo 3A.....	109
Figura 4.22: Secciones de la Viga Tipo 1B.....	110
Figura 4.23: Secciones de la Viga Tipo 2B.....	110
Figura 4.24: Secciones de la Viga Tipo 3B.....	110
Figura 4.25: Secciones de la Viga Tipo 1C.....	111
Figura 4.26: Secciones de la Viga Tipo 2C.....	111
Figura 4.27: Secciones de la Viga Tipo 3C.....	111
Figura 4.28: Secciones de la Viga Tipo 1D.....	112
Figura 4.29: Secciones de la Viga Tipo 2D.....	112
Figura 4.30: Secciones de la Viga Tipo 3D.....	112
Figura 4.31: Pórticos Tipos Ejes 1 y 4	113
Figura 4.32: Pórticos Tipo Ejes 2 y 3.	114
Figura 4.33: Columnas Tipo 1 y 2.....	115

Figura 4.34: Columnas Tipo 3 y 4.....	115
Figura 4.35: Columnas Tipo 5 y 6.....	115
Figura 4.36: Columnas Tipo 7 y 8.....	116
Figura 4.37: Columnas Tipo 9-1 y 9.	116
Figura 4.38: Columnas Tipo 10.....	116
Figura 4.39: Ingreso de las Secciones de Armado en Columnas para ser chequeado..	117
Figura 4.40: Ingreso de las Secciones de Armado en Vigas para ser chequeado.....	118
Figura 4.41: Comando de Selección de Objetos.....	119
Figura 4.42: Asignación de Articulaciones Plásticas.	119
Figura 4.43: Propiedades de la Articulación Plástica en Columnas.	120
Figura 4.44: Selección de Vigas en la Estructura.	121
Figura 4.45: Propiedades de la Articulación Plástica en Vigas.	122
Figura 4.46: Definición de Estado de Carga No lineal.....	123
Figura 4.47: Estado de Carga No lineal por Cortante Estático.....	124
Figura 4.48: Definición de Estado de Carga No Lineal para cortante basal estático ...	127
Figura 4.49: Número de Modos a ser Analizados en la Estructura.	128
Figura 4.50: Estado de Carga No lineal por Análisis Modal.....	128
Figura 4.51: Análisis Estático No lineal.....	129
Figura 4.52: Análisis No lineal Estático.	130
Figura 4.53: Curva de los Estados de Carga No lineal.	130
Figura 4.54: Curva de Capacidad Caso Pushover Sismo X (ETABS).	131
Figura 4.55: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal	132
Figura 4.56: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal, para obtener los valores de K_e y K_i , que nuestro caso en particular son iguales.....	135
Figura 4.57: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal	142

Figura 4.58: Grafica Punto de Desempeño, Desplazamiento (mm) vs. Fuerza (Ton) .	144
Figura 4.59: Resumen de derivas máximas Modelo 3D.....	147
Figura 5.1: Relación Generalizada entre Carga-Deformación	153
Figura 5.2: Rotación de la Articulación Plástica en el muro de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica.	160
Figura 5.3: Deriva de piso en muro de corte donde el corte domina la respuesta inelástica.	160
Figura 5.4: Rotación del elemento para vigas conexas en muros de corte.....	161
Figura 5.5: Encamisado de una columna con acero y hormigón armado.....	189
Figura 5.6: Post-tensión de vigas, proceso que se realiza realizando una abertura en la losa.....	190
Figura 5.7: Extracción de material agrietado.....	191
Figura 5.8: Mejoras del detalle del refuerzo.....	192
Figura 5.9: Adición de un muro de corte en una estructura existente.	193
Figura 5.10: Cambio de un marco estructural a un muro de corte.	194
Figura 6.1: Diagrama de procesos para un diseño por desempeño según FEMA-273.	206

LISTADO DE ANEXOS.

Plano

Cimentación y Detalle de Columnas.....	1
Armado de Losas.....	2
Vigas en los ejes Indicados.....	3
Vigas en los ejes Indicados.....	4
Vigas en los ejes Indicados.....	5
Vigas en los ejes Indicados.....	6

NOMENCLATURA UTILIZADA

- Z : Coeficiente que depende de la zona donde se proyecta la construcción de la estructura, los valores del coeficiente Z se presentan en la tabla 2-1.
- S : Coeficiente que depende del tipo de suelo.
- C : No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 2.4 y no debe ser menor a 0,5.
- T^* : Es el periodo característico definido por el Código de Ecuatoriano de la Construcción, para el punto donde cambia el espectro de diseño de aceleración constante a aceleración variable también llamado T_c .
- T^+ :
- I : Factor de importancia de una estructura, tabla 2.6.
- ϕ_p : Coeficientes de configuración estructural en planta.
- ϕ_e : Coeficientes de configuración estructural en elevación.
- h_i : Espesor del estrato i , para la determinación de la velocidad de onda.
- V_{si} : Velocidad de las ondas de corte en el estrato i .
- S_{ui} : Resistencia al corte no drenado promedio del estrato i .
- f_i : Fuerza lateral en el piso i .
- δ_i : Deflexión elástica del piso i , calculada con las fuerzas f_i .
- R : Factor de reducción de las ordenadas espectrales, tabla 2.7.
- F_t : Fuerza que se colocará en el último piso, para tomar en cuenta los modos de vibración de los pisos superiores.
- n : Número de pisos de la estructura
- T : Periodo de vibración fundamental de la estructura.

- W : Peso total de la estructura.
- F_i : Es la fuerza horizontal en el piso i , de acuerdo al peso del mismo.
- w_i : Es el peso del piso i , es decir una fracción del peso reactivo W .
- A_x : Factor de amplificación, este valor varía entre 1 y 3, nunca debe ser superior a 3.
- δ_{max} : Deriva máxima del piso analizado.
- δ_{prom} : Promedio de los desplazamientos de los extremos de la estructura en el piso analizado.
- M_{ti} : Momento de torsión accidental.
- L : Longitud total de la planta en dirección perpendicular al sentido de análisis.
- F_i : Fuerza horizontal en el piso i , obtenida de la distribución las fuerzas laterales.
- Q_i : Índice de estabilidad en el piso i .
- P_i : Es la suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y los pisos superiores.
- Δ_i : Deriva del piso i .
- V_i : Cortante sísmico en el piso i .
- h_i : Altura del piso considerado.
- q_i : Desplazamiento inelástico en el piso i .
- q_{i-1} : Desplazamiento inelástico en el piso inferior al piso i de análisis.

- T_e : Período fundamental efectivo de la estructura en la dirección considerada en el cálculo.
- T_i : Período fundamental elástico en la dirección considerada en el cálculo por el análisis elástico dinámico.
- K_i : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección de cálculo.
- K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección de cálculo.
- C_{VX} : Factor de distribución vertical.
- F_x : Distribución de cargas aplicadas a cualquier nivel x .
- V : Pseudo carga lateral.
- w_i : Porción del peso total del edificio W , asignado a nivel de piso i .
- w_x : Porción del peso total del edificio W , asignado a nivel de piso x .
- h_i : Altura en (metros; “m”) desde la base a nivel de piso i .
- h_x : Altura en (m; “m”) desde la base a nivel de piso x .
- x : Representa el nivel de piso para el cual se desea calcular la distribución de fuerzas.
- i : Orden de la sumatoria de pisos.
- h_{min} : Altura mínima de losa considerando una luz libre L_n .
- f_{c1} : Factor de corrección de la fuerza sísmica para el análisis estático.
- f_{c2} : Factor de corrección de la fuerza sísmica para el análisis modal espectral.

- C_0 : Factor de Modificación relacionado al desplazamiento espectral del edificio, similar al del último nivel.
- C_1 : Factor de Modificación relacionado con los máximos desplazamientos inelásticos esperados, calculados para la respuesta lineal elástica.
- R : Relación entre la demanda de resistencia Inelástica y coeficiente de resistencia de cedencia.
- V_y : Cortante de cedencia, se lo obtiene del Modelo Bilineal de la curva de capacidad.
- C_2 : Representa los efectos de la degradación de la rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos.
- C_3 : Representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden.
- S_a : Aceleración definida entre el punto de transición de aceleración constante al período de velocidad constante.
- α : Es la relación entre la rigidez post cedencia K_s y la rigidez elástica K_i .
- D_t : Punto de desempeño.
- P_i : Porción del peso total del edificio W , asignado a nivel de piso i .
- θ_y : Rotación de la articulación que corresponde al punto de fluencia.
- M_y : Momento de Fluencia de Capacidad del muro de corte o segmento de muro.
- E_c : Módulo de Elasticidad del Concreto.

- I : Momento de inercia de la sección.
- l_p : Longitud de la articulación plástica.
- P : Fuerza axial en el miembro.
- A_g : Área gruesa de la columna.
- V : Cortante de diseño en la sección.
- f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.
- b_w : Ancho efectivo de la sección.
- d : Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo en tracción.
- a, b : Parámetros para medir la capacidad de deformación.
- c : Parámetro para medir la fuerza residual.
- ρ : Cuantía de armado a tracción.
- ρ' : Cuantía de armado a compresión.
- ρ_{bal} : Cuantía de armado para producir condiciones balanceadas.
- f_s : Capacidad de esfuerzo de la barra para una longitud de desarrollo, gancho o traslape, dada l_b .
- d_b : Diámetro de la barra embebida.

l_d : Longitud que requiere el Capítulo 21 del ACI-318 para longitudes de desarrollo, ganchos o traslapes, excepto en los traslapes debe ser asumido como el equivalente a la longitud de desarrollo de la barra en tensión.

V_n : Fuerza de corte nominal en la sección.

d, e : Parámetros para medir la capacidad de deformación.

V_g : Cortante en dirección de la gravedad actuante en sección crítica de la losa definido en ACI-318.

V_o : Punzonamiento directo definido por ACI-318.

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1.- Antecedentes

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos mayormente usados, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, es decir que no lleven al colapso posterior de la estructura; con daños reparables para sismos moderados y de mayor intensidad. Siguiendo esta filosofía, de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de daño potencial, no ha sido cuantificado, o por lo menos no se tiene una norma a la cual regirnos en nuestro medio, debido a que generalmente solo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual se prevé que la estructura no colapsará, es decir que en la actual filosofía de diseño, diseñamos solo para un sismo y no se revisa su desempeño ante otras sollicitaciones.

Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza frecuente. Por este motivo es importante notar 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 se ha comprobado en sismos no muy alejados de la actualidad (Northridge-USA, 17/01/1994 y Umbría-Marche Italia 14/10/1997).



Figura 1.1: Efectos del Sismo de Northridge-USA-1994, en una tienda departamental.



Figura 1.2: Daño estructural de una Universidad, que debió ser considerada como una estructura indispensable.



Figura 1.3: Daño localizado en las columnas de un parqueadero.



Figura 1.4: Falla de un edificio de apartamentos, como se puede ver las pérdidas son cuantiosas y se pudo haber evitado este perjuicio.

Una vez que sectores cada vez más amplios de la comunidad de ingeniería estructural accedieron al planteamiento del diseño sísmico por desempeño, se replanteó su alcance y se identificaron muchos otros beneficios en la aplicación de

esta filosofía, que van desde posibilitar una mejor comunicación entre el ingeniero y su cliente, hacer posible el planteamiento de marcos de referencia que permitan establecer prioridades en programas masivos de rehabilitación estructural, hasta permitir la apertura del mercado comercial de la ingeniería estructural en Japón (De acuerdo a lo establecido en los congresos estructurales Otani 1996, Polonia y Hom 1997).

Quizá uno de los aspectos más interesantes del uso de esta filosofía radica en la posibilidad de establecer una relación directa entre el costo total de una estructura (que incluye costo directo de construcción más costos directos e indirectos derivados del daño que pueda sufrir durante las excitaciones sísmicas a las que se vea sujeta durante su vida útil), y su desempeño sísmico esperado. Si imaginamos las posibilidades que esto ofrece al ingeniero en cuanto a explicarle a su cliente, y a la sociedad en general, que invertir un poco más de recursos durante el diseño y la construcción de la estructura, permite por lo general disminuir el costo total de una estructura durante su vida útil.

Uno de los aspectos del diseño sísmico que han destacado recientemente, como consecuencia del diseño de estructuras por desempeño, es la confiabilidad del diseño. Se apreció en eventos sísmicos recientes que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias de un sistema estructural a otro, e inclusive entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural. Las mejoras en el entendimiento de la respuesta y desempeño estructural de los sistemas estructurales tradicionales pronto llevaron a concluir que no sería posible establecer los niveles de confiabilidad deseados, ni plantear niveles de confiabilidad consistentes, a menos que las metodologías de diseño sísmico actualicen su formato. Finalmente, otra de

las cuestiones que han puesto en evidencia la necesidad de adoptar criterios de diseño por desempeño ha sido el avance tecnológico en el área de la ingeniería sísmica.

Donde a pesar de que muchas estructuras con diseño sismoresistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de gran magnitud debido a una ausencia de la definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad, es decir a pesar de que una estructura ante un evento sísmico determinado no colapse, esta puede sufrir severos daños y por consiguiente llevar al derrocamiento de la estructura o tener pérdidas excesivamente costosas, si tomamos como ejemplo que la bodega de un hospital determinado, que almacena insumos médicos, medicinas, y equipamiento médico, no colapse ante un sismo pero que su valioso contenido se pierda, esto puede conllevar a la pérdida de muchas vidas en los eventos post-sismo.

Es por eso que hoy en día se pretende realizar un diseño de acuerdo al desempeño de las estructuras y cambiar la antigua filosofía de diseño, para lo cual es necesario obtener conceptos de diseño por desempeño, mediante el análisis y síntesis de códigos (como el código FEMA), para implementarlos en nuestro país, ya que se ha comprobado versatilidad y agilidad de acuerdo a esta filosofía de diseño.

Los Códigos FEMA son el resultado de estudios realizados por Programa Nacional de Reducción de Riesgos Sísmicos (NEHRP, por sus siglas en inglés “National Earthquake Hazards Reduction Program”) y la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (Federal Emergency Management Agency, FEMA) y tienen por objetivo garantizar la calidad de la construcción a

nivel local antes de un desastre, haciendo modelos de códigos de construcción de la Nación de los Estados Unidos, adecuado a todos los posibles riesgos.

Dentro de un contexto más amplio, la necesidad de replantear los procedimientos actuales de diseño sísmico, se hizo notoria después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995.



Figura 1.5: Kobe-1995, Daños no estructurales.



Figura 1.6: Edificios que fueron derrocados luego del sismo. Kobe-1995

En particular, a mediados de 1988 se inició una serie de discusiones informales entre expertos estadounidenses y japoneses (que incluyeron ingenieros de la práctica e investigadores), acerca de cómo diseñar estructuras sismo-resistentes con desempeño predecible.

En 1989 se presenta el sismo de Loma Prieta, el cual indujo niveles moderados de movimiento del terreno en la zona de la Bahía de San Francisco. La pérdida de 8 billones de dólares en daños directos fue considerada entonces como excesiva por la comunidad de ingeniería estructural y las agencias de gobierno de los EE.UU. Esto motivó a que en 1992 se iniciaran esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000. De manera paralela, empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía.

En 1994, el sismo de Northridge provocó pérdidas por más de 20 billones de dólares. Las pérdidas sufridas durante este evento, y el antecedente de Loma Prieta, vivido cinco años antes, llevaron a la comunidad ingenieril, así como a las aseguradoras y agencias federales en los EE.UU., a concluir que se requería revisar y replantear algunas de las bases en que se sustentaba la normatividad del diseño sísmico. Se pretendió con esto, que las estructuras que se construyeran en un futuro y las estructuras existentes que se rehabilitaran, no sufrieran niveles de daño tan elevados durante excitaciones sísmicas leves y moderadas.

En Japón se llevaban discusiones importantes, desde principios de los noventa, acerca de la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la

filosofía de diseño por desempeño en su código de diseño sísmico. El advenimiento del sismo de Kobe en 1995, que produjo pérdidas directas por 9914 billones de yenes, induce al Ministerio Japonés de Construcción a plantear un proyecto oficial para el desarrollo de una metodología de diseño por desempeño.

1.2.- Justificación

Debido a que en Ecuador no se han realizado los suficientes estudios para determinar una metodología de cálculo de acuerdo al diseño por desempeño de estructuras, y la actual metodología de cálculo ha ocasionado serios problemas ya que ocurren inconsistencias al no contemplar la aceleración absoluta como un parámetro relevante durante el diseño sísmico, ocasiona serios problemas en estructuras esenciales como lo son los hospitales, escuelas, edificios destinados a brindar albergue luego de haber sucedido una catástrofe; como las deficiencias que se observaron con el sismo de Northridge (Estados Unidos de América) en el año de 1994 y el sismo de Kobe (Japón), con lo cual se vió una necesidad de comenzar un estudio en el campo del diseño de acuerdo a como se comportan las estructuras ante un evento sísmico de cualquier magnitud, no solo considerando el evento de mayor intensidad sino, contemplando todos los posibles escenarios de desempeño de la estructura, ya que estos llevaron a concluir a la comunidad de ingeniería estructural que los niveles de daño estructural y no estructural de varias estructuras diseñadas acorde a una normatividad sísmica actual, fueron mucho mayores de los que se hubieran esperado. Se concluyó que aunque muchas de estas estructuras habían sido diseñadas adecuadamente conforme a la normatividad actual considerando todos los escenarios de un evento sísmico, su umbral de daño estructural y no estructural era menor que el que exigía las necesidades socioeconómicas de la sociedad.

De acuerdo a esto podemos tomar varios textos como guía, pero haremos referencia a los códigos FEMA, que son una guía de construcción que requiere un edificio o instalación, para ser planificados, diseñados y construidos de manera que cualquier amenaza a la vida, la salud y el bienestar de sus ocupantes y el público, esté minimizado o evitado, ya que en Ecuador no existe una normativa que rijan para el diseño por última resistencia, por esta razón es necesario analizar la aplicación de los criterios de diseño por desempeño de este código, ya que es el primer referente que se tiene a nivel continental, utilizando este código se encontrará: tablas, ábacos y directivas de cálculo para facilitar el pre dimensionamiento de los elementos estructurales para que cumplan la teoría del diseño por desempeño en forma similar al código ecuatoriano de la construcción (CEC).

Los siguientes aspectos son cubiertos en el código FEMA y muestran en una forma amplia como estos códigos intervienen en el mejoramiento en el desempeño de las estructuras:

- Seguridad Sísmica de Edificios.

Muchas agencias federales de los Estados Unidos, tienen programas activos de seguridad sísmica, principalmente como resultado de su necesidad de proteger a sus trabajadores de los efectos de los peligros del terremoto en el gobierno federal en sus propiedades, instalaciones arrendadas, y los edificios normalizados. En el Informe al Congreso NEHRP para los años fiscales 2003 y 2004 se describen las actividades de agencias federales en la reducción de riesgo de terremoto.

- Aplicación de Códigos de Construcción.

La aplicación nacional de normas de diseño nuevo se hace a través de la adopción y aplicación de códigos de construcción FEMA y el trabajo del USGS (United States Geological Survey, “Encuesta Geológica de Estados Unidos”) con gobiernos estatales y locales y sus agrupaciones en varios estados para mejorar la identificación de riesgos y para promover la adopción de códigos de construcción en la actividad sísmica las comunidades en riesgo y los estados. Además, las Disposiciones NEHRP fueron seleccionadas por organizaciones como modelo de código base para el diseño sísmico y disposiciones del Código Internacional de Construcción, el Código Residencial Internacional, y la National Fire Protection Association 5000.

- Códigos de Edificación y Agencias NEHRP.

En los últimos 20 años, la NSF (National Science Foundation “Fundación Nacional de Ciencias”) y el USGS se han acumulado un importante conjunto de trabajos de investigación básica en las áreas de ingeniería sísmica, ciencias de la tierra y sismología. Este trabajo de investigación fundamentales, así como el uso de redes de monitoreo de terremotos por el USGS, ha permitido el desarrollo de mapas detallados de amenaza sísmica por USGS y el desarrollo de importantes conocimientos de ingeniería sísmica por la NSF. Al mismo tiempo, la FEMA, con la asistencia de NIST (National Institute of Standards and Technology, “Instituto Nacional de Estándares y Tecnología”), ha desarrollado y continúa refinando las Disposiciones NEHRP recomendadas, y ahora han constituido un documento de orientación para el diseño sísmico de estructuras, incorporando directamente los resultados de los avances científicos

del NIST, NSF, y el USGS. Los mapas de peligrosidad sísmica desarrollados por el USGS están directamente referenciados en las Disposiciones NEHRP recomendados, y los resultados de la investigación NSF se utilizan en todo el documento. Este documento de orientación dentro de la profesión de ingeniero es considerado como el estado del arte de la técnica en orientación al terremoto de diseño.

Por lo dicho en los párrafos anteriores, mediante la realización del presente proyecto inferimos que este estudio beneficiará en general a todos los ingenieros estructurales para realizar diseños confiables de acuerdo a este programa, sin desmerecer el cálculo y diseño realizados de forma tradicional por estos profesionales, tan solo afianzará la confianza sobre los diseños propuestos evaluados con el programa.

1.3.- Objetivos

Este proyecto tiene como objetivo principal realizar un diseño de elementos estructurales de hormigón armado, tomando como referencia las pautas del Código FEMA, comparando el diseño realizado con una herramienta del cálculo estructural asistido por computadora (ETABS), adicionalmente se tiene previsto:

- Determinar la validez del código FEMA, con referencia a los resultados del programa ETABS.
- Lograr un diseño y pre-dimensionamiento de elementos estructurales más ágil, de acuerdo al código FEMA, manteniendo los niveles de seguridad de acuerdo a las excitaciones sísmicas para las que se debe diseñar es decir los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro, debiendo la estructura comportarse de acuerdo a los niveles de desempeño esperados.

- Determinar tablas de diseño y pre-dimensionamiento de elementos estructurales establecidas en el código FEMA, para uso de los ingenieros estructurales.
- Establecer un diseño para un edificio tipo de 7 plantas con los resultados obtenidos mediante un diseño por desempeño.
- Diseño aplicativo de los resultados obtenidos, planos y memorias de cálculo.

En el último caso de los objetivos específicos previo a realizar un diseño aplicativo y realizar un edificio de 7 plantas mediante el diseño por desempeño, deberemos realizar el modelado de pórticos tanto en el plano como en el espacio, aprovechando la herramienta del cálculo estructural asistido por computador (Etabs).

CAPITULO 2: FUNDAMENTOS SOBRE DISEÑO POR DESEMPEÑO

2.1.- Introducción

Para entender la problemática derivada del uso de los procedimientos actuales de diseño sísmoresistente, es necesario analizar cuidadosamente la función del ingeniero estructural. Para ello, debe reconocerse que esta función trasciende al diseño de estructuras que no fallen, y que alcanza la obligación de satisfacer las muchas necesidades y expectativas, técnicas y socioeconómicas, que surgen de la construcción de obras de ingeniería civil. Como ejemplo de expectativas no satisfechas, pueden citarse algunas de las consecuencias que a diferentes niveles resulta el no contemplar la aceleración absoluta como un parámetro relevante durante el diseño sísmico:

- Estructuras esenciales.

Considere el diseño y construcción de un hospital en una zona de intensa actividad sísmica. La sociedad impone como expectativa el que dicha estructura sobreviva sismos severos en condiciones de operación continua. Sin embargo, esto no siempre es el caso, como lo ilustra el comportamiento durante el sismo de Northridge de 1994, de varios hospitales ubicados en la ciudad de Los Ángeles, California (entre ellos el Hospital Olive View, diseñado acorde al Hospital Seismic Safety Act de 1992 “Ley de Seguridad Sísmica de Hospitales”). Aunque muchos de estos hospitales se comportaron bien desde un punto de vista estructural, su respuesta dinámica se amplificó considerablemente con la excedencia de aceleración máxima del terreno, de manera que los daños en su contenido crearon la necesidad de evacuarlos parcialmente después de este

evento. Cabe recalcar que la evaluación de los contenidos de las edificaciones se lo realiza controlando la velocidad y desplazamiento, no solo la aceleración.



Figura 2.1: Ilustra algunos de los daños observados en hospitales ubicados cerca de la zona epicentral. Puede concluirse que muchos de estos hospitales tuvieron un desempeño sísmico insatisfactorio a pesar de su buen desempeño estructural.



Figura 2.2: Pérdidas en medicina y artículos de emergencia.

- Estructuras de ocupación estándar.

En ocasiones, el daño directo al contenido es de menor consecuencia que la amenaza que representa, a la seguridad de los ocupantes de la estructura, el vuelco del mismo. A manera de ilustración, considere que una en cada cien muertes, ocurridas como consecuencia del sismo de Kobe en 1995, fue producto del volteo de muebles y equipo (Conferencia estructural realizada en Otani, 1997). El mal desempeño sísmico comentado en los dos párrafos anteriores se debe a algunas de las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico. En particular, el énfasis que se pone en la resistencia y rigidez de la estructura, y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico (en este caso de aceleración), hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sísmico.



Figura 2.3: Daño producido en las estructuras de ocupación estándar. Northridge-1994

Como se puede observar en las figuras mostradas, el no considerar varias intensidades sísmicas para realizar el análisis sísmico, puede ocasionar grandes pérdidas en material indispensable, medicinas, equipo, en estructuras esenciales y en estructuras de ocupación estándar los cristales de las ventanas pueden matar a una persona ya que estos pueden caer, produciendo heridas muy serias, además en ambos casos el mobiliario puede ser la causa de la muerte de los habitantes de las edificaciones, todas estas enseñanzas se las logró conseguir durante los sismos recientes ocurridos en los últimos 20 años, los cuales fueron de baja magnitud, es decir del orden de 6 grados en la escala de Richter.

2.2.- Generalidades

El diseño por desempeño tiene como finalidad única determinar cómo se comporta una estructura ante cualquier tipo de sollicitación, en el cual se plantea que la estructura pueda brindar protección a sus ocupantes y en algunos casos permitir que la estructura no colapse, esto sin modificar su periodo de vida útil como sería el caso de las estructuras esenciales post-sismo, para conseguir esto se debe plantear que la estructura tiene un comportamiento lineal para cuando trabaje en el rango elástico, es decir aún no se producen deformaciones permanentes o rótulas plásticas y comportamiento no lineal cuando ésta entre en el rango inelástico, es decir existe un daño, que se pretende controlar para evitar que ésta trabaje como un mecanismo, lo que ocasionará la estructura colapse inevitablemente.

Con la utilización de los actuales códigos que rigen el diseño de las estructuras se ha logrado normar la construcción de las edificaciones; pero estas acumulan una gran cantidad de daño, no porque hayan fallado estructuralmente sino por los grandes costos de las reparaciones, la destrucción de los equipos que se

encuentran albergadas en las mismas, además luego de haber sucedido un evento sísmico las estructuras destinadas a ser refugio de emergencia han tenido que ser desocupadas para rehabilitar las instalaciones ya que todo el mobiliario ha sido destruido (salas de rehabilitación, salas de emergencia, cirugía, rayos X, etc.) además de la pérdida de medicamentos, lo que ocasionará serios problemas post-sismos, en muchos casos habrá más pérdida de vidas humanas por la falta de auxilio inmediato que las causadas por la actividad sísmica propiamente dicha.

Esto ha llevado a la investigación de nuevas tendencias de diseño que preserven el concepto principal de salvaguardar vidas pero además logren conseguir un comportamiento dinámico predecible para cualquier tipo de sollicitación, ya sea un evento sísmico de menor intensidad o el sismo más intenso que sucederá una vez en 475 años, esta nueva teoría de diseño establece que debemos diseñar para varios estados de servicio es decir para diferentes intensidades de movimientos telúricos.

El código FEMA 273, es un compendio de diseño por desempeño aplicable a las estructuras de hormigón armado, acero estructural, estructuras de madera, sistemas de mampostería portante y sistemas mixtos, que se encuentran en la región de los Estados Unidos; es posible utilizar este código como una guía siempre y cuando se sigan los reglamentos del código de construcción y normas que establece el mismo en la jurisdicción más cercana de un estado o país. Por lo tanto para el presente estudio, es necesario conocer los diferentes puntos en los cuales FEMA 273 cubre el diseño por desempeño y los puntos en los cuales CEC-2001 norma el diseño, y provee las normas para evaluar el riesgo sísmico y aplicar estos lineamientos para aplicar las recomendaciones de FEMA 273.

Los Niveles de Desempeño, Objetivos de Rehabilitación, el análisis y modelado de la estructura son puntos clave donde FEMA interviene para normar el diseño por desempeño; en cuanto al análisis del riesgo sísmico ya que es función de la ubicación de un país, nos regiremos al CEC-2001; los siguientes temas a tratar recopilan información necesaria de ambos códigos, para realizar este estudio.

2.2.1.- Niveles de Desempeño:

Se define como desempeño de una estructura o edificio a la combinación del desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. A continuación se definirán los niveles de desempeño esperados y los rangos en los cuales estos se pueden encontrar.

2.2.1.1.- Niveles y Rangos de Desempeño Estructurales

Se han definido tres niveles desempeño estructurales los cuales tratan de guardar una correlación con las exigencias de desempeño estructurales más usuales. Además se han propuesto unos rangos que se encuentran para características intermedias a los niveles de desempeño que se van a mencionar.

Los niveles de desempeño son:

1. Nivel de Ocupación Inmediata (I-O)

Luego de haber ocurrido un evento sísmico, el daño en la estructura es mínimo, esta estructura puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas que no prioritarias.

2. Nivel de Seguridad Vida (L-S)

Significa que la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte

importante de su capacidad resistente; la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, pero se debe analizar qué tan conveniente es esto económicamente.

3. Nivel de Prevención de Colapso (C-P)

Se ha producido un daño sustancial a la estructura, la estructura ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez, se han producido grandes deformaciones permanentes. La estructura ha sufrido mucho daño por lo cual puede sucumbir si es que sucede una réplica de la excitación sísmica, este nivel no es técnicamente reparable, y se recomienda derrocar.

Los Rangos de Desempeño, son los siguientes:

1. Rango de Desempeño para el Control de Daños (S-2)

En este rango se espera un daño menor que para el Nivel de Seguridad de Vida (S-3), pero a la vez mayor que aquel esperado para el Nivel de Ocupación Inmediata (S-1), este se utiliza cuando el Nivel de Ocupación Inmediata es muy costosa.

2. Rango de Desempeño de Seguridad Limitada (S-4)

Es un estado entre el Nivel de Seguridad de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

3. Desempeño Estructural No Considerado (S-6)

Este ocurre cuando se dirigen los esfuerzos a controlar la vulnerabilidad no estructural como por ejemplo parapetos tonificantes o anclajes de

contenedores de materiales arriesgados, sin tomar en cuenta el desempeño de la estructura.

2.2.1.2.- Niveles de Desempeño No Estructurales

En este análisis se encuentran los componentes arquitectónicos como divisiones, revestimientos interiores, exteriores y techos, además de los componentes mecánicos, eléctricos, de agua potable, alcantarillado e incendios.

Los niveles de desempeño no estructurales son los siguientes:

1. Nivel de desempeño operacional (N-A)

Todas las instalaciones adicionales como son la iluminación, sistemas de computación, agua potable y todas las demás están en condiciones aptas para el correcto funcionamiento del edificio, pero para lograr este se debe tener en cuenta el anclaje de los elementos no estructurales para conseguir un daño mínimo y muy poca limpieza para el uso de la estructura.

2. Nivel de Ocupación Inmediato (N-B)

Luego del evento sísmico el edificio es estructuralmente seguro, pero no puede ser usado normalmente ya que se debe realizar una limpieza e inspección de las instalaciones, la estructura es capaz de seguir operando pero las instalaciones pueden presentar problemas como daño en equipo muy sensible.

3. Nivel de Seguridad de Vida (N-C)

El daño post terremoto es extenso y costoso en los componentes no estructurales, puede existir daños contra la vida en el terremoto por la falla de los componentes no estructurales, pero en general la amenaza a la vida es muy baja, la rehabilitación de estos componentes exigirá un gran esfuerzo.

4. Nivel de Riesgo Reducidos (N-D)

Daño considerable ha ocurrido a los componentes no estructurales, pero los muebles o artefactos grandes y pesados que pueden ocasionar riesgo para los habitantes son anclados para evitar que estos lesionen a la gente, pero se espera que las personas sean heridas por la caída de escombros tanto dentro como fuera de la estructura.

5. Desempeño No Estructural No Considerado (N-E)

A veces se puede tomar la decisión de rehabilitar la estructura sin dirigirse a las vulnerabilidades de los componentes no estructurales, esto se puede realizar cuando no se va a interrumpir las operaciones del edificio.

2.2.1.3.- Niveles de Desempeño de Edificios:

Los niveles de desempeño de edificios se obtienen combinando los niveles de Desempeño Estructurales y No Estructurales.

1. Nivel Operacional (1-A)

Esta es una combinación entre el Nivel de Ocupación Inmediato y el Nivel Operacional No Estructural, en el cual se espera un daño nulo o un

mínimo daño a los componentes tanto estructurales como no estructurales. Es decir el edificio podrá trabajar inmediatamente luego de ocurrido el evento sísmico pero existirá una pequeña posibilidad de que las instalaciones adicionales no trabajen al cien por ciento.

2. Nivel de Ocupación Intermedia (1-B)

Es una combinación de los Niveles de Ocupación Intermedios Estructurales y No Estructurales, en este nivel se espera que el edificio tenga un daño mínimo o ningún daño a los componentes estructurales y un daño mínimo a los componentes no estructurales. Es decir que el edificio se puede ocupar pero las instalaciones eléctricas, agua potable y demás no funcionarán por lo que se deberá realizar algún tipo de reparación para que el edificio funcione en óptimas condiciones.

3. Nivel de Seguridad de Vida (3-C)

Es una combinación de los Niveles de Seguridad de Vida Estructural y No Estructurales, en este nivel de desempeño se espera que la estructura tenga un daño considerable a componentes estructurales y no estructurales, razón por la cual es necesaria una reparación de las instalaciones antes de la ocupación.

4. Nivel de Prevención del Colapso (5-E)

En este nivel no se considera la vulnerabilidad de los componentes no estructurales, con excepción de los parapetos y apéndices pesados, los edificios que están en este nivel la estructura ya ha sufrido grandes daños

pero no se derrumba lo cual permite que se puedan salvar muchas vidas, pero la estructura no es posible repararla.

Para iniciar el diseño por desempeño de una estructura, se deben considerar parámetros iniciales que comúnmente no se toman en cuenta para otros procedimientos de diseño, esto garantiza un análisis completo a nivel estructural en base al servicio que brindan las estructuras, y la importancia de las mismas, de acuerdo a esto se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros:

1. Selección de Objetivos de desempeño.
2. Determinación de la conveniencia del Sitio.
3. Diseño Conceptual. (Arquitectónico).
4. Diseño Preliminar (Estructural).
5. Diseño Final (Consideraciones Estructurales sismoresistentes)
6. Chequeo de Aceptabilidad durante el Diseño.
7. Revisión del Diseño.
8. Control de Calidad durante la construcción.
9. Mantenimiento Durante la Vida de la Estructura.

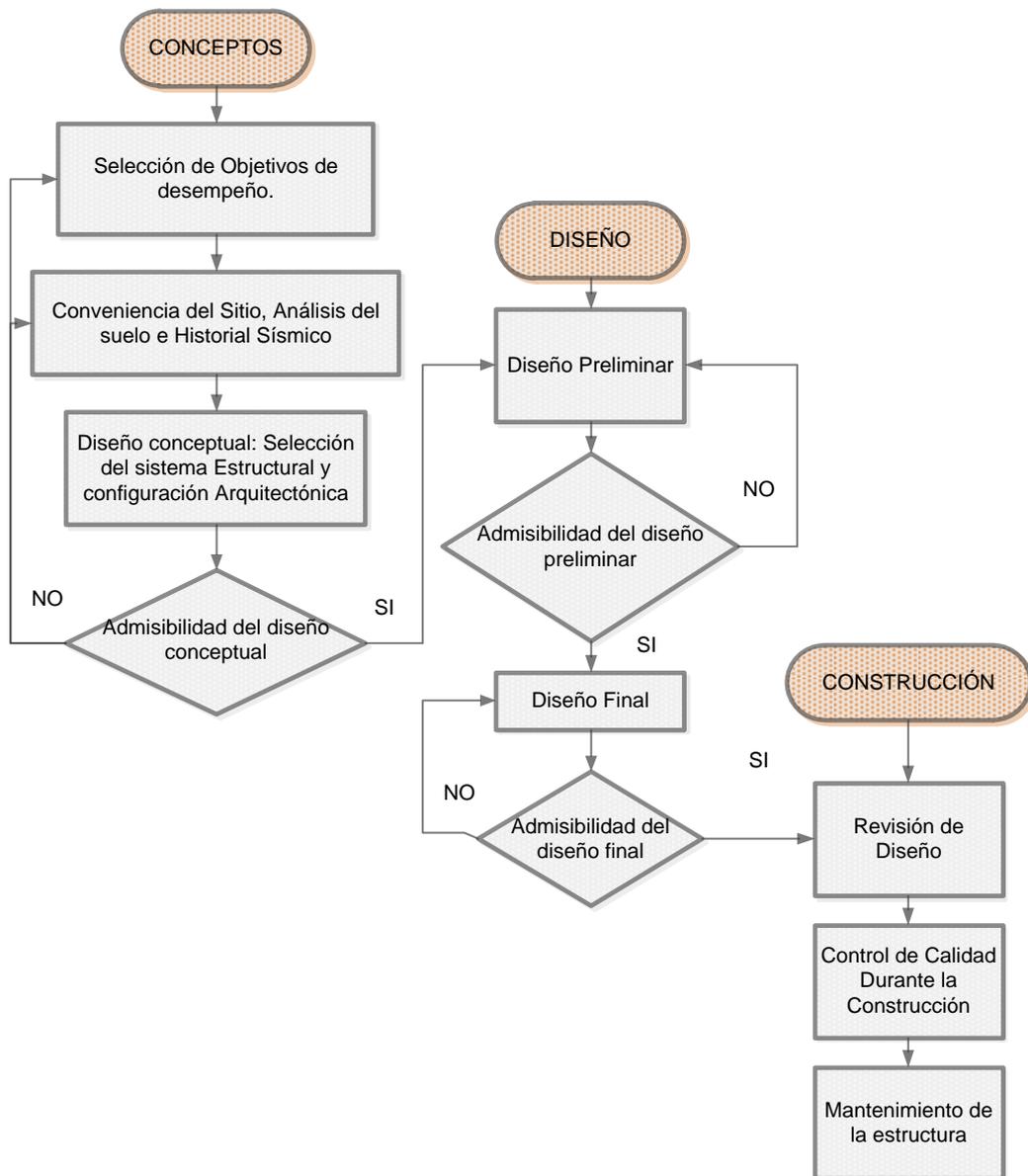


Figura 2.4: Diagrama de Flujo del Marco Conceptual del Diseño por desempeño.

2.2.2.- Objetivos del Diseño Por Desempeño.

Como primer paso para un diseño por desempeño, es necesario considerar los objetivos del desempeño sísmico, los objetivos del diseño relacionan los niveles de desempeño deseados y el nivel sísmico esperado. Para seleccionar un objetivo de desempeño adecuado es necesario tomar en cuenta los siguientes factores:

- Nivel de Ocupación de la Estructura.
- Funciones de Servicio de la Estructura.
- Consideraciones Económicas (costo de reparación y pérdidas por interrumpir las actividades que se llevan a cabo en la estructura).
- Importancia de la estructura (patrimonio cultural, histórico o edificio que deba sobrevivir a una catástrofe).

Las actividades anteriores describen cualitativamente la seguridad permitida para los inquilinos de la edificación, durante o después del acontecimiento, el costo de obtener tal nivel de seguridad comparado con las pérdidas que ocasiona para las actividades del edificio para su rehabilitación después del sismo, los impactos arquitectónicos e históricos para la comunidad.

Pero estas consideraciones, dispersas no representan un objetivo de rehabilitación en sí, por eso es necesario relacionarlos, en el caso del código FEMA 273, se presentan en una matriz que contiene un objetivo de desempeño por cada celda, y que se relacionan mediante expresiones.

Para poder seleccionar un objetivo de desempeño claro en la tabla 2.1, hay que tener en cuenta los conceptos de Objetivo de seguridad Básico, Objetivos realzados, y Objetivos Limitados. Esta matriz, no es completamente rígida y es posible seleccionar objetivos de desempeño intermedios si estos cumplen con las características de un objetivo de diseño realzado o limitado.

Tabla 2.1: Objetivos de Rehabilitación según FEMA 273, (Tabla 2-2)

Tabla de Objetivos de Rehabilitación

		Niveles de desempeño en Edificios			
		Desempeño Operacional Nivel (1-A)	Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata; Nivel: (1-B)	Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida; Nivel: (3-C)	Nivel de Desempeño para Prevenir el colapso; Nivel: (5-E)
	50%/50 año	a	b	c	d
	20%/50 año	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 año)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 año)	m	n	o	p

k + p = BSO ("Basic Safety Objective", Objetivo de Seguridad Básico.)

k + p + cualquiera de a, e, i, m; o b, f, j, o incluso n = Objetivos Realizados

o = Objetivos Realizados

k sola o, p sola = Objetivos Limitados

c, g, d, h = Objetivos limitados

2.2.2.1.- Objetivo de Seguridad Básico, BSO.

El objetivo de seguridad básico es aquel que pretende asegurar la vida de los ocupantes de la estructura y que esta no colapse, todo esto sin necesidad, que la estructura tenga la misma capacidad estructural después del sismo o que no se deba derrocar la estructura para su rehabilitación, se espera que edificios que encuentran el BSO experimenten poco daño en los terremotos frecuentes y moderados que pueden ocurrir, pero experimentarán daño considerable en los terremotos más severos e infrecuentes que podrían afectarlos. Para lograr este

objetivo de desempeño el edificio debe ser diseñado para soportar tanto el Nivel de Desempeño de seguridad de Vida (3-C) para la demanda sísmica BSE 1, como el nivel de Prevención del Colapso (5-E) para la demanda sísmica del BSE 2. En este punto debemos también distinguir las cualidades del Código Ecuatoriano de la Construcción; como la inclusión del Espectro de diseño considerado en el CEC-2001, la Zonificación Sísmica, y factores que conforman el análisis sísmico establecido en el mismo, pero que no posee una descripción para niveles de desempeño sísmico, para determinar si las edificaciones diseñadas de acuerdo a este, pueden alcanzar el Objetivo de Seguridad, este análisis solo puede hacerse si se realiza un diseño por desempeño integral y se compara las demandas sísmicas antes mencionadas.

2.2.2.2.- Objetivos de Rehabilitación Realizados.

Cuando se desea que un edificio resista sismos sin sufrir tantos daños que los implícitos en el BSO, se puede diseñar para uno o varios Objetivos de Rehabilitación Realizados. Estos Objetivos deben proveer mejor Desempeño que los edificios diseñados para BSO designado o incluso en el BSE 1 o en BSE 2, o ambos. El Desempeño Realizado puede ser obtenido de dos modos:

1. **Directamente:** Realizando el diseño para la demanda sísmica contemplada en BSE 1, o en el BSE 2. Por lo cual se puede llegar a diseñar edificios para niveles de desempeño mayores al de Seguridad de vida y/o al Nivel de desempeño de Prevención del Colapso.
2. **Indirectamente:** Controlando el diseño por algún otro Nivel de Desempeño seleccionado, que será mejor que el Desempeño BSO en la demanda sísmica BSE1 o BSE2. Por ejemplo, si el suministro de la Ocupación Inmediata para un acontecimiento sísmico 50%/50 de año, donde se controlan los criterios de

admisibilidad de rehabilitación de tal modo que la demanda de deformación sea menor que lo permitido por el BSO, por lo tanto se consideraría que el diseño tiene un Objetivo Realizado.

2.2.2.3.- Objetivos de Rehabilitación Limitados.

Cualquier Objetivo de Rehabilitación tiene la intención de proveer el Desempeño inferior a aquel de los BSO es llamado un Objetivo Limitado. Los Objetivos de Rehabilitación Limitados deberían ser permisibles si las condiciones siguientes son encontradas:

- Las medidas de diseño no crean una irregularidad estructural o producen una irregularidad estructural existente más severa;
- Las medidas del diseño no causan una reducción de la capacidad de la estructura de resistir a fuerzas laterales o deformaciones;
- Las medidas de diseño no causan un aumento de las fuerzas sísmicas en ningún componente que no tiene la capacidad adecuada de resistir a estas fuerzas, a menos que el comportamiento de este componente sea considerado como aceptable en el Desempeño en general estructural;
- Todos los elementos estructurales nuevos son detallados y relacionados con la estructura existente, como es requerido por las Pautas;
- Una condición insegura no se produce o se agrava por las medidas de diseño; y
- Las regulaciones de edificio en la localidad adoptadas y hechas cumplir no impiden tal diseño.

Estos objetivos son los principales para un diseño por desempeño, pero para abarcar una gran gama de diseños y complementar el desempeño estructural de acuerdo a los objetivos de diseño, existen los **Objetivos de Diseño Parciales** y reducidos, que básicamente son programas que no se dirigen totalmente a la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de la estructura completa.

2.2.3.- Riesgo Sísmico

El daño más significativo y común es el producido por la sacudida de tierra, por esta razón los efectos de la acción sísmica son la base primordial para la creación de los códigos de diseño.

En este presente trabajo se está tratando de dar a conocer el código FEMA, pero para el análisis del riesgo sísmico no se puede regir a lo que dice este código, ya que la normativa del FEMA está realizada para Estados Unidos de América, es decir que fueron realizadas para su zonificación sísmica, geología, tipo de suelos y topografía, por esta razón en el presente apartado se va a presentar un breve resumen de la normativa que rige en el Ecuador hasta la presente fecha, CEC-2001.

2.2.3.1.- Zonas Sísmicas-Factor Z

En el Ecuador existen cuatro zonas sísmicas, las cuales son mostradas en la Figura 2-4, por lo que es muy importante la correcta identificación de la zona donde se proyecta la construcción de la estructura, los valores del coeficiente Z se presentan en la tabla 2-1.

Para la obtención de estos valores se realizó un estudio de peligrosidad sísmica, además se aplicaron criterios para uniformizar el peligro en ciertas zonas,

protección de las ciudades importantes, suavizado de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de riesgo vecinos.

Tabla 2.2: Valores del Factor Z, de acuerdo a la Zonificación

Zona Sísmica	I	II	III	IV
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.4

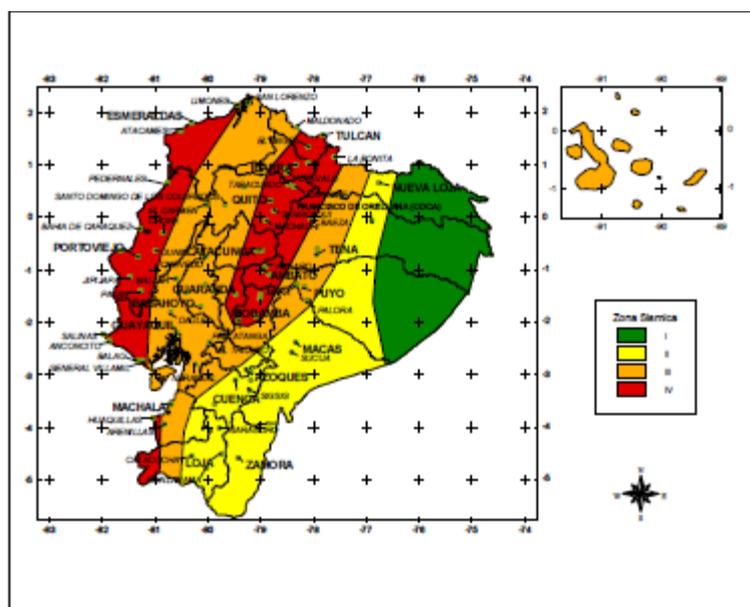


Figura 2.5: Zonificación sísmica Ecuador

Si se desea obtener una descripción más detallada de la zonificación sísmica del Ecuador, es decir por ciudad, cantón, provincia, parroquia, esta información se puede obtener en el CEC-2001.

2.2.3.2.- Perfiles de Suelo-Coeficiente Cm

Los perfiles definidos en el CEC-2001, han sido clasificados por medio de las propiedades mecánicas de los suelos en los cuales se procederá a construir, estos parámetros son espesores de los estratos, velocidad de propagación de las ondas de corte, los perfiles que propone el CEC-2001, son los siguientes:

1. Perfil Tipo S1 (Roca o Suelo Firme): En este perfil se encuentran las rocas o suelos endurecidos con velocidades de onda de corte superiores a 750 m/s, con periodos de vibración menores a 0.20 s.
2. Perfil Tipo S2 (Suelos Intermedios): A este grupo pertenecen los suelos con características intermedias entre los Tipos 1 y 3.
3. Perfil Tipo S3 (Suelos Blandos o Estratos Profundos): En este grupo se encuentran los suelos que tengan periodos de vibración mayores a 0.6 s, además los suelos que presenten las siguientes características:

Tabla 2.3: Clasificación de Suelos II CEC-2001

Suelos Cohesivos	Velocidad de Ondas de Corte, V_s (m/s)	Resistencia al Corte, No Drenada, S_u (Kpa)	Espesor del Estrato (m)
Blandos	< 200	<25	>20
Semiblandos	200-400	25-50	>25
Duros	400-750	50-100	>40
Muy Duros	>750	100-200	>60

Suelos Granulares	Velocidad de Ondas de Corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del Estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	>40
Semidensos	200-750	10-30	>45
Densos	>750	>30	>100

Los valores promedios de N , V_s y S_u son los valores promedio del sitio y se deben calcular de la siguiente manera:

$$V_s = \sum(h_i) / \sum(h_i/V_{si}) \quad (2.1)$$

$$N = \sum(h_i) / \sum(h_i/N_i) \quad (2.2)$$

$$S_u = \sum(h_i) / \sum(h_i/S_{ui}) \quad (2.3)$$

Dónde:

h_i =Espesor del estrato i.

V_{si} =Velocidad de las ondas de corte en el estrato i.

S_{ui} =Resistencia al corte no drenado promedio del estrato i.

4. Perfil Tipo S4 (Condiciones Especiales de Evaluación del Suelo): A este grupo pertenecen los suelos altamente compresibles y los que posean condiciones desfavorables, los cuales son los siguientes:
- a. Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
 - b. Turbas, lodos y suelos orgánicos.
 - c. Rellenos colocados sin control ingenieril.
 - d. Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
 - e. Arcillas suaves y medianamente duras con espesor mayor a 30 m.

Tabla 2.4: Coeficientes de Suelo S y Cm

Perfil Tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	*2.0	2.5

(*): Este valor debe tomarse como mínimo, y en ningún caso substituye un estudio de suelos, para conocer los características específicas del suelo.

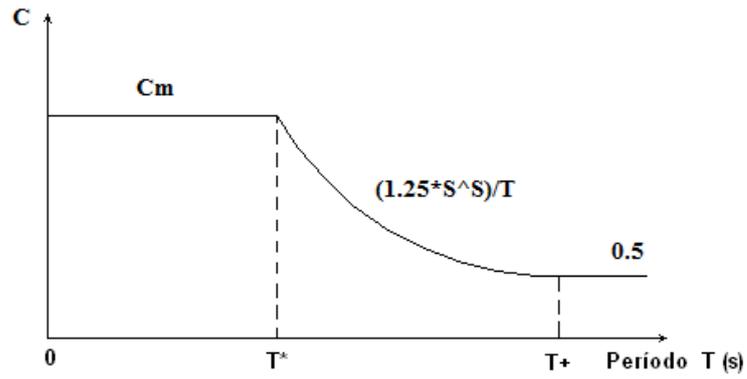


Figura 2.6: Espectro Elástico, para representar el sismo de diseño

Tabla 2.5: Valores característicos del Periodo de Vibración

Perfil de suelo	T^* (s) o T_c	T^+ (s)
S1	0.50	2.50
S2	0.52	3.11
S3	0.82	4.59
S4	2.00	10.00

2.2.3.3.- Tipo de Uso de la Estructura-Coeficiente I:

El factor de importancia de la estructura se la debe obtener clasificándola según la siguiente tabla:

Tabla 2.6: Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitarias. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

2.2.3.4.- Factor ϕ_p (Irregularidad en planta):

Este valor varía desde 0.8 a 1, según las condiciones que presente la estructura, es decir que si tiene entradas muy grandes en su forma el valor de ϕ_p es 0.9 y en cambio si no tiene ninguna irregularidad en planta este coeficiente es 1. Para conseguir información más detallada se recomienda la revisión del CEC-2001, en el capítulo referente a diseño sismo resistente.

2.2.3.5.- Factor ϕ_e (Irregularidad en elevación):

Este valor varía desde 0.8 a 1, según las condiciones que presente la estructura en su altura, por ejemplo si la estructura presenta discontinuidad en la resistencia, lo que quiere decir que existe elementos muy resistentes como lo son muros de corte que no son continuos el coeficiente ϕ_e es 0.8 y en cambio si no tiene ninguna irregularidad en elevación este coeficiente es 1. Se recomienda la revisión del CEC-2001, en el capítulo referente a diseño sismo resistente.

2.2.4.- Análisis Estático

Para el análisis estático se debe determinar las fuerzas estáticas mínimas horizontales que actuarán en cada piso de la siguiente forma:

2.2.4.1.- Cortante Basal Mínimo:

Esta fuerza se aplicará a nivel de piso y se calcula de la siguiente forma:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (2.4)$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \quad (2.5)$$

Dónde:

Z= Factor de Zona sísmica.

S = Coeficiente que depende del tipo de suelo.

R = Factor de reducción de la fuerza sísmica.

Φ_p, Φ_e = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

C= No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 2.4 y no debe ser menor a 0,5.

T= Período de Vibración de la estructura.

2.2.4.2.- Período de vibración:

Para la determinación del periodo fundamental de la estructura existen dos métodos, los cuales son descritos a continuación:

Método 1: donde 0.08 es un coeficiente que se aplica únicamente para hormigón armado.

$$T = 0.08 * (H_n)^{3/4} \quad (2.6)$$

H_n =Altura total de la estructura desde el piso.

Método 2:

$$T = 2\pi * \left[\frac{(\sum w_i * \delta_i^2)}{(g * \sum f_i * \delta_i)} \right]^{1/2} \quad (2.7)$$

f_i = Fuerza lateral en el piso i.

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada con las fuerzas f_i .

El valor de T calculado con el método 2 no debe ser mayor al 30% del valor obtenido con el método 1.

2.2.4.3.- Factor de Reducción de la Fuerza Sísmica (R):

El valor de R debe escoger de acuerdo a las características de la estructura, si la estructura tiene una combinación de estas se debe escoger la menor de ellas. Los valores son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 2.7: Factor de Reducción de las ordenadas espectrales considerada en CEC-2001

Sistema Estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

2.2.4.4.- Distribución de las Fuerzas Laterales:

Para el análisis estático se debe distribuir la fuerza sísmica de la siguiente manera:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (2.4)$$

$$F_t = 0.07 * T * V \quad (2.8)$$

F_t = Fuerza que se aplicará en el último piso, para tomar en cuenta los modos de vibración de los pisos superiores. Este valor no se toma en cuenta para periodos de vibración menores a 0.7 s, además siempre se debe controlar que este valor en ningún caso sea mayor al 25% de V.

n = Número de pisos de la estructura

T = Periodo de vibración fundamental de la estructura.

Para la distribución de las fuerzas laterales en cada piso se realiza el siguiente cálculo:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * (w_x * h_x)}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i} \quad (2.9)$$

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.10)$$

F_x = Es la fuerza horizontal en el piso x, de acuerdo al peso del mismo.

w_x = Es el peso del piso x, es decir una fracción del peso reactivo W.

w_i = Es el peso del piso i, es decir una fracción del peso reactivo W.

La siguiente figura, muestra los elementos de la distribución lateral de las fuerzas y explica de mejor manera los elementos de las ecuaciones anteriores:

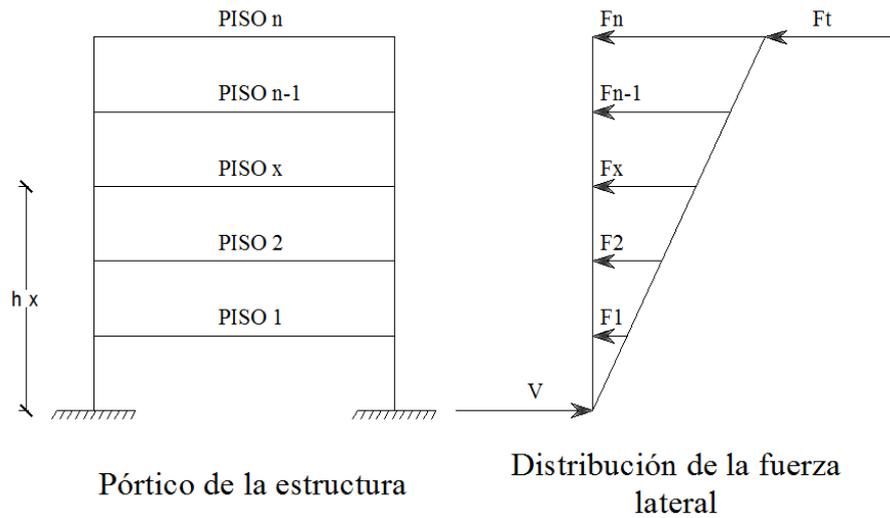


Figura 2.7: Elementos de la Distribución Lateral de Fuerzas

2.2.4.5.- Momentos Torsionales:

En una estructura pueden existir configuraciones arquitectónicas o estructurales y fallas en el método constructivo que pueden ocasionar que el centro de masas de la estructura se desplace, lo que ocasionará que existan fuerzas por momentos de torsión que se calculan de la siguiente manera:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{prom}} \right)^2 \tag{2.11}$$

A_x =Factor de amplificación, este valor varía entre 1 y 3, pero nunca debe ser superior a 3.

δ_{max} = Deriva máxima del piso analizado.

δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los extremos de la estructura en el piso analizado.

Para obtener el momento por torsión accidental se utiliza la fórmula:

$$M_{ti} = \beta * L * F_i \quad (2.12)$$

$$\beta = 0.05 * A_x \quad (2.13)$$

L =Longitud total de la planta en dirección perpendicular al sentido de análisis.

F_i = Fuerza horizontal en el piso i , obtenida de la distribución las fuerzas laterales.

Con estos momentos se procede a calcular una fuerza producida por torsión accidental que debe ser sumada a la fuerza horizontal proveniente del cortante basal, según algunas investigaciones se puede considerar que las fuerzas por momentos de torsión son aproximadamente un 10% de la fuerza horizontal de cada piso.

2.2.4.6.- Efecto $P - \Delta$:

Este es un efecto de segundo orden que sufren las estructuras, el cual debe ser considerado en las dos direcciones, en el siguiente gráfico se explica el efecto

$P - \Delta$ de forma más detallada:

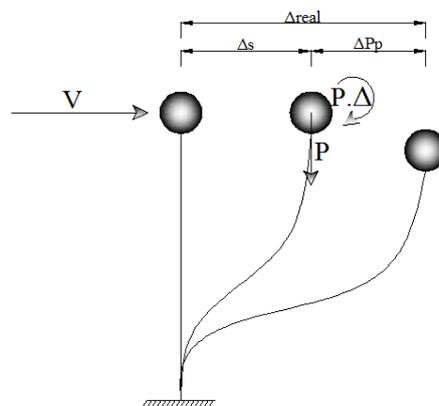


Figura 2.8: Esquema del Efecto P- Δ

En el análisis del efecto $P - \Delta$, se debe obtener el índice de estabilidad de piso Q_i , si este valor es menor que 0.10 no se toma en cuenta el efecto $P - \Delta$. El índice de estabilidad se calcula de la siguiente forma:

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (2.14)$$

Q_i = Índice de estabilidad en el piso i .

P_i = Es la suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y los pisos superiores.

Δ_i = Es la deriva del piso i .

V_i = Cortante sísmico en el piso i .

h_i = Altura del piso considerado.

Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es demasiado flexible o inestable, este índice nos indica que esta estructura está próxima al colapso o ya ha colapsado, en el caso de que los valores de Q_i estén entre 0.1 y 0.3 se debe calcular un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ mediante la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1-Q_i} \right) \quad (2.15)$$

Este factor de mayoración debe ser multiplicado por las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada piso.

2.2.4.7.- Límite de deriva de Piso:

Para obtener las derivas de piso se debe aplicar a la estructura las fuerzas laterales, se calculan en cada piso las derivas realizando un análisis estático, las derivas se calculan de la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} * 100 \quad (2.16)$$

q_i = Desplazamiento inelástico en el piso i.

q_{i-1} = Desplazamiento inelástico en el piso inferior al piso i de análisis.

h_i = Altura del piso de análisis.

Luego de realizar este análisis, se debe comprobar que la deriva de piso no debe ser mayor al 2%, límite que propone el CEC 2001 para estructuras de hormigón armado, para el cual se debe multiplicar la deriva elástica por el factor de reducción de las ordenadas espectrales R.

$$\Delta_E * R \leq 0.02 \quad (2.17)$$

2.3.- Métodos de análisis

Cuatro procedimientos se presentan para el análisis sísmico de edificios: dos procedimientos lineales, y dos procedimientos no lineales. Los dos procedimientos lineales son llamados el Procedimiento Estático Lineal (LSP) y el Procedimiento Dinámico Lineal (LDP). Los dos procedimientos no lineales son llamados el Procedimiento Estático No lineal (NSP) y Procedimiento Dinámico No lineal (NDP).

2.3.1.- Análisis Estático.

2.3.1.1.- Procedimiento Estático Lineal

El Procedimiento Estático Lineal (LSP, por sus siglas en inglés), considera el diseño de fuerzas sísmicas, su distribución sobre la altura del edificio, las fuerzas internas correspondientes y los desplazamientos del sistema los cuales son determinados usando un análisis elástico lineal, estático.

Los procedimientos lineales pueden ser usados para cualquiera de las estrategias de diseño en edificaciones como: disminución de la irregularidad tanto en planta como elevación, colocar refuerzo estructural global y/o reducción de la masa total no se pueden usar aquellas estrategias que incorporan el uso de sistemas de disipación de energía suplementarios y algunos tipos de sistemas de aislamiento sísmicos.

En el Procedimiento Estático Lineal (LSP), el edificio es modelado con rigidez lineal elástica y el amortiguamiento viscoso equivalente, de manera que se acerquen a valores esperados para cargar cerca del punto de rendimiento máximo. Las demandas del sismo de diseño del LSP son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual a la carga lateral pseudo definida por la siguiente ecuación, que en general es el corte basal definido en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

$$V = \frac{ZIC}{R \phi_p \phi_e} W \quad (2.4)$$

La magnitud del cortante basal ha sido seleccionada con la intención que cuando sea aplicada al modelo lineal elástico del edificio, causará amplitudes de desplazamiento de diseño que se acercan a los desplazamientos máximos que

son esperados durante el terremoto de diseño. Si el edificio responde esencialmente en forma elástica al terremoto de diseño, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a aquellas esperadas durante el terremoto de diseño. Si el edificio responde inelásticamente al terremoto de diseño, como será comúnmente el caso, las fuerzas internas que se desarrollarían en el edificio serán menores que las fuerzas internas calculadas en forma elástica.

2.3.1.2.- Procedimiento Dinámico Lineal

El modelado, y criterios de aceptación del LDP son similares a aquellos para el LSP. La excepción principal es que los cálculos de respuesta son realizados usando el análisis espectral modal o el análisis de historia del tiempo. El análisis espectral modal es realizado usando espectros de respuesta lineales elásticos, que no son modificados para explicar la respuesta no lineal esperada. Como con el LSP, se espera que el LDP muestre desplazamientos que son aproximadamente correctos, pero producirán fuerzas internas que exceden a aquellas que serían obtenidas en un edificio flexible.

Los desplazamientos calculados son comparados directamente con valores aceptables. Las fuerzas internas calculadas típicamente excederán a aquellas que el edificio puede sostener debido a la respuesta inelástica esperada de componentes y elementos. Estas fuerzas de diseño obtenidas, son evaluadas por los criterios de aceptación, que incluyen factores de modificación y procedimientos de análisis alternativos para explicar demandas de respuesta inelásticas esperadas y capacidades.

El LDP incluye dos métodos de análisis, a saber, los Métodos de Análisis de Historia del Tiempo y Espectro de Respuesta. El Método de Espectro de Respuesta utiliza las máximas respuestas modales obtenidas con un análisis dinámico de un modelo matemático. Sólo aquellos modos que contribuyen considerablemente a la respuesta son consideradas. Las respuestas modales son combinadas usando métodos racionales de estimación de respuesta del edificio total. El Método de Historia del Tiempo (también llamado el Análisis de Historia de la Respuesta) implica una evaluación "paso de tiempo por el paso de tiempo" para realizar el análisis integral, usando archivos discretizados de sismos registrados o sintetizado.

2.3.1.2.1.- *Análisis de Historia en el Tiempo*

Las exigencias para el modelo matemático de Análisis de Historia en el Tiempo son idénticas a aquellos desarrollados para el Análisis de Espectro de Respuesta. La matriz de amortiguamiento asociada con el modelo matemático debe reflejar el amortiguamiento inherente en el edificio a niveles de deformación menores que la deformación de desempeño. El Análisis de Historia en el Tiempo debe ser realizado usando historias de tiempo preparadas según las exigencias de la Sección 2.6.2.2, del código FEMA 273. Los parámetros de respuesta deben ser calculados para cada historia del tiempo. Si tres Análisis de Historia en el Tiempo son realizados, la respuesta máxima del parámetro debe ser usada para el diseño. Si siete o más pares de archivos de registro de movimiento horizontal del terreno, son usados durante el Análisis de Historia en el Tiempo, la respuesta promedio del parámetro puede ser usada para el diseño. Los efectos de excitación multidireccionales deben

ser considerados para de acuerdo con las exigencias de la Sección 3.2.7 de código FEMA 273. Estas exigencias pueden estar satisfechas por el análisis de un modelo matemático tridimensional que usa pares simultáneamente impuestos de archivos o registros del movimiento del terreno durante el terremoto a lo largo de uno de los ejes horizontales del edificio.

2.3.1.2.2.- *Análisis Modal Espectral*

Este método exige que todos los modos de vibración significativos que se incluyan en el análisis puedan capturar al menos el 90 % de la masa participante del edificio en cada una de las direcciones horizontales principales del edificio. Las proporciones de amortiguamiento modal deben reflejar el amortiguamiento inherente en el edificio a niveles de deformación menores que la deformación de desempeño.

Las fuerzas máximas de cada miembro, los desplazamientos, la historia de fuerzas de corte, y las reacciones basales para cada modo de respuesta deben ser combinadas por métodos reconocidos para estimar la respuesta total. La combinación modal se dará ya sea por la regla SRSS (“*square root sum of squares*”; la suma de raíz cuadrada de cuadrados) o la regla CQC (“*complete quadratic combination*”; la combinación cuadrática completa) es aceptable. Se recomienda usar CQC; especialmente para edificios con periodos de vibración cercanos entre sí.

Los edificios deben ser diseñados para soportar fuerzas sísmicas en cualquier dirección horizontal. Para edificios regulares, puede suponerse que los desplazamientos y las fuerzas producidas por el sismo, actúen en

forma no simultánea en dirección de cada eje principal de un edificio. Para edificios con irregularidad en planta y edificios en los cuales uno o varios componentes forman la parte de dos o más elementos que se cruzan, los efectos de excitación multidireccionales deben considerarse. Los efectos multidireccionales en componentes deben incluir tanto torsión como efectos de translación.

La exigencia de que: los efectos de excitación (ortogonales) multidireccionales deben ser considerados y se puede solventar, diseñando elementos o componentes para las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100 % de los desplazamientos sísmicos en una dirección horizontal más las fuerzas asociadas con el 30 % de los desplazamientos sísmicos en la dirección horizontal perpendicular. O bien, es aceptable usar SRSS para combinar efectos multidireccionales donde se han asignado.

Los efectos de la excitación vertical en voladizos horizontales y elementos pre-esforzados deben ser considerados por métodos de respuesta estáticos o dinámicos. La sacudida de terremoto vertical puede ser caracterizada por un espectro con ordenadas iguales al 67 % de aquellos del espectro horizontal (FEMA 273, Sección 2.6.1.5) a menos que los espectros de respuesta verticales alternativos sean desarrollados usando el análisis específico para el sitio.

2.3.1.3.- Procedimiento No Lineal Estático

Conforme al Procedimiento Estático No Lineal (NSP), se debe mencionar que es necesario crear un modelo que directamente incorpora la respuesta material

inelástica para un desplazamiento objetivo, de tal forma que las deformaciones internas y las fuerzas que se producen son determinadas. Las características carga-deformación no lineales de componentes individuales y los elementos del edificio son modelados directamente. El modelo matemático del edificio es sometido a un aumento monótonico de fuerzas laterales o desplazamientos hasta que un desplazamiento objetivo sea excedido o hasta llegar al colapso del edificio. El desplazamiento objetivo es necesario para representar el desplazamiento máximo que probablemente experimente el edificio. El desplazamiento objetivo puede ser calculado por cualquier procedimiento que explica los efectos de la respuesta no lineal en la amplitud de desplazamiento. Como el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de aquellos esperados durante el sismo de diseño.

Para edificios que no son simétricos sobre un plano perpendicular a las cargas laterales aplicadas, las cargas laterales deben ser aplicadas tanto en las direcciones positivas como en negativas, y las fuerzas máximas y deformaciones serán usadas para el diseño.

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral del nodo de control debe ser establecida para desplazamientos del nodo de control que superen el rango entre el cero y el 150 % del desplazamiento objetivo, δ_t , dado por FEMA 273, Sección 3.3.3:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.18)$$

Dónde:

T_e = Período Fundamental Efectivo de la Estructura En la dirección considerada en el cálculo, en segundos, y se calcula con la ecuación siguiente (ref., FEMA 273, Sección 3.3.3.2):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.19)$$

- T_i = Período Fundamental Elástico (en segundos) en la dirección considerada en el análisis elástico dinámico.
- K_i = Rigidez Lateral elástica del edificio en la dirección de cálculo.
- K_e = Rigidez Lateral Efectiva del edificio en la dirección de cálculo. Revisar la figura 2.9 para mayor información.

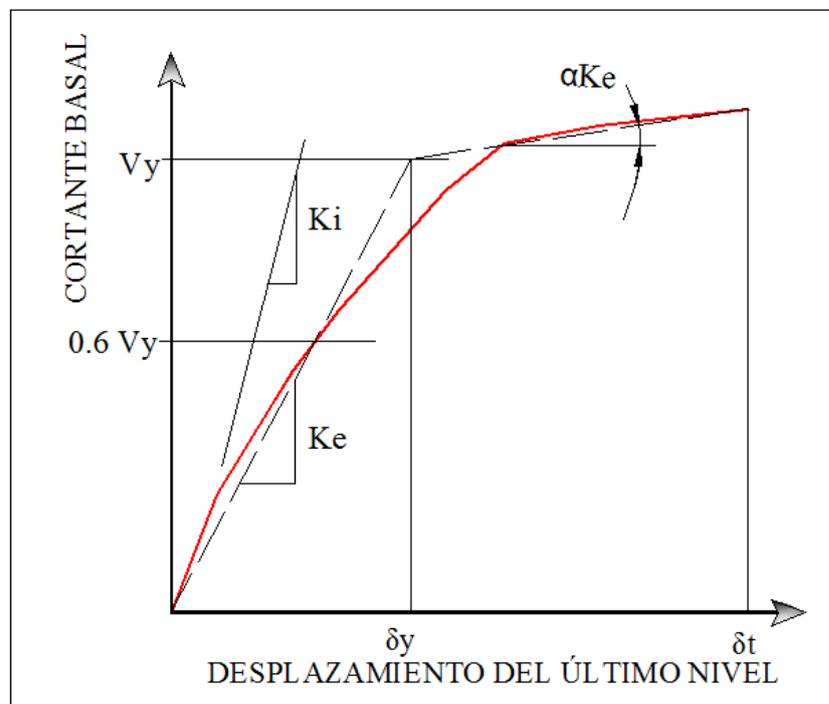


Figura 2.9: Curva de Capacidad.

El periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección de cálculo, T_e , deberá ser calculado usando la relación fuerza-desplazamiento del NSP. La relación no lineal entre el cortante basal y el desplazamiento de diseño del nudo, debe ser reemplazado con una relación bilineal para estimar la rigidez lateral efectiva, K_e , y la fuerza de fluencia, V_y del edificio. La rigidez lateral efectiva se tomará como la secante calculada en el 60% del cortante basal de la fuerza de fluencia.

C_0 =Factor de Modificación relacionado al desplazamiento espectral del edificio, similar al del último nivel. Este factor puede ser calculado de las siguientes maneras:

- El primer factor de participación modal en el nivel del nudo de control.
- El factor de participación en el nivel del nudo de control utilizando un vector correspondiente a la deformada del edificio en el desplazamiento objetivo.
- El valor correspondiente de la Tabla 2.8, donde es posible calcular valores intermedios por interpolación lineal.

Tabla 2.8: Valores para el Factor de Modificación según FEMA 273

VALORES PARA EL FACTOR DE MODIFICACIÓN C_0	
Número de Pisos	Factor de modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
≥ 10	1.5

C_1 =Factor de Modificación relacionado con los Máximos Desplazamientos Inelásticos Esperados, calculados para la respuesta lineal elástica, en ningún caso este factor se considerará menor que 1.

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_C \quad (2.20)$$

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}]}{R} \text{ para } T_e < T_C \quad (2.21)$$

Las cargas de gravedad deben ser aplicadas para asignar elementos y componentes del modelo matemático durante el NSP. Las fuerzas laterales se aplicarán en perfiles que se asemejen en forma muy aproximada a la distribución de fuerzas inerciales en un sismo. Para análisis en tres dimensiones, la distribución horizontal de fuerzas debe simular la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma de piso y los efectos de torsión accidental se considerarán.

Tanto para análisis en dos y tres dimensiones, al menos dos distribuciones verticales de la carga lateral debe ser considerada.

- El primer patrón de cargas, comúnmente llamado Patrón de Cargas Uniforme, debe basarse en las fuerzas laterales que son proporcionales a la masa total de cada piso del edificio.
- El segundo patrón de cargas, llamado el Patrón Modal debe ser seleccionado de uno de las siguientes 2 opciones consideradas en el FEMA 273, Sección 3.3.3.2 apartado C:
 1. Un patrón Lateral de cargas representado por los valores C_{VX} dados en las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{VX} * V \quad (2.22)$$

$$C_{VX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.23)$$

$k = 1.0$ para $T \leq 0.5$ s ó

$= 2.0$ para $T \geq 2.5$ s

Se puede usar la Interpolación Lineal para estimar valores de k con valores intermedios de T .

C_{VX} = Factor de distribución vertical.

F_x = Distribución de cargas aplicadas a cualquier nivel x .

V = Pseudo carga lateral.

w_i = Porción del peso total del edificio W , asignado a nivel de piso i .

w_x = Porción del peso total del edificio W , asignado a nivel de piso x .

h_i = Altura en (metros; “m”) desde la base a nivel de piso i .

h_x = Altura en (m; “m”) desde la base a nivel de piso x .

x = Representa el nivel de piso para el cual se desea calcular la distribución de fuerzas.

i = Orden de la sumatoria de pisos.

El cual puede usarse si más del 75% de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección de cálculo; o

2. Un patrón de carga lateral proporcional a la rigidez de piso que sea consistente con la distribución del cortante basal por piso calculado por combinación de respuestas modales usando (1) Análisis del Espectro de Respuesta incluyendo un número suficiente de modos para capturar el 90% de la masa total, y (2) el espectro de respuesta apropiado.

Este procedimiento requiere que se establezca el Nodo de Control, que según el FEMA 273, se tomará como el centro de masa de la azotea de un edificio, tomando en cuenta que la cumbre de un ático no deberá ser considerado como azotea, ya que el nodo de control es utilizado para comparar el desplazamiento objetivo o de diseño (un desplazamiento que caracteriza el movimiento en el sismo).

2.3.1.4.- Procedimiento Dinámico No Lineal

Conforme al Procedimiento Dinámico No lineal (NDP), las fuerzas sísmicas, su distribución sobre la altura del edificio, las fuerzas internas correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando una historia de respuesta inelástica en el tiempo.

La hipótesis, modelo, simplificaciones y criterios de aceptación del NDP es similar a aquellos para el NSP. La excepción principal es que los cálculos de respuesta son realizados usando el Análisis de Historia del Tiempo. Con el NDP, los desplazamientos de diseño no son establecidos usando un desplazamiento objetivo, pero en cambio son determinados directamente por el análisis dinámico usando historias de movimiento de tierra. La respuesta puede ser deliberadamente sensible a características de movimientos de tierra individuales; por lo tanto, se recomienda realizar el análisis con más de un registro de movimiento de tierra. Razón por la cual el modelo numérico toma en cuenta directamente los efectos inelásticos del material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a aquellas que se producen en el sismo de diseño.

El NDP requiere el Análisis de Historia del Tiempo de un modelo matemático no lineal del edificio, implicando una evaluación "paso de tiempo por el paso de tiempo" de construir la respuesta, usando archivos discretizados de aceleraciones telúricas registradas o sintéticas como base de datos de partida.

El Análisis de historia del Tiempo debe ser realizado usando historias de tiempo de movimiento del suelo horizontales, preparadas según las exigencias de la Sección 2.6.2.2 del código FEMA 273.

Los efectos de excitación multidireccionales deben ser explicados encontrando las exigencias de la Sección 3.2.7. Las exigencias de la Sección 3.2.7 pueden estar satisfechas por el análisis de un modelo matemático tridimensional usando simultáneamente pares de datos de un sismo o pares de datos de aceleraciones a lo largo del eje horizontal del edificio.

2.4.- Capacidad Estructural.

Una vez determinado el riesgo sísmico, en general, debemos analizar la capacidad estructural, que depende de la configuración geométrica, resistencia de los elementos estructurales, y la deformación máxima de los mismos. Cabe mencionar que en este análisis de las capacidades de los elementos, diferirá si se toma en forma individual a cada elemento, o la configuración estructural de un edificio, siendo uno de los datos que difiere mayormente, la capacidad de los elementos estructurales más allá del rango elástico.

Para determinar la capacidad estructural que excede el rango elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal; para el caso del presente documento, se utilizará el análisis "pushover". En el cual la magnitud de la carga lateral a la que

se somete la estructura es incrementada de acuerdo con un cierto patrón predefinido. Con el aumento de la magnitud de la carga, las conexiones débiles y los modos de falla de la estructura son encontrados. La carga es monótonica con los efectos del comportamiento cíclico e incremento de cargas estimadas; usando unos criterios de deformación de la fuerza monótonicos modificados, se presentan las conexiones más débiles, es decir que el modelo matemático que se asume para una estructura, se modifica para tener en cuenta la reducción de la resistencia de los elementos que ceden. El análisis pushover estático es una tentativa de la ingeniería estructural para evaluar la verdadera fuerza de la estructura y esto promete ser un instrumento útil y eficaz para obtener la curva de capacidad.

La curva de capacidad se determina para representar la respuesta estructural del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una sollicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo. Si existe el caso de estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los demás modos de vibración, de este modo si utilizamos una herramienta del análisis estructural asistido por computador como el ETABS, sustentamos un análisis pushover más realista ya que el programa toma en cuenta los modos de vibración de acuerdo a los requerimientos del usuario.

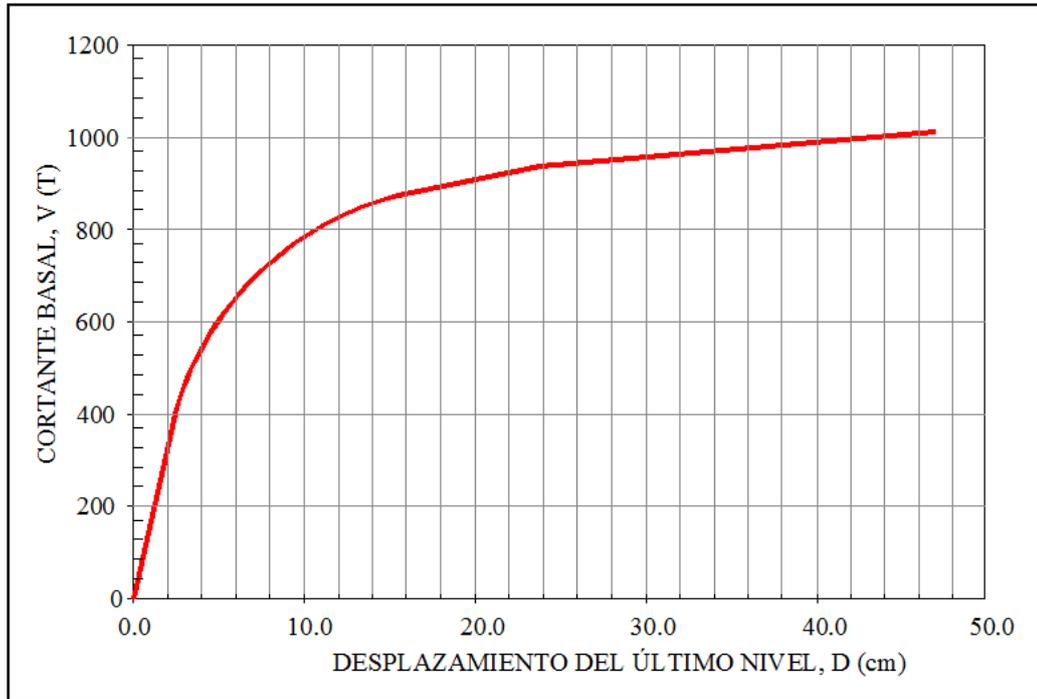


Figura 2.10: Curva de Capacidad, resultado de un análisis no lineal.

2.4.1.- Análisis Estático no lineal (Análisis ‘Pushover’)

Este análisis anteriormente definido, es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura sometida a una distribución determinada de fuerzas inerciales.

El patrón de cargas a las cuales se somete a la estructura, F_i , se incrementa de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima, de esta forma se puede identificar la formación sistemática de grietas en los elementos estructurales, cedencia de juntas y el fallo de los componentes, el estado límite de servicio, deformaciones máximas y cortantes de la estructura, este último corresponde a la curva de capacidad.

La forma en la que se apliquen las fuerzas: laterales, constante, lineal, parabólica; influyen en la determinación de la curva de capacidad. Se debe considerar que no existe un patrón de cargas único, por lo cual se recomienda

realizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como una envolvente de los resultados de ambas combinaciones.

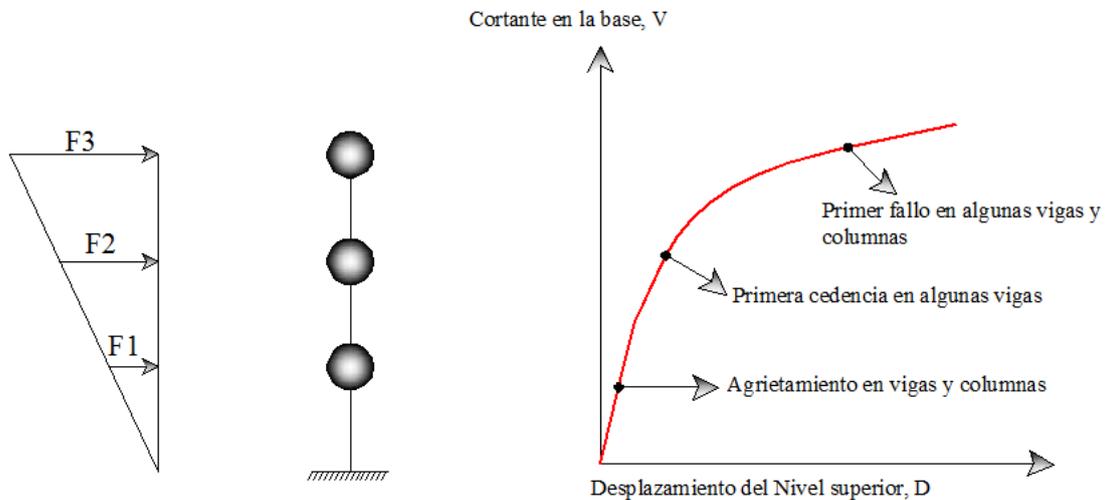


Figura 2.11: Puntos Destacados en la curva de capacidad de acuerdo al modelo matemático.

Por otro lado, conociendo que este análisis aborda la no linealidad y los desplazamientos, tiene algunas limitantes, cuyo conocimiento es importante para la interpretación de resultado. A continuación se presentan las limitantes más importantes:

- El análisis pushover, asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando efectos como la disipación de la energía, por lo cual se considera que es una aplicación de daño muy simple sin considerar la complejidad de disipar energía acumulada, en especial para estructuras no dúctiles.
- Este procedimiento se centra en la energía de deformación de una estructura, lo cual lleva a despreciar la energía cinética y las componentes de fuerzas asociadas a esta, por lo cual no tiene los alcances de un análisis dinámico.

- Los efectos de torsión no pueden ser considerados debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora la componente vertical del sismo.
- Los cambios progresivos en las propiedades de los modos de vibración que ocurren en la estructura cuando experimenta la falla no lineal cíclica de los elementos estructurales durante un sismo no son considerados en este tipo de análisis.

El FEMA-273 ha desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis pushover. El código FEMA 273 define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis pushover. Como se muestra en la Figura 2.11, se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.), los valores que pertenecen a cada uno de estos puntos varían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA-273.

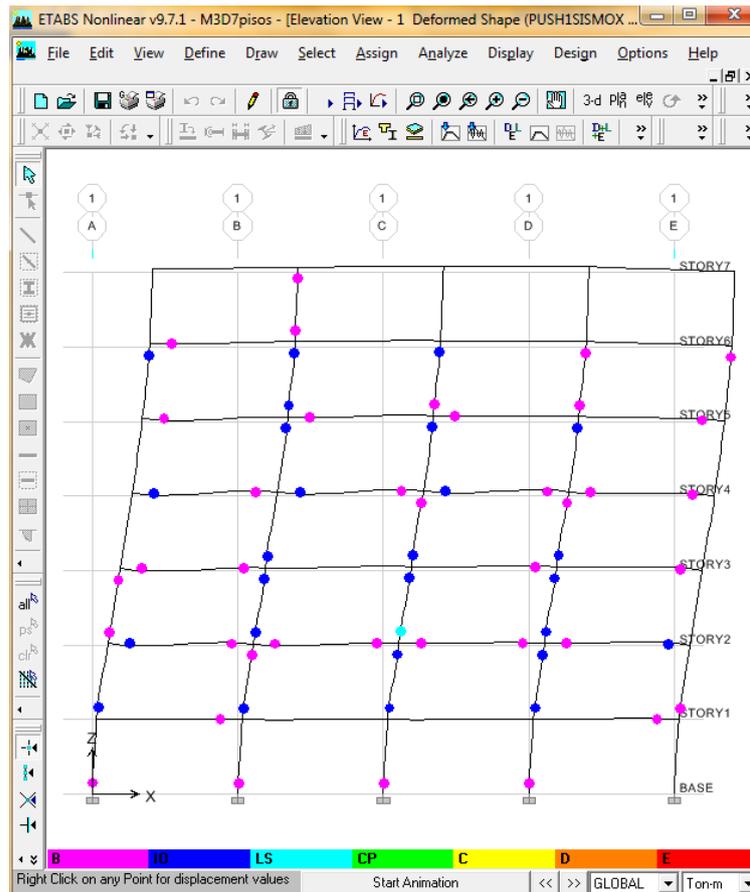


Figura 2.12: Formación de articulaciones en ETABS

Las primeras articulaciones coloreadas deberían aparecer en el Paso 4 (eso depende de varios factores como son los elementos que conforman sistema estructural). Las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir, donde se encuentran a largo de su curva fuerza-desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS. Los puntos B, IO, LS, CP, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo al estado de la articulación y van de acuerdo con el nivel de desempeño. Cuando las primeras articulaciones aparecen, se encuentran en el punto B de la curva Fuerza-Deformación, pero cuando una articulación alcanza el punto C en la curva fuerza-desplazamiento, deja de resistir cargas. De esta forma ETABS, define que una articulación deja de resistir carga cuando ha alcanzado el punto

C, la fuerza que se aplica en el pushover (cortante basal) se reduce hasta que la fuerza en la articulación sea consecuente con la fuerza al punto D. Como esta fuerza disminuye, todos los elementos dejan de cargar, y el desplazamiento se reduce. Una vez que la articulación ha cedido y alcanza el Punto D de nivel de fuerza, la fuerza del pushover (cortante basal) se vuelve a incrementar y el desplazamiento comienza a aumentar otra vez. Este comportamiento se muestra en las deformadas y diagramas de fuerza (momento, corte, etc.) para cada paso del pushover.

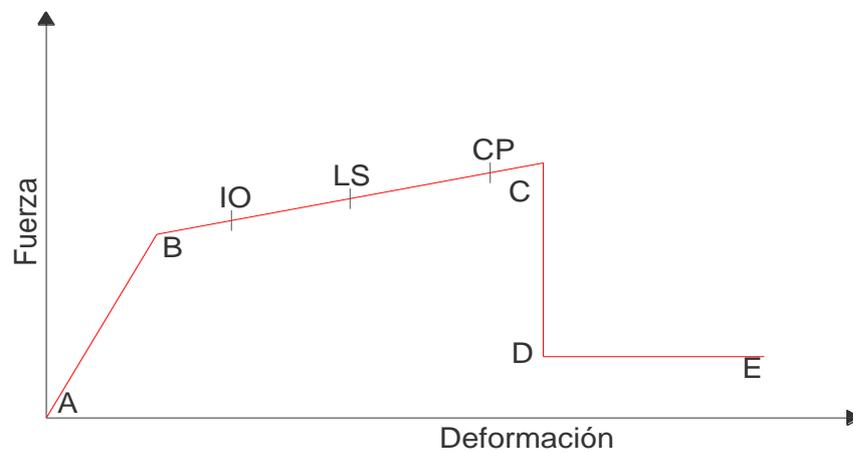


Figura 2.13: Niveles de desempeño que muestra ETABS en la curva fuerza-deformación.

CAPITULO 3: ANÁLISIS PARA UN PÓRTICO EN EL PLANO

3.1.- Modelo Matemático.

Para cumplir con los objetivos tales como:

- Comparación de resultados obtenidos mediante el estudio de una estructura en el programa de cálculo ETABS.
- Evaluación de tablas de cálculo del código FEMA, para análisis estructural de un edificio de elementos estructurales de hormigón armado.
- Determinar un modelo aplicado para el diseño por desempeño de un edificio con elementos estructurales de hormigón armado.

Se pretende considerar una estructura cuyos pórticos estén en el espacio y no solo en el plano. Pero debido a que FEMA 273 contempla este tipo de análisis en dos dimensiones, para comparar los resultados de dicho análisis con las tablas de cálculo y recomendaciones del código FEMA 273, se hace este primer análisis para luego proceder a describir el análisis de una estructura en el ámbito del espacio.

Por lo cual se presenta, un pórtico el mismo que es producto de haber considerado previamente el modelo en el espacio.

Este pórtico está considerado para un edificio de siete niveles, el dimensionamiento de los elementos estructurales corresponde a un diseño elástico estático, que para iniciar con el análisis para el diseño por desempeño es fundamental asumir este diseño elástico de los elementos estructurales, como un pre-diseño.

En el sentido del eje “x”, cada vano tiene una separación regular de 6.00 m. en cada vano, y los pisos tienen una altura de 3.10 m.

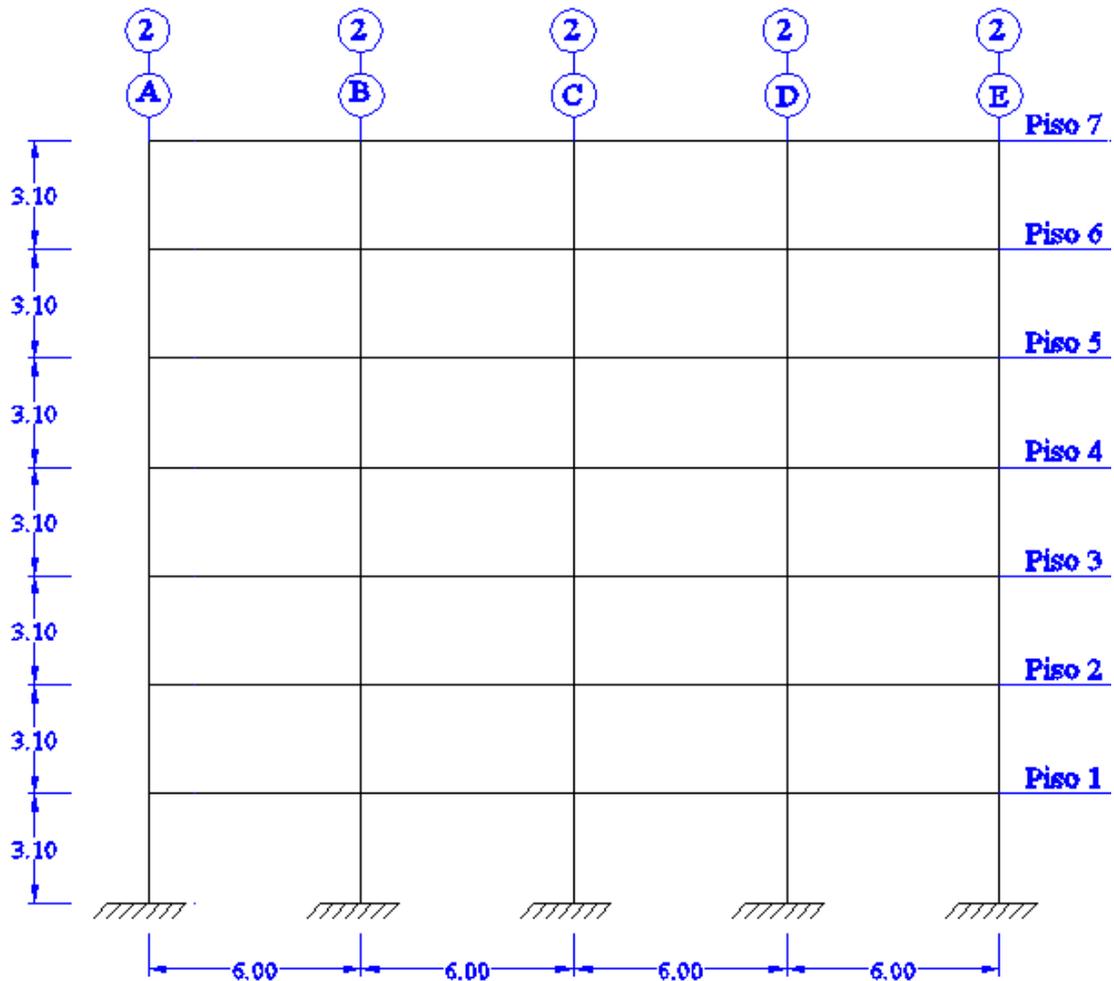


Figura 3.1: Pórtico considerado para el análisis en el plano Sentido “X”.

La configuración de los ejes estructurales para el eje en sentido “y” tiene 3 pórticos los cuales poseen idéntica separación entre vanos de 6.0 m. y 3.10 m. de altura entre pisos.

3.1.1.- Consideraciones geométricas.

A continuación se muestra la planta de la estructura de acuerdo a las dimensiones establecidas anteriormente, si bien es cierto se trata de un modelo

matemático considerado en el plano, la geometría en planta interviene en el análisis de cargas y disposición de los elementos estructurales. No se considera el ducto de las escaleras en este análisis ya que se busca uniformizar el patrón de cargas y la disposición de los elementos estructurales.

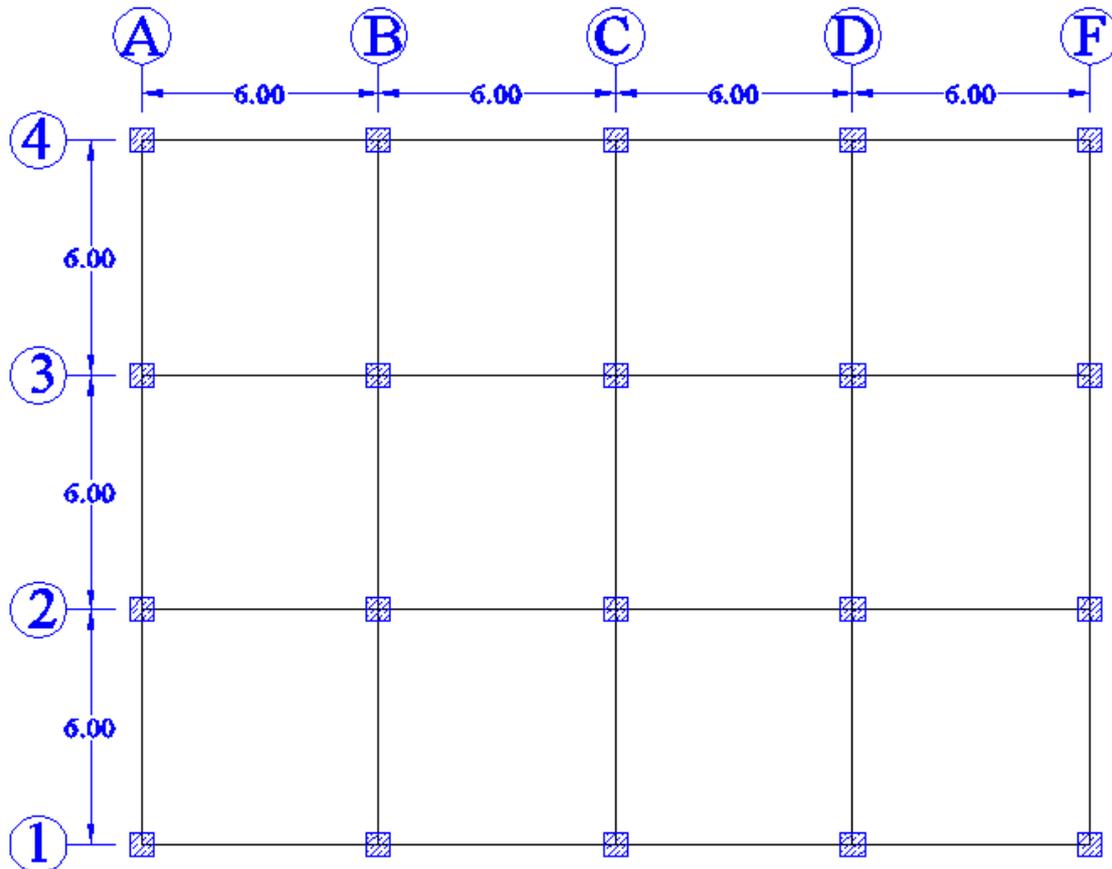


Figura 3.2: Esquema en planta de la estructura.

Es necesario predimensionar la losa, de acuerdo a la geometría, tomando la expresión simplificada del ACI, tenemos:

$$h_{min} = \frac{Ln(800+0.0712*fy)}{36000} \quad (3.1)$$

Donde h_{min} es la altura mínima de losa considerando una luz libre L_n , medida a partir de la cara de las columnas. Considerando la fluencia del acero $f_y = 4200$ kg/cm² tenemos el siguiente resultado.

$$h_{min} = \frac{6.00 * (800 + 0.0712 * 4200)}{36000}$$
$$h_{min} = 18.31733 \text{ cm.}$$

Por lo tanto asumimos para tener una dimensión estándar de losa, una losa de 25 centímetros.

Luego para dimensionar la loseta de compresión tomamos en cuenta la longitud entre nervios, L_1 , de 50 cm., donde la siguiente ecuación muestra cómo se obtuvo el espesor mínimo de loseta de compresión considerado en el ACI.

$$e = \frac{L_1}{12} = \frac{50 \text{ cm}}{12} = 4.16 \text{ cm.}$$

De igual modo se asume un espesor de loseta de 5 cm.

Para el modelado de la estructura tanto en el plano como en tres dimensiones, el programa de cálculo estructural, ETABS, no define secciones de acero para losas ya que se modela para que la losa transfiera sus cargas a las vigas, por lo tanto se propone considerar dos opciones, tomando la segunda para el análisis del modelo matemático.

1. Definir en el programa secciones “tee” de concreto para modelar los nervios.
2. Determinar una altura de losa equivalente para que la rigidez correspondiente de la losa intervenga en el análisis estructural y no solo

en la distribución de cargas. Se muestra a continuación una tabla con las alturas de losa equivalente según el CEC.

Tabla 3.1: Altura Equivalente de losa

Losa Maciza h (cm.)	Losa Alivianada h (cm)
10.88	15
14.50	20
18.06	25
21.54	30
24.96	35

Para una losa alivianada de 25 cm, se tiene una losa maciza de 18.06 cm, este valor se considerará para elementos área tipo membrana del programa ETABS donde se introducirá este valor para la rigidez axial y rigidez a flexión del elemento. Para el predimensionamiento de vigas y columnas consideramos secciones de vigas rectangulares y columnas cuadradas de acuerdo a una similitud entre los pisos, teniendo así el siguiente cuadro de secciones por pisos similares.

Tabla 3.2: Elementos Columna y Viga de acuerdo a la similitud de pisos.

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b (cm.)	h (cm)
<i>Primero, Segundo, Tercero</i>	VIGA	V50x70	50	70
	COLUMNA	C65x65	65	65
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
<i>Cuarto, Quinto</i>	VIGA	V50x60	50	60
	COLUMNA	C60x60	60	60
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
<i>Sexto, Séptimo</i>	VIGA	V40x65	40	65
	COLUMNA	C50x50	50	50
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	

Como se puede ver en la Tabla 3.2, se han asignado a un grupo de pisos la misma sección de vigas y de columnas, de esta forma se tiene tres grupos de pisos similares.

De esta forma la disposición de vigas y columnas queda detallada en la Figura 3.3, destacando que para el modelado de los apoyos se puede considerar la Interacción Suelo-Estructura, como se explica en el libro *“Manual de Diseño Sismoresistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS”*, en lugar de asumir empotramientos; para obtener derivas de piso menores y de simplificación se opta por modelar empotramientos en la base.

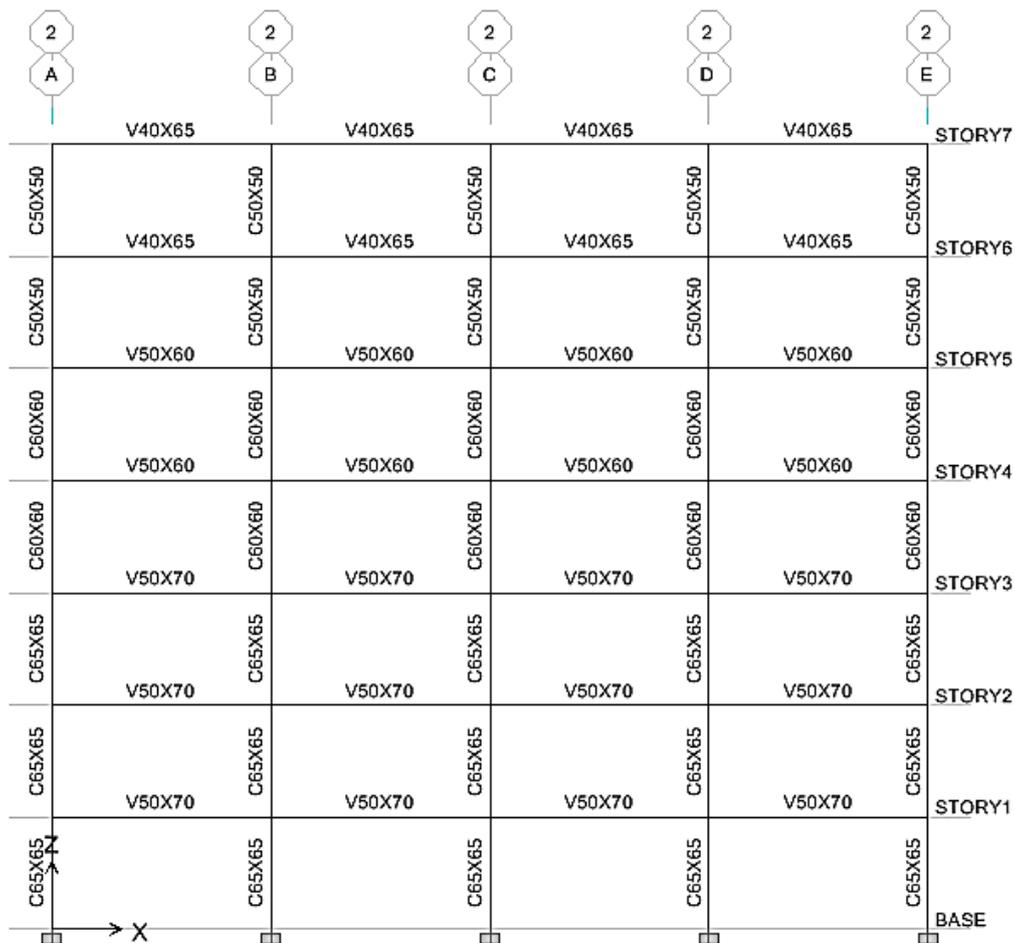


Figura 3.3: Vigas y Columnas asignadas al Pórtico para el análisis en el plano.

3.2.- Determinación de cargas aplicadas en el pórtico.

Para la asignación de cargas, consideramos la carga viva aplicada en cada piso de 200 Kg/m^2 , para determinar la carga permanente considerando la losa de 18.06 cm , debemos aplicar una corrección, esto se explica a continuación:

Peso Propio Losa

Peso de los nervios	172.8	Kg/m^2
Peso loseta compresión	120	Kg/m^2
Peso Alivianamientos	80	Kg/m^2
	372.8	Kg/m^2

Carga Permanente (Recubrimientos y Mampostería)

Espesor enlucido	0.02	m
Espesor Masillado	0.02	m
Espesor recubrimiento	0.02	m
Peso Enlucido	44	kg/m^2
Peso Masillado	44	kg/m^2
Peso Recubrimiento	40	kg/m^2
	128	kg/m^2
Peso de Mampostería	200	kg/m^2
Peso losa equivalente	433.47	kg/m^2
Carga Permanente Total	328	kg/m^2

Carga aplicada 2D 700.8 kg/m^2

Modelo 3D la carga permanente resulta:

$$700.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} - 433.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 267.33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se puede ver que aplicando una corrección la carga permanente resulta en 267.33 kg/m^2 debido a que el peso de la losa maciza equivalente es mayor; el

peso propio de la losa equivalente ya está calculado en el programa por lo tanto solo resta colocar el excedente como carga permanente total.

La distribución de cargas para el pórtico 2, considerado como el más cargado en el sentido “x”, resulta de la división mediante el mosaico de cargas y dado que se trata de una planta cuyas medidas de los vanos; tanto en el eje “x”, como en el eje “y”, son iguales; tenemos una distribución de cargas triangulares como se puede ver en la figura, esto se realiza mediante el programa ETABS, cuando se considera la estructura en el espacio, ya que se modela en primera instancia un pórtico en el plano, se realiza el mosaico de cargas para aplicarlas a la estructura.

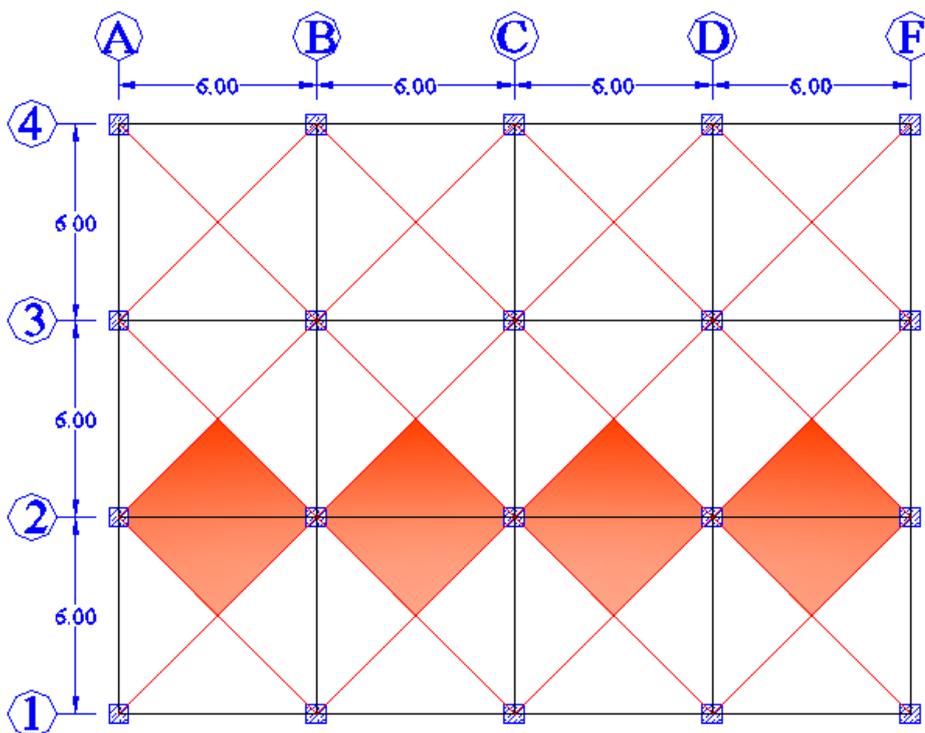


Figura 3.4: Mosaico de cargas enfatizando la distribución de cargas para el Eje 2.

Esta distribución se aplica al modelo en el espacio, sin embargo si esta se aplica al pórtico en el plano, se deja de considerar parte importante de la masa de elementos estructurales y de la carga viva, por lo tanto se considera el área

cooperante que se muestra en la figura 3.5, para determinar una distribución de cargas uniformemente distribuidas. Para modelar el aporte de las vigas en los ejes que están fuera del plano, se utilizan cargas puntuales que se aplican a los nudos en las columnas.

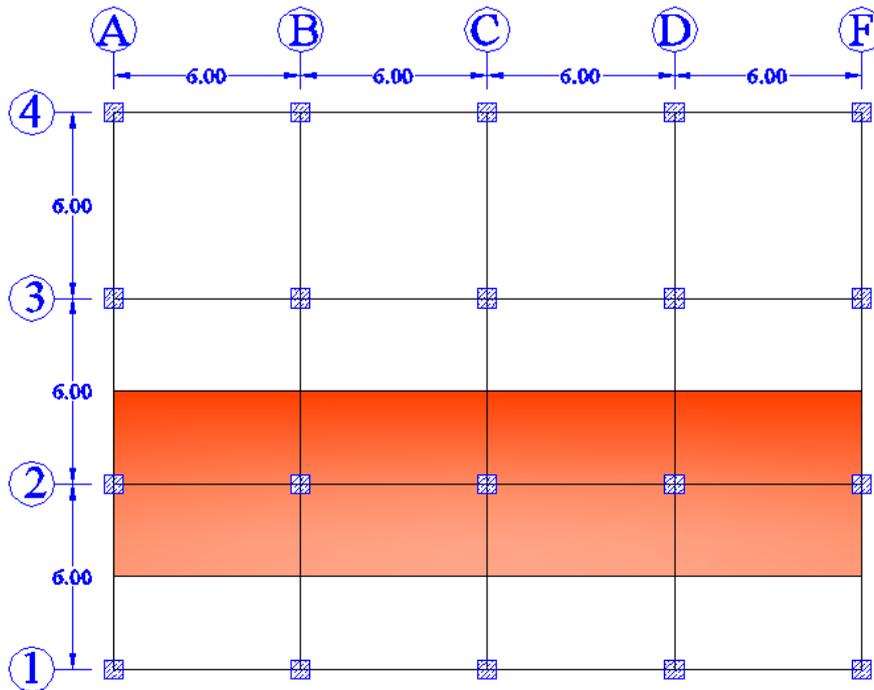


Figura 3.5: Área cooperante considerada para el modelo en el plano.

Cabe mencionar que el pórtico más cargado en el sentido “x”, no es únicamente el pórtico 2, sino que por simetría existe un pórtico con cargas estáticas iguales que es el pórtico 3.

Este mosaico de cargas, se repite para los siete niveles considerados por lo tanto como se muestra en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7, las asignaciones de carga solo varían de acuerdo a los casos:

- Peso Propio de los elementos (PP)
- Sobrecarga Permanente (PERMAN)
- Carga Viva (VIVA1)

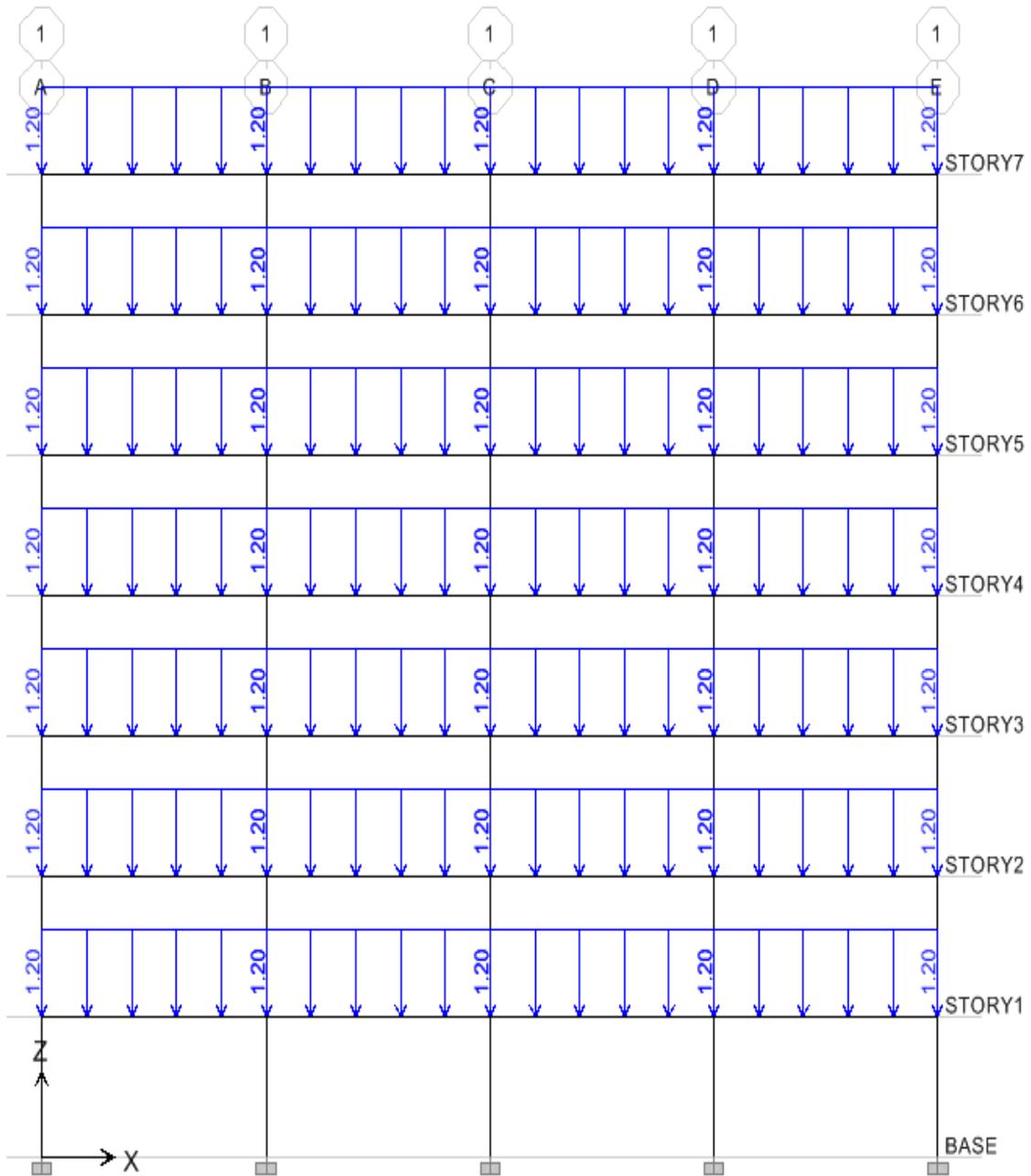


Figura 3.6: Cargas debidas al patrón VIVA1.

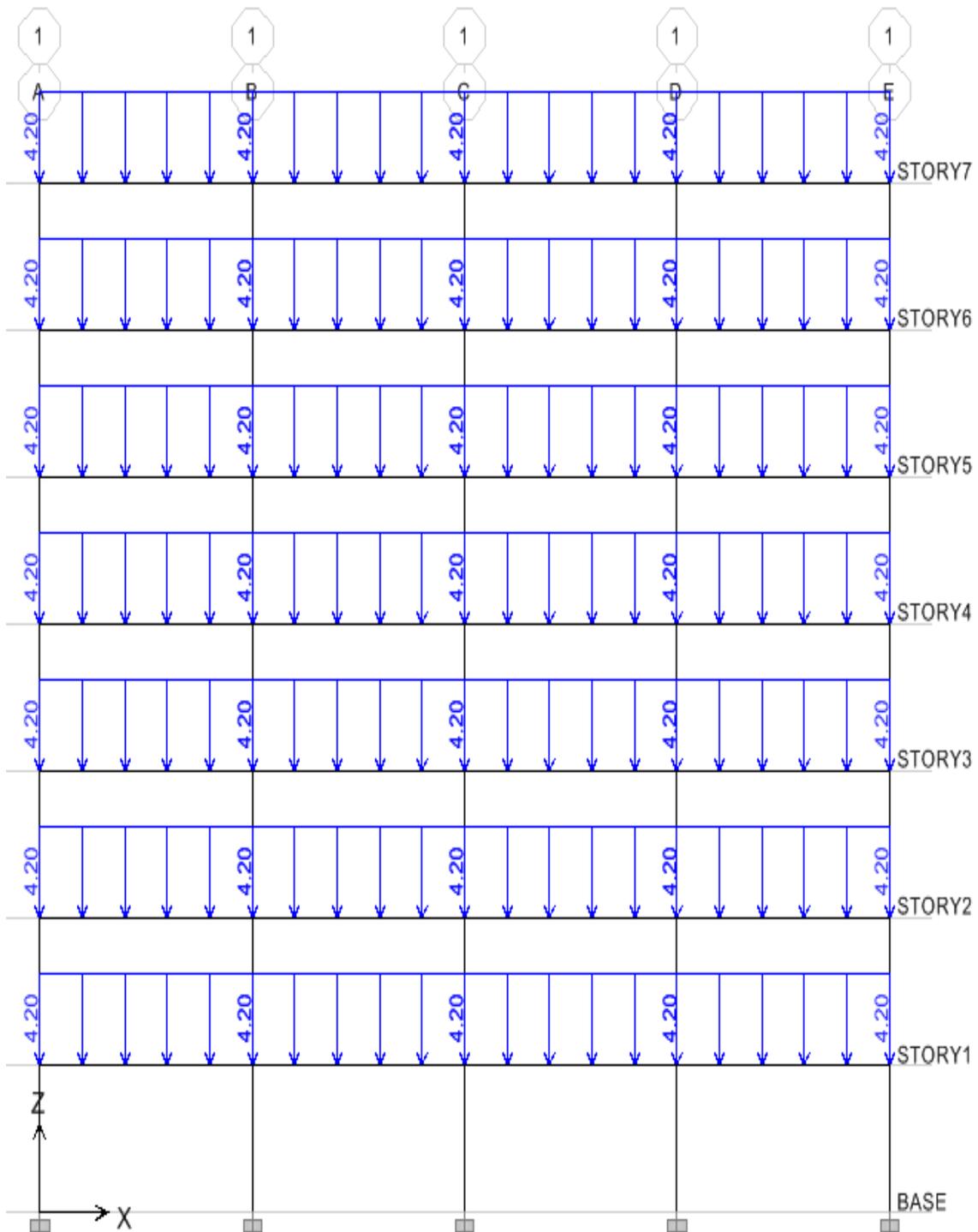


Figura 3.7: Cargas debidas al patrón PERMAN.

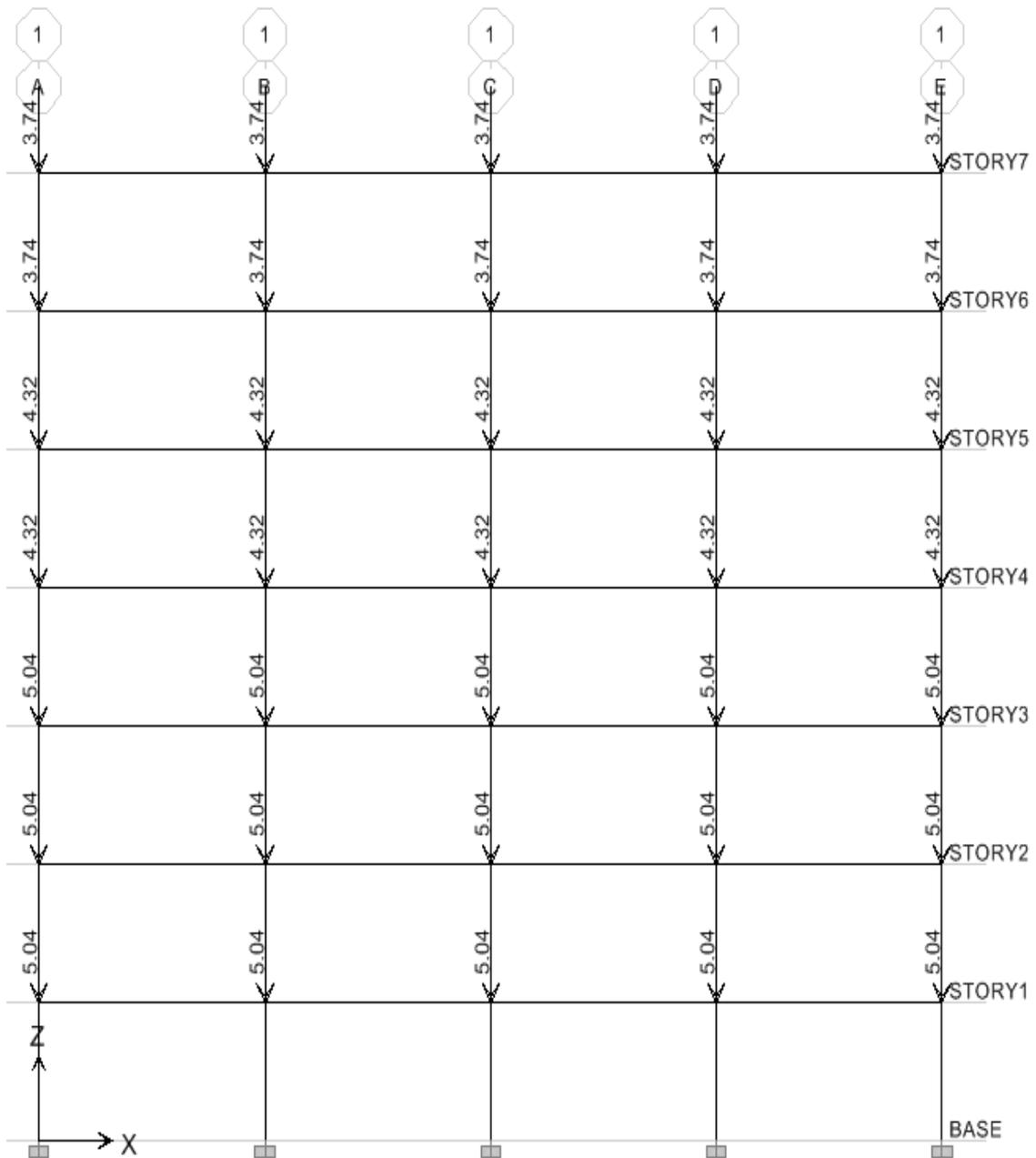


Figura 3.8: Cargas puntuales asignadas al caso de carga PP

3.2.1.- Carga Sísmica

Mediante la aplicación de los criterios establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción, se aplican cargas laterales al pórtico ó, es posible también, siguiendo los mismos criterios del CEC, realizar un análisis modal-espectral incorporando un espectro de respuesta, pero ya que el programa ETABS considera la posibilidad de realizar los anteriores análisis (incluyendo análisis dinámicos e inelásticos), se realiza el cálculo del cortante basal de diseño.

$$V = \frac{ZIC}{R \phi_p \phi_e} W \quad (3.2)$$

Por lo tanto para el análisis considerado en la estructura tenemos los siguientes factores, los cuales consideran:

Tabla 3.3: Factores considerados para el cálculo del cortante basal de diseño.

Consideración	Factor	Valor
Zona Sísmica	Z	0.4
Importancia	I	1
Perfil del suelo S3	S	1.5
Respuesta Estructural	R	10
Irregularidad en planta	ϕ_p	1
Irregularidad en elevación	ϕ_e	1

El periodo de vibración de la estructura se determina por el método 1, descrito en el capítulo 2 del presente trabajo.

$$T = 0.08 * (H_n)^{3/4} \quad (3.3)$$

Se tiene el siguiente el siguiente periodo:

$$T = 0.08 * (21.7)^{\frac{3}{4}} = 0.804 \text{ s.}$$

A continuación se presenta los periodos calculados en ETABS:

Tabla 3.4: Modos de vibración y periodos, ETABS.

Modo	Periodo
1	0.849944
2	0.307733
3	0.174346
4	0.115010
5	0.088445
6	0.067596
7	0.053070

Dado que el periodo calculado es mayor a 0.7 s, se debe calcular la fuerza F_t que se colocará en el tope del edificio

$$F_t = 0.07 * V * T \quad (3.4)$$

$$F_t = 0.07 * 120.89 * 0.804$$

$$F_t = 6.8036 \text{ Ton}$$

Como C depende del suelo, y se considera un suelo blando y arcilloso, por lo tanto tenemos un perfil del suelo S3.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} = \frac{1.25 * 1.5^{1.5}}{0.804} = 2.8550$$

Dado que C no puede ser mayor que $C_m = 2.80$, entonces C resulta 2.80

Por lo tanto la expresión del cortante basal resulta:

$$V = \frac{0.4 * 1 * 2.80}{10 * 1 * 1} * W = 0.112 * W$$

Este coeficiente se aplicará para determinar el cortante basal estático en el programa ETABS.

3.2.1.1.- Espectro de respuesta considerado.

Para el análisis modal espectral que nos permite usar ETABS, se considera el siguiente espectro de diseño.

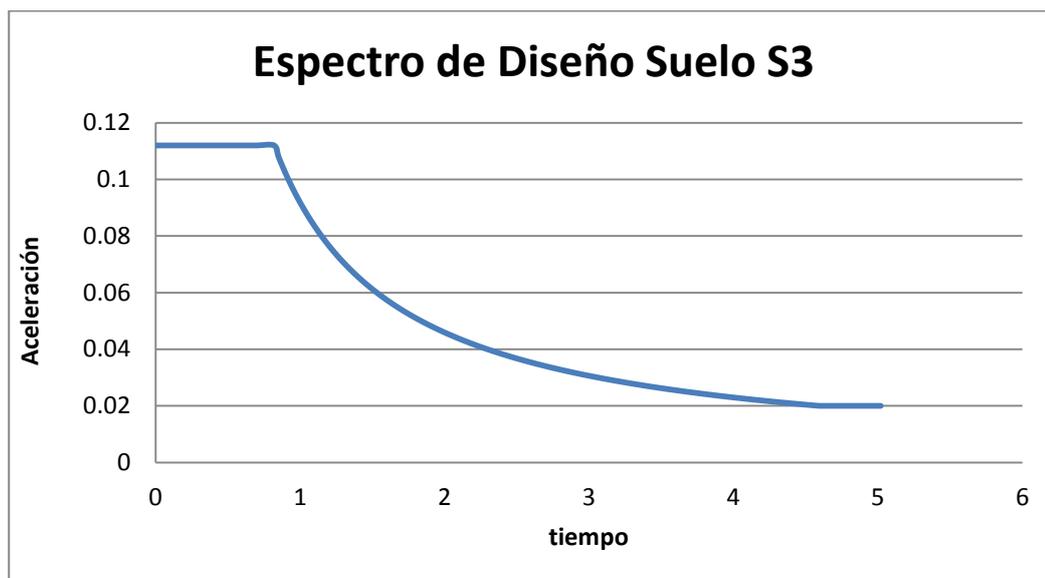


Tabla 3.5: Espectro de diseño considerado para el análisis sísmico.

3.3.- Análisis Lineal Estático

El diseño de los elementos estructurales, se realiza de acuerdo a los lineamientos considerados en los puntos anteriores; ya que estos son en general los que el programa ETABS necesita como punto de partida para obtener un diseño de acuerdo a códigos como las ACI-318-99 y posteriores actualizaciones.

Es necesario considerar que el cálculo tradicional contempla este como un diseño a nivel definitivo, pero, ya que se trata de un diseño por desempeño, este es solo el diseño preliminar, ya que las secciones de hormigón y el refuerzo de acero que se

obtienen analizando dentro de rangos lineales a las estructuras, deben ser verificados para cumplir con un objetivo de desempeño. Por esta razón se describe los resultados obtenidos mediante el análisis lineal.

3.3.1.- Secciones de Hormigón Armado de acuerdo al diseño de ETABS

La tabla 3.5, muestra las secciones que se consideraron como una primera alternativa para proceder al diseño de hormigón armado.

Tabla 3.6: Dimensiones Preliminares de los Elementos Estructurales, pórtico en el plano

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b (m).	h(m).
Primero	VIGA	V40X70	0.40	0.70
Segundo	COLUMNA	C70X70	0.70	0.70
Tercero	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Cuarto	VIGA	V40x60	0.40	0.60
	COLUMNA	C60x60	0.60	0.60
Quinto	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Sexto	VIGA	V40x50	0.40	0.50
	COLUMNA	C50x50	0.50	0.50
Séptimo	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		

Antes de realizar el análisis de las derivas de piso obtenidas, es necesario realizar la corrección entre el cortante basal estático y dinámico, este proceso consiste en sumar el peso reactivo de la estructura, en este análisis, se toma en cuenta, el primer piso y se verifica las cargas debidas al peso propio (definida como PP) y a la carga permanente (asignada como PERMAN).

Story	Load	Loc	P	VX
STORY1	PP	Top	358.05	0.00
STORY1	PP	Bottom	373.77	0.00
STORY1	VIVA1	Top	201.60	0.00
STORY1	VIVA1	Bottom	201.60	0.00
STORY1	PERMAN	Top	705.60	0.00
STORY1	PERMAN	Bottom	705.60	0.00
STORY1	SX1	Top	0.00	-120.89
STORY1	SX1	Bottom	0.00	-120.89
STORY1	ESPECX	Top	0.00	120.88
STORY1	ESPECX	Bottom	0.00	120.88
STORY1	PUSH1SISMOX	Top	0.06	-238.36

Figura 3.9: Peso Reactivo de la estructura.

Luego determinamos los factores de corrección, primero para el análisis sísmico estático (f_{c1}) y luego para el análisis modal espectral (f_{c2}), para luego aplicarlos.

$$f_{c1} = \frac{120.89}{118.61} = 1.01921$$

$$f_{c2} = \frac{120.89}{89.71} = 1.347564$$

User Defined Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Factors

Base Shear Coefficient, C
 Building Height Exp., K

Story Range

Top Story
 Bottom Story

Figura 3.10: Aplicación de Factor de Corrección Cortante Basal Estático

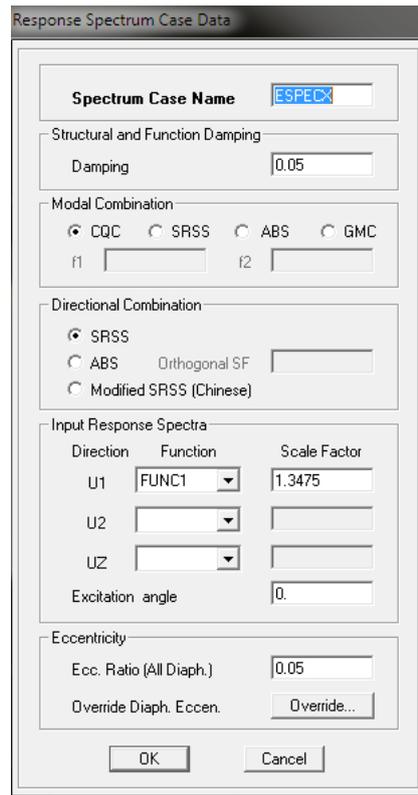


Figura 3.11: Aplicación de Factor de Corrección Cortante Basal Dinámico

Luego obtenemos las derivas de piso, estas difieren del modelo en el espacio, sin embargo es necesario colocar los elementos que cumplen con derivas del modelo en el espacio para poder comparar el comportamiento de estos dos modelos, de esta manera con las nuevas dimensiones de los elementos estructurales, como se puede ver en la siguiente tabla, se pretende realizar dicho análisis.

Tabla 3.7: Dimensiones Finales de los Elementos Estructurales, p^ortico en el plano

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b (m).	h(m).
Primero	VIGA	V50X70	0.50	0.70
Segundo	COLUMNA	C65X65	0.65	0.65
Tercero	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Cuarto	VIGA	V50x60	0.50	0.60
	COLUMNA	C60x60	0.60	0.60
Quinto	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Sexto Séptimo	VIGA	V40x65	0.40	0.65
	COLUMNA	C55x55	0.55	0.55
	LOSA	Losa nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		

Con estas secciones, obtenemos las nuevas derivas de piso, que se muestran a continuación, este diseño es el resultado final de un proceso de iteraciones realizadas con ETABS. Como se verá a continuación existe una diferencia significativa entre las derivas de piso obtenidas realizando el análisis en el plano y como se verá en el siguiente capítulo, las derivas obtenidas realizando un análisis en el espacio, esto se debe a las fuerzas que dejan de intervenir en el análisis, de esta manera solo resta decir que las derivas obtenidas son un ejemplo objetivo de que un análisis más completo se contempla en el espacio, por esta razón FEMA 273 establece consideraciones para el análisis en el plano.

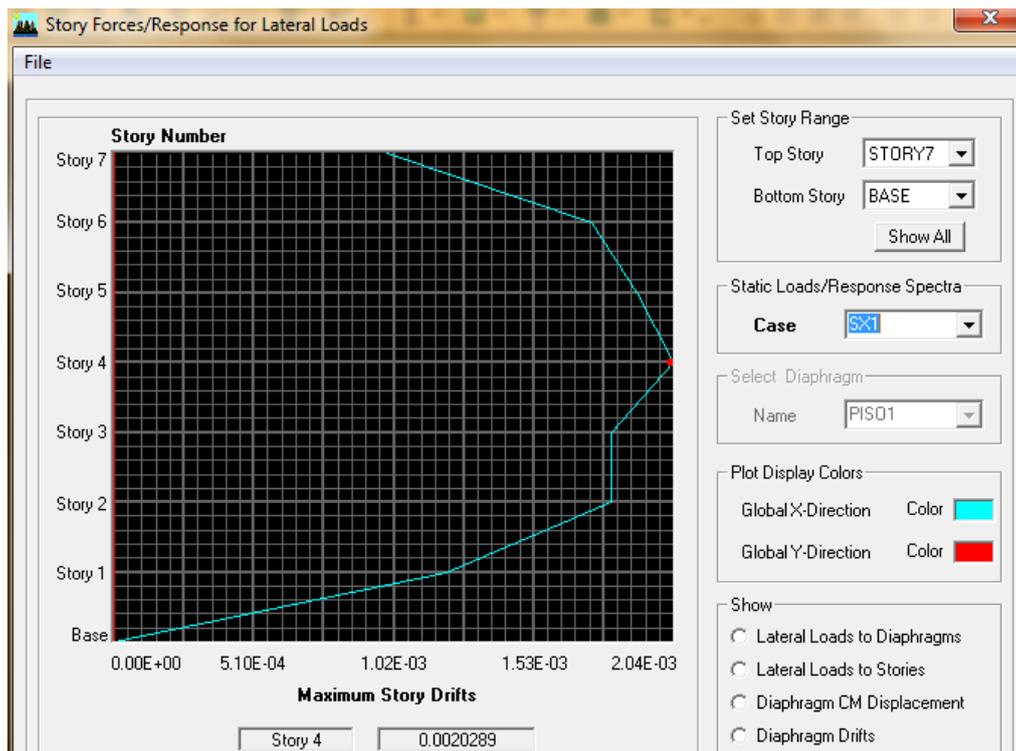


Figura 3.12: Derivas de piso máximas, para el sismo considerado en sentido “X”

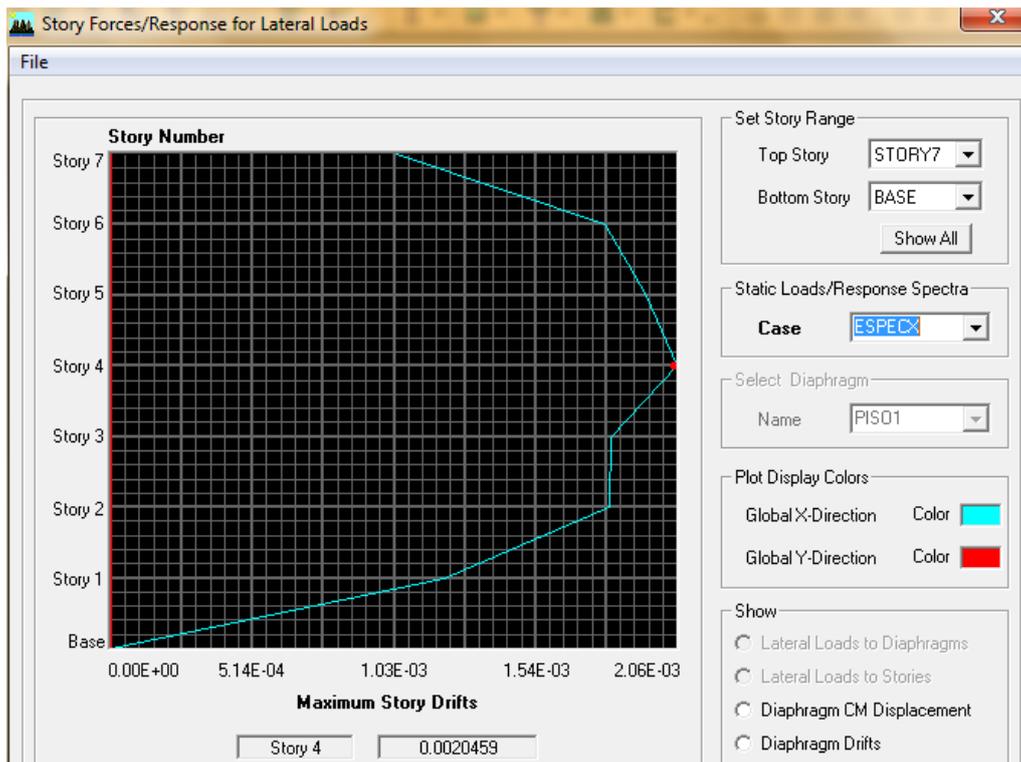


Figura 3.13: Derivas de piso máximas, para el análisis modal espectral en sentido “X”

3.4.- Análisis Estático No Lineal

Con los resultados del análisis lineal, se puede proceder a realizar el análisis no lineal en el programa ETABS, este análisis necesita el modelado de articulaciones plásticas en el inicio y final de cada elemento, para columnas se define articulaciones que se formarán cuando el elemento sobrepase su capacidad elástica en los materiales y trabaje en el rango inelástico por carga axial y flexión, para vigas se considera controlar su comportamiento inelástico por flexión. Estas consideraciones están contempladas en el FEMA-273, capítulo 6, sección 6.5.2; este criterio está basado en resultados obtenidos por el ACI-318S-05.

Para definir los casos estáticos del análisis no lineal, se toma en cuenta lo establecido en el FEMA 273, capítulo 3, sección 3.3.3.2; donde se mencionan los criterios para formar patrones de carga, los criterios principales son:

- Un patrón de carga lateral, que represente la distribución del cortante basal, sea por métodos indicados en FEMA 273, o los indicados en el reglamento más idóneo al sitio de la ejecución del proyecto, siempre y cuando se siga la distribución de una Pseudo-carga lateral, la misma que debe establecerse si más del 75% de la masa participa en el primer modo de vibración de la estructura, en la dirección de análisis; o
- Un patrón de carga lateral proporcional a la inercia de piso consistente con la distribución del cortante basal calculada por la combinación de la respuesta modal usando (1) Análisis Modal Espectral del edificio incluyendo todos los modos de tal forma que participe el 90% de la masa, y (2) el apropiado espectro de movimiento del suelo.

Se debe seleccionar uno de los 2 criterios, para este análisis se opta por el primer criterio ya que como se puede apreciar los resultados que ofrece ETABS, para el análisis en el plano se tiene una masa participante mayor al 75%, referirse a la figura 3.14 para más información.

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.849944	76.7542	0.0000	0.0000	76.7542	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.307733	13.3605	0.0000	0.0000	90.1147	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.174346	4.4538	0.0000	0.0000	94.5685	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.115010	2.2234	0.0000	0.0000	96.7919	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.088445	1.6186	0.0000	0.0000	98.4105	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.067596	0.9688	0.0000	0.0000	99.3792	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.053070	0.6208	0.0000	0.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000

OK

Figura 3.14: Porcentaje de participación de la masa en los modos de vibración.

En lo que respecta al modelado de la carga lateral en ETABS, este procedimiento se describe más ampliamente aplicado al ámbito espacial, por lo tanto se detalla en el siguiente capítulo.

3.4.1.- Resultados del análisis no lineal estático.

Después de correr la estructura para realizar el análisis no lineal en ETABS, se obtiene la curva de capacidad, en este caso se muestra los resultados de ETABS, para el análisis del sismo en sentido “X”, ya que como se dijo anteriormente, se considera solo el análisis no lineal estático porque más del 75% de la masa participante de la estructura se encuentra en el primer modo de vibración, de esta forma se deja el análisis modal para futuras investigaciones.

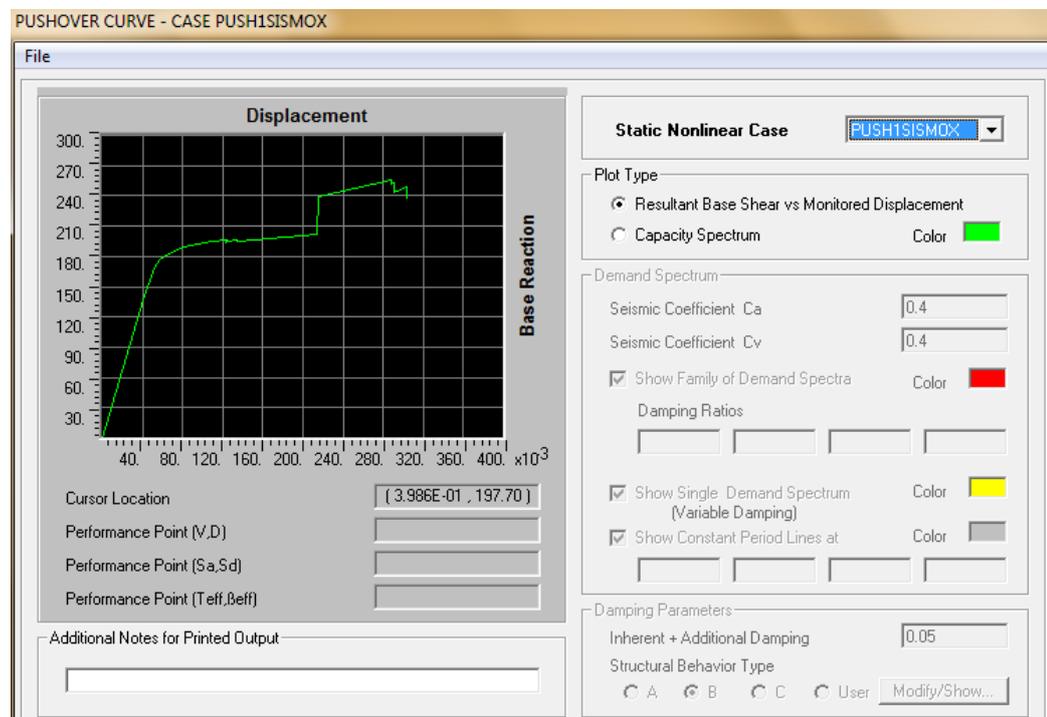


Figura 3.15: Curva de capacidad para el análisis del pórtico en el plano.

Se puede observar que la curva de capacidad en primera instancia tiene su culminación a una fuerza de 210.84 Ton, con un desplazamiento de 21.12 cm, una fuerza comparable para un solo pórtico, ya que no se toma en cuenta la rigidez que aporta el resto de elementos estructurales que están fuera del plano. Como se verá en el siguiente capítulo esta fuerza comparable para un solo pórtico es proporcional al número de pórticos que interviene en la estructura en el mismo sentido, sin embargo es posible realizar el análisis del punto de desempeño.

3.4.1.1.- Punto de Desempeño.

Para obtener el punto de desempeño es necesario, realizar la representación bilineal de la curva de capacidad. Existen varios procedimientos para determinar esta representación, pero en general la base de estos métodos consiste en determinar áreas iguales bajo la curva de capacidad y la representación bilineal.

Este proceso es iterativo y puede realizarse por métodos gráficos, pero se deben seguir las siguientes recomendaciones.

- El área que se encuentra bajo la curva de capacidad debe ser igual al área que se encuentra bajo la representación bilineal.
- El primer segmento de la representación bilineal debe estar lo más aproximado posible a la tangente que representa la fase lineal de curva de capacidad.
- El punto de fluencia debe estar aproximado al quiebre de la representación bilineal.

Con estos antecedentes se tiene la siguiente representación bilineal de la curva de capacidad:

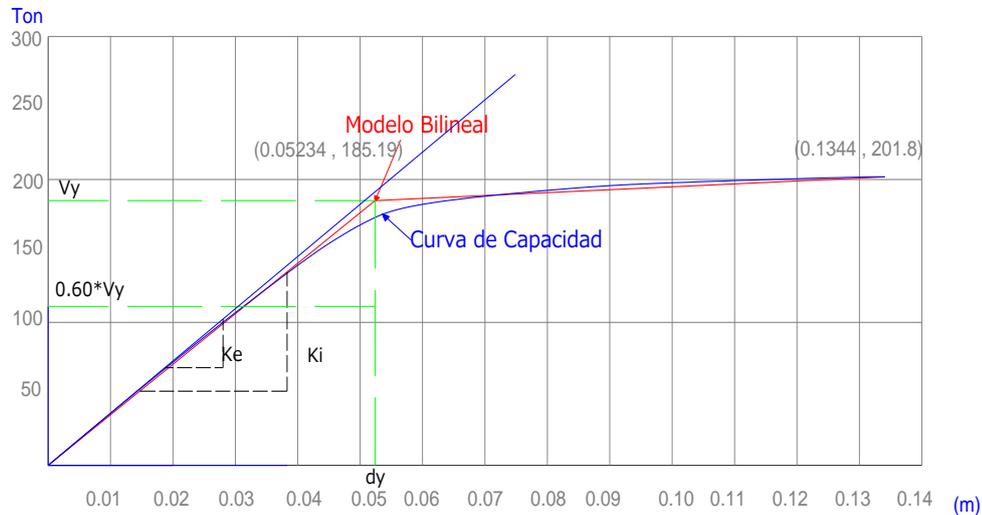


Figura 3.16: Representación Bilineal de la curva de capacidad para un pórtico en el plano.

El siguiente paso para determinar el punto de desempeño consiste en seguir los procedimientos descritos en el código FEMA 273, estos procedimientos son similares tanto para análisis en el espacio y en el plano, por lo tanto se describe ampliamente en el siguiente capítulo.

Para estimar este punto de desempeño se utilizaron los siguientes factores que resultan de seguir el procedimiento descrito por FEMA 273.

De la representación bilineal de la curva de capacidad, se obtienen la Rigidez Elástica de la estructura en sentido de análisis, K_i , y la Rigidez Efectiva de la estructura, K_e ; estos valores son necesarios para determinar el período Fundamental Efectivo de la estructura, el mismo que depende del período

Fundamental Elástico, este último puede obtenerse por los métodos descritos en el CEC 2001.

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.5)$$

$$T_e = (0.08 * (7 * 3.10)^{\frac{3}{4}}) * \sqrt{\frac{3662.37}{3653.76}}$$

$$T_e = 0.7857 \text{ s.}$$

El punto de desempeño está definido por la siguiente ecuación:

$$D_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.6)$$

Los factores que intervienen en esta ecuación se describen en el siguiente capítulo ampliamente, pero se menciona cada uno de ellos para obtener el resultado numérico de la ecuación y comprender como funciona la misma.

C_0 = Relación entre el Desplazamiento Espectral y Desplazamiento Inelástico Máximo probable en el último piso de la estructura.

C_1 = Relación entre el Desplazamiento inelástico máximo esperado y desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal.

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

C_3 = Representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden.

S_a = Aceleración definida entre el punto de transición de aceleración constante al período de velocidad constante.

$$D_t = 1.45 * 1.0323 * 1.1111 * 1.339658 * 1.1 * \frac{0.78479^2}{4\pi^2}$$

$$D_t = 0.0383 \text{ m}$$

Con lo cual se obtiene el siguiente punto de desempeño, este valor determina el nivel de desempeño estructural, el cual se encuentra sobrevalorado ya que la curva de capacidad no considera la rigidez de los elementos estructurales que no se consideran por ser un análisis en el plano. Hay que destacar que este proceso solo es válido para realizar comparaciones entre el análisis en el plano y el espacio.

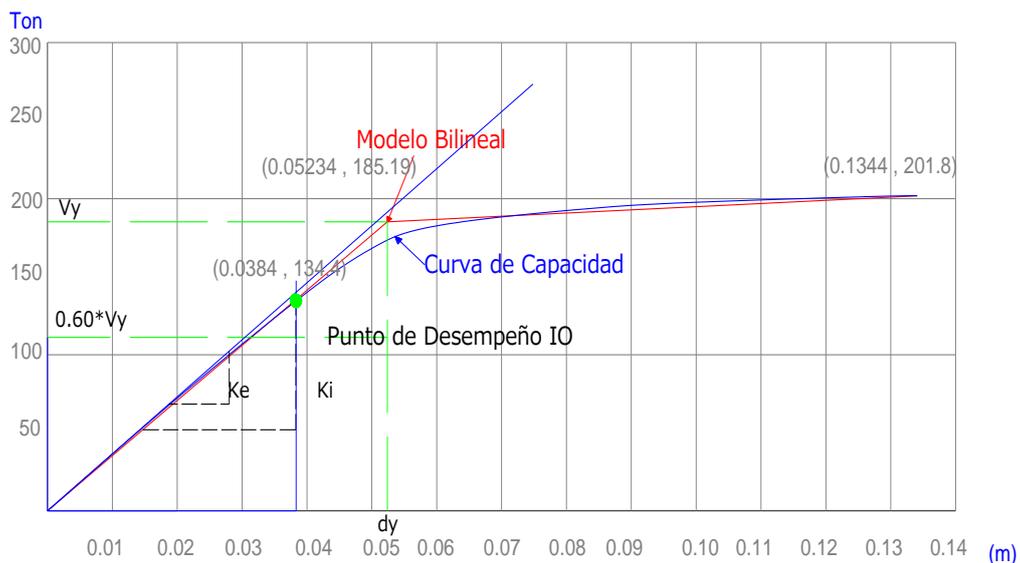


Figura 3.17: Punto de desempeño para el análisis en el plano.

3.5.- Resumen de Derivas

Se presenta una tabla para comparar las derivas en los casos de análisis, para un análisis en dos dimensiones que pueda ser comparable con el análisis tridimensional.

Tabla 3.8: Resumen de Derivas

Piso	Pseudo Estático	Push Sismo X	Push Modo 1
7	0.00142	0.003858	0.001532
6	0.002487	0.012083	0.001766
5	0.002732	0.019844	0.013773
4	0.002918	0.021945	0.006922
3	0.002591	0.019514	0.030535
2	0.002591	0.015704	0.015037
1	0.00173	0.006482	0.01494

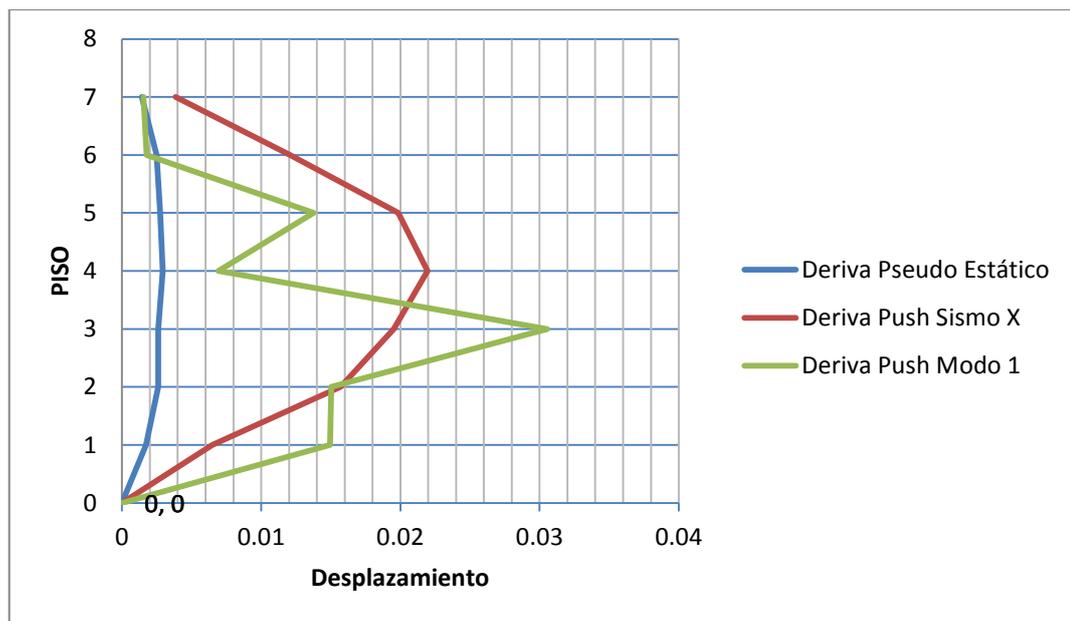


Figura 3.18: Resumen de derivas máximas Modelo 2D

CAPITULO 4: ANÁLISIS DE UN PÓRTICO ESPACIAL MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS

4.1.- Consideraciones geométricas:

En el presente trabajo se va a presentar el diseño de una edificación de 7 plantas, para el cual vamos a tener en cuenta las siguientes consideraciones, para el ingreso en ETABS:

Tabla 4.1: Dimensiones Preliminares de los Elementos Estructurales

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b (m).	h(m).
Primero	VIGA	V40X70	0.40	0.70
Segundo	COLUMNA	C70X70	0.70	0.70
Tercero	LOSA	Losas nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Cuarto	VIGA	V40x60	0.40	0.60
	COLUMNA	C60x60	0.60	0.60
Quinto	LOSA	Losas nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		
Sexto	VIGA	V40x50	0.40	0.50
	COLUMNA	C50x50	0.50	0.50
Séptimo	LOSA	Losas nervada 25cm equivalente a 18.06 membrana		

La edificación tiene la siguiente configuración en planta que se repite en todos los pisos, ya que la estructura es regular tanto en planta como en elevación:

Tabla 4.2: Dimensiones para Distribución Geométrica en Planta y Elevación

PISOS	VANO SENTIDO X	VANO SENTIDO X	ELEVACIÓN
Primero Segundo Tercero	6.00 m	6.00 m	3.10 m
Cuarto Quinto	6.00 m	6.00 m	3.10 m
Sexto Séptimo	6.00 m	6.00 m	3.10 m

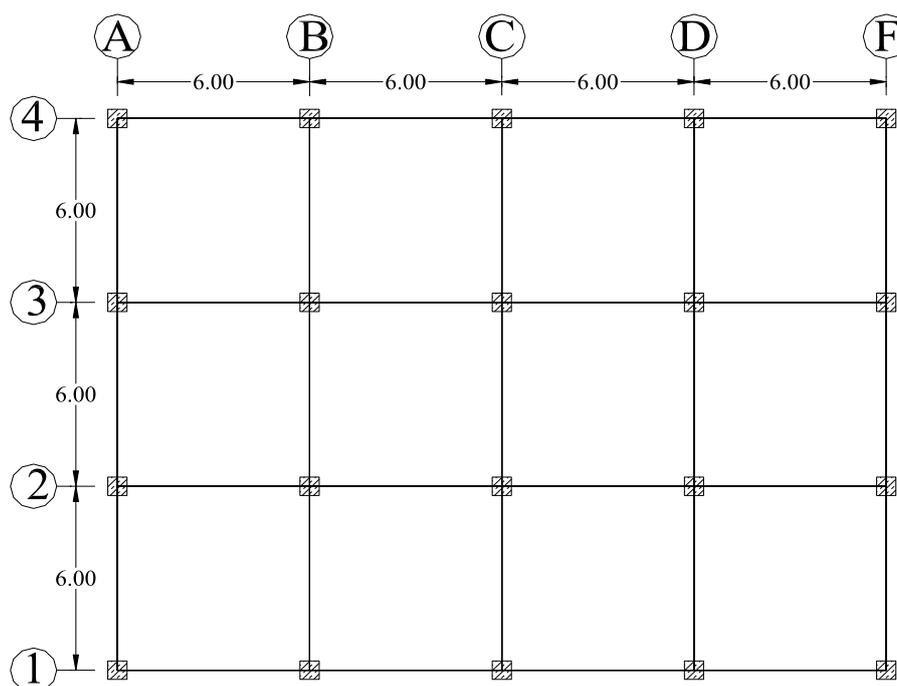


Figura 4.1: Planta Tipo para todos los Pisos.

Con las dimensiones que se han descrito en las tablas 4-1 y 4-2, se procedió al ingreso de la estructura en el programa ETABS, en el cual se procederá a realizar todo el análisis estructural, luego de lo cual se obtuvo lo siguiente:

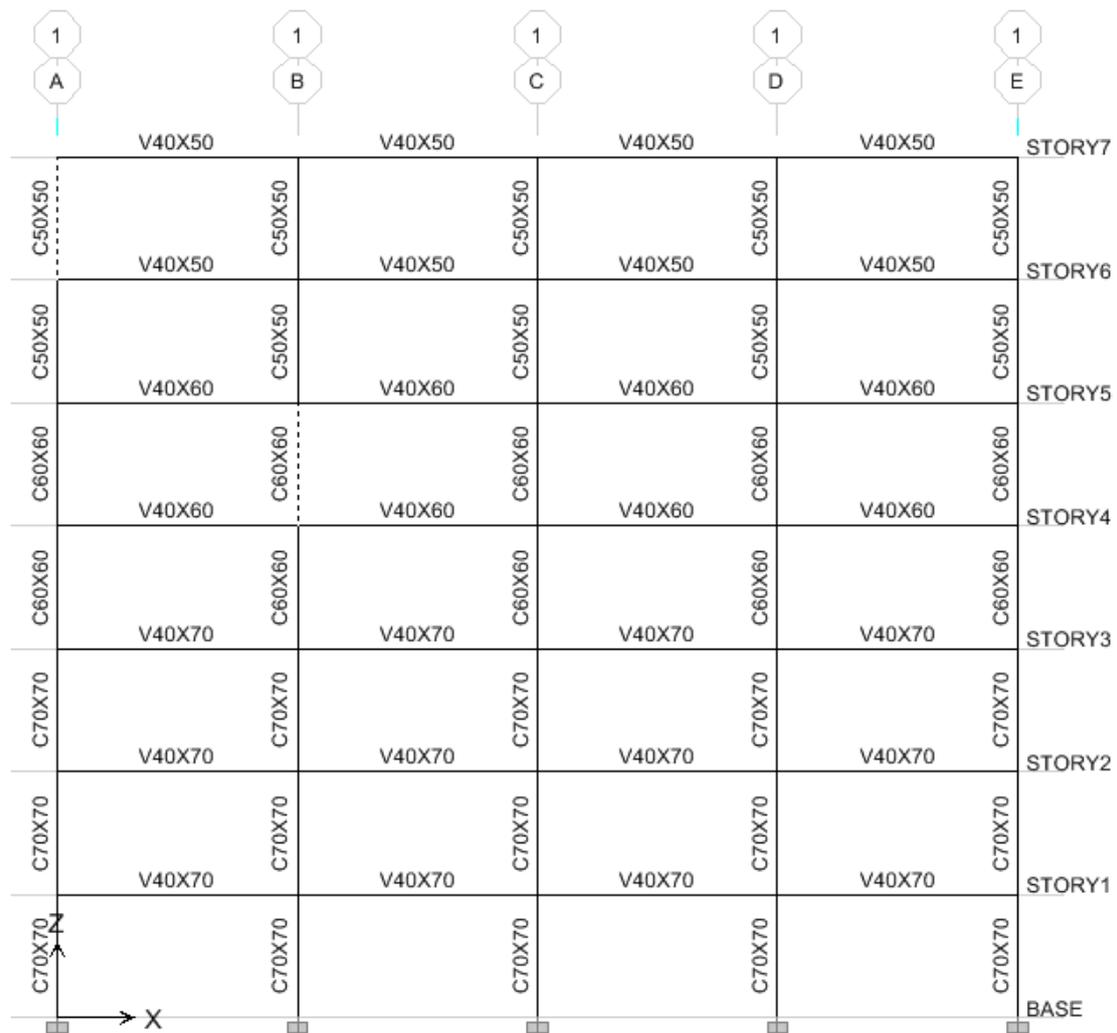


Figura 4.2: Asignación de los Elementos Estructurales

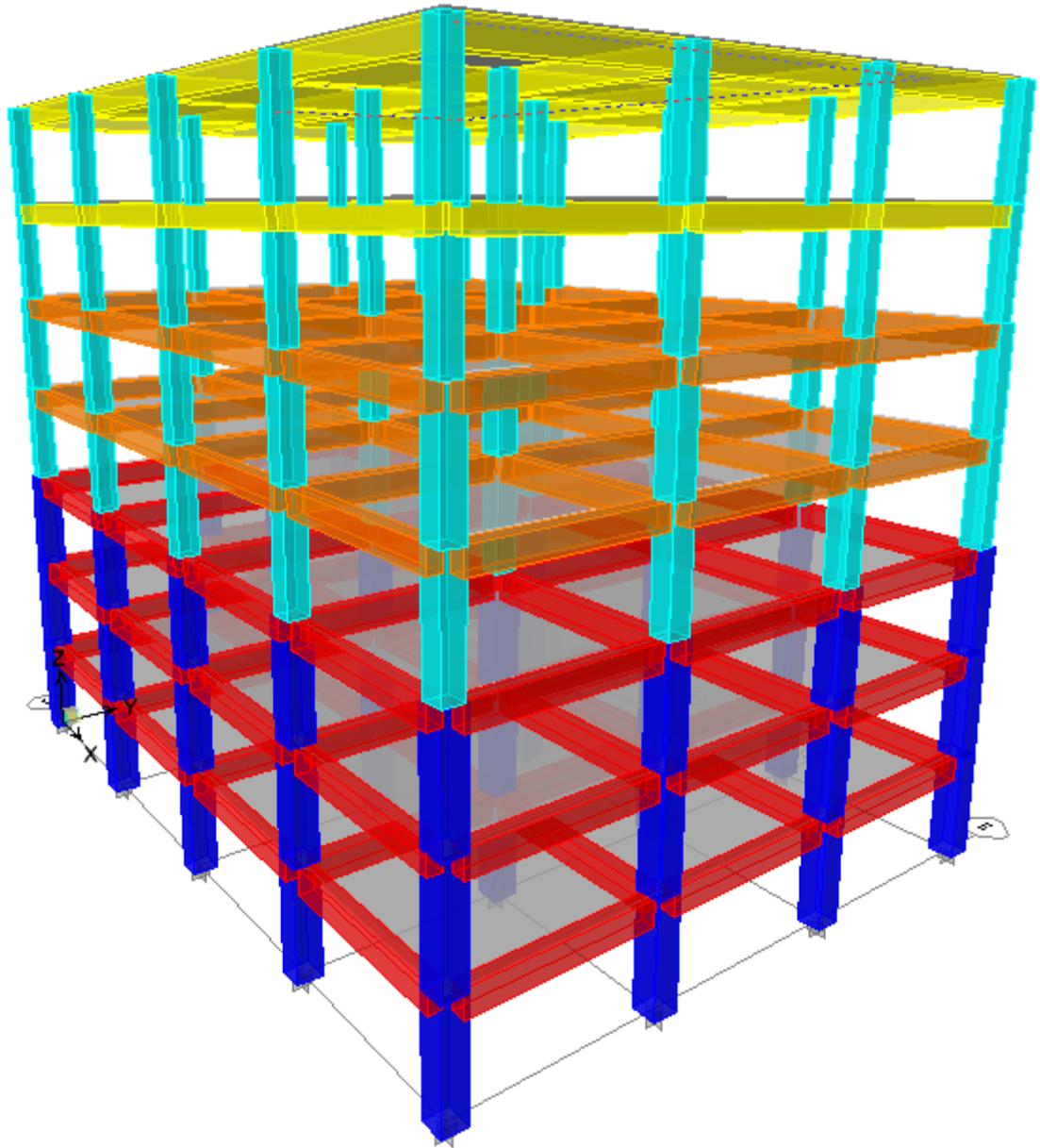


Figura 4.3: Vista en 3 Dimensiones de la Estructura Analizada

4.2.- Determinación de cargas aplicadas en la estructura.

Es necesario realizar un análisis detallado de todas las cargas que gravitan en la estructura tanto por carga muerta, es decir mampostería, masillados, acabados, etc. Además se debe tomar en cuenta el uso de la estructura para poder escoger una carga de servicio, para el presente caso se toma el Caso Vivienda, el cual

determina una carga de servicio de 200kg/m^2 , pero también se debe tomar en cuenta que para el caso de las escaleras se debe adoptar una carga de 500kg/m^2 .

Todas estas consideraciones para la estimación de las cargas fueron realizadas en el Capítulo 3 con detalle, por lo que en el presente capítulo solo se utilizó los resultados anteriores.

El análisis de cargas que se realizó, ha proporcionado los datos que se presentan a continuación:

Tabla 4.3: Casos de carga Estática

DENOMINACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN
PP	###	Peso propio de los elementos. Proporcionado por el programa, de acuerdo a la geometría de los mismos.
PERM	260 kg/m^2	Peso de los acabados, mampostería y otras cargas permanentes en la estructura, pero que no son parte de la misma.
VIVA1	200 kg/m^2	Carga que depende del tipo de servicio de la estructura, para el caso VIVIENDA.

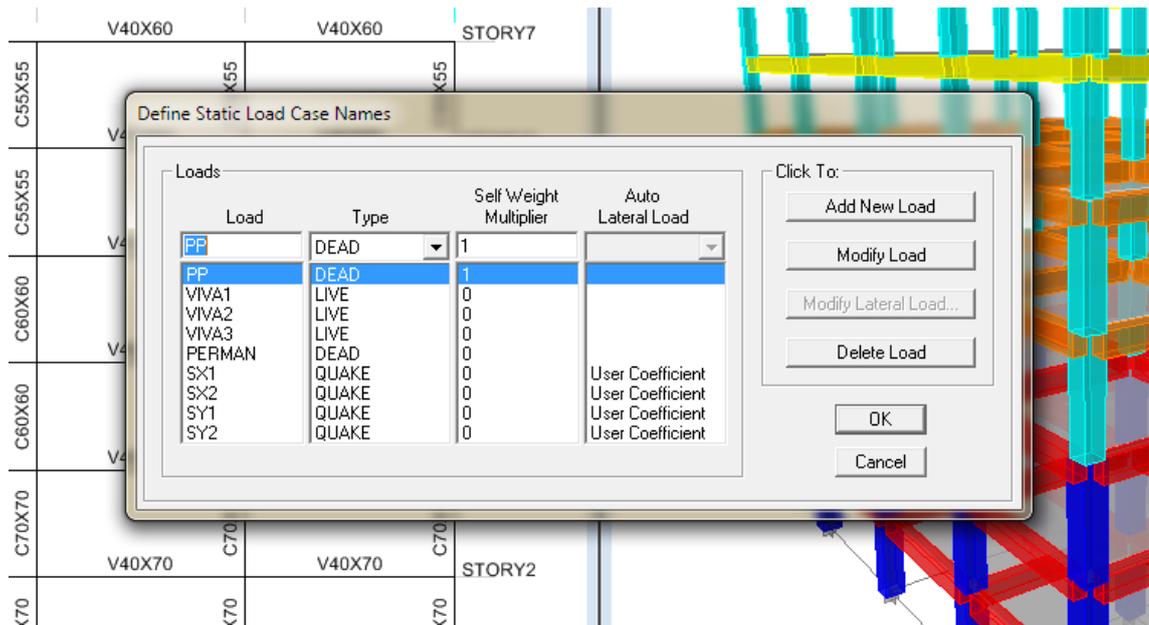


Figura 4.4: Estados de Carga en el Programa ETABS.

Con los datos que se presentaron anteriormente, se procede a la distribución de las cargas en los pórticos, pero el programa ETABS, realiza la distribución automática de cargas que va a cada elemento de acuerdo a la geometría de la planta.

4.3.- Análisis de la Fuerza Sísmica:

Como se explicó con anterioridad en el presente trabajo, existen dos formas de realizar el análisis de sísmico, este puede ser un Análisis Estático es decir utilizando las ecuaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción que se presentaron en el Capítulo 2 en la sección de Riesgo Sísmico o un Análisis Dinámico que fue el utilizado en este capítulo para el modelo espacial, el cual fue realizado mediante la introducción de un espectro de diseño para una estructura que se encuentra ubicada en la Provincia de Pichincha, ciudad Quito con lo cual se tiene los siguientes datos para determinar el espectro de diseño:

Tabla 4.4: Factores para estimar la Fuerza Sísmica

Factores	Valor	Observación
Z	0.4	Considerando que la estructura se encuentra en la Provincia de Pichincha
I	1	Se toma este valor porque es una estructura que no está considerada en los casos de estructura esencial ni especial
R	10	Respuesta estructural para pórticos de hormigón resistente a momento.
Φ_E	1	No posee irregularidad en elevación.
Φ_P	1	No posee irregularidad en planta.

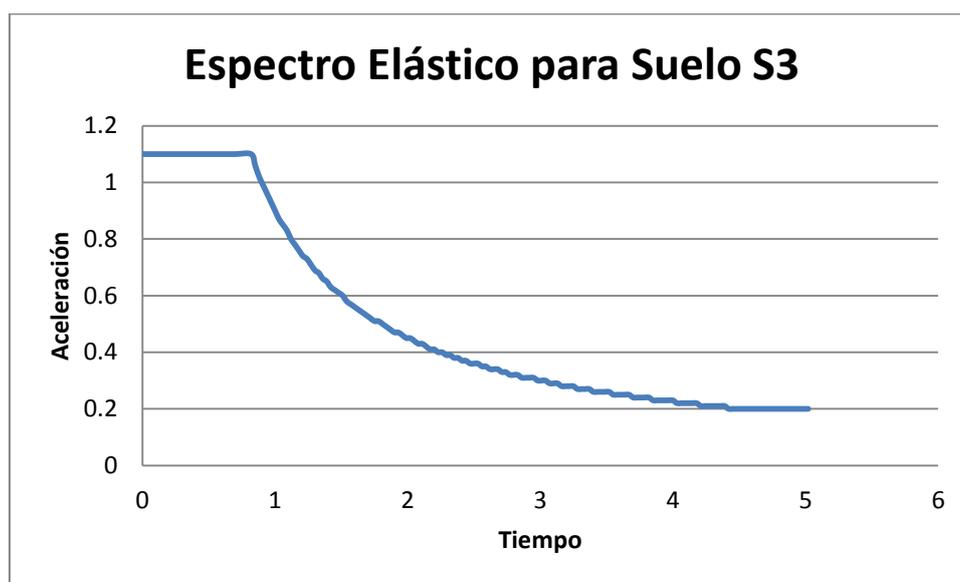


Figura 4.5: Espectro Elástico según CEC-2001

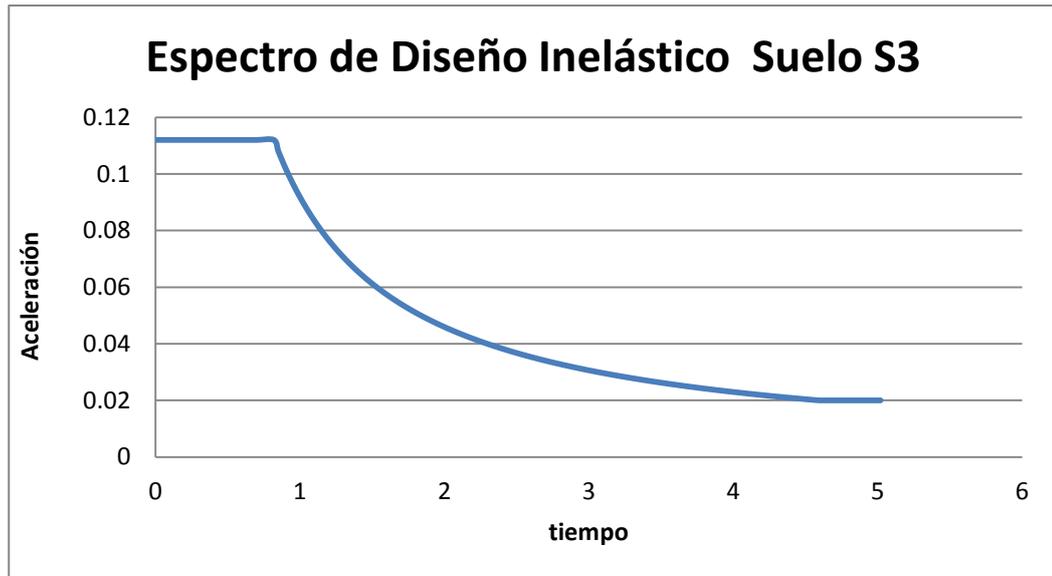


Figura 4.6: Espectro utilizado en el Análisis Sísmico

4.4.- Modelación de apoyos

En este apartado se utilizó la modelación de apoyos como empotramientos, esto es para obtener una deriva menor, ya que si se utiliza en los apoyos resortes para la simulación de Interacción Suelo Estructura (ISE), las derivas son mayores.

Pero si se desea realizar la Interacción Suelo Estructura (ISE), se puede recurrir al libro “Manual para el Diseño Sismoresistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS” Ing. Marcelo Guerra – Ing. Daniel Chacón, en el cual se indica la modelación de los resortes para los apoyos de una manera detallada y concisa.

4.5.- Secciones de Hormigón Armado de acuerdo al Diseño por ETABS.

4.5.1.- Combinaciones de Carga:

Con las secciones anteriores se procedió al diseño estructural asistido por computadora con ETABS, para lo cual se trabajó con las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 4.5: Combinaciones Carga utilizadas en el Análisis

ASIGNACIÓN	VALOR	DESCRIPCIÓN
14D17L1	1.4D+1.7L	Carga que gravita en la estructura.
105D12L14SX	1.05D+1.28L+1.406Ex	Sismo en dirección X positiva con excentricidad en Y positiva.
105D12L14SXN	1.05D+1.28L-1.406Ex	Sismo en dirección X negativa con excentricidad en Y positiva.
105D12L14SX2	1.05D+1.28L+1.406Ex	Sismo en dirección X positiva con excentricidad en Y negativa.
105D12L14SX2N	1.05D+1.28L-1.406Ex	Sismo en dirección X negativa con excentricidad en Y negativa.
105D12L14SY	1.05D+1.28L+1.406Ey	Sismo en dirección Y positiva con excentricidad en X positiva.
105D12L14SYN	1.05D+1.28L-1.406Ey	Sismo en dirección Y negativa con excentricidad en X positiva.
105D12L14SY2	1.05D+1.28L+1.406Ey	Sismo en dirección Y positiva con excentricidad en X negativa.
105D12L14SY2N	1.05D+1.28L-1.406Ey	Sismo en dirección Y negativa con excentricidad en X negativa.
09D143SX	0.9D+1.43Ex	Sismo en dirección X positiva con excentricidad en Y positiva.
09D143SX2	0.9D+1.43Ex	Sismo en dirección X positiva con excentricidad en Y negativa
09D143SY	0.9D+1.43Ey	Sismo en dirección Y positiva con excentricidad en X positiva.
09D143SY2	0.9D+1.43Ey	Sismo en dirección Y positiva con excentricidad en X negativa
09D143SXN	0.9D-1.43Ex	Sismo en dirección X negativa con excentricidad en Y positiva.
09D143SX2N	0.9D-1.43Ex	Sismo en dirección X negativa con excentricidad en Y negativa
09D143SYN	0.9D-1.43Ey	Sismo en dirección Y negativa con excentricidad en X positiva.
09D143SY2N	0.9D-1.43Ey	Sismo en dirección Y negativa con excentricidad en X negativa
DCON 1-30	ACI-318-99	Combinaciones de carga establecidos en el programa por defecto.

En el análisis de la excentricidad de la estructura, se debe realizar un cálculo en base al Código Ecuatoriano de la Construcción para cualquier tipo de configuración estructural, pero para la edificación que se está analizando se tomó un valor de la misma de 5% ya que la estructura es muy regular en todas sus plantas, este valor está establecido como el mínimo a ser utilizado en el análisis estructural según el CEC-2001.

A continuación se presenta como se debe definir un estado de carga estático, además de la inclusión de la excentricidad (Ecc. Ratio) de 5%.

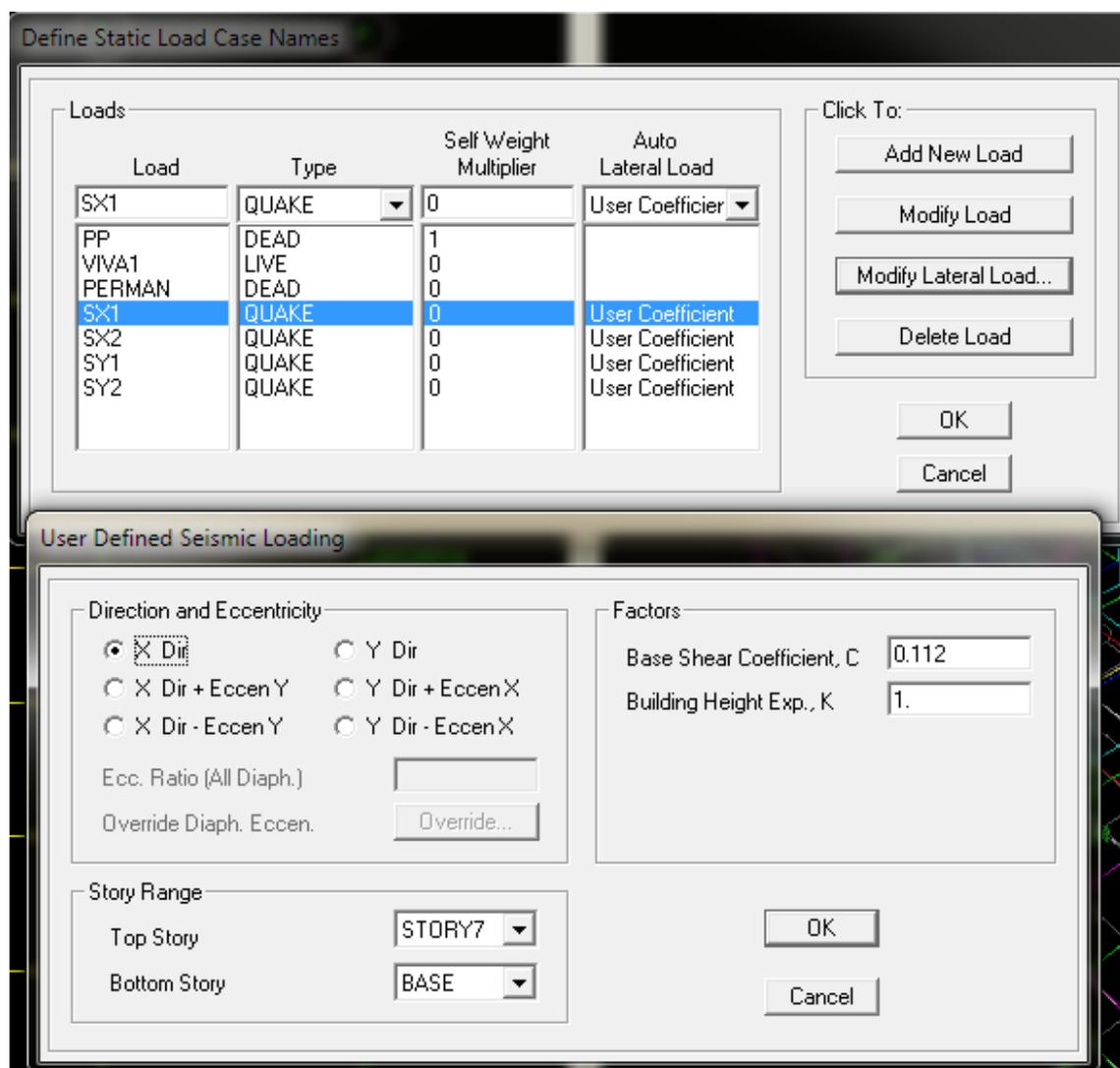


Figura 4.1: Definición de Estado de Carga Estática tomando en cuenta la excentricidad.

4.5.2.- Análisis Lineal de la Estructura:

Una vez que ya se han ingresado las secciones, casos de carga, combinaciones, fuerza sísmica por el método estático, es decir las fuerzas a nivel de piso que estipula el CEC-2001, y demás condiciones necesarias para realizar el análisis estructural asistido por computador. Antes de comenzar el análisis lineal en ETABS, se debe tener en cuenta algunos aspectos muy importantes como lo son:

- Mass Source: Esta opción del programa permite calcular el peso de la estructura, es muy importante tomar en cuenta que se tiene que definir el peso propio (PP) y carga muerta permanente (PERMAN).

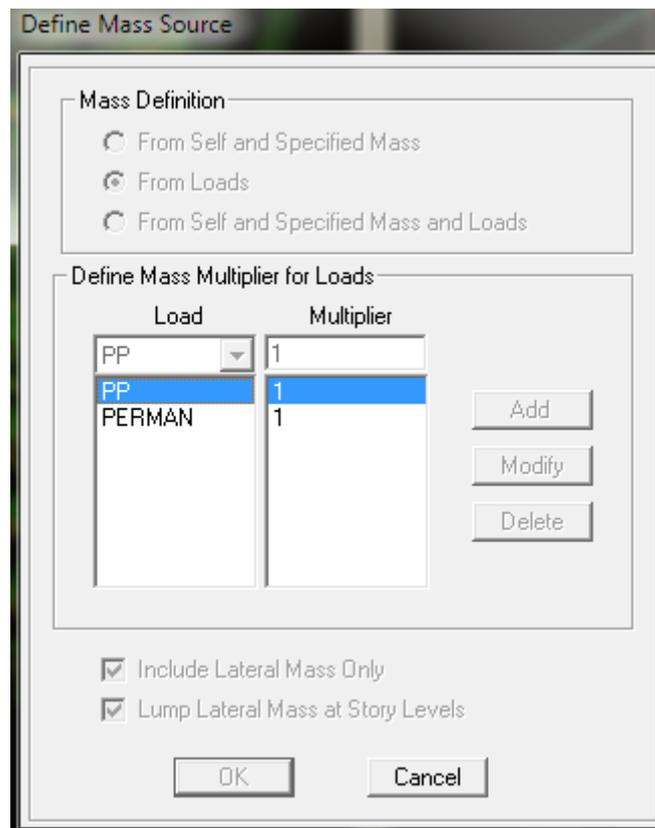


Figura 4.7: Definición de la Masa de la estructura.

- Aceleración generada por sismo: Esta se calcula a partir de la fórmula que señala CEC-2001;

$$V = \frac{ZIC}{R \phi_p \phi_e} * W \quad (4.1)$$

$$V = \frac{0.4 * 1 * 2.80}{10 * 1 * 1} * W = 0.112 * W$$

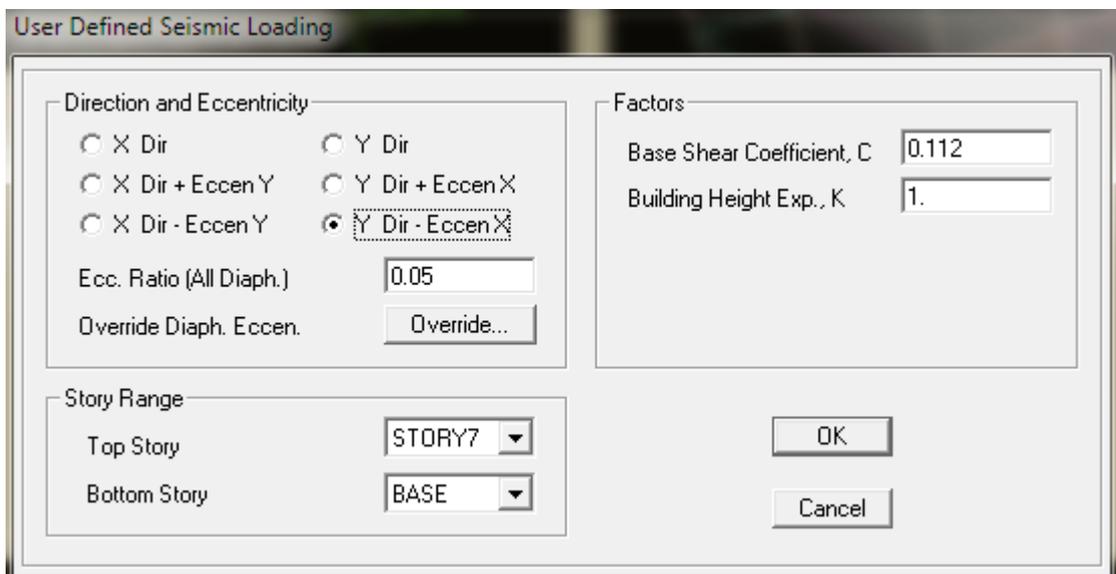


Figura 4.8: Coeficiente del Cortante Basal

Una vez que se han definido todos los parámetros para el cálculo se procede a realizar el análisis estructural, para lo cual se procede a ejecutar el programa.

Cuando ya se ha ejecutado el programa, es indispensable la corrección de la fuerza sísmica, para lo cual se calcula el cortante basal con el peso por PP y PERMAN, se multiplican por el coeficiente C=0.112 y este valor debe ser igual al valor del Sismo en X (SX1).

$$V=0.112*(2649.55+816.49)=388.19 \text{ t.}$$

Se procede a calcular un factor de corrección f_a , para lograr el objetivo antes establecido, es decir conseguir una correlación exacta entre el cortante basal que establece el análisis pseudo estático y el análisis dinámico.

$$f_a = \frac{V}{Sx1} = \frac{\text{Cortante basal (pseudo estático)}}{\text{Cortante en la base de la Estructura (análisis dinámico)}}$$

Una vez se han realizado las correcciones necesarias se obtiene la siguiente tabla de resultados de cortante:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY2	DCON30 MAX	Bottom	1807.02	0.00	525.09	7032.438	22900.151	-21684.1
STORY2	DCON30 MIN	Top	1768.42	0.00	-525.09	-7032.438	10883.833	-21221.1
STORY2	DCON30 MIN	Bottom	1807.02	0.00	-525.09	-7032.438	9626.289	-21684.1
STORY1	PP	Top	2586.68	0.00	0.00	0.000	23280.143	-31040.1
STORY1	PP	Bottom	2649.55	0.00	0.00	0.000	23845.955	-31794.1
STORY1	VIVA1	Top	604.80	0.00	0.00	0.000	5443.200	-7257.6
STORY1	VIVA1	Bottom	604.80	0.00	0.00	0.000	5443.200	-7257.6
STORY1	PERMAN	Top	816.48	0.00	0.00	0.000	7348.320	-9797.7
STORY1	PERMAN	Bottom	816.48	0.00	0.00	0.000	7348.320	-9797.7
STORY1	SX1	Top	0.00	-381.26	0.00	3774.465	0.000	-4643.1
STORY1	SX1	Bottom	0.00	-381.26	0.00	3774.465	0.000	-5832.7
STORY1	SX2	Top	0.00	-381.26	0.00	3088.198	0.000	-4643.1
STORY1	SX2	Bottom	0.00	-381.26	0.00	3088.198	0.000	-5832.7
STORY1	SY1	Top	0.00	0.00	-381.26	-5032.619	4645.062	0.000
STORY1	SY1	Bottom	0.00	0.00	-381.26	-5032.619	5835.023	0.000
STORY1	SY2	Top	0.00	0.00	-381.26	-4117.598	4645.062	0.000
STORY1	SY2	Bottom	0.00	0.00	-381.26	-4117.598	5835.023	0.000

Figura 4.9: Fuerzas de Corte en el Piso Inferior.

Cuando ya se han realizado las correcciones necesarias y el respectivo diseño de la estructura de acuerdo a lo que se ha venido realizando los últimos años, es decir toda metodología para el diseño por última resistencia, se debe conseguir

unas secciones eficientes que permitan cumplir con la seguridad, economía y funcionalidad.

Antes de comenzar con la definición de las secciones reales que se necesitan para iniciar el diseño por desempeño, se debe realizar el control exhaustivo de las derivas para cumplir con todas las directrices proporcionadas por el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2001.

De los cuales se muestra las derivas de piso obtenidas:

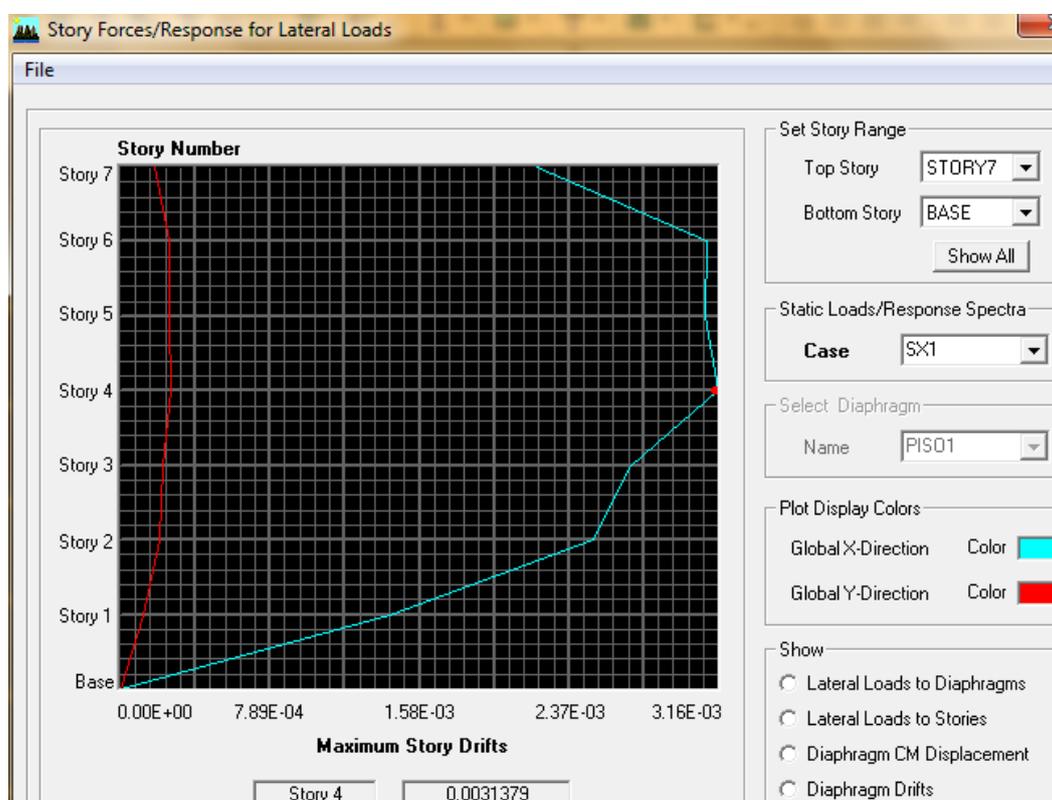


Figura 4.10: Derivas de piso máximas para el sismo considerado en sentido “X”

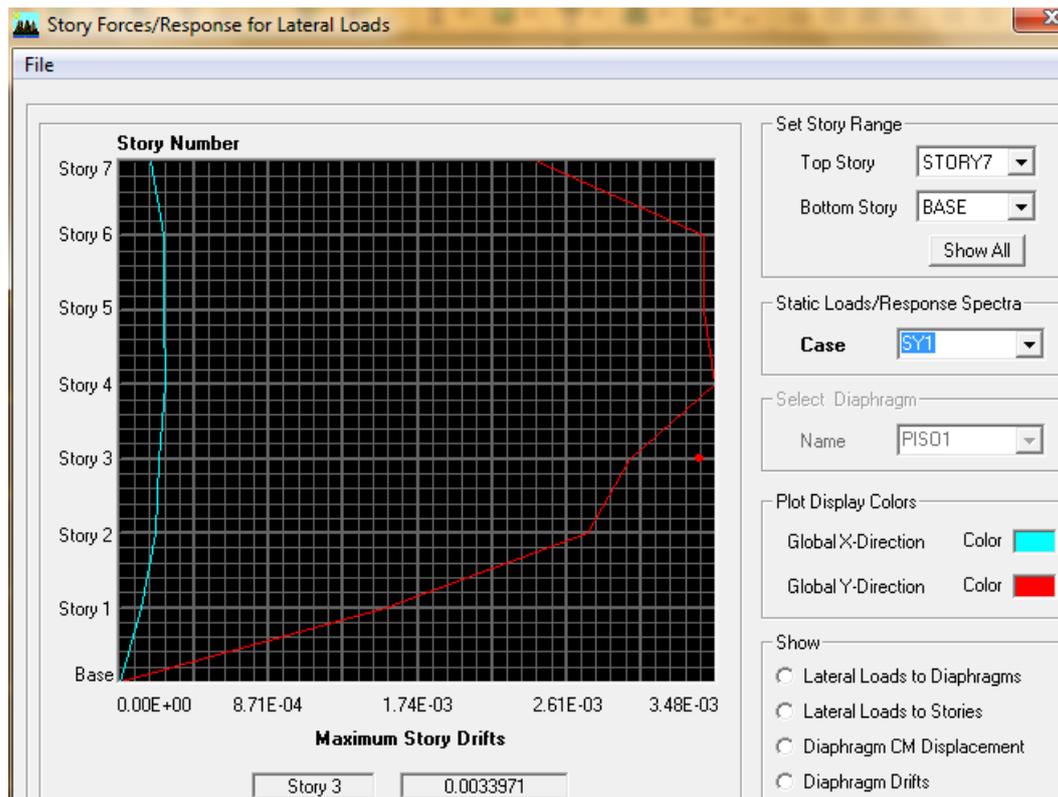


Figura 4.11: Derivas de piso máximas para el sismo considerado en sentido “Y”

Si observamos los resultados presentados anteriormente, concluimos que las máximas derivas de los pisos del 2 al 7, tienen derivas mayores a la máxima permitida por el CEC 2001, las cuales deben ser menores 2%.

Por esta razón se plantean nuevas dimensiones para los elementos estructurales, las cuales se muestran en la Tabla 4.6.

Con estas secciones, obtenemos las nuevas derivas de piso, que se muestran a continuación, este diseño es el resultado final de un proceso de iteraciones realizadas con ETABS, de modo que se obtengan derivas menores a la máxima permitida por el CEC.

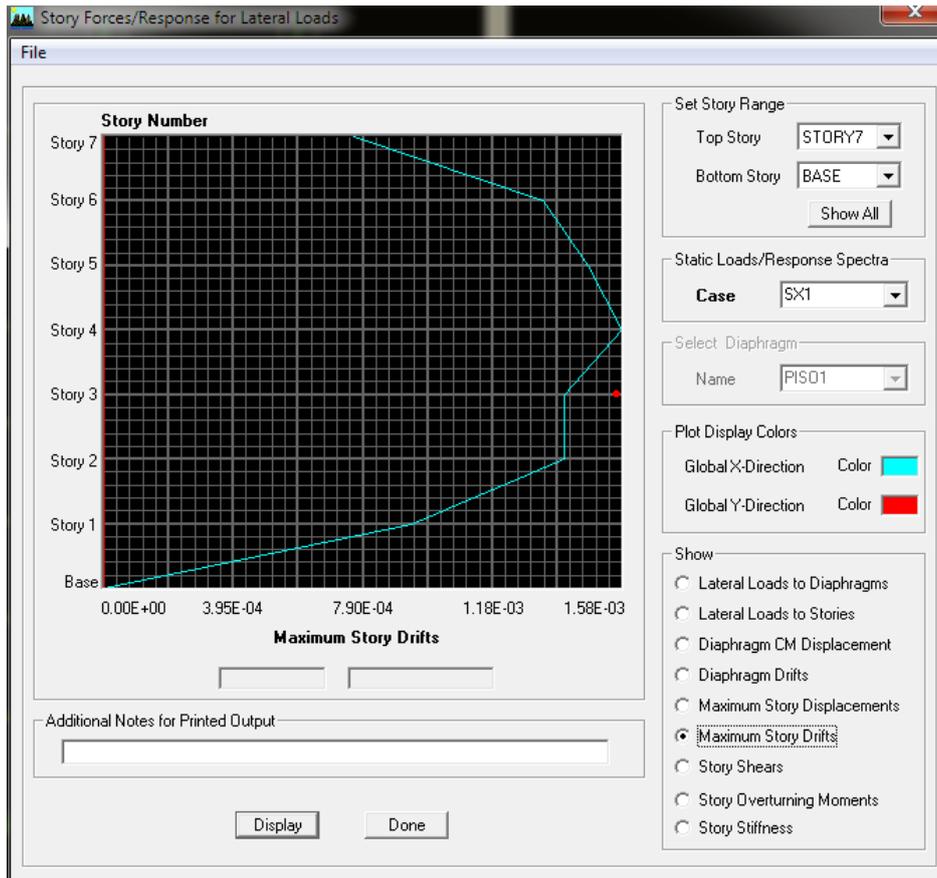


Figura 4.12: Derivas de piso máximas permitidas, para el sismo considerado en sentido “X”

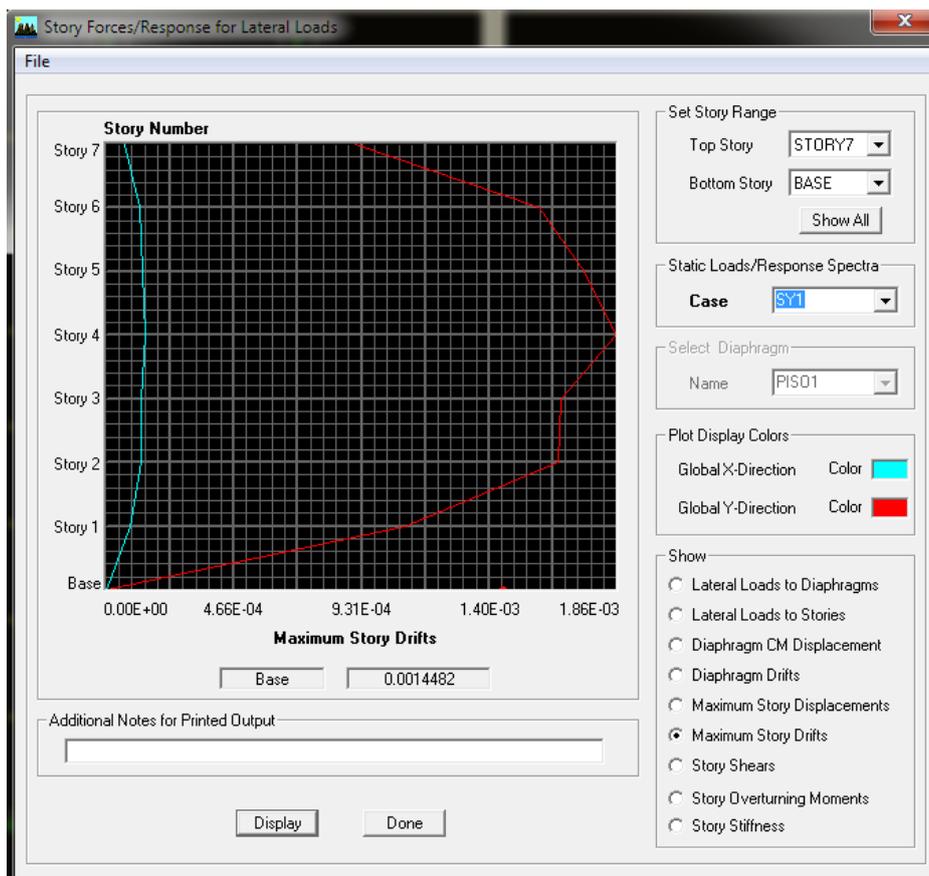


Figura 4.13: Derivas de piso máximas permitidas, para el sismo considerado en sentido “Y”

De acuerdo con la metodología anterior y haciendo un cálculo más refinado se han determinado las siguientes secciones con las cuales se procede a continuar con la teoría del diseño por desempeño.

Tabla 4.6: Secciones Definitivas de la Estructura.

<i>PISOS</i>	<i>ELEMENTO</i>	<i>ASIGNACIÓN</i>	<i>CARACTERÍSTICAS</i>	
			<i>b (cm.)</i>	<i>h (cm)</i>
<i>Primero, Segundo, Tercero</i>	VIGA	V50x70	50	70
	COLUMNA	C65x65	65	65
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
<i>Cuarto, Quito</i>	VIGA	V50x60	50	60
	COLUMNA	C60x60	60	60
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
<i>Sexto, Séptimo</i>	VIGA	V40x65	40	65
	COLUMNA	C50x50	50	50
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	

Con estas secciones, que ya han sido calculadas y probadas para evitar un sobre dimensionamiento, falta de sección y en especial en nuestro caso que por las secciones anteriores se tenía un gran peso que gravitaba en la estructura lo cual producía unas derivas extremadamente grandes del orden del 3%, pero como nuestro Código establece que la máxima deriva de piso tiene que ser menor que el 2%, se disminuyeron las secciones, además de que existían algunas secciones que estaban demasiado sobre dimensionadas que no trabajaban eficientemente, como por ejemplo en los pisos superiores en los cuales la deriva era del orden de un 1% por lo que se disminuyó la sección, tomando en cuenta todos estos aspectos se trató de uniformizar la estructura con lo cual se obtuvo una distribución geométrica de la siguiente forma:

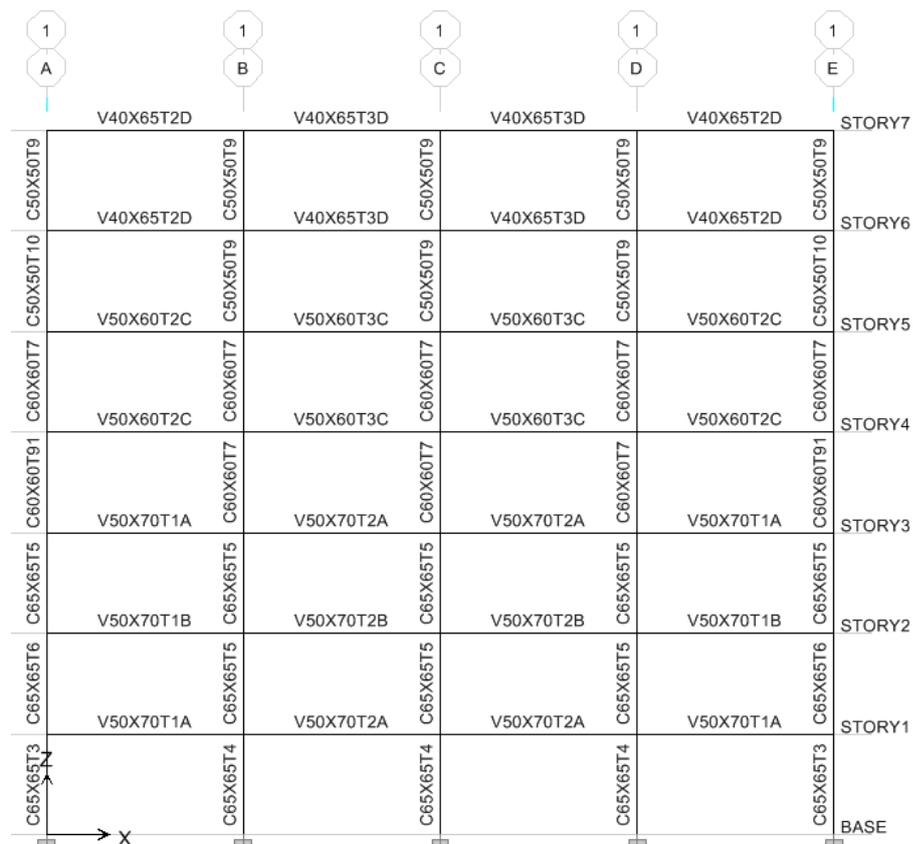


Figura 4.14: Pórtico Característico con las secciones finales para realizar el Análisis por Desempeño.

Con las nuevas secciones, se procedió a la realización del análisis estructural para determinar las fuerzas y momentos que soportará la estructura, y permitirá calcular la armadura de refuerzo. Como el edificio es bastante grande se tiene en un principio una gran cantidad de tipos de armado tanto en vigas como en columnas, para ser mucho más prácticos y tomando en cuenta que en la realidad se trata de uniformizar los armados, ya que éstos en obra ocasionarán una confusión que repercutirá en un mayor gasto tanto económico, como de tiempo. Es así que se determinaron unas secciones tipo para vigas y columnas, para lo cual se tomó en cuenta que no exista una diferencia muy grande entre los armados, para evitar un gran gasto económico. Las secciones tipo que se utilizaron son detalladas a continuación en cada planta de la estructura, no se presentaron todas plantas porque se uniformizó las secciones más parecidas y quedaron similares en las plantas siguientes:

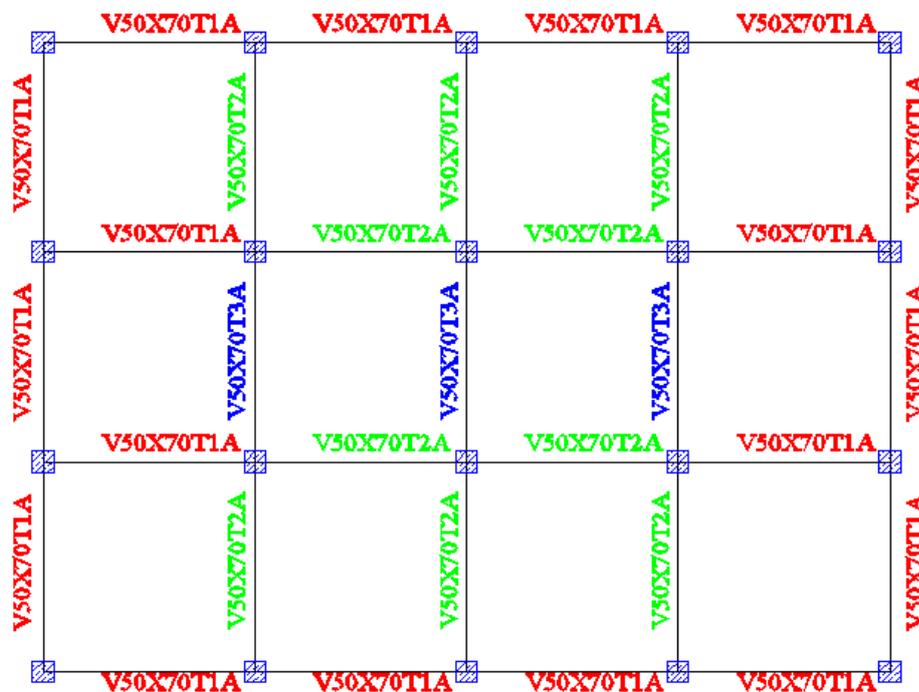


Figura 4.15: Vigas Tipo en las Plantas 1 y 3 de la Estructura.

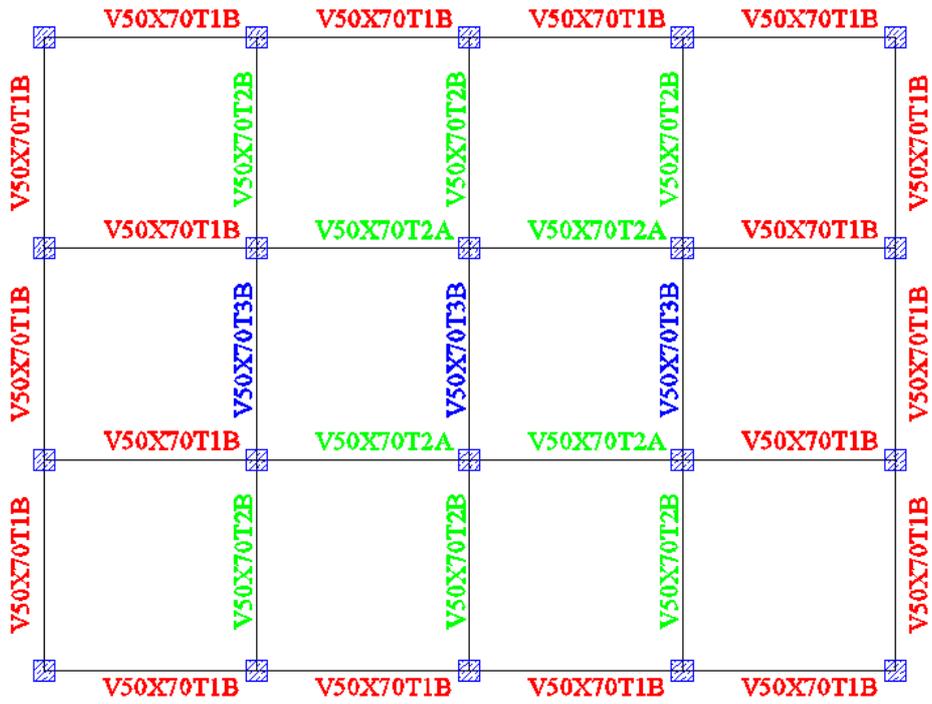


Figura 4.16: Vigas Tipo en la Planta 2.

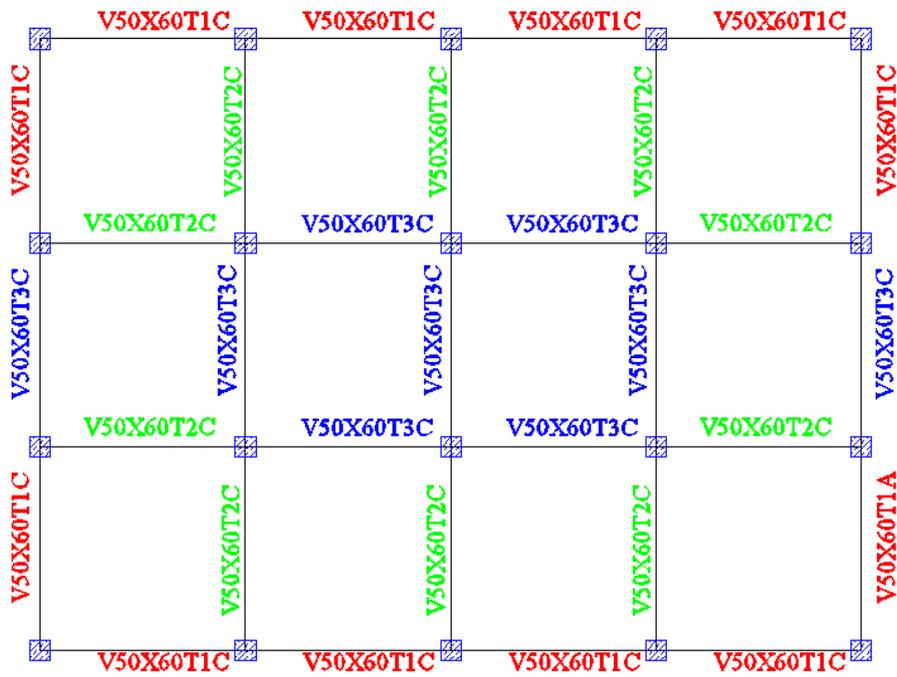


Figura 4.17: Vigas Tipo en las Plantas 4 y 5.

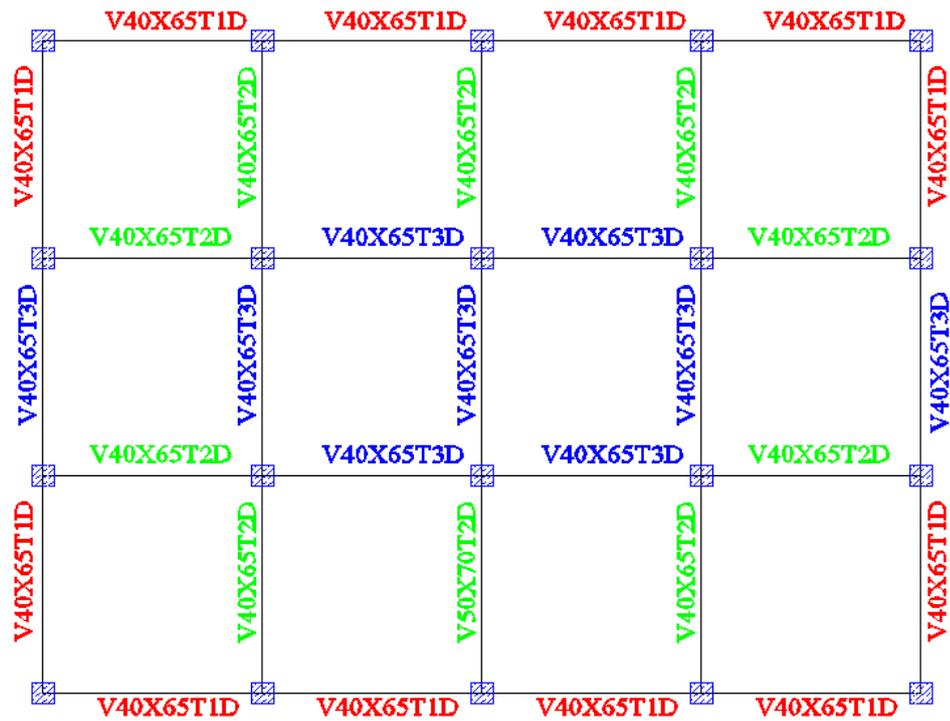


Figura 4.18: Vigas Tipo en las Plantas 6 y 7.

A continuación se presenta el detalle de las vigas tipo con sus respectivos armados:

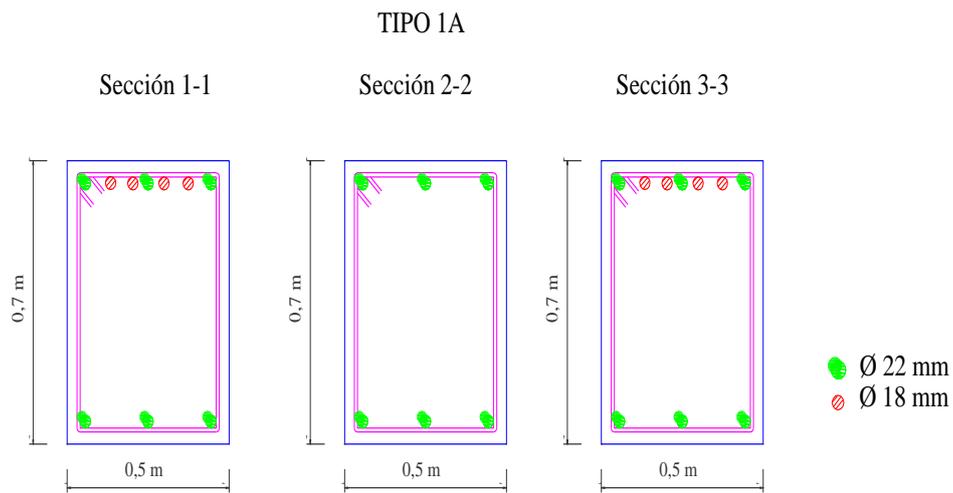


Figura 4.19: Secciones de la Viga Tipo 1A

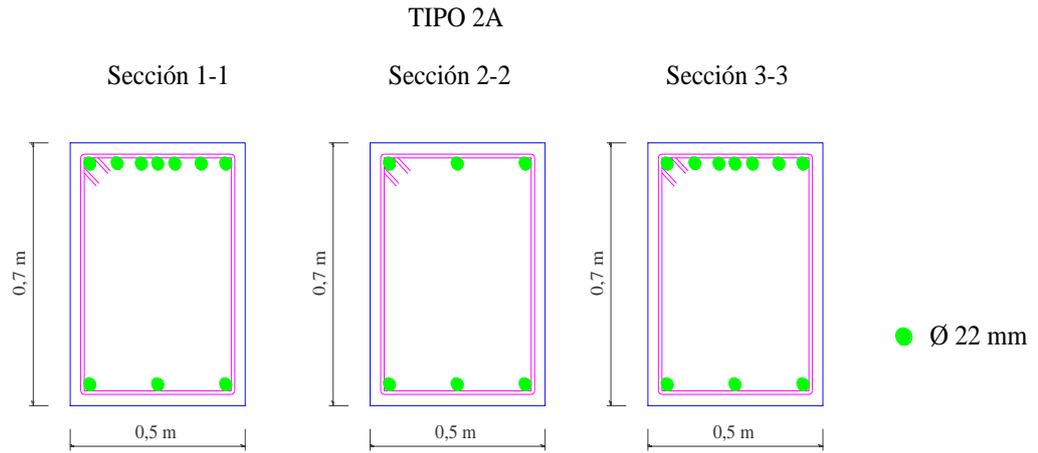


Figura 4.20: Secciones de la Viga Tipo 2A

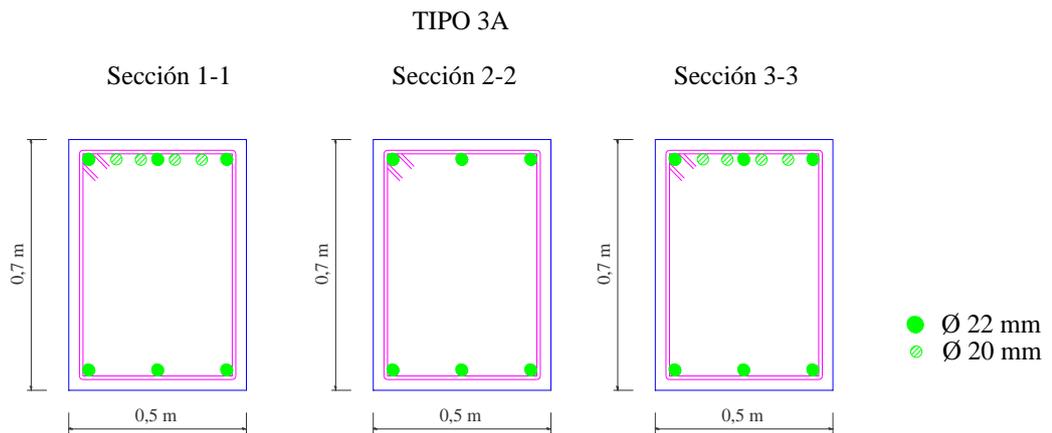


Figura 4.21: Secciones de la Viga Tipo 3A

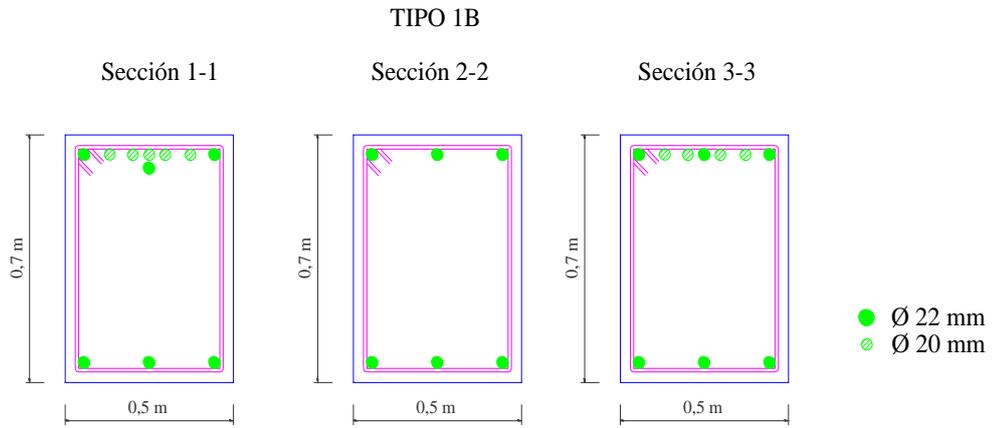


Figura 4.22: Secciones de la Viga Tipo 1B

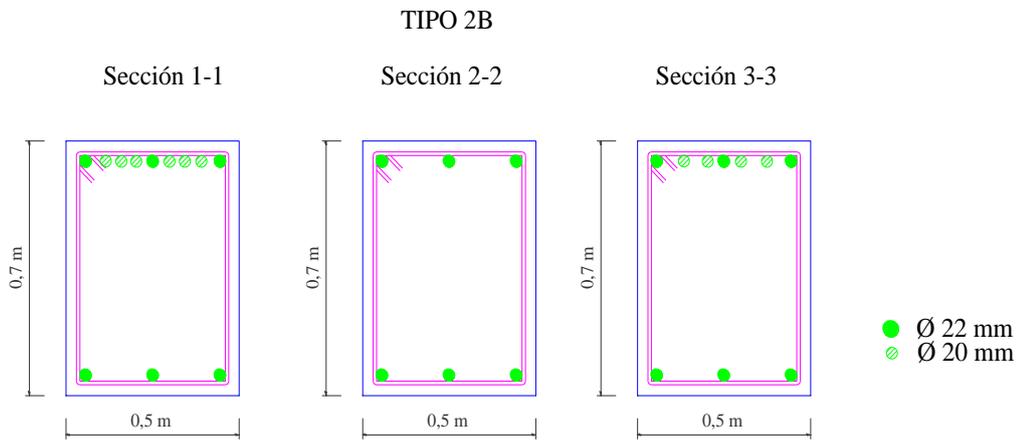


Figura 4.23: Secciones de la Viga Tipo 2B

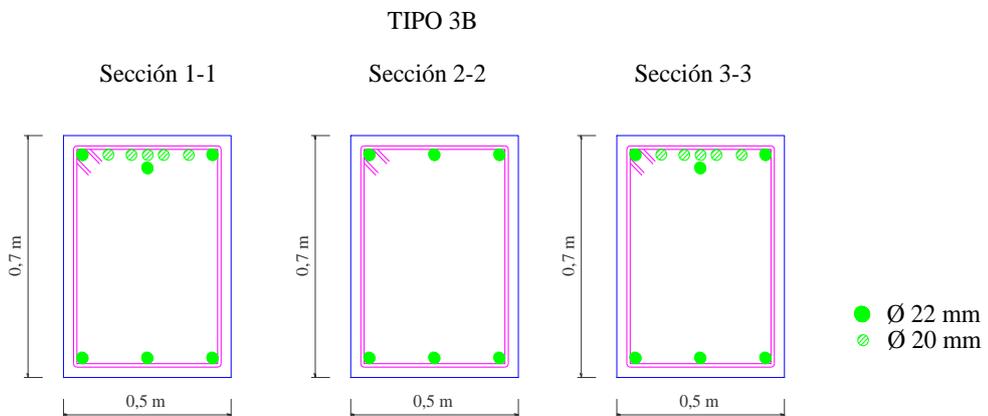


Figura 4.24: Secciones de la Viga Tipo 3B

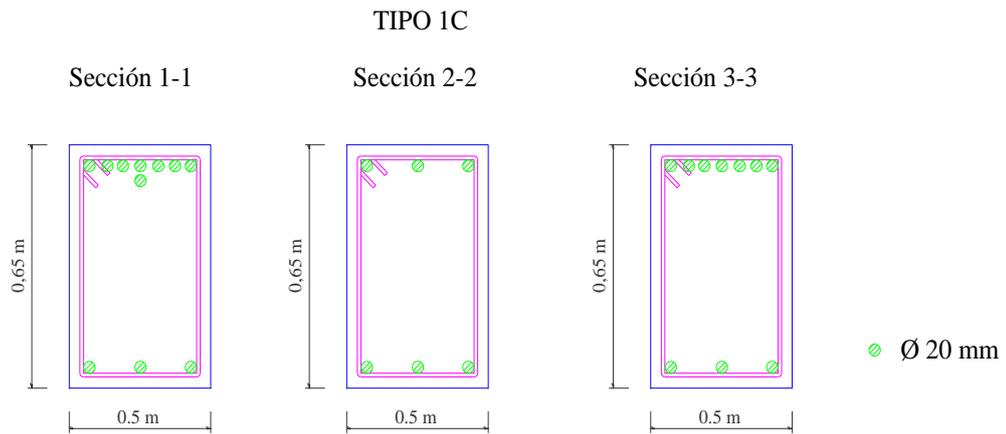


Figura 4.25: Secciones de la Viga Tipo 1C

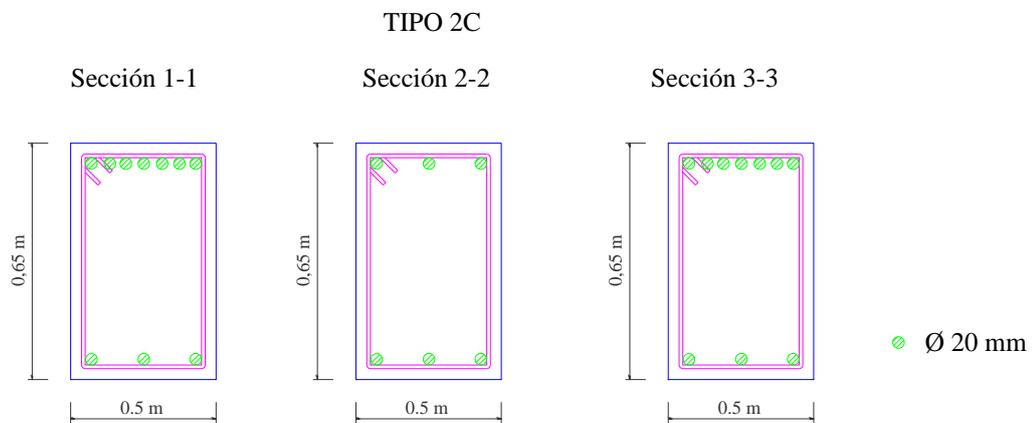


Figura 4.26: Secciones de la Viga Tipo 2C

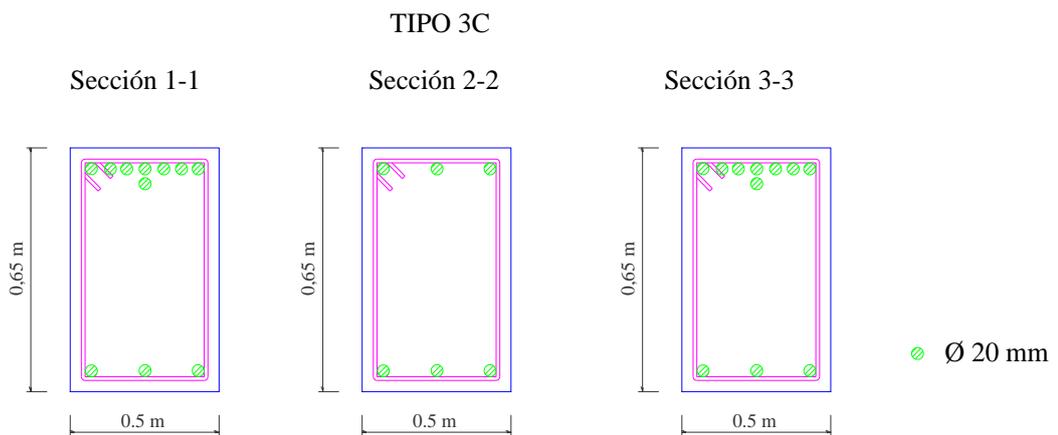


Figura 4.27: Secciones de la Viga Tipo 3C

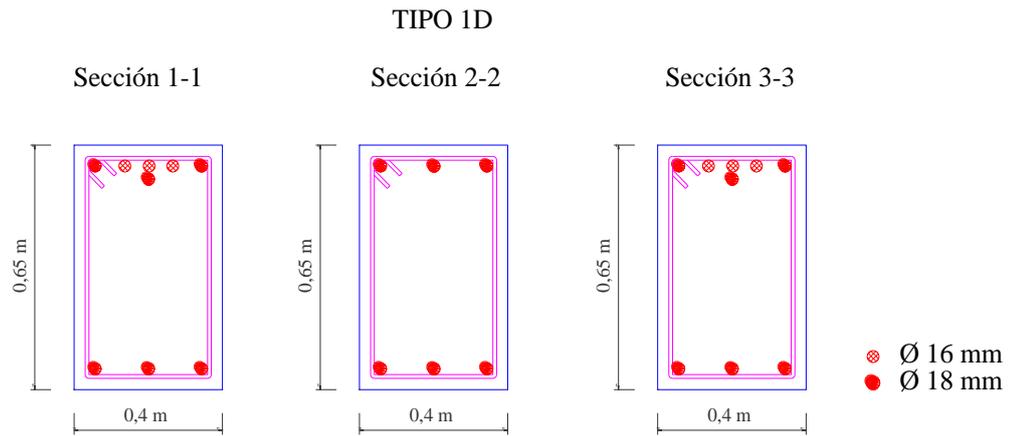


Figura 4.28: Secciones de la Viga Tipo 1D

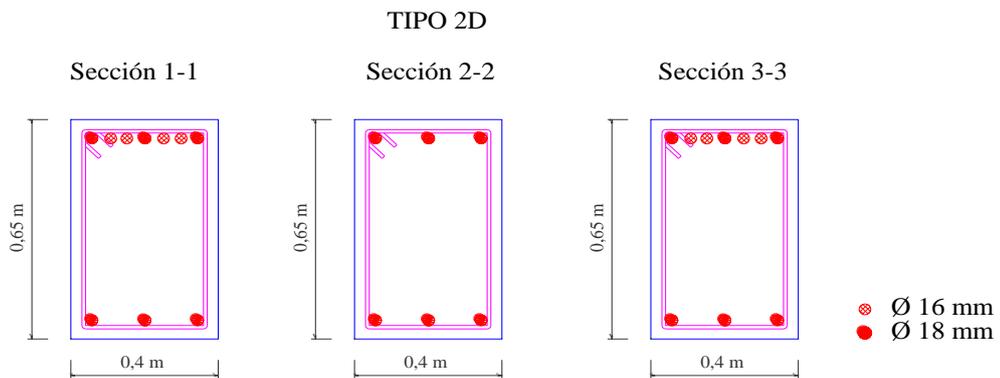


Figura 4.29: Secciones de la Viga Tipo 2D

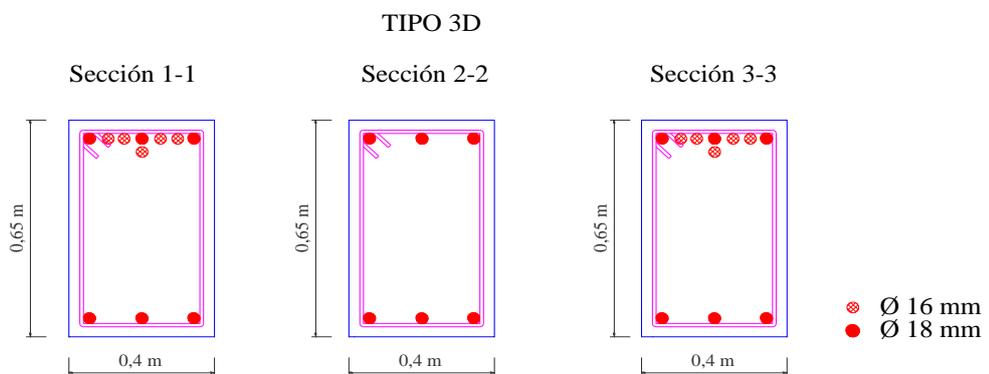


Figura 4.30: Secciones de la Viga Tipo 3D

De la misma manera se presenta las columnas tipo en la estructura, se detallan dos pórticos un extremo y un central; ya que los pórticos de los extremos son iguales en ambos sentidos y de la misma manera para los centrales.

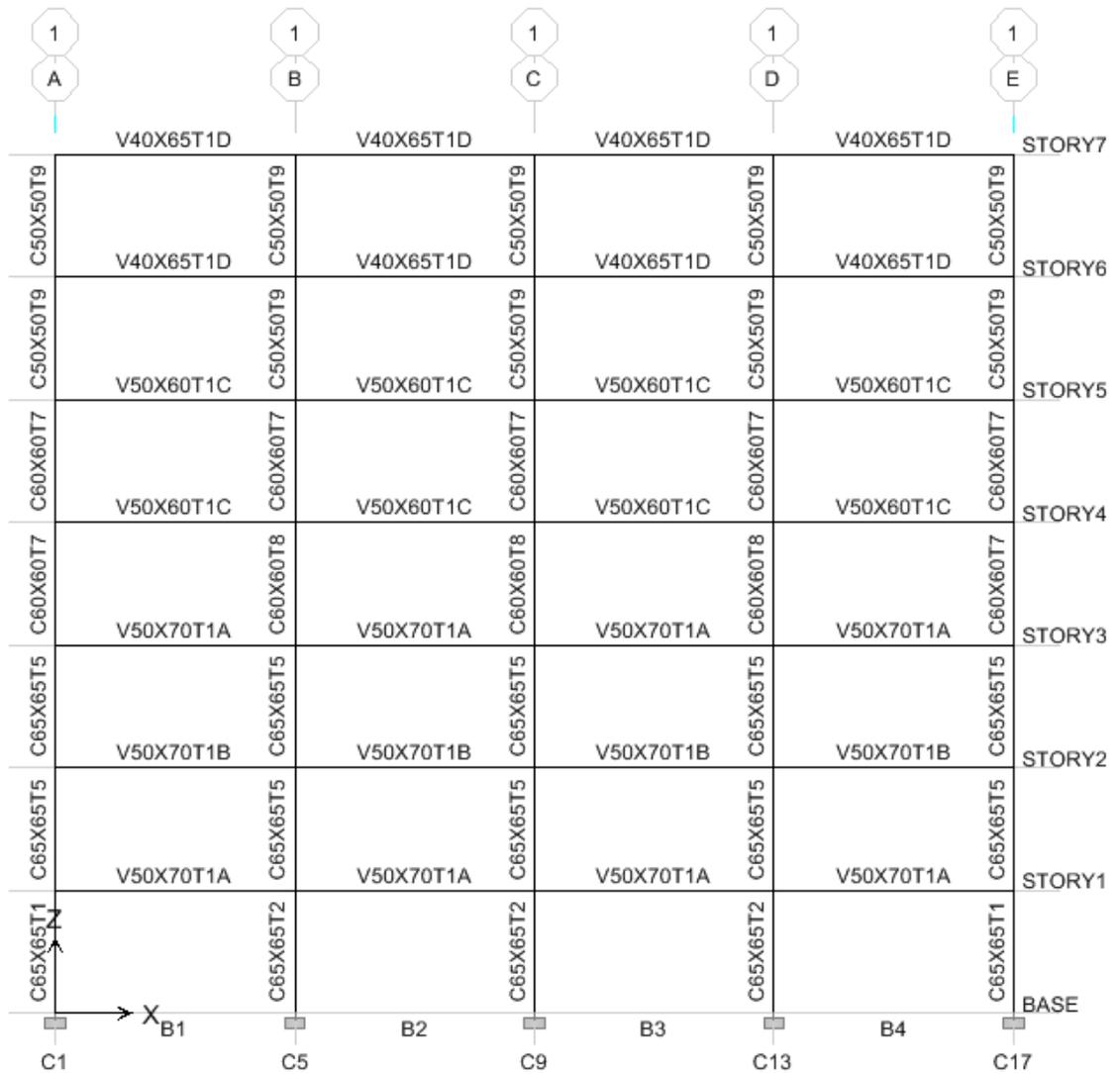


Figura 4.31: Pórticos Tipos Ejes 1 y 4

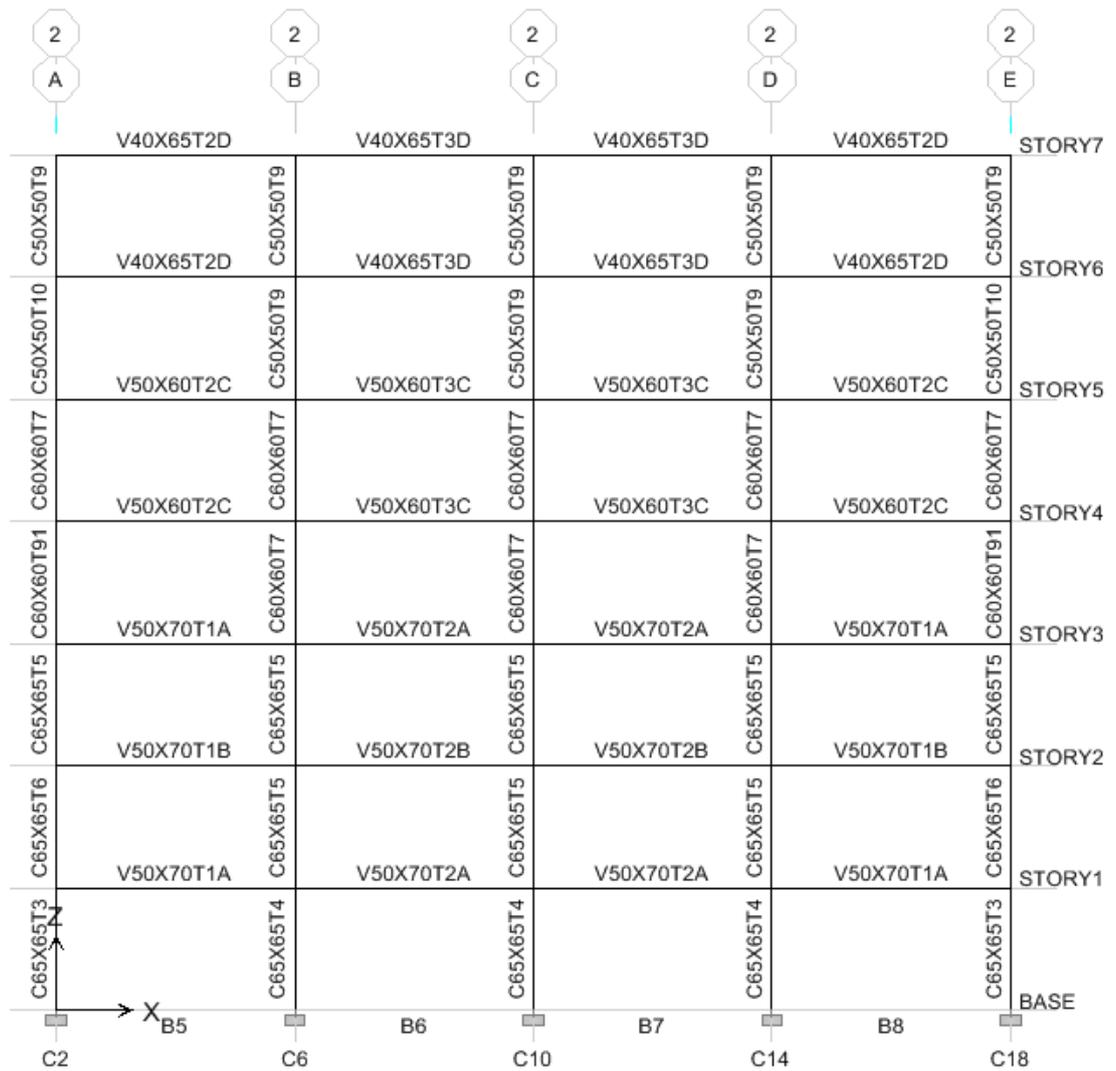


Figura 4.32: Pórticos Tipo Ejes 2 y 3.

No se presentaron los pórticos A, B, C, D y E ya que estos quedaron perfectamente bien definidos en los pórticos de los ejes 1, 2 y sus respectivos ejes semejantes.

Igualmente se presentan los detalles de armados de las columnas tipo:

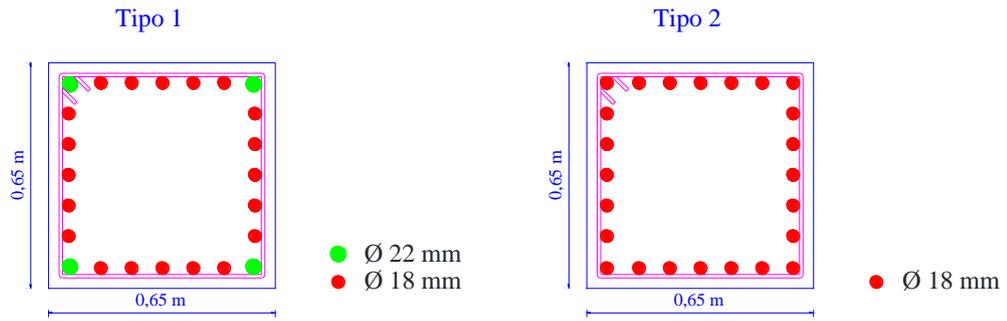


Figura 4.33: Columnas Tipo 1 y 2.

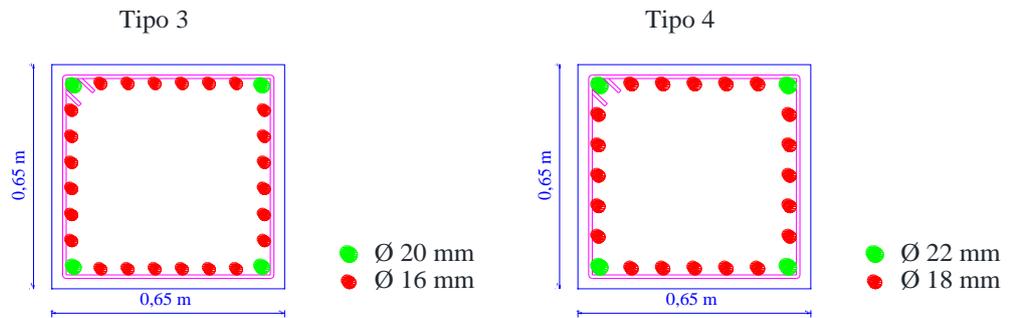


Figura 4.34: Columnas Tipo 3 y 4.

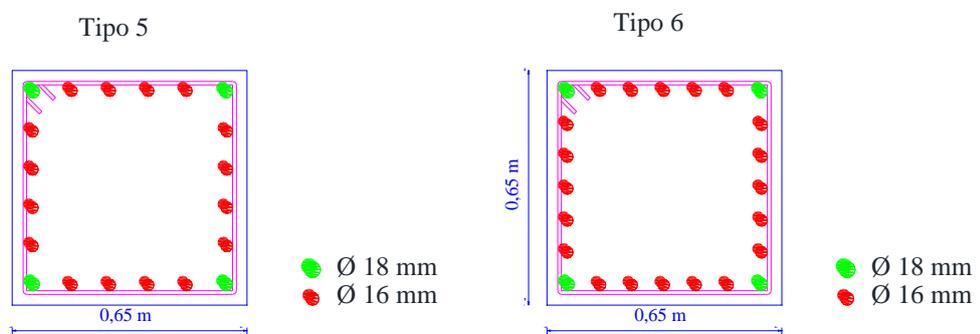


Figura 4.35: Columnas Tipo 5 y 6.

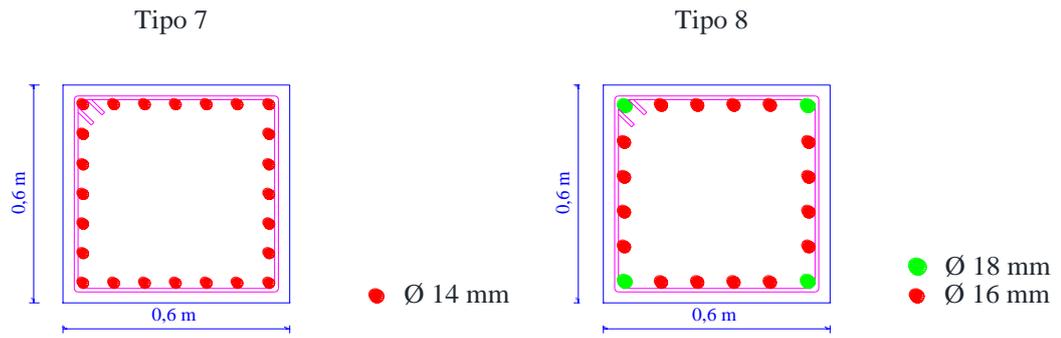


Figura 4.36: Columnas Tipo 7 y 8.

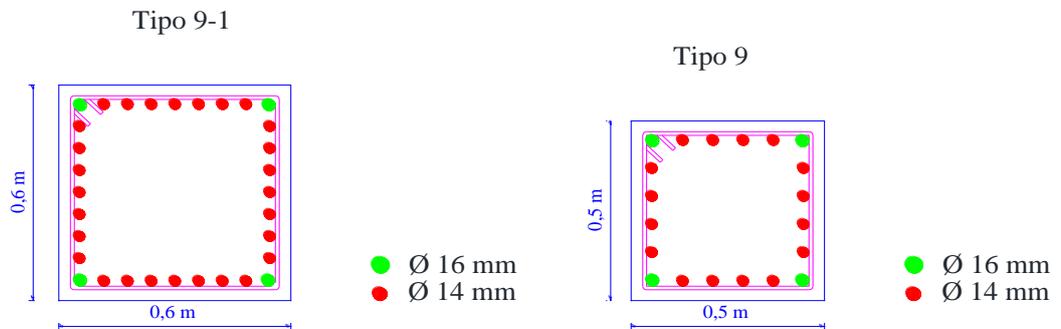


Figura 4.37: Columnas Tipo 9-1 y 9.

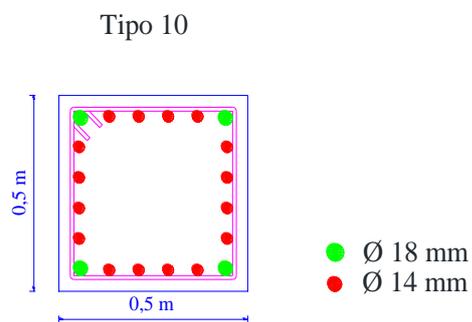


Figura 4.38: Columnas Tipo 10.

4.5.3.- Análisis No lineal

Una vez que ya se han determinado las secciones tipo de armado tanto de vigas como de columnas se procede a ingresar estas secciones en el modelo de ETABS, para lo cual se realizan los mismos pasos que se realizaron para definir una sección, con la diferencia que se debe ingresar el número de varillas, su diámetro y disposición, debe tomarse en cuenta que este es el refuerzo de acero que se colocará en obra, y se ingresará en ETABS, de la siguiente manera:

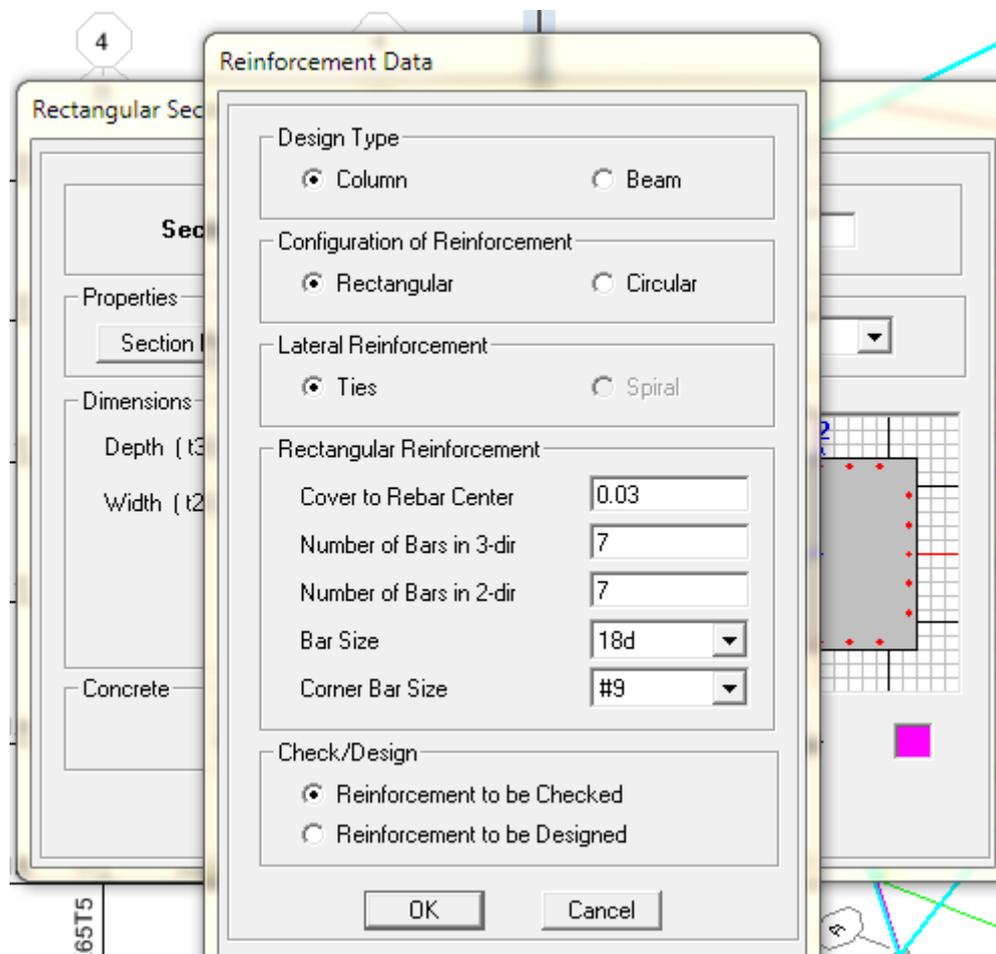


Figura 4.39: Ingreso de las Secciones de Armado en Columnas para ser chequeado.

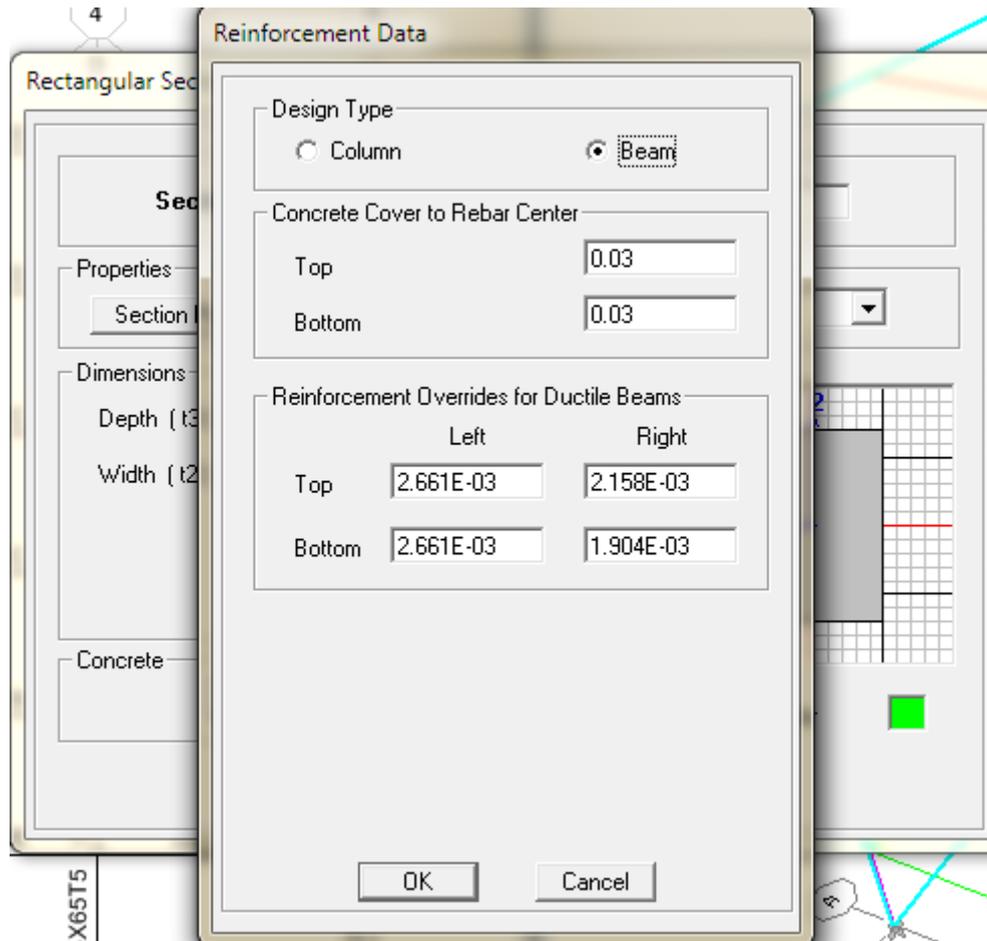


Figura 4.40: Ingreso de las Secciones de Armado en Vigas para ser chequeado.

Cuando ya se han ingresado las secciones de armados de vigas y columnas se procede a la creación de las articulaciones plásticas en vigas y columnas, esto es un paso muy importante en la teoría de diseño por desempeño, ya que gracias a esto se puede determinar las curvas de capacidad de los elementos.

A continuación, se realiza una descripción muy detallada de la creación de las articulaciones plásticas, en primer lugar se debe seleccionar todas las columnas:

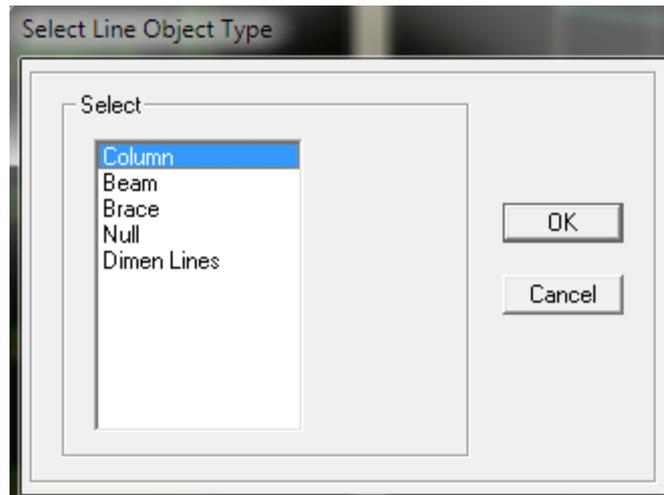


Figura 4.41: Comando de Selección de Objetos.

Después de seleccionar las columnas se utiliza el siguiente procedimiento para la creación de las articulaciones plásticas (Frame Nonlinear Hinges):

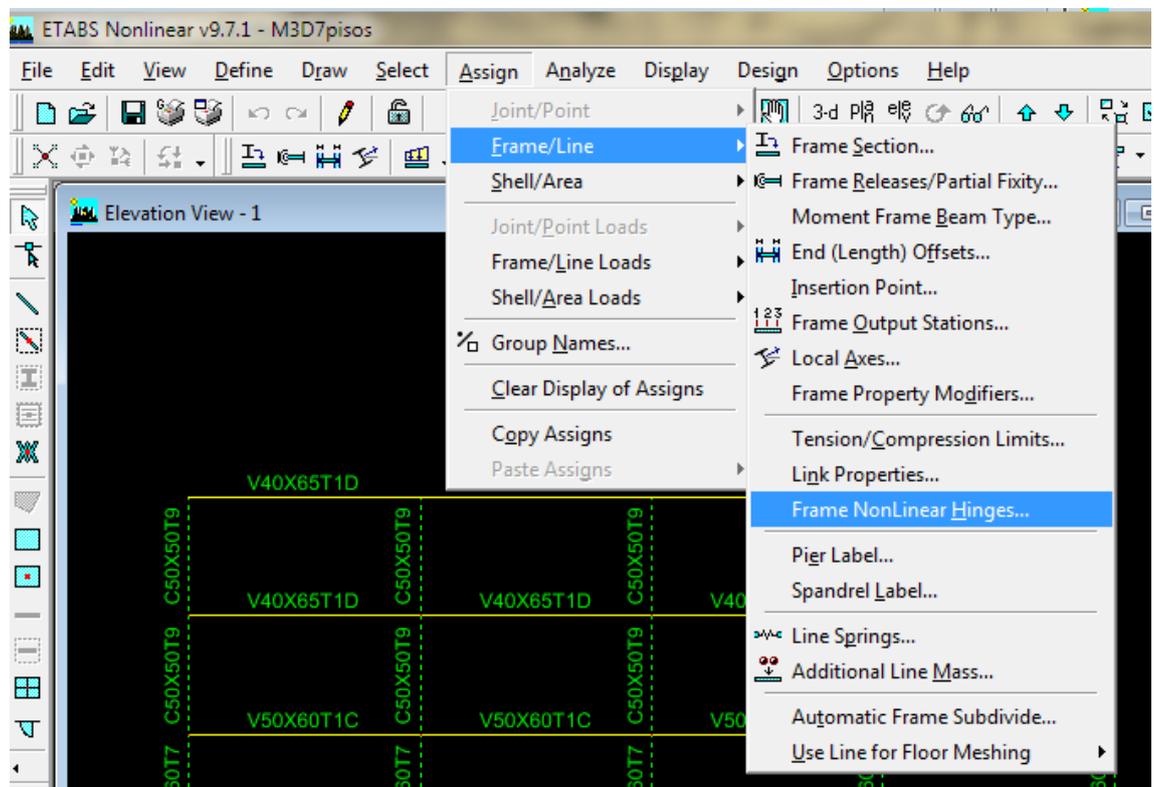


Figura 4.42: Asignación de Articulaciones Plásticas.

Una de las consideraciones que se tiene en el diseño de las columnas es que estas trabajan a carga axial y momento, una consideración que se tiene que hacer en el programa es el ingreso de las distancias relativas donde se ubican las articulaciones; en el inicio (0) y fin (1) de los elementos de la siguiente manera:

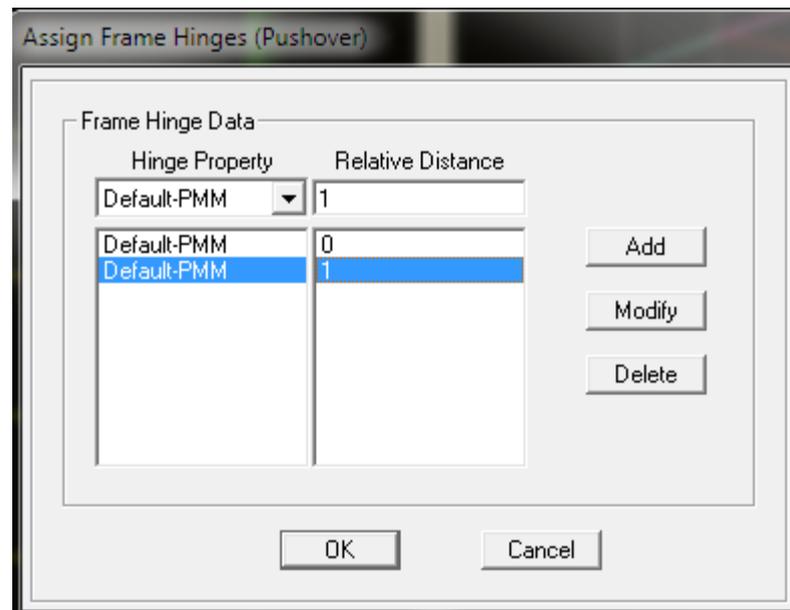


Figura 4.43: Propiedades de la Articulación Plástica en Columnas.

Este tipo de modelado de articulaciones plásticas está establecido de manera muy general en FEMA-273, por lo cual no se especifica un modelo de plasticidad de articulaciones a seguir. Existen algunos modelos que se pueden usar para un análisis no lineal, pero una de las limitantes de ETABS, es ubicar las articulaciones al inicio y al final tomando en cuenta el respectivo factor de zona rígida, las consideraciones que se adoptaron en este análisis son las siguientes:

- Factor de zona rígida en columnas y vigas, se adoptó un valor de $h/2$, siendo h la altura de la sección en el sentido de la carga, esta medida

cumple lo estipulado en ATC-40 Capítulo 9, el mismo que es un documento que está relacionado con FEMA-273, y que solo comprende el modelado de edificios de hormigón armado.

- Ubicación de la articulación plástica al inicio (0) y fin (1), ya que es el modelo de plasticidad que permite usar ETABS, tomando en cuenta la longitud relativa del elemento después de considerar el factor de zona rígida, dejando para futuros estudios el modelado de la articulación plástica mediante otros modelos mostrados ampliamente en ATC-40 y sus comentarios y su aplicación al programa ETABS.

Luego de haber creado las articulaciones en las columnas, se procede de la misma manera para crear las articulaciones plásticas en las vigas, con la única diferencia que para las vigas sabemos que estas trabajan solo para el momento M3, también se tiene que colocar en las propiedades de articulación al inicio y fin del elemento.

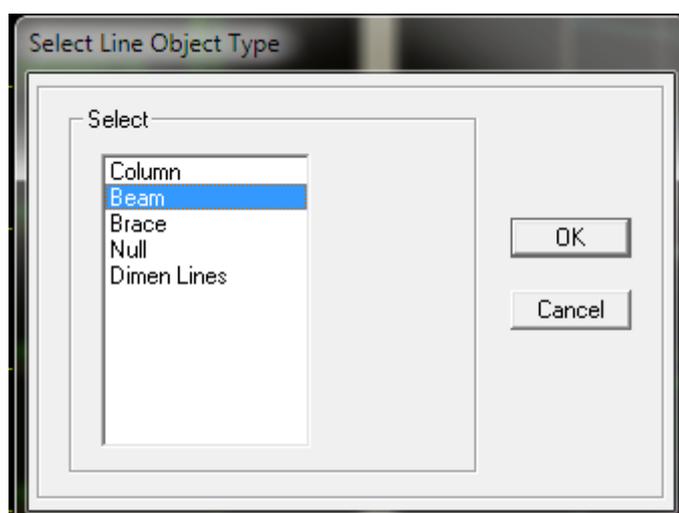


Figura 4.44: Selección de Vigas en la Estructura.

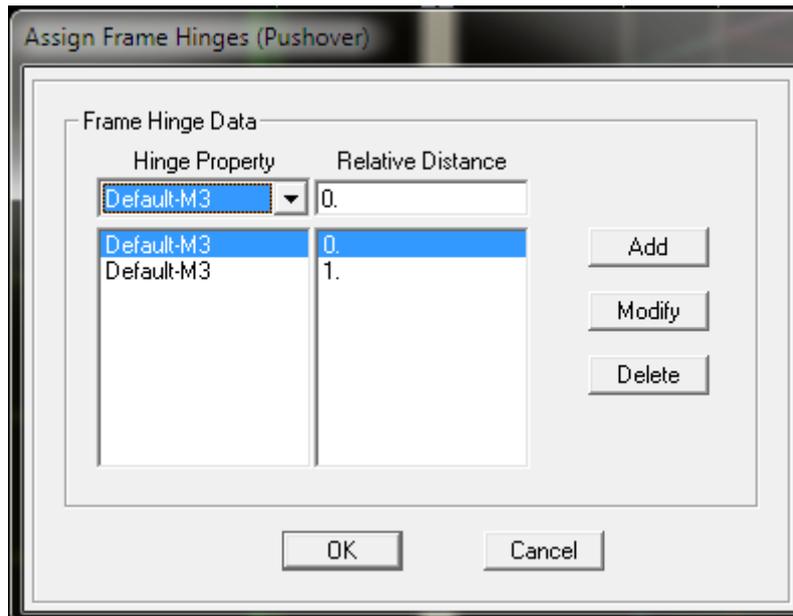


Figura 4.45: Propiedades de la Articulación Plástica en Vigas.

Luego de la creación de las articulaciones plásticas en las vigas y columnas, se tiene que definir un estado de Carga No lineal o Pushover, es necesario realizarlo en los dos sentidos de la estructura para observar su comportamiento, pero en este caso de análisis se trata de una estructura muy regular, por lo que se omitió el análisis en el sentido Y, se tomó el sentido en que se tenían más pórticos para analizar el comportamiento de la estructura.

Aunque la estructura es simétrica se va a realizar dos casos de Pushover, uno de ellos es para el Cortante Estático y el otro para el Análisis Modal Espectral.

Para crear el caso Cortante Estático se deben realizar los siguientes pasos:

1. Definir Estado de carga No lineal

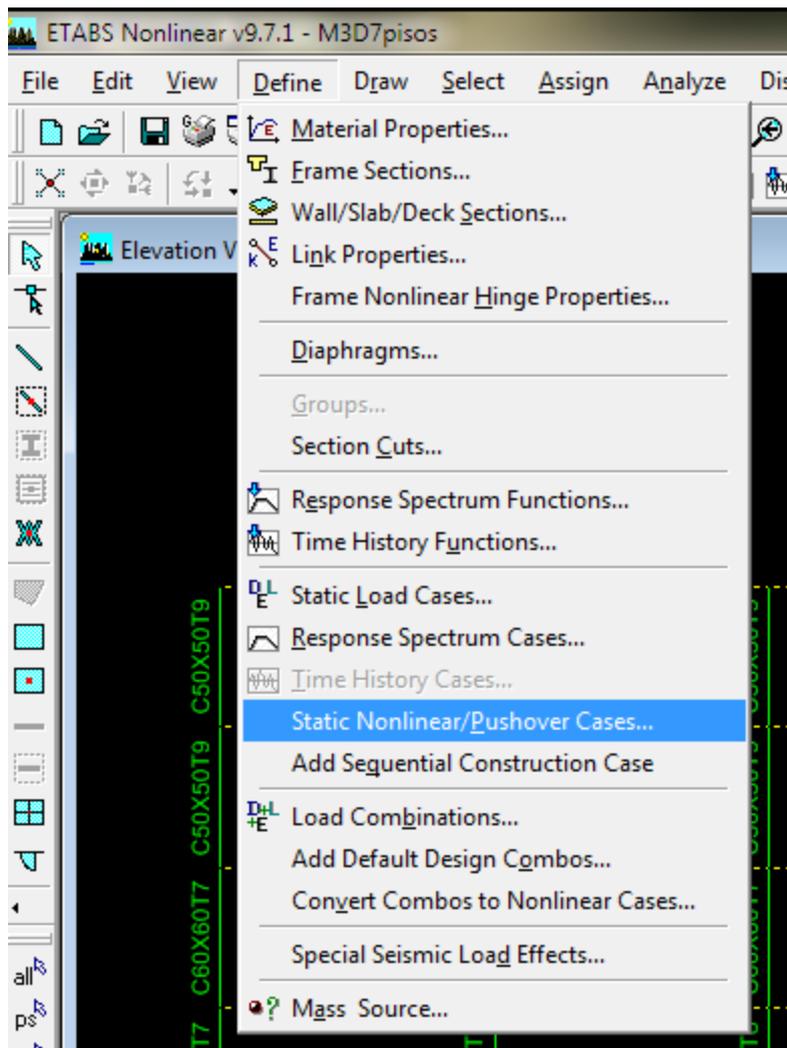


Figura 4.46: Definición de Estado de Carga No lineal.

2. Definimos las condiciones para este Estado de Carga, aquí debemos ingresar el Patrón de Carga (Load Pattern), ETABS se encarga de la distribución de la fuerza sísmica con el coeficiente de aceleración que ya se ingresó anteriormente. Además se debe definir el nudo de control, según el Código FEMA 273 establece que el nudo de control debe estar localizado en el último piso en el centro de rigideces considerando que éste no se encontrará en una azotea que no sea parte de la estructura.

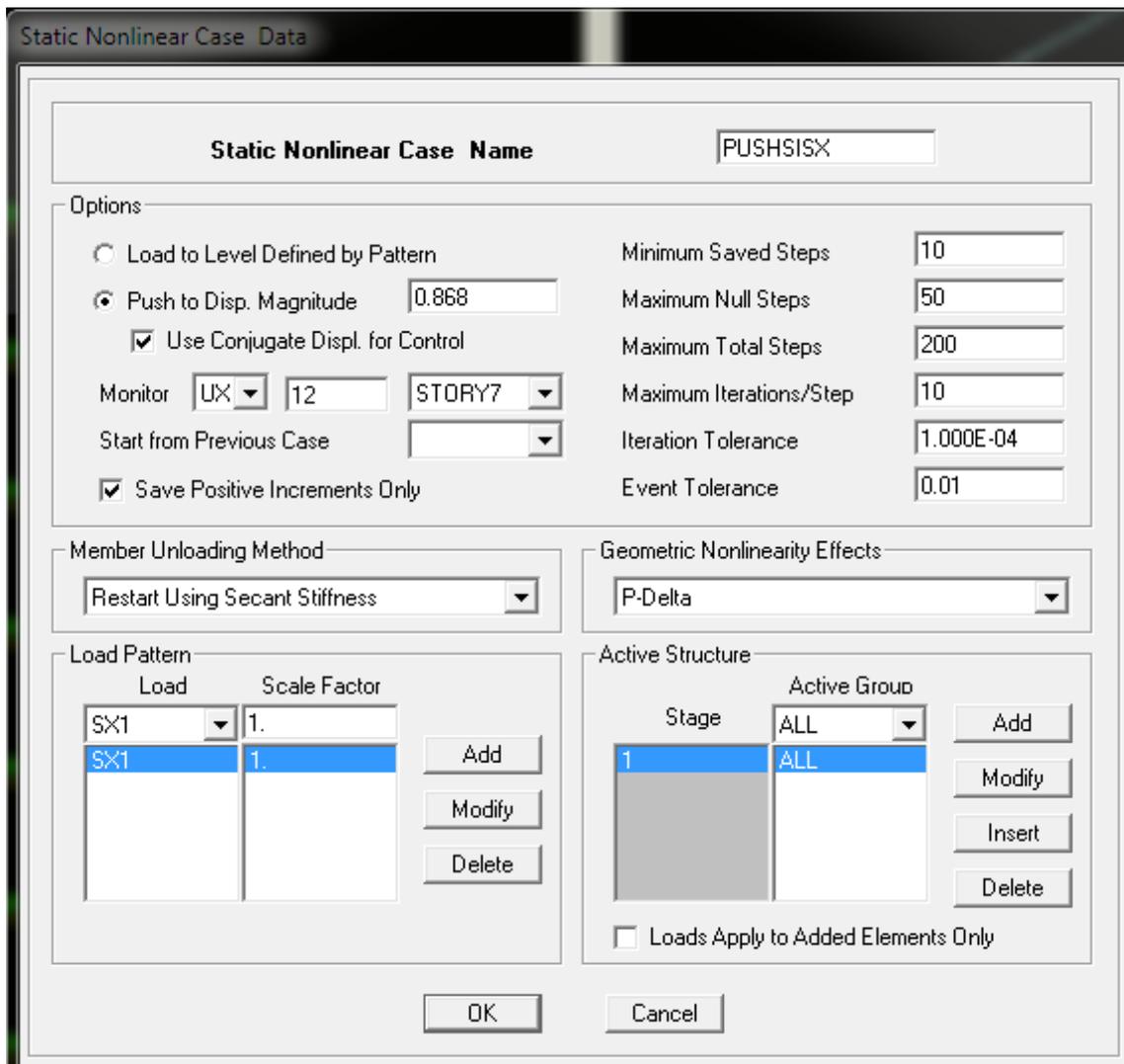


Figura 4.47: Estado de Carga No lineal por Cortante Estático

En la figura 4.47, se puede observar el máximo desplazamiento de control (Push to Disp. Magnitude), esto permite verificar el comportamiento de los elementos estructurales que trabajan en el rango inelástico en conjunto, como parte de un sistema estructural. Este coeficiente se obtiene a partir de un criterio que existe a partir del ACI-318-2005 y está definido en código FEMA-273 en el capítulo 3, el cual establece que la estructura en el rango inelástico se deformará un 4% de la altura total de la estructura, para nuestro caso específico se calcula de la siguiente manera:

$$d = 7 * 3.10 * \frac{4}{100} m$$

$$d = 0.868 m$$

Esto es porque nuestra estructura que está siendo analizada es de 7 pisos con entrepisos iguales de 3.10 m.

Pero también si se desea se puede trabajar con una deformación máxima del 2% como lo establecen otros códigos y normativas.

Además se tiene que seguir los lineamientos del Código FEMA-273 que establece que el número de pasos mínimos para analizar un Pushover es determinado por el número de modos de vibración de la estructura, es decir 3 modos de vibración por piso, tomando en cuenta que si es posible realizar una mayor cantidad de pasos se tendrá un análisis más exacto de la estructura.

En la sección Use Conjugate Disp. for Control, Monitor se debe colocar el nudo de control que se encuentra en el último piso y en el centro de la estructura, por lo que se tiene Nudo 12 y Story 7.

En la opción “Member Unloading Method”, existen 3 alternativas que considera ETABS para considerar los ciclos de carga y descarga de la estructura, estas alternativas son:

- Unload Entire Structure
- Apply local Redistribution
- Restart Using Seccant Stiffness

FEMA 273 establece que, cualquier método que considere inercia agrietada para cada paso de los ciclos de carga y descarga de la estructura es adecuado para el análisis, y que la redistribución de las cargas en cada elemento dependerá del patrón de cargas que se asume para cada modelo matemático. Los tres anteriores consideran por defecto del consumo de energía durante los ciclos de histéresis, la acumulación de deformación plástica irreversible a lo largo de los ciclos de carga y la reducción de la rigidez con los ciclos de descarga y recarga, pero el hecho de utilizar el método reiniciar los ciclos de carga y descarga usando la rigidez secante representa una mejor aproximación para el modelo, estas consideraciones se encuentran en FEMA 273 sección 2.6.

Para crear el caso Modal Espectral se debe realizar casi los mismos pasos que el anterior solo se tiene que hacer unos pequeños cambios:

1. Definir Estado de Carga No lineal

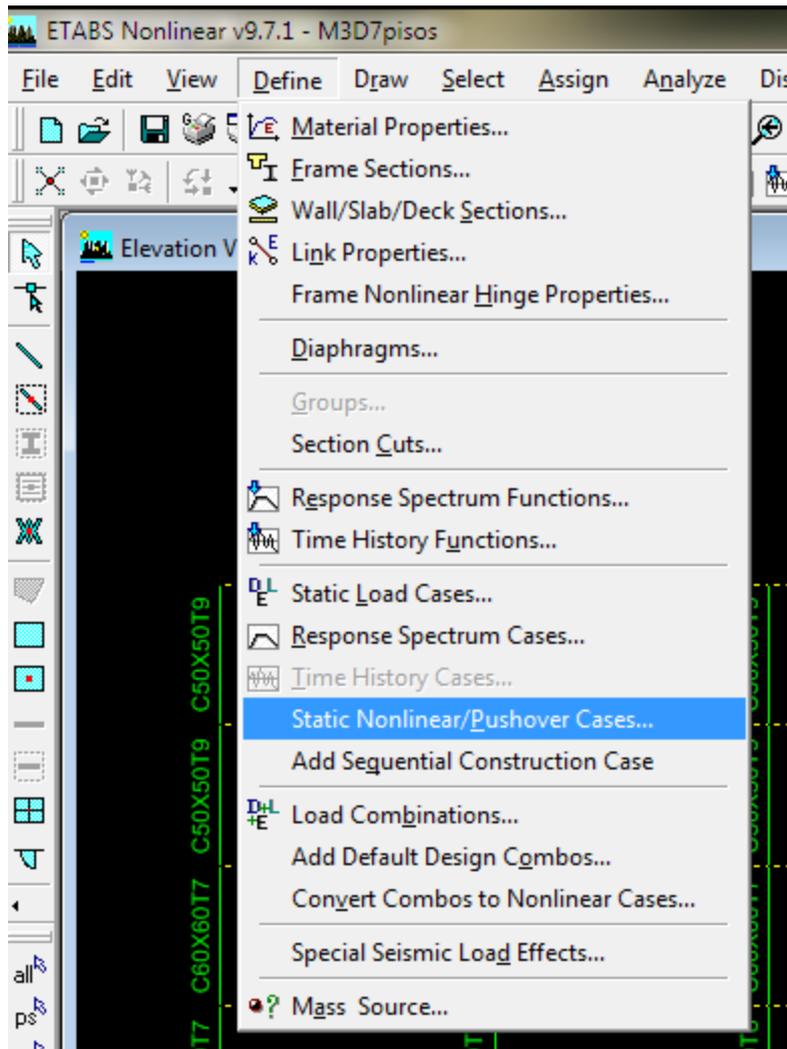


Figura 4.48: Definición de Estado de Carga No Lineal para cortante basal estático

2. Definimos de la misma forma el patrón de cargas para este caso, como es un análisis modal, se despliega una ventana que pide el ingreso de los modos a ser analizados, en este caso se tiene 21 modos, porque se tiene 3 grados de libertad por piso, en total: 21 grados de libertad en la estructura.

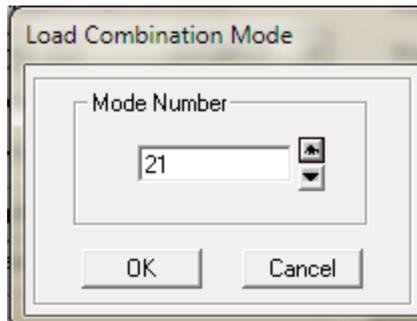


Figura 4.49: Número de Modos a ser Analizados en la Estructura.

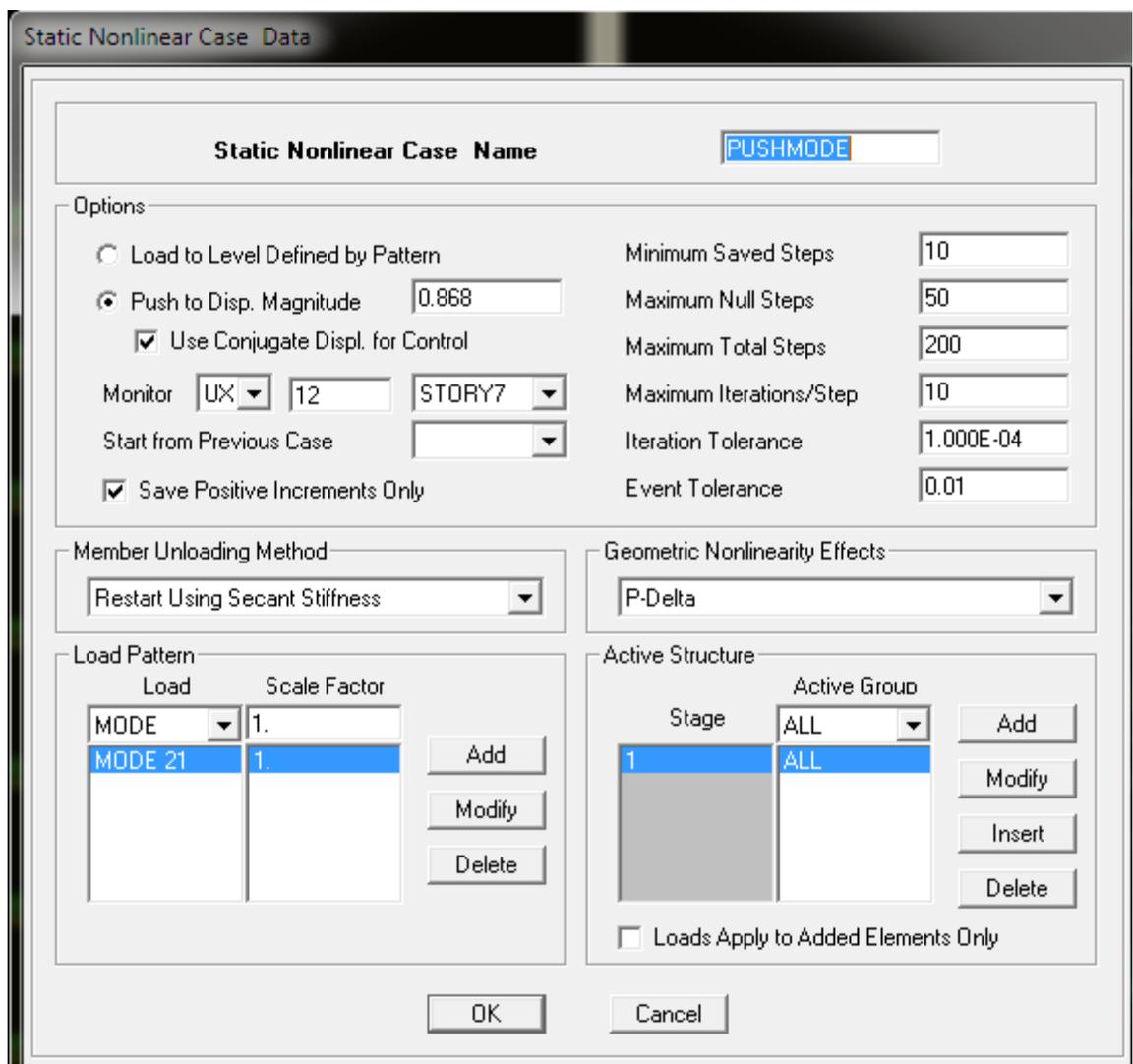


Figura 4.50: Estado de Carga No lineal por Análisis Modal

De la misma manera se ingresan los mismos coeficientes que para el caso anterior como el máximo desplazamiento, el nudo de control, método de análisis, número mínimo y máximo de pasos.

Una vez que ya se han definido los casos, se debe ejecutar el programa como un análisis normal, es decir se tiene que realizar primero un análisis elástico. Cuando se ha realizado esto, se debe ejecutar el análisis estático no lineal.

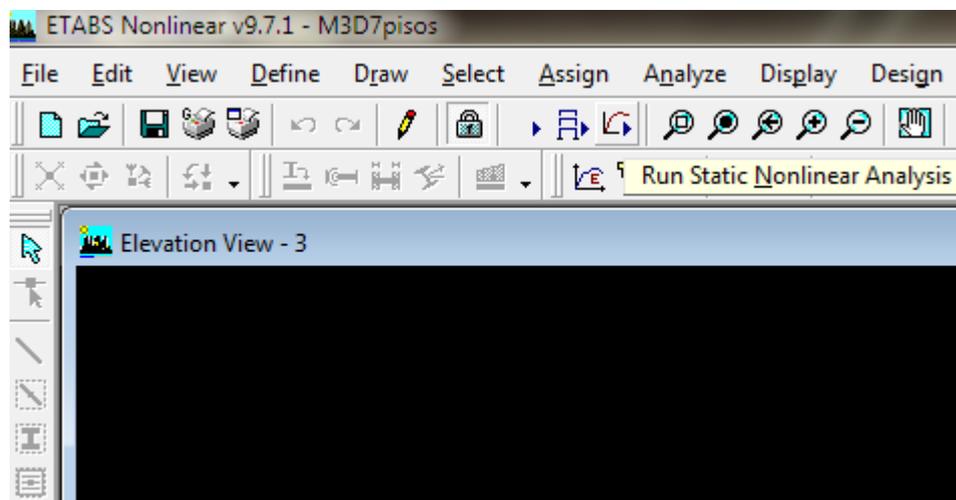


Figura 4.51: Análisis Estático No lineal

Cuando se ejecuta el Análisis Estático No lineal, este tomará un tiempo porque tiene que realizar muchas iteraciones hasta que estas converjan, además revisa qué pasos son descartados ya que no fueron ocupados en el análisis y los guarda en la base de datos, para cada uno de los casos de análisis que se hayan creado. Se debe analizar un análisis por sismo en el sentido “X” y “Y” pero como se ha dicho anteriormente, se tomó el sentido “X” como el más crítico y omitió el sismo “Y”, solo se realizó Sismo X y Sismo Modal.

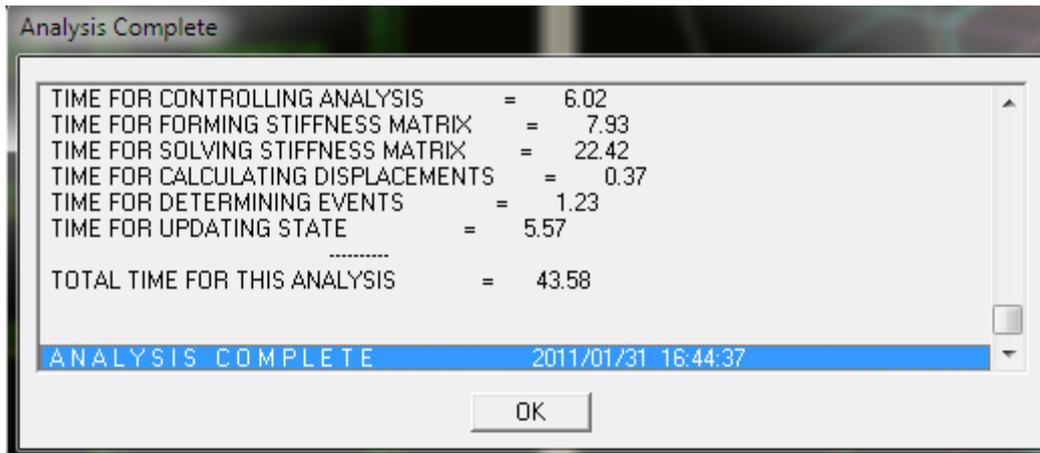


Figura 4.52: Análisis No lineal Estático.

Luego de haber ejecutado el Análisis No lineal Estático, ETABS nos provee de una herramienta muy útil que es Show Static Pushover Curve, la cual nos presenta la curva de capacidad es decir una gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento Controlado.

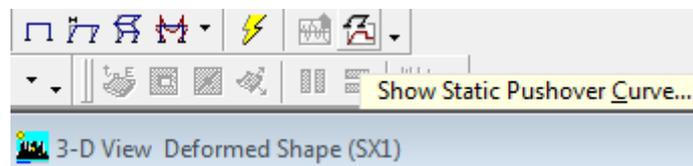


Figura 4.53: Curva de los Estados de Carga No lineal.

En primer lugar se va a realizar el análisis de la Curva de Capacidad con el Estado de Carga No lineal PUSH1SISMOX, en el cual nosotros solo tomamos el sentido del sismo en un sentido y de acuerdo a la distribución de fuerza sísmica establecida en el CEC-2001, con lo que se obtuvo lo siguiente:

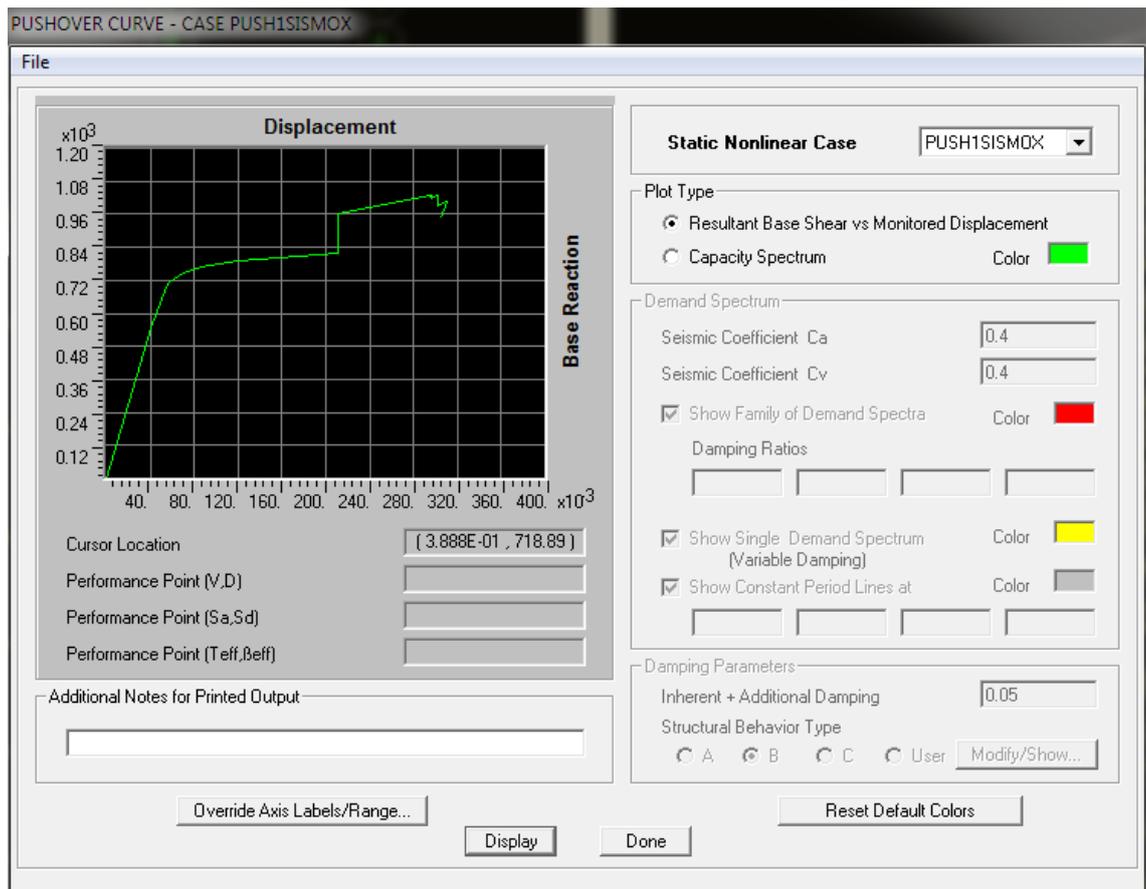


Figura 4.54: Curva de Capacidad Caso Pushover Sismo X (ETABS).

Se debe realizar un análisis de la curva para aplicar un modelo bilineal. Se deben determinar los valores de K_e , K_i , δ_t y δ_y , de la misma por cualquier método existente. Una forma para realizar el modelo bilineal, es trazar una línea donde se observe el cortante basal de cedencia y procurar que las áreas sean similares, es decir que el área de la Curva de Capacidad sea equivalente a la del Modelo Bilineal, mediante procesos sucesivos de iteraciones se consigue esto, en la presente se realizó una iteración gráfica, la cual consiste en lograr que el área bajo la curva de desempeño y la curva del modelo bilineal sean semejantes.

Existen otros métodos un poco más exactos, en los cuales se determina el área de la curva por desempeño y del modelo bilineal por integración o regla de los trapecios, pero guardan los mismos pasos iniciales.

Además se debe procurar que este Modelo Bilineal pase por el 60% de V_y o Cortante Basal de Cedencia.

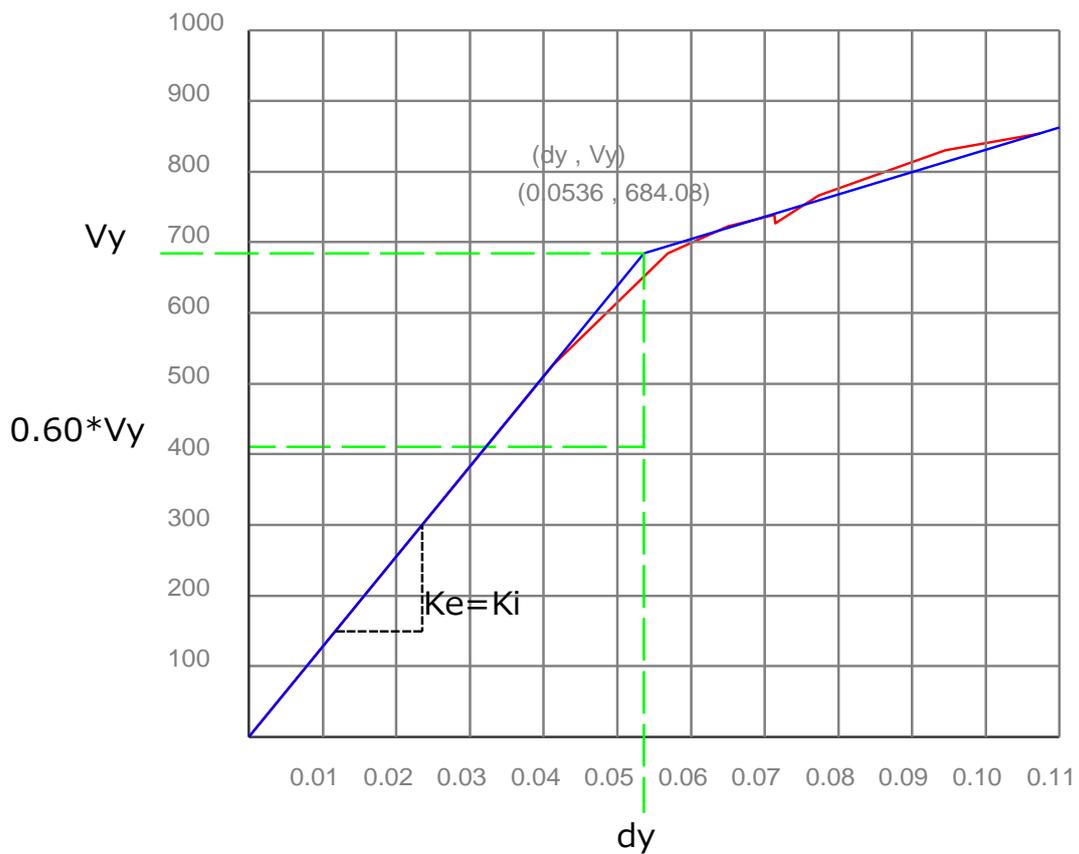


Figura 4.55: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal

Como la curva que se obtuvo era extensa y no lograba apreciar claramente las irregularidades en la misma solo se presenta la sección más representativa, pero en la tabla 4.7 se presenta todos los resultados de la misma.

En la curva anterior se puede notar que los Valores de K_e y K_i son iguales ya que solo se presenta una línea de tendencia hasta el punto donde la curva deja de ser elástica, pero solo es para este caso en particular, no siempre se presenta esta tendencia. A continuación se presenta una tabla de resultados de los valores que se obtuvo luego del análisis de la curva:

Tabla 4.7: Resultados Curva Bilineal

FACTORES	RESULTADOS
K_i	12758.71 Ton/m
K_e	12758.71 Ton/m
V_y	684.08 Ton
$V_y * 60\%$	410.45 Ton
δy	0.05362 m
V_u	818.43 Ton
δu	21.12 cm

4.6.- Punto de Desempeño

También se lo conoce como la demanda de desplazamiento, este tiene su utilidad para ayudar a comprender de una mejor manera el comportamiento de una edificación ante una excitación sísmica de diferente intensidad, además este puede ayudar a incrementar los niveles de seguridad a un menor costo.

Luego de haberse presentado los sismos de Northridge y Kobe, se tomó como una prioridad el realizar un Análisis Estático No Lineal, para evaluar la resistencia de la edificación por lo que se han realizado varias publicaciones en diversos códigos que tienen como fundamento nuevas tendencias de diseño, como la propuesta por el FEMA 273.

4.6.1.- Método del Coeficiente de Desplazamiento

Como se dijo anteriormente es muy necesario poder estimar el punto de desempeño para un análisis estático no lineal, por lo cual este método es un proceso numérico muy directo, ya que existen otros métodos pero en estos se debe transformar la curva de capacidad a las coordenadas espectrales y sobreponerlas, pero este método ofrece mayor rapidez.

La única desventaja de este método es que se limita a estructuras regulares, en las cuales no se presenten efectos de torsión adversos. Para este método la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 273, propone los siguientes pasos:

- Determinar el modelo Bilineal de la Curva de Capacidad, de acuerdo a lo que ya se estipuló anteriormente, es decir tratando de conseguir áreas equivalentes entre la curva de capacidad y su respectivo modelo bilineal.

Ton

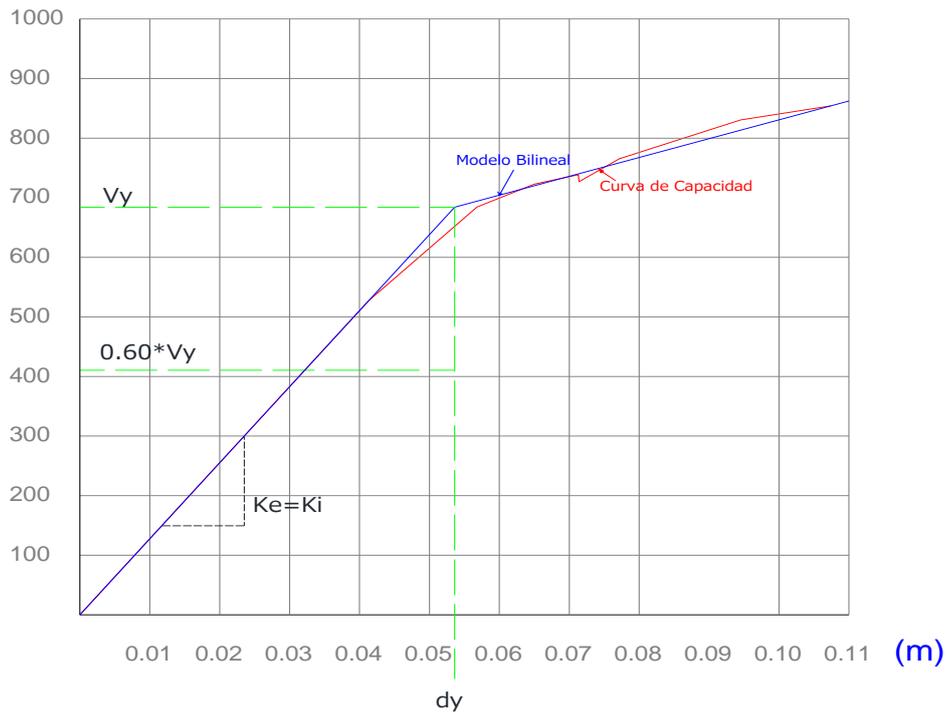


Figura 4.56: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal, para obtener los valores de K_e y K_i , que nuestro caso en particular son iguales.

- Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4.2)$$

Siendo:

T_e = Periodo Fundamental Efectivo

T_i = Periodo Fundamental Elástico, (en segundos) en la dirección considerada en el cálculo por el análisis el análisis elástico dinámico.

K_i = Rigidez Lateral Elástica de la estructura en el sentido de Análisis

K_e = Rigidez Lateral Efectiva de la estructura en el sentido de análisis.

Como se puede observar en la figura anterior K_e y K_i son iguales, ya que la curva de capacidad presenta un solo tramo lineal hasta su descenso en el punto de fluencia, con lo que se obtuvo como resultado lo siguiente:

$$T_e = (0.08 * (7 * 3.10)^{\frac{3}{4}}) * \sqrt{\frac{12758.71}{12758.71}}$$

$$T_e = 0.784791803 \text{ seg}$$

- Calculo del punto de desempeño de la estructura D_t .

$$D_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (4.3)$$

Siendo:

C_0 = Relación entre el Desplazamiento Espectral y Desplazamiento Inelástico Máximo probable en el último piso de la estructura, este valor se lo obtiene a partir de los siguientes criterios:

- Factor de participación del primer modo de vibración en el último piso.
- Se puede tomar un valor de acuerdo a la siguiente tabla, si el valor se encuentra entre valores intermedios se puede interpolar los valores de la misma.

Tabla 4.8: Tabla de valores del factor C_0 .

Número de Niveles	Valor de C_0
1	1.00
2	1.20
3	1.30
5	1.40
Más de 10	1.50

C_1 = Relación entre el Desplazamiento inelástico máximo esperado y desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, según los siguientes criterios:

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_C \quad (4.4)$$

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_C}{T_e}]}{R} \text{ para } T_e < T_C \quad (4.5)$$

$$C_1 = 1.5 \text{ para } T_e \leq 0.10 \quad (4.6)$$

T_C : Es el periodo característico definido por el Código de Ecuatoriano de la Construcción, para el punto donde cambia el espectro de diseño de aceleración constante a aceleración variable. Estos dependen del tipo de suelo como se explicó anteriormente.

Tabla 4.9: Valores de Periodo Característico

Perfil de suelo	T^* o T_c
S1	0.50
S2	0.52
S3	0.82
S4	2.00

R: Relación entre la demanda de resistencia Inelástica y coeficiente de resistencia de cedencia.

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} * \frac{1}{C_0} \quad (4.7)$$

V_y : Cortante de cedencia, se lo obtiene del Modelo Bilineal de la curva de capacidad.

W : Peso total de la estructura.

S_a : Aceleración definida entre el punto de transición de aceleración constante al período de velocidad constante.

C_2 = Representa los efectos de la degradación de la rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre el desplazamiento máximo de respuesta. En la siguiente Tabla se muestran los valores de C_2 para tres niveles de desempeño estructural y 2 tipos de estructuras, el Tipo 1 se refiere a estructuras cuyos elementos estructurales pueden resistir más del 30% del cortante basal en cualquier

nivel o elementos que pierden resistencia o se deterioran durante el sismo y el Tipo 2 para todas las estructuras que no se encuentran en estipuladas en el Tipo 1.

Tabla 4.10: Valores del Factor C_2 .

Nivel de Desempeño Estructural	T= 0.1 seg.		T ≥ Tc	
	Sistema	Sistema	Sistema	Sistema
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.00	1.00	1.00	1.00
Seguridad de Vida	1.30	1.00	1.10	1.00
Prevención del Colapso	1.50	1.00	1.20	1.00

C_3 = Representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden. En este coeficiente se estipula que para estructuras con una rigidez post cedencia mayor al 5% de la rigidez elástica K_i , este coeficiente es igual a 1, de lo contrario se debe utilizar la siguiente expresión:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|*(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (4.8)$$

- α : Es la relación entre la rigidez post cedencia K_s y la rigidez elástica K_i , que se determinan del Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.

Con los coeficientes detallados con anterioridad se procedió a realizar los cálculos con lo cual se obtuvo lo siguiente:

- C_0 = En este valor se debe realizar una interpolación lineal tal como lo establece FEMA-273 para valores intermedios, como nuestra edificación es de 7 Niveles se interpoló entre los rangos de 5 niveles y más de 10 niveles con lo que se obtuvo lo siguiente:

$$C_0 = 1.45$$

- C_1 = Este valor para nuestro caso entra en el segundo caso por lo que se debe aplicar la fórmula, además para el caso de análisis la estructura se asienta sobre un estrato de suelo tipo S3 por lo se definen los siguientes valores:

Tabla 4.11: Resultados necesarios para el Cálculo de C_1 .

COEFICIENTES	VALOR
Tc seg.	0.82
Te seg.	0.78479
Sa m/seg ²	1.10
Vy Ton.	684.08
W Ton.	3466.03

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_c}{T_e}]}{R} \text{ para } T_e < T_c \quad (4.5)$$

Por lo que primero se debe calcular el valor de R con la ecuación antes mencionada:

$$R = \frac{1.10}{\frac{684.08}{3466.03}} * \frac{1}{1.45}$$

$$R = 3.8437$$

Con este resultado se calculó C_1 , pero se debe tener muy en cuenta que este valor debe estar entre 1.50 y 1.00, ya que nos encontramos en el segundo caso:

$$C_1 = \frac{[1.0 + (3.8437 - 1)\frac{0.82}{0.78479}]}{3.8437}$$

$$C_1 = 1.0332$$

- C_2 = Para poder definir este coeficiente lo primero que se debe tomar en cuenta es el nivel de desempeño que se espera de la estructura, para el caso que se ha venido analizando en el transcurso de la presente se establece un nivel de desempeño Seguridad de Vida, además tenemos que interpolar los valores en la Tabla 4.10:

$$C_2 = 1.1111$$

- C_3 = En el Ecuador no se han realizado estudios para demostrar que las estructuras de hormigón armado tengan una rigidez post cedencia mayor

al 5% de la rigidez elástica, por lo que tomamos el caso más crítico y se calcula con la fórmula, para este coeficiente no existe limitantes, pero en ningún caso es menor a 1.

Antes se debe determinar el valor del coeficiente α , el cual relaciona Rigidez post cedencia y K_i , de la gráfica Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad se determina este valor como la pendiente de la segunda línea.

Ton

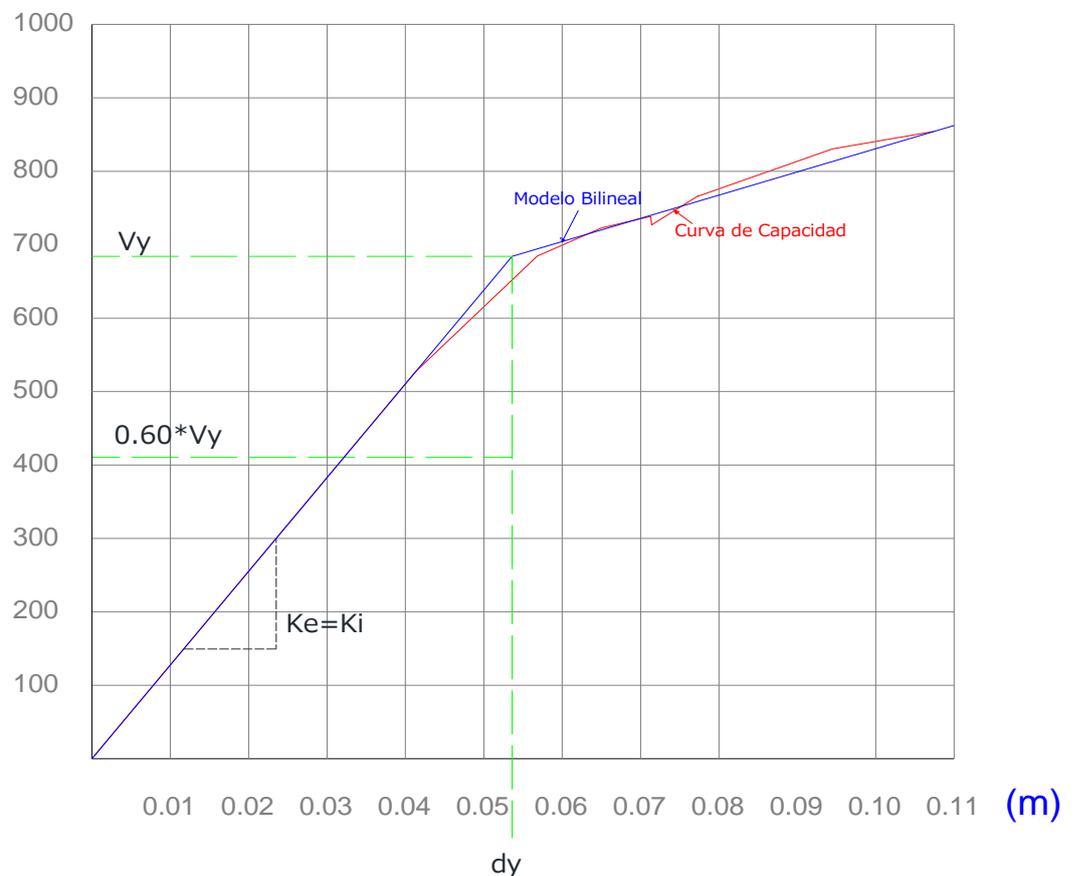


Figura 4.57: Curva de Capacidad y Modelo Bilineal

Lo que nos da un valor de $K_s=3186.0725$ Ton/m, para hallar el valor de α se parte de la igualdad $K_s= \alpha * K_e$, los valores de R y Te ya fueron encontrados anteriormente:

$$\alpha = 0.24971745$$

$$C_3 = 1 + \frac{|0.24971745| * (3.8437 - 1)^{3/2}}{0.78479}$$

$$C_3 = 2.52588$$

Para terminar se debe determinar el valor de S_a , el cual se obtiene con el periodo de vibración fundamental de la estructura y se ingresa al espectro de diseño del CEC-2001.

$$S_a = 1.10 \frac{m}{s^2}$$

Una vez ya definidos todos los coeficientes se encuentra el valor de D_t , y se realiza las correspondientes comparaciones con lo estipulado en el FEMA-273.

$$D_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (4.3)$$

$$D_t = 1.45 * 1.0332 * 1.1111 * 2.52588 * 1.1 * \frac{0.78479^2}{4\pi^2}$$

$$D_t = 0.0722 \text{ m}$$

Este valor que se determinó para el punto de desempeño se lo introdujo en la gráfica de la representación bilineal, con el cual se puede encontrar la fuerza de desempeño que debe soportar la estructura para el sismo que se está trabajando.

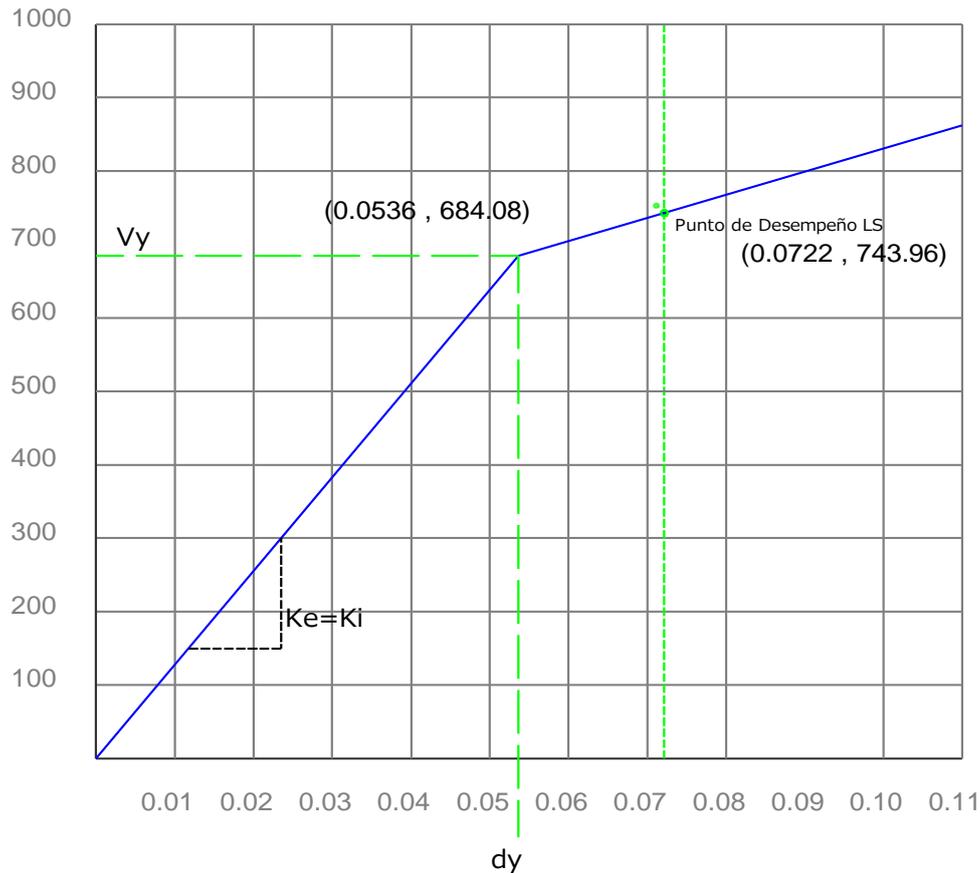


Figura 4.58: Grafica Punto de Desempeño, Desplazamiento (m) vs. Fuerza (Ton)

Se han realizado una gran cantidad de estudios hasta la fecha, pero no se ha llegado a un consenso en los límites del nivel de desempeño o daño discreto que debe cumplir una estructura y sus respectivas derivas de piso. Entre estos estudios se encuentran HAZUS-99, ATC-40, VISION-2000 y el código que se ha venido estudiando en el presente estudio que es FEMA-273, todos estos códigos proporcionan directrices para establecer los límites de desempeño pero presentan una incertidumbre en la definición de los mismos y flexibilidad para tomar otros valores que los ingenieros estructurales crean

más convenientes de acuerdo al comportamiento que deseen de la estructura, nivel de desempeño y uso de la misma.

A continuación se presentan unas directrices que pueden ser tomadas en cuenta para la verificación del nivel de desempeño que se espera en una edificación:

Tabla 4.12: Límites de Deriva máxima de piso propuesto por ATC-40, para los diferentes Niveles de desempeño.

Nivel de Desempeño	Deriva entre Piso δ_i
Ocupación Inmediata (IO)	0.01
Seguridad de Vida (LS)	0.02
Prevención del Colapso (CP)	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

Siendo:

P_i : Porción del peso total del edificio W, asignado a nivel de piso i.

Tabla 4.13: Límites de Deriva máxima de piso según VISIÓN- 2000, para los diferentes Niveles de desempeño.

Nivel de Desempeño	Deriva entre Piso δ_i (% altura entre piso)
Totalmente Operacional	0.20
Operacional	0.50
Seguridad	1.50
Próximo al Colapso	2.50
Colapso	>2.50

Como se puede observar para un mismo nivel de desempeño se tienen dos valores que están bastante alejados, por lo que los mismos códigos proponen

una flexibilidad para tomar cualquier valor según las necesidades e importancia que defina el ingeniero estructural.

Las derivas que presentamos anteriormente en el presente capítulo eran menores del 2% por lo que entramos con holgura en la tabla propuesta por el ATC-40 para el nivel de desempeño que hemos adoptado NIVEL SEGURIDAD DE VIDA (LS), pero no logramos entrar en el mismo nivel en la tabla propuesta por VISION-2000.

Además necesitamos realizar una comparación del punto de desempeño que se obtuvo por lo cual nos remitiremos a un estudio realizado por el Ing. Msc. Amador Terán Gilmore, quien presenta una tabla muy concisa luego de haber estudiado los códigos antes mencionados.

Tabla 4.14: Intervalo de Valores límites para el Punto de Desempeño

Nivel de Desempeño	Intervalo para Dt (cm)
Ocupación Inmediata (IO)	$0.77 < Dt \leq 2.85$
Seguridad de Vida (LS)	$5.63 < Dt \leq 10.59$
Prevención del Colapso (CP)	$10.59 < Dt \leq 25.35$

FEMA-273, propone tablas más detalladas para una gran cantidad de casos, rehabilitación de elementos estructurales principales y secundarios, creación de nuevos elementos estructurales principales y secundarios, análisis por elementos estructurales, juntas de un mismo material de construcción, juntas de materiales mixtos y elementos no estructurales como son mampostería no portante, instalaciones eléctricas y sanitarias, contenido general para lo que

fue creado el edificio, pero todo esto será mejor explicado en el siguiente Capítulo.

4.7.- Resumen de Derivas

Se presenta una tabla para comparar las derivas en los casos de análisis, como se dijo anteriormente solo se trabaja con sismo X.

Tabla 4.15: Resumen de derivas

Piso	PushsismoX	Pushmodal	Pseudo estático
7	0.004457	0.002054	0.000763
6	0.012268	0.004744	0.001341
5	0.019346	0.006777	0.001476
4	0.021738	0.008402	0.001579
3	0.020205	0.008232	0.001404
2	0.016229	0.007267	0.001405
1	0.00647	0.002936	0.000938
0	0	0	0

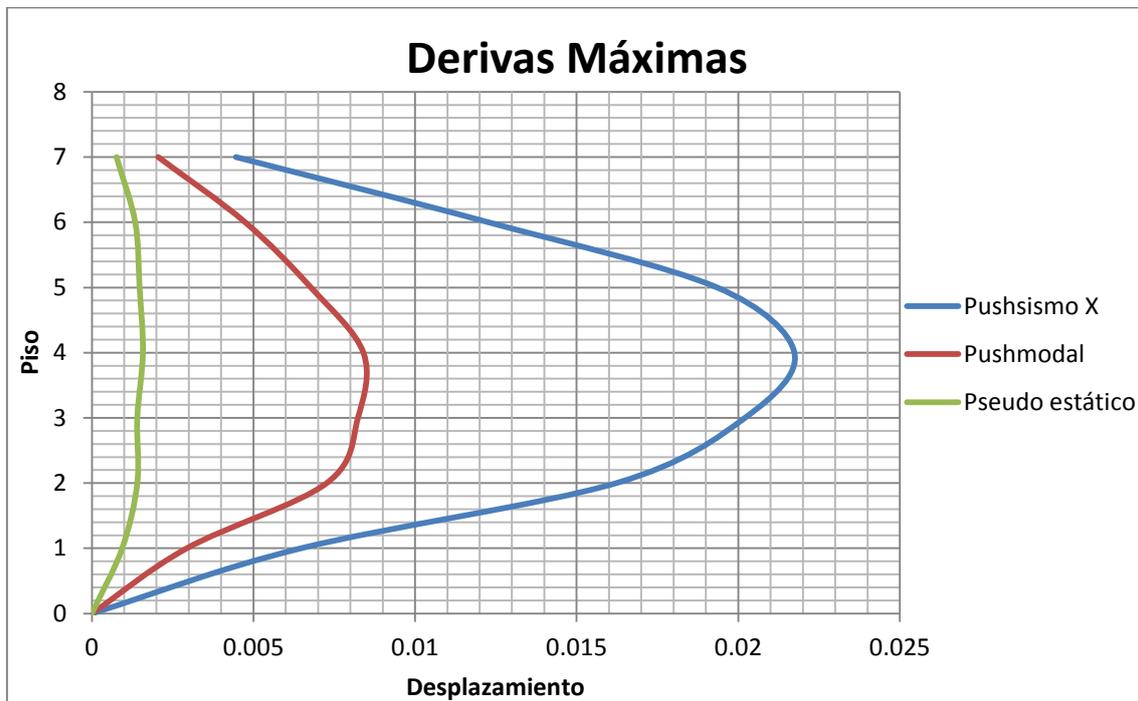


Figura 4.59: Resumen de derivas máximas Modelo 3D

CAPITULO 5: DESCRIPCIÓN DEL USO DE TABLAS PROPUESTAS EN EL CÓDIGO FEMA.

5.1.- Descripción General

Según los parámetros que establece FEMA-273, se debe realizar un modelado de los elementos con todas sus propiedades ya sean estas geométricas y dependientes del material, debiéndose tener cuidado en los factores de reducción de la Inercia, además establece que esta es una guía para el análisis sísmico por desempeño en ningún momento pretende ser una directiva general o un código que sustituya a los códigos de diseño creados para cada región específica donde se realice un proyecto, el alcance de este código comprende la rehabilitación de edificios dentro y fuera de los Estados Unidos así como la creación de nuevos edificios en la misma jurisdicción.

FEMA, es un compendio de diseño de edificios por desempeño no solo de hormigón armado, aborda otros materiales como hormigón pre-esforzado, prefabricado, Acero estructural además de otros sistemas de construcción mixtos.

Además es una herramienta para el diseño y regulación de edificios así como también un sustento para futuras investigaciones que mejoren los códigos de diseño y estándares de provisión, también este puede ser utilizado por un ingeniero estructural para ayudar a los propietarios de los edificios a seleccionar criterios de reducción y protección del riesgo sísmico, sin embargo este documento no puede ser considerado ni un manual ni un texto que contenga reglamentos universales y está sujeto a cambios de acuerdo a la jurisdicción.

Para que esta guía se convierta en un código aplicable con un buen nivel de confianza se requiere como mínimo un estudio cuidadoso de aplicabilidad y criterios de aceptación para la localidad en la cual se va a usar, transformarlo a un formato de código sujeto a las leyes que rigen la jurisdicción, y la visión de requerimientos adicionales a las mismas.

Por lo tanto es aplicable en las siguientes instancias:

- Actividades y políticas asociadas con la rehabilitación sísmica.
- Determinación de mapas de riesgo sísmico.
- Desarrollo de contenido técnico.

Esto es solo un pequeño resumen de las ventajas y aplicaciones que puede encontrarse en FEMA-273, pero para conseguir un mayor entendimiento de todo esto se debe remitir de una manera integral al contenido expuesto en FEMA-273, ya que un diseño estructural completo debe tomar en cuenta todos los aspectos que no solo conciernen a la estructura en sí, sino también a componentes no estructurales tales como instalaciones eléctricas, sanitarias y uso que vaya a tener la estructura.

En lo que concierne a este documento se mostraran las directivas principales que se deben tomar en cuenta para un diseño por desempeño en edificios de hormigón armado.

5.1.1.- Modelado y Diseño

El diseño para edificios existentes o nuevos siguen en general las directrices indicadas en el código más cercano a la ubicación del proyecto, por lo que en nuestro país debemos regirnos al Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2001, pero también pone casos de excepción que deben ser analizados y son los siguientes:

- Los modos de fallas frágiles o de baja ductilidad, deberán ser definidos como parte del análisis, estos típicamente incluyen el comportamiento en forma directa a la compresión, corte en componentes de conexiones así como la torsión de los mismos, se deberá tener cuidado en las longitudes de desarrollo y anclaje para el refuerzo del hormigón. Se prefiere que los esfuerzos, fuerzas y momentos que actúan en estos casos de falla se determinen para una resistencia probable localizada para las acciones no lineales.
- El análisis de los componentes del hormigón armado debe incluir una evaluación de las demandas y capacidades en todas las secciones a lo largo del componente, se debe dar atención particular en puntos localizados donde las cargas laterales y las cargas gravitacionales producen los máximos efectos, donde los cambios de sección o refuerzo sean drásticos y se reduzcan ya que estos producen concentración de esfuerzos y una falla prematura.

5.1.2.- Rigidez

La rigidez de los componentes deberá ser calculada de acuerdo a los principios fundamentales de mecánica. Los puntos de flexibilidad se deben incluir así como los de corte y carga axial, y el refuerzo de las conexiones adyacentes y

componentes similares. La rigidez debe ser seleccionada para representar el esfuerzo y niveles de deformación para los cuales los componentes estarán sujetos considerando también, efectos de temperatura y retracción de fraguado, combinados con el sismo de diseño y las cargas gravitacionales, estos últimos podrán ser despreciados o tomarlos como mínimos si así requiere el código de la jurisdicción local.

5.1.3.- Procedimientos No lineales

Cualquier procedimiento no lineal deberá regirse de acuerdo al Capítulo 3 del código FEMA-273, donde la respuesta de los componentes a efectos de carga, deformación son representados por relaciones no lineales, excepto por aquellas relaciones lineales que son aceptadas donde la respuesta no lineal no ocurrirá en el componente.

La relación no lineal entre la carga y deformación está basada en evidencias tomadas en las secciones de la 6.5 a 6.13 del código FEMA.

La representación estática no lineal deberá ser compuesta por segmentos de líneas o curvas que definan su comportamiento bajo las cargas laterales monotónicas que se incrementan con el tiempo.

5.1.3.1.- Pórticos de Hormigón Armado

El modelo de análisis para un elemento de un pórtico viga-columna debe representar la fuerza, la rigidez, y la capacidad de deformación de vigas, columnas, uniones de columna y de la viga, y otros componentes que pueden ser la parte del marco estructural, incluso conexiones con otros elementos. Falla potencial en la flexión, corte, y la longitud de desarrollo del refuerzo en cualquier sección a lo largo de la longitud del componente debe ser considerada. La

interacción con otros elementos, incluso elementos no estructurales debe ser incluida.

La unión de columna-viga en la construcción monolítica generalmente debe ser representada como una zona rígida que tiene dimensiones horizontales iguales a la sección transversal de la columna y dimensiones verticales iguales a la profundidad de viga, salvo que exista una unión más amplia puede ser asumida donde la viga es más amplia que la columna y donde esté justificado por pruebas experimentales. El modelo de la conexión entre las columnas y cimentación debe ser seleccionado basado en los detalles de la conexión entre la cimentación y la columna y la rigidez de la interacción suelo-estructura. La acción de la losa como un diafragma que interconecta elementos verticales debe ser representada.

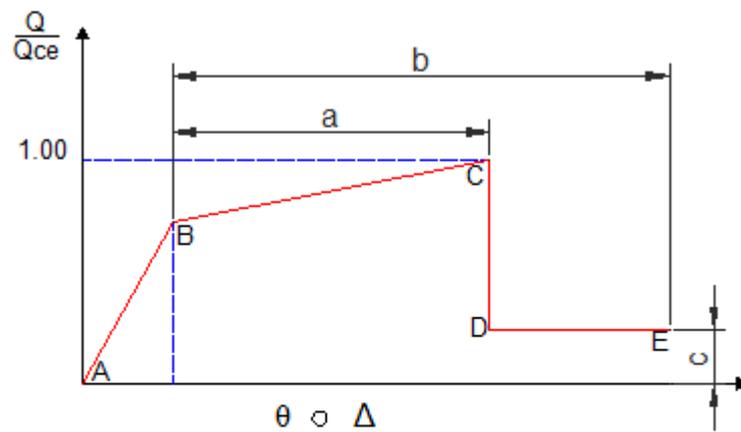
Las deformaciones inelásticas en componentes primarios deben ser restringidas a la flexión en vigas (incluyendo en losas, si se presenta) y columnas. Otras deformaciones inelásticas son permitidas en componentes secundarios. Los criterios de aceptación son proporcionados en la Sección 6.5.2.4 del Código FEMA-273.

5.1.3.1.1.- Rigidez para el Análisis No lineal

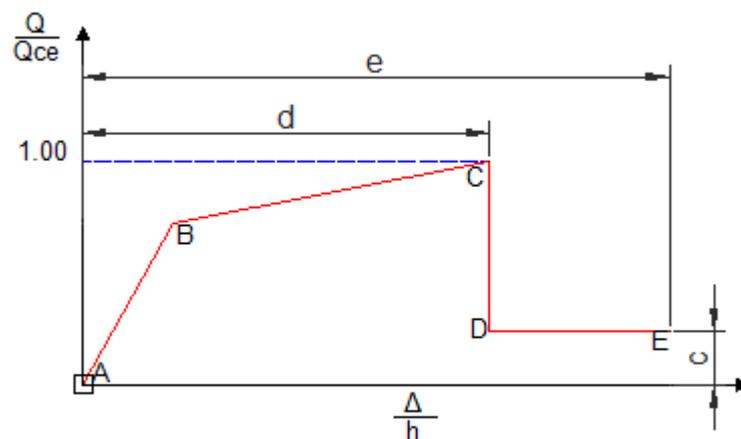
Las vigas y columnas deben ser modeladas utilizando articulaciones plásticas concentradas o modelos de articulaciones distribuidas, estos modelos deben representar las características de los elementos de hormigón armado sujetos a carga lateral, el modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de todo el componente excepto donde éste muestre un equilibrio a la fluencia. Donde la

respuesta no lineal dependa de otra acción que no sea la flexión, el modelo deberá ser establecido para que represente dicho efecto.

Las relaciones monotónicas entre la carga y la deformación deben estar acordes a la relación generalizada que se muestra en la siguiente figura:



(a) Deforcación



(b) Radio de Deforcación

Figura 5.1: Relación Generalizada entre Carga-Deforcación

En la figura el punto B corresponde a la fluencia significativa, C corresponde al punto donde la mayor resistencia a la carga lateral se considera como perdida y E corresponde al punto donde la resistencia a las cargas gravitacionales se pierde. La relación total entre la deformación y la carga lateral debe ser establecida de modo que la máxima resistencia sea consistente con las especificaciones de la fuerza de diseño contempladas en las secciones del FEMA-273, 6.4.2 y 6.5.2.3, las cuales en general dicen lo siguiente:

- Las fuerzas utilizadas en el diseño controlado por deformaciones se deben tomar igual a las fuerzas obtenidas experimentalmente o las calculadas utilizando principios básicos de mecánica. Las fuerzas esperadas son definidas para ser cercanas al máximo de la resistencia esperada dentro del rango de deformaciones al cual el componente sea viga o columna este sujeto, esto incluye deformaciones en el rango elástico e inelástico. La fuerza de fluencia a la tensión en el refuerzo longitudinal debe ser asumido como al menos 1.25 veces el esfuerzo de fluencia nominal f_y . Estos procedimientos también están especificados en el ACI-318 y pueden ser utilizados para calcular las fuerzas de diseño excepto aquellas fuerzas que tengan el factor de reducción ϕ , este factor se debe tomar igual a la unidad y otros procedimientos explicados en la guía del FEMA deben gobernar donde sean aplicables.

Para vigas y columnas la deformación generalizada que se pueden ver la figura 5.1, puede ser una rotación angular o a su vez un desplazamiento y rotación de la articulación plástica. Para las juntas entre vigas y columnas

una medida aceptable de la deformación generalizada se debe al corte. Los valores de la deformación generalizada en los puntos B, C y D deben ser derivados por experimentos y análisis rotacionales que tomarán en cuenta las interacciones entre flexión, carga axial y corte. De manera alterna donde la deformación generalizada se tome como rotación en la zona de flexión de la articulación plástica las capacidades serán definidas de acuerdo a las tablas 6-6 y 6-7 del Código FEMA-273. Donde la deformación es producida por corte en la junta viga y columna.

5.1.3.1.2.- Patrones de Carga

Para definir los casos estáticos del análisis no lineal, se toma en cuenta lo establecido en el FEMA 273, capítulo 3, sección 3.3.3.2; donde se mencionan los criterios para formar patrones de carga, los criterios principales son:

- Un patrón de carga lateral, que represente la distribución del cortante basal, sea por métodos indicados en FEMA 273, o los indicados en el reglamento más idóneo al sitio de la ejecución del proyecto, siempre y cuando se siga la distribución de una Pseudo-carga lateral, la misma que debe establecerse si más del 75% de la masa participa en el primer modo de vibración de la estructura, en la dirección de análisis o;
- Un patrón de carga lateral proporcional a la inercia de piso consistente con la distribución del cortante basal calculada por la combinación de la respuesta modal usando (1) Análisis Modal Espectral del edificio incluyendo todos los modos de tal forma que participe el 90% de la masa, y (2) el apropiado espectro de movimiento del suelo.

5.1.3.2.- Muros de Corte

Muros de corte es un tema muy extenso, el cual requiere un estudio detallado en cuanto a las disposiciones que establece FEMA-273, por lo cual no se aborda a profundidad este tema y se recomienda lo analicen futuras investigaciones, en el presente se mencionan los aspectos más relevantes necesarios para el análisis no lineal.

Un muro de corte de hormigón armado consiste en un elemento plano vertical que normalmente se utiliza como elemento primario para resistir las fuerzas laterales cuando se utiliza como parte de un sistema estructural. En general, los muros de corte (o segmentos de muro) son considerados convenientes si su relación de aspecto (altura/longitud) es $S=3.0$, y son considerados cortos si su relación de aspecto es menor a 1.5. Los muros de corte son normalmente controlados por flexión, en los muros cortos predomina la acción del corte y en los muros que se encuentren en el rango intermedio tienen la influencia de ambos corte y flexión. Las provisiones dadas aquí se aplican a todos los muros de corte que son parte de un sistema estructural de concreto que tienen vigas de conexión así como sistemas de muros discontinuos. Existe la posibilidad de que se controle a estos elementos como un muro sólido solo si tienen pequeñas aberturas que no influyen la fuerza resistente o el comportamiento inelástico del muro. Los muros de corte perforados se caracterizan por un patrón regular de grandes aberturas en dos direcciones vertical y horizontal que crean subelementos viga y columna. Estas provisiones también incluyen a elementos conexos vigas y columnas que son componentes especiales asociados al muro de corte.

5.1.3.2.1.- Rigidez para el Análisis

La rigidez principalmente depende de las propiedades del material, las dimensiones del elemento, cuantías de armado, las condiciones de apoyo y el estado actual del elemento con respecto al agrietamiento y niveles de esfuerzo. Todos estos aspectos deben ser considerados al momento de definir su rigidez efectiva; los valores generales de rigidez efectiva se dan en la tabla 6-4 del Código FEMA-273. Para obtener una distribución adecuada de las fuerzas laterales, todos los muros deben ser asumidos con inercias agrietadas o no agrietadas de acuerdo a las especificaciones del Código FEMA-273, o bien las que establezca el Capítulo 21 del ACI-318. En estructuras donde la resistencia a la carga lateral sea provista ya sea por muros de corte o una combinación de muros de corte y el sistema estructural, se considerará como agrietados.

Para las vigas conexas o vigas de acople se utilizarán los valores dados en la tabla 6-4 del FEMA, siempre y cuando estas no sean pre esforzadas se adaptan para modelar la rigidez. Las columnas que soportan los muros discontinuos sufrirán cambios significantes en la carga axial mientras resistan las fuerzas laterales del muro. Así los valores de la rigidez para dichas columnas necesitarán cambiar entre valores para columnas en tensión y columnas en compresión dependiendo de la dirección de la carga lateral asistida por el muro de corte.

5.1.3.2.2.- *Procedimientos no lineales estáticos.*

La deformación no lineal y sus relaciones numéricas deben seguir los procedimientos generales descritos en la sección 6.4.1.2 del código FEMA-273.

- Las relaciones monotónicas entre la carga y deformación para modelos analíticos que representen muros de corte, segmentos de pared, vigas conexas y columnas de hormigón armado que soportan muros discontinuos deben seguir la forma general de la figura 5.1. Para los dos puntos de la relación carga deformación el punto B corresponde a la fluencia efectiva y el punto C corresponde al punto donde se pierde toda resistencia a la carga lateral, por último, el punto E corresponde a la pérdida de la resistencia a la carga gravitacional. La relación carga deformación en la figura 5.1 (a) debe referirse a todos los muros de corte y segmentos de muro que tienen comportamiento inelástico bajo cargas laterales que están gobernadas por flexión, así como las columnas que soportan los muros discontinuos de corte. Para todos esos miembros, el eje X de la figura 5.1(a) se tomará como la rotación sobre la región de articulación plástica al final del miembro. Para más información refiérase a la siguiente figura 5.2:

La rotación de la articulación en el punto B corresponde al punto de fluencia, Θ_y , el cual se obtiene por la siguiente expresión:

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c * I} \right) * l_p \quad (5.1)$$

Dónde:

M_y : Momento de Fluencia de Capacidad del muro de corte o segmento de muro.

E_c : Módulo de Elasticidad del Concreto.

I : Momento de inercia de la sección.

l_p : Longitud de la articulación plástica.

Para modelos analíticos el valor de l_p debe ser igual a 0.5 veces la altura de la sección en la dirección de carga y que produce efectos de flexión, pero menor que la altura de un piso para muros de corte y menos del 50% de la altura del elemento para segmentos de pared. Para columnas de hormigón armado que soportan muros discontinuos de corte, la longitud de la articulación plástica debe ser igual a 0.5 veces la altura del componente en la dirección de carga.

Para muros de corte y segmentos de la pared cuya respuesta inelástica es controlada por corte, es más adecuado usar la deriva como el valor de deformación en la figura 5.1 (b). Para muros de corte, esta deriva es realmente la deriva de piso como se muestra en la figura 5.3. Para segmentos de la pared, la figura 5.3 esencialmente representa la deriva de miembro.

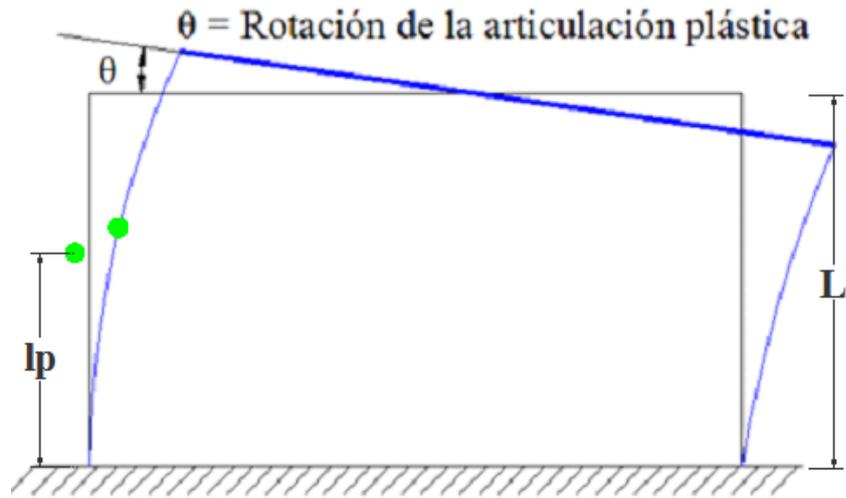


Figura 5.2: Rotación de la Articulación Plástica en el muro de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica.

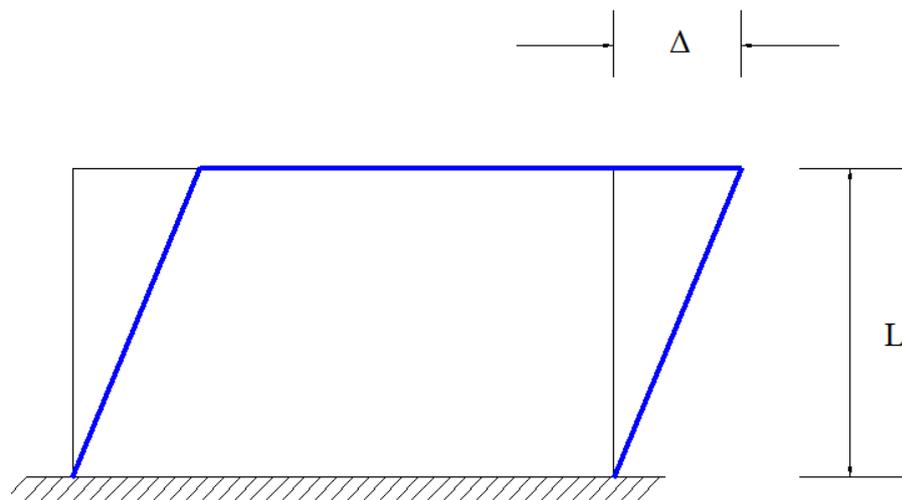


Figura 5.3: Deriva de piso en muro de corte donde el corte domina la respuesta inelástica.

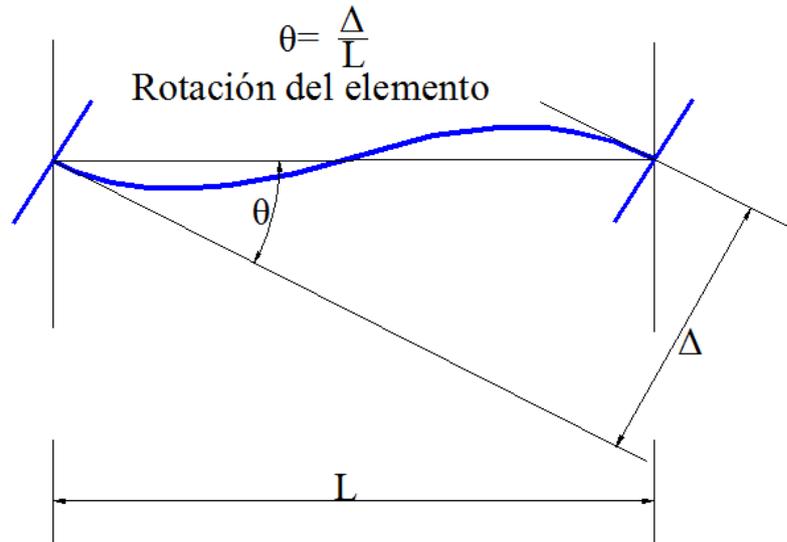


Figura 5.4: Rotación del elemento para vigas conexas en muros de corte.

Para vigas conexas, la medida de deformación para ser usada en la figura 5.1 (b) es la rotación del tensor para el miembro, como está definido en la figura 5.4. La rotación del tensor es la medida más representativa del estado de deformación de una viga conexa, si su respuesta inelástica es gobernada por la flexión o por corte.

Los valores para las variables d, e, y c, que se requieren para encontrar los puntos C, D, y E en la figura 5.1 (b), se encuentran en las tablas 5.10 y 5.11 para los miembros apropiados. La interpolación lineal entre valores tabulados debe ser usada si el miembro de análisis tiene condiciones que están entre los límites dados en las tablas.

Para el NDP, el comportamiento de histéresis completo de cada componente debe ser modelado usando propiedades verificadas por pruebas experimentales. Las relaciones en la figura 5.1 deben ser

tomadas para representar la envolvente de análisis. La carga y descarga de rigideces y fuerzas, y cualquier cambio de la carga y la rotación de los lazos de histéresis, deben reflejar el comportamiento experimentalmente observado para elementos del muro similar al que está bajo investigación.

5.1.3.2.3.- *Fuerzas de diseño*

Las discusiones en los párrafos siguientes deben aplicarse para muros de corte, segmentos de muro, vigas conexas, y las columnas en las que se apoyan muros de corte discontinuos. En general, las componentes de fuerzas deben ser calculadas según las exigencias generales de la Sección 6.4.2 del código FEMA-273, excepto como se modifiquen aquí. La fluencia y la máxima componente de fuerzas deben ser determinadas considerando el potencial para la falla o colapso a flexión, corte, o longitud de desarrollo bajo combinaciones de carga lateral y fuerzas gravitacionales.

La fuerza de flexión nominal en muros de corte o los segmentos de muro deben ser determinados usando los principios fundamentales dados en el Capítulo 10 de Exigencias de Código de Construcción para el Hormigón Estructural, ACI-318 a partir de la versión 1995. Para el cálculo de la fuerza nominal de flexión, la compresión efectiva y la tensión en el alma se utilizará el espesor definido en la Sección 6.8.2.2A, excepto que el primer límite debe ser cambiado a un décimo de la altura del muro. Para determinar la fuerza de fluencia a flexión como se representa por el punto B. En la figura 5.1 (a), sólo se considerará el acero longitudinal en los bordes del muro. Si el muro no tiene un miembro divisorio, entonces sólo

se considera el acero longitudinal en el 25 % externo de la sección del muro.

Cuando se calcula la fuerza nominal de flexión del muro, como está representado por el punto C en la figura 5.1 (a), todo el acero longitudinal (incluso el refuerzo en la base) debe ser incluido en el cálculo. Para los dos cálculos del momento descritos aquí, la fuerza de fluencia del refuerzo longitudinal deberá ser tomada como el 125 % de la fuerza de fluencia especificada para explicar el endurecimiento de tensión y sobreesfuerzo del material. Para todos los cálculos de fuerza de momento, la carga axial que actúa sobre la pared debe incluir cargas de gravedad como está definido en el Capítulo 3 del código FEMA-273.

La fuerza nominal de flexión de un segmento de muro o del muro de corte debe ser usada para determinar la máxima fuerza de corte que probablemente actuará en los muros de corte, segmentos de muro, y las columnas que soportan muros de corte discontinuos. Para muros de corte en voladizo y columnas que sirven de apoyo a muros de corte discontinuos, la fuerza de corte de diseño es igual a la magnitud de la fuerza lateral requerida para desarrollar las fuerzas de momento nominal positivo y negativo en el final opuesto en el segmento de pared.

La fuerza nominal de corte de un muro de corte o de segmento de muro debe ser determinada basada en los principios y ecuaciones dadas en la Sección 21.6 del ACI 318-95 o cualquier otra más actualizada. La fuerza nominal de corte de las columnas de hormigón armado que soportan muros de corte discontinuos deben ser determinadas basadas en

principios y ecuaciones dadas en la Sección 21.3 del ACI 318-95. Para todos los cálculos de la fuerza de corte, la fuerza de fluencia especificada del refuerzo deberá ser tomada como 1.0 veces. No debería haber ninguna diferencia entre la fuerza nominal de fluencia y de corte como se representa en los puntos B y C en la figura 5.1.

Cuando un muro de corte o segmento de muro tiene una cuantía de refuerzo transversal, ρ_n , menos que el valor mínimo de 0.0025, pero mayor que 0.0015, la fuerza de corte del muro debe ser analizada usando las ecuaciones del ACI 318-95 anotadas anteriormente. Para cuantías de refuerzo transversales menor que 0.0015, la contribución del refuerzo del muro al corte que resiste el mismo, debe asumirse constante en el valor obtenido usando $\rho_n = 0.0015$ (Wood, 1990).

Las longitudes de empalme para el refuerzo longitudinal primario deben ser evaluadas usando los procedimientos dados en la Sección 6.4.5 del código FEMA-273. Las fuerzas de flexión reducidas deben ser evaluadas en posiciones donde los empalmes gobiernan la tensión útil en el refuerzo. La necesidad del refuerzo de confinamiento en los miembros exteriores en el muro de corte deben ser evaluados por el procedimiento para determinar deformaciones laterales descrito en el Código de Construcción Unificado (ICBO, 1994), o el método recomendado por Wallace (1994 y 1995) para determinar deformaciones laterales máximas en el muro y la compresión máxima resultante en los extremos del muro.

Las fuerzas de flexión y corte nominal de las vigas conexas reforzadas con acero convencional deben ser evaluadas utilizando principios y

ecuaciones contenidas en el Capítulo 21 del ACI 318-95. Las fuerzas de flexión y corte nominal con acero diagonal deben ser evaluadas utilizando los procedimientos definidos en NEHRP 1994. En ambos casos, se usará el 125 % de la fuerza de fluencia especificada para el refuerzo longitudinal y diagonal.

Las fuerzas de corte y flexión nominal de las columnas que soportan muros de corte discontinuos deben ser evaluadas con lo estipulado en la sección 6.5.2.3 del código FEMA-273.

5.2.- Criterios de Aceptación

La respuesta inelástica deberá ser restringida a los componentes y acciones situados en las siguientes tablas dependiendo de cada elemento viga, columna, uniones viga-columna, losas bidireccionales y muros de corte. Cabe mencionar que FEMA no solo contempla el diseño de estos elementos de hormigón armado, aborda otros elementos hechos en concreto desde hormigón prefabricado, pre esforzado, post tensado y elementos de fundación. Ya que el control de estos elementos implica el análisis lineal o no lineal, FEMA establece criterios de aceptación para los dos procedimientos pero solo se menciona uno ya que es elección del ingeniero estructural optar por uno de estos dos, sin desmerecer el criterio del otro. Estas tablas también pueden ser utilizadas para evaluar la condición de edificios existentes, para posteriormente aplicar medidas de rehabilitación en componentes específicos o de manera integral.

5.2.1.- Columnas

Los componentes listados en esta tabla se restringen a las acciones y respuestas inelásticas contenidas en la tabla 5.1, para análisis no lineal, excepto donde estas

demuestran otro comportamiento inelástico que pueda tolerar el nivel de desempeño y que son parte de otro análisis como es el caso de vigas secundarias, vigas y columnas conexas en muros de corte.

Tabla 5.1: Tabla Criterio de Aceptación 6-7 Código FEMA-273.

<i>Parámetros de modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales —Columnas de Hormigón Armado</i>										
Condiciones			Parámetros de Modelado ⁴			Criterio de Aceptación ⁴				
			Ángulo Rotación Plástica, Radianes	Radio de fuerza residual	Ángulo Rotación Plástica, Radianes					
					Tipo de Componente					
					Primario		Secundario			
					Nivel de Desempeño					
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columnas controladas por flexión¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Ref. Trans ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
<0.1	C	<3	0.02	0.03	0.20	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
<0.1	C	>6	0.015	0.025	0.20	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
>0.4	C	<3	0.015	0.025	0.20	0.00	0.005	0.015	0.010	0.025
>0.4	C	>6	0.01	0.015	0.20	0.00	0.005	0.01	0.01	0.015
<0.1	NC	<3	0.01	0.015	0.20	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
<0.1	NC	>6	0.005	0.005	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥0.4	NC	≤3	0.005	0.005	-	0.00	0.00	0.005	0.00	0.005
>0.4	NC	>6	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ii. Columnas controladas por corte^{1,3}										
Espaciamiento del Estribo < d/2,			0.00	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015
Otros Casos			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
iii. Columnas controlados por un inadecuado traslape a lo largo de la luz libre¹³										
Espaciamiento del Estribo < d/2			0.01	0.02	0.40	1.00	1.00	1.00	0.01	0.02

Espaciamiento del Estribo $> d/2$	0.00	0.01	0.20	1.00	1.00	1.00	0.005	0.01
-----------------------------------	------	------	------	------	------	------	-------	------

iv. Columnas con carga Axial que excede el $0.7P_0$ ^{1,3}

Refuerzo conformado sobre la longitud	0.015	0.025	0.02	0.00	0.005	0.001	0.01	0.02
Resto de casos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii, y iv ocurre para un componente dado, use el valor numérico apropiado de mínimo de la Tabla.

2., 3. Bajo el encabezado de "Refuerzo Transversal," "C" y "NC" son abreviaciones para detalles conformados y no conformados. Un componente es conformado si, dentro de la región de flexión plástica, los estribos están espaciados cada $\leq d/3$, y si, por componentes de moderada a gran demanda de ductilidad, la fuerza que proveen los estribos (V_s) es al menos $\frac{3}{4}$ del cortante de diseño, caso contrario el componente es no conformado.

4., La interpolación lineal entre los valores de la tabla, está permitido.

En esta tabla los valores de las ecuaciones están dados por:

P : Fuerza axial en el miembro, en lb.

A_g : Área gruesa de la columna, in².

V : Cortante de diseño en la sección, lb.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, psi.

b_w : Ancho efectivo de la sección, in.

d : Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo en tracción, in.

a, b : Parámetros para medir la capacidad de deformación.

c : Parámetro para medir la fuerza residual.

Para comenzar con el análisis de las columnas lo primero que se debe hacer es obtener las fuerzas de diseño, las cuales nos la proporciona ETABS mediante la envolvente de las combinaciones que actúan en el modelo estudiado, necesitamos obtener la fuerza axial y cortante de estos elementos. La tabla que nos proporciona FEMA utiliza el Sistema Ingles o Imperial, por lo que se deben realizar transformaciones de unidades, pero solo se aplica en la sección que se refiere al cortante ya que en la fuerza axial quedó la misma expresión. ‘

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} * 0.584 \quad (5.2)$$

Con esta expresión se puede utilizar el sistema métrico que utilizamos en nuestro país, es decir kg, cm y kg/cm². Debemos tomar en cuenta de que la mayoría de casos que se presenta en la tabla anterior, solo se trata de refuerzo transversal no conformado NC, ya que las condiciones en las cuales se presenta un refuerzo conformado son difíciles de conseguir con el actual sistema de construcción, no obstante, con un control de calidad adecuado en la construcción se puede asumir este tipo de refuerzo transversal.

Luego de realizar el análisis de cada uno de los elementos y aplicando las condiciones de la tabla encontramos que más de una condición se puede cumplir al mismo tiempo, esto sucede en la mayoría de los casos por eso se establece que se debe utilizar el mínimo valor numérico de la tabla.

Tabla 5.2: Parámetros para columnas controladas por Flexión obtenidos de la estructura analizada.

Columnas Tipo	Ag Cm ²	P Ton	P/(Ag*f'c)	V Ton	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} * 0.584$
1	3481	161.73	0.22124	2.57	0.02570
2	3481	266.66	0.36478	4.28	0.04280
3	3481	261.66	0.35794	0.1	0.00100
<u>4</u>	<u>3481</u>	<u>440.36</u>	<u>0.60240</u>	<u>0.18</u>	<u>0.00180</u>
5	3481	374.79	0.51270	0.85	0.00850
6	3481	222.73	0.30469	0.49	0.00490
7	2916	244.57	0.39939	1.41	0.01661
8	2916	147.06	0.24015	6.67	0.07859
9.1	2916	143.92	0.23503	5.71	0.06728
9	1936	120.25	0.29577	1.55	0.02658
10	1936	69.41	0.17073	0.72	0.01235

Vamos a tomar como un ejemplo para la utilización de la tabla, la columna Tipo 9.1, como FEMA nos pide ingresar con los dos valores de P y V, se tiene que tomar el menor de los dos casos con lo que se obtiene:

- Ingresamos a $P/Ag*f'c > 0.4$ y la condición de corte menor que 3, como podemos ver nuestra rotación plástica del ángulo en radianes para un nivel de seguridad de vida es 0.0 así como el de ocupación inmediata, pero en nuestro caso como tenemos una rotación que no supera el nivel de prevención del colapso 0.005 (ver tabla 5.3) podemos decir que estamos entre el nivel de seguridad de vida y prevención del colapso, con una tendencia más clara hacia el último, lo que no cumple nuestro

objetivo de desempeño, pero podemos remediarlo con las medidas de rehabilitación y mitigación del riesgo que propone FEMA-273.

Tabla 5.3: Rotación de la junta plástica en columnas, expresada en radianes, edificio 7 pisos.

Piso	Nudo	Combinación	RX	RY
STORY7	2	ENVELOPE MAX	0.00045	0.00112
STORY7	2	ENVELOPE MIN	-0.00051	-0.00028
STORY6	2	ENVELOPE MAX	0.00099	0.0014
STORY6	2	ENVELOPE MIN	-0.00104	-0.00102
STORY5	2	ENVELOPE MAX	0.00154	0.00184
STORY5	2	ENVELOPE MIN	-0.00158	-0.00155
STORY4	2	ENVELOPE MAX	0.00188	0.00205
STORY4	2	ENVELOPE MIN	-0.0019	-0.00184
STORY3	2	ENVELOPE MAX	0.00154	0.00179
STORY3	2	ENVELOPE MIN	-0.00157	-0.0016
STORY2	2	ENVELOPE MAX	0.00161	0.00177
STORY2	2	ENVELOPE MIN	-0.00163	-0.00162
STORY1	2	ENVELOPE MAX	0.00142	0.00166
STORY1	2	ENVELOPE MIN	-0.00142	-0.00149
BASE	2	ENVELOPE MAX	0	0
BASE	2	ENVELOPE MIN	0	0

5.2.2.- Vigas

Todos los elementos viga considerados en esta tabla se limitan a respuestas y acciones inelásticas definidas en la tabla 5.4, excepto aquellos elementos que

tengan acciones inelásticas que no estén consideradas en esta tabla, es decir vigas que estén controladas por torsión. Estas acciones podrán ser controladas considerando los niveles de desempeño adecuados por otros métodos que se limiten a respuestas inelásticas, caso contrario, serán clasificadas como un desempeño inaceptable y sus valores se justificarán por evidencia experimental y análisis.

Tabla 5.4: Tabla Criterio de Aceptación 6-6 Código FEMA-273.

<i>Parámetros de modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales — Vigas de Hormigón armado</i>										
Condiciones	Parámetros de modelado ³					Criterio de Aceptación ³				
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Radio de Fuerza Residual			Ángulo de rotación plástica, radianes				
						Tipo de Componente				
						Primario		Secundario		
						Nivel de Desempeño				
	a	b	c			IO	LS	CP	LS	CP
i. Vigas controladas por flexión¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Ref. Trans. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$								
<0.0	C	<3	0.025	0.05	0.20	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
<0.0	C	>6	0.02	0.04	0.20	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
>0.5	C	<3	0.02	0.03	0.20	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
>0.5	C	>6	0.015	0.02	0.20	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
<0.0	NC	<3	0.02	0.03	0.20	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
<0.0	NC	>6	0.01	0.015	0.20	0.00	0.005	0.01	0.01	0.015
>0.5	NC	<3	0.01	0.015	0.20	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
>0.5	NC	>6	0.005	0.01	0.20	0.00	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Vigas Controladas por corte										
Espaciamiento $d/2$	Estribo<	0.00	0.02	0.20	0.00	0.00	0.00	0.010	0.020	

Espaciamiento Estribo > $d/2$	0.00	0.01	0.20	0.00	0.00	0.00	0.005	0.01
----------------------------------	------	------	-------------	------	------	------	-------	------

iii. Vigas controladas por inadecuado desarrollo o traslape a lo largo del vano¹

Espaciamiento Estribo < $d/2$	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02
Espaciamiento Estribo > $d/2$	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.005	0.01

iv. Vigas embebidas inadecuadamente en el nudo viga-columna¹

	0.015	0.03	0.20	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
--	-------	------	-------------	------	------	-------	------	------

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii, y iv ocurre para un componente dado, use el valor numérico apropiado de mínimo de la Tabla
2. Bajo el encabezado de "Refuerzo Transversal," "C" y "NC" son abreviaciones para detalles conformados y no conformados. Un componente es conformado si, dentro de la región de flexión plástica, los estribos están espaciados cada $\leq d/3$, y si, por componentes de moderada a gran demanda de ductilidad, la fuerza que proveen los estribos (V_s) es al menos $\frac{3}{4}$ del cortante de diseño, caso contrario el componente es no conformado
3. La interpolación lineal entre los valores de la tabla, está permitido.

En esta tabla los valores de las ecuaciones están dados por:

ρ : Cuantía de armado a tracción

ρ' : Cuantía de armado a compresión.

ρ_{bal} : Cuantía de armado para producir condiciones balanceadas.

V : Cortante de diseño en la sección, lb.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, psi.

b_w : Ancho efectivo de la sección, in.

d : Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo en tracción, in.

a, b : Parámetros para medir la capacidad de deformación.

c : Parámetro para medir la fuerza residual.

Para ingresar a la tabla se debe realizar en primer lugar el cálculo de ρ_{bal} , además se debe tener en cuenta que se debe cambiar las unidades por lo que se utiliza la misma ecuación para la sección de la tabla que se refiere al corte.

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300+f_y} \quad (5.3)$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} * 0.584 \quad (5.4)$$

Se debe tomar en cuenta todo lo explicado en el literal anterior para el uso de las tablas, es decir se toma el menor valor de todas las condiciones, además de que se permite la interpolación entre los valores.

- Ingresamos a la característica de la viga de análisis, se las puede chequear por corte o por alguna condición adicional como las que se expresan en los literales iii y iv de la tabla 5.4, pero para nuestro caso de análisis se toma el caso vigas controladas por flexión. Se ingresa con el valor obtenido de la relación de cuantías a partir de la expresión $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ y la de cortante, escogemos NC, por las razones que se explicó en el literal anterior correspondiente a columnas, se tiene que interpolar entre la relación de cuantías menores que cero y mayores que 0.5, pero como son las mismas no altera el resultado, y el factor por corte menor a 3, con lo que tenemos una rotación de la articulación plástica para el

nivel de Ocupación Inmediata 0.005, para nivel de seguridad de Vida 0.01 y Prevención del Colapso 0.02, en el presente se estableció que se espera un nivel de Seguridad de vida por lo que la máxima rotación de las articulaciones plásticas deben ser menor o igual a 0.01.

En la siguiente tabla se presenta los valores calculados para ingresar a la tabla, pero se nota que todos ingresan en la condición descrita con anterioridad, ya que no existe una cuantía de armado para compresión, por lo que todos los tipos de viga guardan la misma tendencia.

Tabla 5.5: Parámetros para vigas controladas por Flexión obtenidos de la estructura analizada.

Tipo	ρ	ρ'	ρ_{bal}	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	V	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} * 0.584$
1A	0.003	0	0.0217	0.1503	19.41	0.2335
2A	0.003	0	0.0217	0.1503	24.48	0.2945
3A	0.003	0	0.0217	0.1503	16.61	0.1998
1B	0.003	0	0.0217	0.1503	20.95	0.2520
2B	0.003	0	0.0217	0.1503	26.12	0.3142
3B	0.003	0	0.0217	0.1503	12.26	0.1475
1C	0.003	0	0.0217	0.1449	16.82	0.2378
2C	0.003	0	0.0217	0.1449	20.86	0.2949
3C	0.003	0	0.0217	0.1449	11.70	0.1654
1D	0.003	0	0.0217	0.1355	11.82	0.1921
2D	0.003	0	0.0217	0.1355	21.81	0.3544
3D	0.003	0	0.0217	0.1355	10.91	0.1773

Tabla 5.6: Rotación de la junta plástica en extremos de vigas, expresada en radianes, edificio 7 pisos.

Piso	Nudo	Combinación	RX	RY
STORY7	10	ENVELOPE MAX	0.00039	0.00038
STORY7	10	ENVELOPE MIN	-0.0005	-0.00038
STORY6	10	ENVELOPE MAX	0.00087	0.00087
STORY6	10	ENVELOPE MIN	-0.00097	-0.00087
STORY5	10	ENVELOPE MAX	0.00138	0.00135
STORY5	10	ENVELOPE MIN	-0.00144	-0.00135
STORY4	10	ENVELOPE MAX	0.00168	0.00163
STORY4	10	ENVELOPE MIN	-0.00172	-0.00163
STORY3	10	ENVELOPE MAX	0.00138	0.00135
STORY3	10	ENVELOPE MIN	-0.00142	-0.00135
STORY2	10	ENVELOPE MAX	0.00144	0.00141
STORY2	10	ENVELOPE MIN	-0.00147	-0.00141
STORY1	10	ENVELOPE MAX	0.00127	0.00126
STORY1	10	ENVELOPE MIN	-0.00128	-0.00126
BASE	10	ENVELOPE MAX	0	0
BASE	10	ENVELOPE MIN	0	0

Se presenta la rotación de la rótula plástica de las vigas intermedias de todos los pisos, se escogieron estas ya que presentan los valores más grandes en especial en los pisos 3 y 4, donde se encuentran las máximas derivas, pero para este caso si nos encontramos en un nivel de desempeño alto, ya que estamos mucho más abajo del máximo valor permitido para un nivel de Seguridad de Vida, estamos localizados en el nivel de Ocupación Inmediata, de todos modos exige una medida de rehabilitación, en este caso puede ser una general o localizada, las cuales serán explicadas más adelante.

5.2.3.- Junta Viga-Columna

Las conexiones existentes entre componentes de hormigón armado y cualquier otro componente ya sea que se vaya a rehabilitar o diseñar se consideran como una parte crítica en el diseño por desempeño sísmico. Por eso se debe poner especial atención a la forma en la que se construyen las conexiones y posteriormente se debe realizar una inspección física para asegurar su desempeño. Todas las conexiones nuevas serán sujetas a un control de calidad que contiene la guía del FEMA-273. En adición, para los conectores que no se fabriquen en sitio como anclajes y uniones de soldadura, se realizarán pruebas para determinar su desempeño en forma particular. Todos estos conectores que dependen de la ductilidad seguirán los lineamientos de la sección 6.4.6 del código FEMA-273.

La capacidad de la conexión no debe ser menos que 1.5 veces el menor de: (1) la fuerza correspondiente al desarrollo mínimo probable de la fuerza de dos componentes interconectados, y (2) las acciones de la conexión. Las fuerzas de corte, tensión, momentos y acciones similares deberán ser consideradas. Los valores de diseño para los anclajes de conexión deben ser tomados como sugiere el ACI-318 reporte 355.1R-91, o como se especifica en la última versión de los códigos locales de construcción.

5.2.3.1.- Longitud de desarrollo y traslape en el refuerzo.

La fuerza de desarrollo de la barra de acero, estribos y traslapes debe ser calculado en general como lo dicta el ACI-318-95 y versiones posteriores, con las siguientes modificaciones:

- Dentro de las regiones de fluencia de los componentes con ductilidad moderada o alta, los detalles de refuerzo para las barras y para los traslapes seguirá lo que está estipulado en el Capítulo 21 del ACI-318-95 y versiones posteriores. En estas regiones donde se presente baja ductilidad y fuera de las regiones dichas, seguirán los mismos lineamientos del ACI-318-95, excepto los requerimientos para traslapes que se tomarán iguales a aquellos para las longitudes de desarrollo en barras de acero rectas sometidas a tensión.
- Donde existan longitudes de desarrollo, ganchos y traslapes los requerimientos no van de acuerdo a lo que se menciona en el párrafo anterior. La capacidad máxima de esfuerzo debe ser calculada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_s = \frac{l_b}{l_d} * f_y \quad (5.5)$$

Dónde:

f_s : Capacidad de esfuerzo de la barra para una longitud de desarrollo, gancho o traslape, dada l_b .

l_d : Longitud que requiere el Capítulo 21 del ACI-318 para longitudes de desarrollo, ganchos o traslapes, excepto en los traslapes debe ser asumido como el equivalente a la longitud de desarrollo de la barra en tensión.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

- Cuando el esfuerzo transversal sea distribuido a lo largo de la longitud de desarrollo con un espaciamiento que no exceda un tercio de la altura

efectiva, la longitud de desarrollo debe retener el esfuerzo calculado para grandes niveles de ductilidad.

- La fuerza de las barras rectas, discontinuas embebidas en las secciones de hormigón (incluyendo las juntas de viga y columna) con recubrimiento, no deben ser menores que $3*d_b$ y pueden ser calculados de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_s = \frac{2500}{d_b} * l_e \leq f_y \quad (5.6)$$

Dónde:

f_s : Esfuerzo máximo (psi) que puede ser desarrollado por una barra que esté embebida una longitud l_e (in).

d_b : Diámetro de la barra embebida (in).

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (psi).

Cuando el esfuerzo calculado iguale o exceda a f_s y este sea menor que f_y , el esfuerzo de desarrollo será $0.2 * f_s$. En vigas con barras que tienen una longitud de desarrollo mínima en la junta viga-columna, la fuerza de flexión deberá ser calculada como se estipula en la ecuación anterior.

- Las barras dobladas añadidas en la rehabilitación sísmica deben asumir que el esfuerzo de desarrollo de fluencia sea satisfecho en las siguientes condiciones (1) los agujeros taladrados para estas barras deberán estar limpios y pulidos con una brocha rígida que extienda la longitud del agujero; (2) la longitud l_e no deberá ser menor que $10 * d_b$; y (3) el

espaciamiento mínimo de las barras dobladas no será menor que $4*l_e$, y
 su distancia mínima al borde no será menor que $2*l_e$.

Tabla 5.7: Tabla Criterio de Aceptación 6-8, Código FEMA-273.

Parámetros de modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales — Nudos de Hormigón Armado Viga-Columna

Condiciones	Parámetros de modelado ⁴			Criterio de Aceptación 4				
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Ángulo de rotación plástica, radianes	c	Ángulo de rotación plástica, radianes				
				Tipo de componente				
				Primario		Secundario		
				Nivel de Desempeño				
d	e	c	IO	LS	CP	LS	CP	

i. Juntas Internas

$\frac{P}{A_g f'c}$	Ref. Trans. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
<0.1	C	<1.2	0.015	0.03	0.20	0.00	0.00	0.00	0.02	0.03
<0.1	C	>1.5	0.015	0.03	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.02
>0.4	C	<1.2	0.015	0.025	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.025
>0.4	C	>1.5	0.015	0.02	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.02
<0.1	NC	<1.2	0.005	0.02	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.02
<0.1	NC	>1.5	0.005	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015
>0.4	NC	<1.2	0.005	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015
>0.4	NC	>1.5	0.005	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015

ii. Otras Juntas

$\frac{P}{A_g f'c}$	Ref. Trans. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
<0.1	C	<1.2	0.01	0.02	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.02
<0.1	C	>1.5	0.01	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015
>0.4	C	<1.2	0.01	0.02	0.20	0.00	0.00	0.00	0.015	0.02
>0.4	C	>1.5	0.01	0.015	0.20	0.00	0.00	0.00	0.01	0.015
<0.1	NC	<1.2	0.005	0.01	0.20	0.00	0.00	0.00	0.005	0.01
<0.1	NC	>1.5	0.005	0.01	0.20	0.00	0.00	0.00	0.005	0.01
>0.4	NC	<1.2	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
>0.4	NC	>1.5	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

-
1. Bajo el encabezado de "Refuerzo Transversal," "C" and "NC" son abreviaciones para detalles conformados y no conformados. Un componente es conformado si, los estribos están espaciados cada $\leq h/3$ dentro del nudo, caso contrario el componente es no conformado. Además, para calificar como detalle conformado bajo el caso ii, los estribos no deben estar sobre cerca de la cobertura del hormigón y los ganchos deberán estar embebidos en el núcleo de concreto para asegurar que estén anclados adecuadamente.
 2. Este es el coeficiente del diseño de fuerza axial en la columna sobre el nudo de la sección gruesa de concreto. La fuerza de Diseño Axial es calculada con un análisis de fuerzas límite (mayoración de cargas),
 3. Este es el coeficiente del diseño de fuerza cortante en la columna sobre el nudo.
 4. La interpolación lineal entre los valores de la tabla, está permitido.
-

En la anterior tabla los valores se obtienen con las condiciones descritas antes, se presenta una nueva nomenclatura la cual es la siguiente:

V : Cortante de diseño en la sección, lb.

V_n : Fuerza de corte nominal en la sección, lb.

P : Fuerza axial en el miembro, en lb.

A_g : Área gruesa de la columna, in².

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, psi.

d, e : Parámetros para medir la capacidad de deformación.

c : Parámetro para medir la fuerza residual.

Tabla 5.8: Rotación de los nudos en la columna central, edificio 7 plantas

Piso	Nudo	Combinación	RX	RY
STORY7	10	ENVELOPE MAX	0.00039	0.00038
STORY7	10	ENVELOPE MIN	-0.0005	-0.00038
STORY6	10	ENVELOPE MAX	0.00087	0.00087
STORY6	10	ENVELOPE MIN	-0.00097	-0.00087
STORY5	10	ENVELOPE MAX	0.00138	0.00135
STORY5	10	ENVELOPE MIN	-0.00144	-0.00135
STORY4	10	ENVELOPE MAX	0.00168	0.00163
STORY4	10	ENVELOPE MIN	-0.00172	-0.00163
STORY3	10	ENVELOPE MAX	0.00138	0.00135
STORY3	10	ENVELOPE MIN	-0.00142	-0.00135
STORY2	10	ENVELOPE MAX	0.00144	0.00141
STORY2	10	ENVELOPE MIN	-0.00147	-0.00141
STORY1	10	ENVELOPE MAX	0.00127	0.00126
STORY1	10	ENVELOPE MIN	-0.00128	-0.00126
BASE	10	ENVELOPE MAX	0	0
BASE	10	ENVELOPE MIN	0	0

Como se puede observar es muy exigente el diseño de las juntas, por lo tanto realizar su chequeo queda a discreción del ingeniero estructural, además se puede ver con facilidad que para un nivel de Seguridad de Vida no importa los factores con los que se ingrese a la tabla 5.7; la rotación en los nudos debe ser cero, lo cual se lo logra con diafragmas, muros de corte pero en la concepción estructural planteada no se los utiliza, porque el análisis de estos temas se deja para futuras investigaciones ya que los mismos son bastante extensos.

5.2.4.- Losa Bidireccional

La función primaria de cualquier losa es soportar cargas de gravedad. Una losa también debe funcionar como la parte del diafragma para transmitir las fuerzas de corte asociadas con la transferencia de carga. Estas fuerzas de corte internas son generadas cuando la losa es el camino de carga para fuerzas que están siendo transmitidas de un sistema de resistencia de la fuerza lateral vertical al otro, o cuando la losa funciona para proporcionar la sujeción a otras partes del edificio que están siendo cargadas fuera del plano. Incluido en esta sección están los tipos de sistema de piso de hormigón fabricado en sitio, y sistemas deck de concreto sobre metal.

Tabla 5.9: Tabla Criterio de Aceptación 6-13, Código FEMA-273.

Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales—Losa en dos direcciones y conexiones columna-losa

Condiciones	Parámetros de Modelado			Criterios de Aceptación ⁴					
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Radio de Fuerza Residual	c	Ángulo de rotación plástica, radianes					
				Tipo de Componente					
				Primario		Secundario			
				Nivel de Desempeño					
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Losas controladas por flexión, y conexiones columna-losa									
$\frac{V_g}{V_o}$	<i>Refuerzo por continuidad</i> ³								
<0.2	Si	0.02	0.05	0.20	0.01	0.015	0.02	0.03	0.05
>0.4	Si	0.00	0.04	0.20	0.00	0.00	0.00	0.03	0.04
<0.2	No	0.02	0.02	-	0.01	0.015	0.02	0.015	0.02
>0.4	No	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ii. Losas controladas por inadecuada longitud de ¹ desarrollo o traslape a lo largo de vano

	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02
--	------	------	------	------	------	------	------	------

iii. Losas controladas por un inadecuadamente ¹ embebidas en la conexión losa-columna

	0.015	0.03	0.20	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
--	-------	------	------	------	------	-------	------	------

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii, ocurren para un determinado componente, use el mínimo apropiado de los valores numéricos de la tabla.
 2. V_g = el cortante en dirección de la gravedad actuante en sección crítica de la losa definido en ACI 318; V_o = el punzonamiento directo definido por ACI 318.
 3. Bajo el Título de “Refuerzo de continuidad” asuma “SI” donde al menos una de las varillas inferiores principales en cada dirección es efectivamente continua a través del nudo de la columna. Caso contrario asuma “No”.
 4. La interpolación entre valores de la tabla está permitido.
-

Dado los casos que FEMA-273 contempla: sistema estructural de pórticos de hormigón armado sin losa colaborante (componente secundario) y con losa colaborante (componente primario), el ingeniero estructural debe analizar a su buen criterio uno de los dos casos. En el presente documento se ha seleccionado el sistema sin losa colaborante, por lo tanto ésta viene a ser un elemento secundario a considerar en la tabla anterior. De la forma como se construye en nuestro país las losas bidireccionales poseen en la mayoría de los casos refuerzo de continuidad, por lo que nosotros asumimos que tenemos al menos una varilla inferior que va en cada dirección continua hasta la columna.

Con estos parámetros tenemos que para el nivel de desempeño que esperamos, es decir nivel de Seguridad de Vida (LS), se tendrá una rotación máxima del diafragma de piso alrededor del eje Z de 0.03.

A continuación se presenta la tabla con las rotaciones de los diafragmas para todos los pisos, nótese que son inferiores al máximo.

Tabla 5.10: Resultados obtenidos de rotación de los diafragmas de piso alrededor del eje Z en radianes, Edificio analizado de 7 plantas.

Diafragmas	Combinación	RZ
PISO7	ENVELOPE MAX	0.00039
PISO7	ENVELOPE MIN	-0.00039
PISO6	ENVELOPE MAX	0.00036
PISO6	ENVELOPE MIN	-0.00036
PISO5	ENVELOPE MAX	0.0003
PISO5	ENVELOPE MIN	-0.0003
PISO4	ENVELOPE MAX	0.00023
PISO4	ENVELOPE MIN	-0.00023
PISO3	ENVELOPE MAX	0.00016
PISO3	ENVELOPE MIN	-0.00016
PISO2	ENVELOPE MAX	0.0001
PISO2	ENVELOPE MIN	-0.0001
PISO1	ENVELOPE MAX	0.00004
PISO1	ENVELOPE MIN	-0.00004

5.2.5.- Muros de Corte

Abordamos el tema de muros de corte debido a que es una parte fundamental para las medidas de rehabilitación en el diseño por desempeño. Para niveles de desempeño mayores a Seguridad de Vida, se necesita alcanzar deformaciones laterales aun menores a las que se presentaron anteriormente. En capítulos anteriores se presenta derivas cercanas al máximo. Un muro de corte absorbe grandes deformaciones laterales por lo cual lo hace una opción ideal para implementar en un diseño por desempeño, de esta manera presentamos los criterios de aceptación en las siguientes tablas que se utilizarán determinando el comportamiento principal del muro de corte ya sea flexión o por corte.

Tabla 5.11: Tabla Criterio de Aceptación 6-17, Código FEMA-273.

Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales — Muros de Corte controlados por Flexión

Condiciones	Ángulo de rotación plástica, radianes		Radio de Fuerza Residual	Rotación de la articulación plástica aceptable (radianes)						
				Tipo de Componente						
				Primario			Secundario			
				Nivel de Desempeño						
		a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Muros de corte y segmentos de muro										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{Corte}{t_w l_w f'_c}$	Perímetro Confinado ¹								
<0.1	<3	Si	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
<0.1	>6	Si	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
>0.25	<3	Si	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
>0.25	>6	Si	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
<0.1	<3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
<0.1	>6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
>0.25	<3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
>0.25	>6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

ii. Columnas que soportan muros de corte

Refuerzo Transversal ²									
Conformado	0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.	
No Conformado	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	n.a.	n.a.	
	Rotación de Tensores								
	d	e							

iii. Vigas que unen los muros de corte con la estructura

Refuerzo longitudinal y Transversal	$\frac{Corte}{t_w l_w f'_c}$								
Refuerzo longitudinal	<3	0.025	0.040	0.75	0.006	0.015	0.025	0.025	0.040
	>6	0.015	0.030	0.50	0.005	0.010	0.015	0.015	0.030
Refuerzo longitudinal Convencional con refuerzo	<3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	>6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Refuerzo diagonal	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

1. Las exigencias para un límite de confinamiento son los mismos presentados por *ACI 318-95*.
2. Requerimientos para refuerzo transversal conformado son: (a) estribos cerrados a lo largo de la columna en un espaciamiento $< dl/2$, y (b) la fuerza del estribo $V_s \geq$ a la fuerza cortante requerida en la columna.
3. El refuerzo longitudinal convencional consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga refuerzo transversal conformado consiste en: (a) estribos cerrados a lo largo de la viga a un espaciamiento $\leq d/3$, y (b) fuerza de los estribos cerrados $V_s \geq 3/4$ del requerido para la fuerza de corte de la viga.

Tabla 5.12: Tabla Criterio de Aceptación 6-18, Código FEMA-273.

Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimientos No lineales — Muros de Corte controlados por Corte

Condiciones	Porcentaje de Deriva (%), O Rotación del Tensor (radianes) ¹		Radio de Fuerza Residual c	Porcentaje de Deriva (%), O Rotación del Tensor Tipo de componente Nivel de Desempeño					
	d	e		Primario		Secundario			
				IO	LS	CP	LS	CP	
	i. Muros de corte y segmentos de muro								
Todos los segmentos del muro de corte ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Vigas que unen los muros de corte con la estructura									
Refuerzo longitudinal y Transversal ³	$\frac{Corte}{t_w l_w f'_c}$								
Refuerzo longitudinal Convencional con refuerzo transversal	<3	0.018	0.030	0.60	0.006	0.012	0.015	0.015	0.024
	>6	0.012	0.020	0.30	0.004	0.008	0.010	0.010	0.016
Refuerzo longitudinal Convencional con refuerzo	<3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	>6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. Para muros de corte y segmentos de muro de corte use la deriva; para vigas de unión con la estructura, use la rotación del tensor; mire las figuras 6-3 y 6-4.
2. Para muros de corte y segmentos de muro, donde el comportamiento inelástico está controlado por corte, la carga axial en el miembro debe ser $\leq 0.15 A_g f'_c$; caso contrario, el miembro debe ser tratado como un miembro controlado por carga axial.
3. El refuerzo longitudinal convencional consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga refuerzo transversal conformado consiste en: (a) estribos cerrados a lo largo de la viga a un espaciamiento $\leq d/3$, y (b) fuerza de los estribos cerrados $V_s \geq 3/4$ del requerido para la fuerza de corte de la viga.

5.3.- Medidas de Rehabilitación

Los marcos estructurales de hormigón armado rehabilitados, y los que están sujetos a un diseño preliminar o final, deben ser evaluados según los principios generales y las exigencias del capítulo 6 del código FEMA-273, sección 6.5.2.5. Los efectos de rehabilitación en rigidez, fuerza, y deformación deben ser considerados en un modelo analítico de la estructura rehabilitada, y estas mismas medidas se aplicarán a estructuras sujetas a un diseño. Las conexiones requeridas entre elementos existentes y nuevos deben satisfacer las exigencias de la Sección 6.4.6 del código FEMA y otras exigencias de las Pautas, que cada ingeniero estructural puede creer conveniente de acuerdo a su criterio y experiencia. Un marco existente rehabilitado, o diseñado, según procedimientos propuestos, debe satisfacer las exigencias específicas relevantes del Capítulo 6 del código FEMA-273. En ningún momento se pretende suplantar a las medidas establecidas en un código que se aplique de acuerdo a las leyes de un país, de igual forma no pretende establecer una rehabilitación sistemática única, debido a que se presentan métodos comunes y convencionales.

Los siguientes procedimientos listados a continuación, son medidas de rehabilitación que ayudan a mitigar el riesgo sísmico y mejoran el funcionamiento estructural de un sistema estructural, conformado de elementos de hormigón armado en los siguientes casos:

- Sistemas estructurales de Hormigón Armado conformados de vigas y columnas, sin considerar losas.
- Sistemas estructurales de Hormigón Armado conformados de vigas y columnas, considerando losas.
- Losas bidireccionales.

- Sistemas estructurales de elementos de hormigón pre esforzado.
- Pórticos de Hormigón armado con núcleo de acero estructural.

A continuación se presentan las siguientes medidas de rehabilitación:

5.3.1.- Medidas de Rehabilitación para vigas y columnas

- Revestir las vigas existentes, columnas, o juntas con nuevo hormigón armado, acero, o fibra que envuelven el elemento a ser rehabilitado. Los nuevos materiales deben ser diseñados y construidos para actuar como una sección compuesta con el hormigón existente. Donde las chaquetas de hormigón armado sean usadas, el diseño debe proporcionar ductilidad necesaria para el elemento, sea viga o columna. La componente de fuerzas se determinará de tal forma, que no exceda cualquier fuerza restrictiva de las conexiones con componentes adyacentes. Las camisas o chaquetas de hormigón armado se diseñan con el fin de que la fuerza de conexión aumente y haya continuidad mejorada entre componentes adyacentes.



Figura 5.5: Encamisado de una columna con acero y hormigón armado

- Realizar un proceso de Post-tensión de vigas, columnas, o juntas existentes con acero de refuerzo externo. El refuerzo de Post-tensión no debe estar unido dentro de una distancia igual a dos veces la altura efectiva de las secciones donde se espera que exista una acción inelástica. Los anclajes deben estar localizados lejos de regiones donde la acción inelástica es esperada, y se deben diseñar considerando variaciones de fuerza posibles debido a la carga del sismo.



Figura 5.6: Post-tensión de vigas, proceso que se realiza realizando una abertura en la losa.

- Modificación del elemento por medio de extracción de material seleccionado del elemento existente. Como por ejemplo se tienen: (1) donde los elementos no estructurales o los componentes interfieren con el marco estructural, quitando o separando los elementos no estructurales o componentes para eliminar la interferencia; (2) debilitamiento, por lo general por retiro de hormigón agrietado o refuerzo inadecuado, para cambiar modo de respuesta de un modo no dúctil a un modo más dúctil (p.ej, debilitar

una viga para formar un sistema columna fuerte-viga débil); (3) segmentar paredes para cambiar la rigidez y las fuerzas en el marco estructural.



Figura 5.7: Extracción de material agrietado.

- Mejora de detalles de refuerzo existentes deficientes. Medida que se puede considerar como un acercamiento a una rehabilitación objetiva, implica el retiro del hormigón de recubrimiento, la modificación de detalles de refuerzo existentes (estribos, vinchas, zunchos), y la posterior colocación de un nuevo hormigón de cubierta. El retiro del hormigón debe evitar el daño involuntario al núcleo de hormigón y el enlace entre el refuerzo existente y el hormigón principal. La nueva cubierta de hormigón debe estar diseñada y construida para conseguir la acción totalmente compuesta con los materiales existentes.

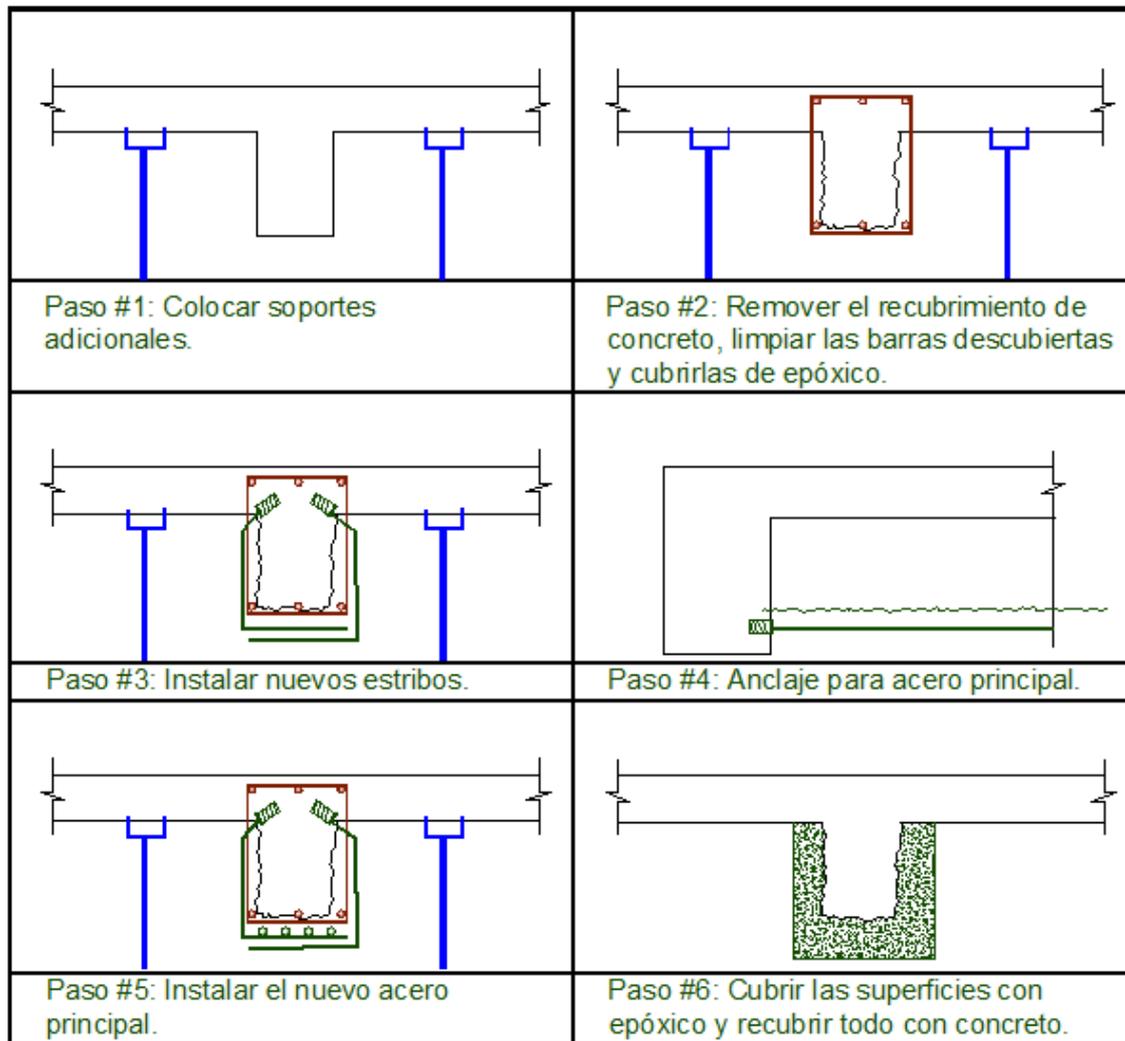


Figura 5.8: Mejoras del detalle del refuerzo.

- El cambio del sistema de edificio para reducir las demandas en el elemento existente. Los ejemplos incluyen la adición de elementos de resistencia de la fuerza lateral suplementarios, como muros de corte o contrafuertes, aislamiento sísmico, y reducción de masas.



Figura 5.9: Adición de un muro de corte en una estructura existente.

- Cambiando el elemento de marco estructural a un muro de corte, un marco compuesto de hormigón y acero estructural, o un elemento de marco reforzado por adición de nuevo material. Las conexiones entre materiales nuevos y existentes deben ser diseñadas para transferir las fuerzas esperadas para las combinaciones de carga de diseño. Donde las columnas y vigas del pórtico actúen como elementos perimetrales y como conectores para el nuevo muro de corte, estas deben ser chequeadas para una adecuada fuerza considerando deformaciones y poniendo énfasis en la longitud de desarrollo del refuerzo. Los diafragmas, incluyendo puntales de arrostramiento, y colectores, serán evaluados y, si es necesario, rehabilitados para asegurar un patrón de cargas para el nuevo muro de corte.



Figura 5.10: Cambio de un marco estructural a un muro de corte.

5.3.2.- Medidas de Rehabilitación para muros de corte.

Todas las medidas de rehabilitación propuestas en esta sección para muros de corte, suponen que existe una evaluación apropiada de los cimientos del muro, diafragmas, y conexiones entre elementos estructurales existentes y cualquier elemento añadido con objetivos de rehabilitación. Estas exigencias se exponen de manera más detallada en la Sección 6.4.6 del código FEMA-273.

- Adición de miembros de límite del muro. Los muros de corte o segmentos de muro, que tienen insuficiente resistencia a la fuerza de flexión pueden ser reforzados por la adición de miembros divisorios. Estos miembros podrían ser elementos de hormigón armado prefabricado o fabricados en el sitio o secciones de acero. En ambos casos, las conexiones apropiadas deben ser hechas entre la pared existente y los miembros añadidos. Una vez añadido el nuevo miembro del muro de corte, la capacidad del mismo será evaluada.

- Adición de chaquetas o camisas de confinamiento en límites de la pared. La capacidad de deformación a la flexión de un muro de corte puede ser mejorada aumentando el confinamiento en los límites del muro. Esto se consigue fácilmente añadiendo una chaqueta o camisa de hormigón armado o de acero. Para ambos tipos de chaquetas, el acero longitudinal no debería ser continuo de piso a piso a menos que la chaqueta también sea usada para aumentar la capacidad a flexión. El grosor mínimo para una chaqueta concreta debe ser tres pulgadas. La envoltura con fibras de carbono también debe ser efectiva para confinar el hormigón que se encuentra a compresión.
- Reducción de fuerza de flexión. En algunos casos puede ser necesario reducir la capacidad de flexión de un muro de corte para cambiar el modo de falla de corte a flexión. Esto se lleva a cabo de manera fácil cortando un número especificado de barras longitudinales cerca de los bordes del muro de corte.
- Aumentado de la resistencia a corte del muro. La resistencia al corte proporcionado por el ancho efectivo de un muro de corte, puede ser aumentada incluyendo hormigón armado adicional adyacente al ancho efectivo del muro. El nuevo hormigón deberá ser al menos de cuatro pulgadas de espesor y deberá contener el refuerzo horizontal y vertical. Además, el nuevo hormigón tendrá que ser correctamente unido al muro de corte para trabajar como una sección compuesta adicionando elementos similares a conectores de corte que pueden ser de acero convencional, esto implica una perforación más allá del espesor del hormigón de cobertura y en lo posible no se deberá perforar el

núcleo de hormigón. El uso de fibras de carbono expuestas a la superficie de concreto también pueden aumentar la capacidad de resistir las fuerzas de corte en el muro.

- Las chaquetas o camisas de confinamiento para mejorar la capacidad de deformación de vigas de conexión y columnas que apoyan a un muro discontinuo. El uso de este procedimiento se ha discutido en el numeral 5.1 de este documento, y también puede ser encontrado en la Sección 6.5 del código FEMA-273, para elementos del sistema estructural. Los mismos procedimientos pueden ser usados para aumentar tanto la capacidad de resistir las fuerzas de corte, como la capacidad de deformación de vigas conexas y las columnas que apoyan al muro de corte discontinuo.
- Relleno entre columnas que apoyan al muro de corte discontinuo. Las columnas que apoyan al muro de corte discontinuo, que carecen de resistencia suficiente o de capacidad de deformación para satisfacer las fuerzas de diseño, el espacio entre estas columnas puede ser rellenado para hacer un muro continuo. El relleno y las columnas existentes deberían ser diseñados para satisfacer todas las exigencias para la nueva construcción del muro. Esto puede requerir el refuerzo de las columnas existentes añadiendo una chaqueta de hormigón o de acero para aumentar la fuerza y confinamiento. El espacio debajo de un muro de corte discontinuo también podría ser rellenado con la sujeción de acero, para crear un confinamiento aparente. Los miembros que refuerzan este sistema deberían ser diseñados para

satisfacer todas las exigencias y las columnas deberían ser reforzadas con acero o una chaqueta de hormigón armado.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1.- Conclusiones

- Como se pudo observar después de realizar el ejemplo de cálculo y diseño, si utilizamos el sismo propuesto en el Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2001, apenas se podría obtener que la estructura alcance el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, para este caso es necesario que cumpla algunas condiciones:
 - No debe tener irregularidades en planta y elevación.
 - En lo general no debe tener problemas de torsión.
 - Se deberán considerar efectos P- Δ .
 - El perfil de suelo mínimo debe ser un tipo S3.
 - El uso de edificio debe alcanzar el Nivel de ocupación Residencial.
 - No debe superar los 7 pisos.

Con todas las condiciones que se han enumerado, aun así se tienen algunos problemas para llegar al nivel de Seguridad de Vida, en concreto en este caso requiere un refuerzo en columnas y juntas.

- El caso analizado es un poco conservador, ya que tomamos como caso de análisis todos los apoyos como empotramientos, lo cual nos dio derivas más grandes que las obtenidas cuando se modeló los apoyos como resortes para la interacción suelo estructura, se deja para posteriores estudios el uso de otros sistemas de cimentación en hormigón armado como lo son losas de cimentación, zapatas corridas, vigas de cimentación y sistemas de pilotes.
- No se puede realizar el uso de la pseudo carga lateral estipulada en el FEMA, ya que debemos regirnos a nuestro código para realizar el análisis del

procedimiento lineal, esto se debe a nuestras características particulares de suelo, geología, topografía, ubicación con respecto al contacto de la placa Sudamericana, con la placa de Nazca que genera una cantidad apreciable de sismos de gran magnitud en las costas del Pacífico y para el caso del Ecuador Continental, el atravesar la cordillera de los Andes genera también una peligrosidad sísmica alta que hace de nuestro país único en cuanto a la peligrosidad sísmica, factores que hacen muy diferente el riesgo sísmico de los Estados Unidos con Ecuador.

- Para un edificio de 7 pisos el alcanzar un nivel de Seguridad de Vida implica que la estructura ha sufrido un daño significativo con la falla parcial de pocos elementos estructurales principales al formarse rótulas plásticas a nivel de vigas, este conserva un margen de seguridad antes del colapso y la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, los elementos no estructurales como mampostería, instalaciones sanitarias y eléctricas, sufren daños localizados y menores y no implican un riesgo al momento de la rehabilitación post sismo y dicha rehabilitación se debe analizar para saber qué tan conveniente resulta económicamente.
- El costo de rehabilitación de una estructura es alto por lo cual es importante determinar qué tan rentable es su rehabilitación, haciendo una comparación entre el costo de la rehabilitación y la suma de pérdidas económicas producidas por el tiempo en que ésta deje de funcionar, mano de obra de reparación e importancia dentro del patrimonio histórico del país. Tomemos como ejemplo la rehabilitación de una estructura con facilidades dedicadas al comercio, según algunas publicaciones que han realizado estudios económicos de la reparación y modelos de pérdidas post sismo, se han determinado pérdidas económicas que

oscilan del 20 al 30%, estudio realizado Ing. Msc. Salvador Terán Gilmore, a esto se suma las pérdidas económicas ocasionadas por estar fuera de servicio por rehabilitación en negocios aledaños, centros turísticos y demás negocios que se desarrollan alrededor del mismo. Por esta razón es mucho más conveniente prever un diseño conservador y económicamente significativo en el cual la rehabilitación sea mínima o nula, que realizar una rehabilitación integral o un derrocamiento donde los costos son excesivamente altos, pero en otros casos se justifica la rehabilitación integral como es el caso de edificios históricos que son parte del patrimonio cultural de un país.

6.1.1.- Limitantes del Método

El uso de la guía del FEMA será simplificado y se recabará la mayor cantidad de datos posibles para los procesos iniciales de diseño y rehabilitación.

El dueño del edificio debe estar consciente de la variación de costos y los impactos de la rehabilitación, incluyendo la variación asociada al asumir uno de los diferentes objetivos de rehabilitación y el costo potencialmente alto que frecuentemente se asocia con la rehabilitación sísmica, además de otras mejoras de seguridad, la remoción de material peligroso y el trabajo que tiene relación con la sociedad. También se debe considerar las iniciativas de impuestos para rehabilitación de edificios históricos y otras consideraciones como el costo beneficio y el uso futuro de la estructura.

El uso de la estructura tiene un peso significativo al momento de asumir los esquemas de mitigación de riesgos en varios grados. Otras limitantes en las modificaciones que se realizan a los edificios debido a su condición histórica son la estética de la remodelación final y el estatus que tendrá el edificio al menos en

50 años. Este tipo de decisiones se tomarán al inicio de la rehabilitación ya que podría modificar todo el proceso completo. FEMA se concentra principalmente en aspectos técnicos de la rehabilitación y está destinado a ser una guía parcial en cuanto a lo que no se refiere al aspecto estructural, esto es lo más importante referente a las limitantes de construcción y rehabilitación.

Ahora vamos a abordar las limitantes de aplicación para el diseño, para esto hay que tener en cuenta que se pueden seguir procedimientos de análisis para un modelo matemático lineales y no lineales. En cuanto a los procesos no lineales descritos en FEMA-273 los métodos de análisis estáticos y dinámicos se aplican a todas las estructuras a menos que una de las siguientes condiciones se presente:

- Si el edificio que se quiere rehabilitar o calcular excede los 100 ft de altura, aproximadamente 30 m.; con esto se puede decir que el procedimiento lineal estático nunca se utilizará para edificios de más de 10 pisos, a no ser que se aplique un modelo que incorpore consideraciones adicionales de acuerdo a lo estipulado en el FEMA 172 y 276.
- El porcentaje de la dimensión horizontal del edificio en un piso con respecto a la dimensión del piso adyacente excede el 1.4% (sin considerar los pent-houses). Es decir que si un edificio presenta irregularidades en elevación severas, se analizará por otro método que no sea el procedimiento lineal estático.
- El edificio tiene una severa irregularidad torsional en cualquier piso, esta irregularidad torsional puede deberse a que un diafragma de piso no sea flexible y los resultados del análisis indican que la deriva a lo largo de

cualquier lado de la estructura excede más del 150% de la deriva promedio de piso.

- El edificio tiene problemas de masa vertical o irregularidad de rigidez, éstas se presentan cuando la deriva promedio en un piso, excepto pent-houses, excede la deriva del piso más cercano en más del 50%.
- El edificio tiene un sistema de resistencia a la fuerza lateral no ortogonal.

En cualquiera de los casos anteriores no se podrá utilizar un procedimiento estático lineal para el análisis de una estructura.

Abordando los procedimientos no lineales, se tiene que éstos son recomendados y aplicables cuando se presentan las irregularidades descritas anteriormente. Son adecuados para edificios sin significativa respuesta modal y el procedimiento no lineal dinámico es aplicable en tanto no se tengan las siguientes condiciones:

- No se recomienda su uso para estructuras de madera, construcción mixta hormigón-madera.
- Siendo un proceso tan detallado el diseño y análisis deberá estar sujeto a revisión por una tercera parte independiente con experiencia sustancial en diseño sísmico y procesos no lineales.

En tanto que el proceso estático no lineal para análisis de estructuras se puede utilizar para cualquier objetivo de rehabilitación en tanto no se encuentre en las siguientes condiciones:

- El procedimiento no lineal estático no será utilizado para estructuras en las cuales los efectos de altos modos de vibración sean significativos, a menos que se haga una evaluación realizando un análisis dinámico lineal,

para determinar si los altos modos de vibración son significativos, un análisis modal espectral deberá ser realizado usando los suficientes modos para capturar el 90% de la masa participante y un segundo análisis modal espectral se realizará considerando el primer modo de vibración. Los efectos de altos modos de vibración resultarán ser significativos si el cortante calculado del análisis modal en cualquier piso considerando todos los modos para obtener el 90% de la masa participante excede en 130% al correspondiente corte resultado del análisis considerando el primer modo de vibración. Cuando un análisis dinámico lineal sea realizado, un análisis suplementario no lineal estático de la estructura que tenga altos efectos del modo de vibración también se realizará y se tomarán las consideraciones del Capítulo del 5 al 9 del código FEMA-273.

Conocidas todas estas limitantes de diseño hay que aclarar que el código FEMA-273, no ha examinado la aplicabilidad de los procedimientos para todos y cada uno de los sistemas estructurales, particularmente aquellos que generalmente han sido cubiertos por sus propios códigos de diseño y estándares como son puentes y plantas nucleares. Es importante notar que así como está escrito en FEMA, estas provisiones no intentan ser mandatorias. Y una consideración cuidadosa de la aplicación de este código para cualquier grupo de edificios dados o estructuras como mandatorias requerirá de un análisis más detallado.

6.2.- Recomendaciones

- Para comenzar con un diseño por desempeño, es muy importante tomar el caso más crítico de análisis de una estructura, el cual para este caso es asumiendo los apoyos como empotramientos, ya que si se realiza una

interacción suelo-estructura los desplazamientos laterales o derivas de piso se ven disminuidos, por lo tanto estas medidas serían bastante subjetivas y poco conservadoras razón por la cual el analizar todos los apoyos como empotramientos nos brinda un margen de seguridad y mejora las posibilidades de que la estructura trabaje dentro del nivel de desempeño seleccionado.

- Se debe realizar un chequeo de los modos de vibración de la estructura, en especial del primer modo de la misma, ya que para realizar el análisis estático no lineal o pushover, se tiene que controlar que el primer modo recibe por lo menos el 75% de la masa participante, además se debe revisar que este no sobrepase el 90% de incidencia de la masa, ya que esto provoca efectos de alta respuesta de vibración y el pushover en este caso no será utilizado, si esto sucede se deberán seguir procedimientos dinámicos no lineales.
- Al momento de realizar el análisis no lineal en ETABS se debe escoger un método para determinar la reducción de rigidez de acuerdo a lo que estipula el FEMA en el Capítulo 3, este método es el de la rigidez secante y es el que mejor se ajusta a la respuesta estructural ante la carga lateral.
- El diseño por desempeño que establece el FEMA, no es la única verdad, por lo cual su discusión y comparación con otras normativas que abordan el diseño por desempeño tales como ATC-94, VISIÓN-2000, “Análisis Sísmico por Desempeño” PhD. Roberto Aguiar Falconí, es ampliamente recomendada.
- La rehabilitación y diseño de los edificios se lo puede realizar aplicando varias estrategias a pesar de que se recomienda reforzar el sistema de

resistencia a las cargas laterales que tiene el edificio, está demostrado que tiene una apropiada incidencia en cada una de las juntas el aumento de secciones de muros de corte, columnas y vigas, de este modo se pretende tener pocas fallas localizadas en los elementos y el sistema no colapsará y no tendrá inestabilidad.

- Una buena estrategia, además de económica en el caso de rehabilitación de edificios históricos y diseño de nuevos edificios, es el refuerzo de elementos que se sabe que podrían fallar, ya que según un análisis estructural estos presentan algún defecto en la capacidad de la deformación o la resistencia de fuerzas ya sean estas flexión, corte o carga axial, por lo cual es muy conveniente utilizar métodos como el encamisado de elementos tales como vigas o columnas en el caso de rehabilitación de edificios, y para edificios nuevos reforzar los elementos localizados que tienen estas falencias mediante una mayor armadura o mayor sección, de acuerdo a las necesidades y limitantes del diseño.
- Se recomienda el uso y la discusión de métodos alternativos que ayudan a mejorar los niveles de desempeño de la estructura como son refuerzo estructural global, la reducción de la masa, disipadores de energía en la estructura y sistemas de aislación sísmica que son novedosos en nuestro medio.

6.3.- Diagrama de procesos de la metodología del diseño por desempeño.

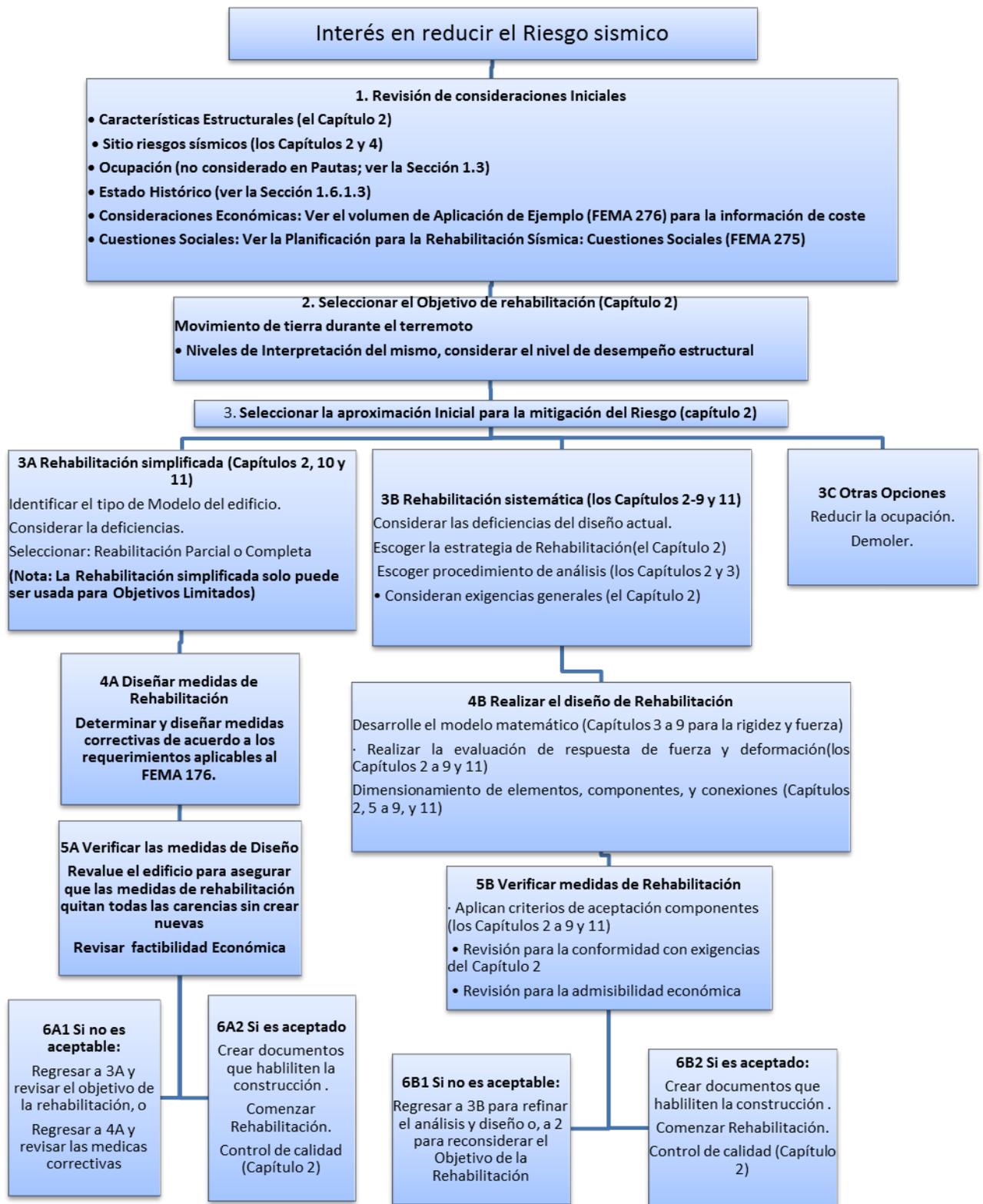


Figura 6.1: Diagrama de procesos para un diseño por desempeño según FEMA-273.

El diagrama presentado tiene como finalidad disminuir el riesgo sísmico para lo cual plantea una fase de revisión de las consideraciones iniciales del edificio, luego tiene una fase de selección del objetivo de rehabilitación de acuerdo a las estipulaciones del Capítulo 2 del código FEMA. La tercera fase consiste en una aproximación inicial para mitigar el riesgo sísmico, luego considera dos tipos de rehabilitación simplificada y sistemática, en ambos casos la siguiente fase es el diseño de las medidas de rehabilitación, donde el diseño de la rehabilitación sistemática tiene mayor referencia al FEMA-273. La quinta fase corresponde a la verificación de las medidas de diseño para que estén acordes a lo que estipula el Capítulo 2 del código FEMA-273. La sexta fase indica los criterios de aceptación para realizar el diseño de la rehabilitación, si es aceptable se toma este diseño como el definitivo caso contrario se vuelve a la fase de la selección de la forma de mitigar el riesgo sísmico donde se deben seguir los mismos procedimientos iterando un número determinado de veces hasta conseguir el diseño final.

BIBLIOGRAFÍA

- FEMA, (Federal Emergency Management Agency).1997. FEMA PUBLICATION 273; NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C., Federal Emergency Management Agency.
- Federal Emergency Management Agency (2000), “FEMA 356, Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings”.
- CuernaVaca VII SINS, 2000, Cuernavaca, Mexico, 2002, Diseño por Desempeño; Antecedentes, conceptos generales, perspectivas, Ph.D. Amador Terán Gilmore, Cuernavaca. 43p.
- Ghobarah A., Aly N. and El-Attar M. (1997) “Performance level criteria and evaluation. A critical review of proposed guidelines”. Seismic design methodology for the next generation of codes. Fajfar and Krawinkler Editors, Balkema, Slovenia.
- Aguiar R., (2003), Análisis sísmico por desempeño, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 340 p., Quito.
- CEC-2000, Capítulo 1: Peligro sísmico, espectro de diseño y requisitos de cálculo para diseño sísmico resistente, XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 325-350, Quito.
- Arroyo-Espinoza D y A Terán-Gilmore (2002), “Use of strength reduction factors to account for low cycle fatigue”, Memorias 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, CDROM.
- Chopra A K (1995), “Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering”, Segunda Edición, Prentice Hall.

- Collins K R y B Stojadinovic (2000), “Limit states for performance-based design”, Memorias 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CDROM.
- Collins K R, Y K Wen y D A Foutch (1996) “Dual- level seismic design: A reliability-based methodology”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1433-1467.
- Cosenza E, G Manfredi y R Ramasco (1990), “An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design”, Memorias 9th European Conference on Earthquake Engineering, 9, 303-312, Rusia.
- Guerra A, M; Chacón S, D. 2010. Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, Quito, EC, 402 p.
- Computers & Structures, Inc, 2010, Support (en línea). Consultado 10 nov.2010. http://www.csiberkeley.com/support_technical_papers.html
- BREINS, Building Research Institute (P) Ltd, 2009, Jacketing of Structural Members , Consultado 01 ene 2011. <http://buildingresearch.com.np/services/sr/sr3.php#jacketing>
- The Constructor, 2010, STRENGTHENING OF R.C. COLUMNS (en línea), Consultado 10 nov 2010 <http://theconstructor.org/structural-engg/strengthening-of-r-c-walls/1938/>
- The Constructor, 2010, STRENGTHENING OF R.C. COLUMNS (en línea), Consultado 10 nov 2010. <http://theconstructor.org/structural-engg/strengthening-of-r-c-beams/1930/>
<http://theconstructor.org/structural-engg/strengthening-of-r-c-beams/1930/>
- Vector Service, 2010, VECTOR SERVICE (en línea), Consultado 05 mar 2011. <http://www.vector-corrosion.com/systemsservices/galvanic/galvanode-das/>

ANEXOS