



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

“ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO: EVALUACION DEL
DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGON Y UNA
DE ACERO DISEÑADA USANDO LOS CODIGOS ASCE 7-10 Y
NEC 11 MEDIANTE EL CODIGO ASCE 41-06”

JOSÉ ANTONIO FERNÁNDEZ SALVADOR PÉREZ

MAURICIO ESTEBAN SUBÍA CARRILLO

QUITO, 2014

AGRADECIMIENTO

Ing. Juan Carlos Garcés Pout

Ing. Marcelo Guerra

Ing. Lauro Lara

Nicolás Mora Bowen

Seismosoft earthquake engineering software solutions

Y a todas quienes contribuyeron en la realización de esta tesis

José Fernández Salvador Pérez

DEDICATORIA

A mis padres, Francisco y Margarita sin su amor y

Sacrificio esto no hubiera sido posible

A mis hermanos Xavier y Daniela

José Fernández Salvador Pérez

AGRADECIMIENTO

A mis padres Fabián y María de Lourdes, por su apoyo, amor y sacrificio que han hecho para darme siempre lo mejor, han sido el mejor ejemplo a seguir.

A mi hermana, la persona que más admiro, por enseñarme lo que es ser fuerte de verdad.

A mis abuelitos, los que están conmigo y al Almirante que está arriba, por su amor y cariño.

A mi futura esposa, gracias por el amor y por traer al mundo a la luz de mi vida.

José Fernández Salvador

Santiago Subía Cabezas

Carlos Bastidas Touma

Ing. Juan Carlos Garcés

Ing. Marcelo Guerra

Ing. Lauro Lara

A todas las personas que han hecho esto posible, mi infinita gratitud.

Esteban Subía Carrillo

DEDICATORIA

A Dios.

A mi hijo Bruno, esto y todo en mi vida es tuyo.

A mis padres Fabián y María de Lourdes

A mi hermana Paula.

Esteban Subía Carrillo

TABLA DE CONTENIDOS

INDICE DE TABLAS.....	x
INDICE DE FIGURAS	xii
INDICE DE GRAFICOS	xvii
INDICE DE ESQUEMAS.....	xviii
INDICE DE ECUACIONES	xix
RESUMEN	xxi
SUMARY.....	xxiii
CAPITULO 1: DISEÑO SISMORRESISTENTE	1
1.1 INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA	1
1.1.1 SISMICIDAD EN EL ECUADOR.....	8
1.2 HISTORIA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE	12
1.3 FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE	18
1.4 PRINCIPIO DE IGUAL DESPLAZAMIENTO	19
1.5 FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA	23
1.6 DUCTILIDAD	29
1.7 HISTÉRESIS	32
1.8 REDUNDANCIA	33
1.9 DETALLAMIENTO Y DISEÑO POR CAPACIDAD	33
1.10 METODOS DE ANALISIS ELASTICOS:.....	35
1.10.1 Estático (Fuerza Lateral Equivalente):.....	35
1.10.2 Análisis Modal Espectral.....	36
CAPITULO 2: ESTADO ACTUAL DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO:.....	41
2.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO POR DESEMPEÑO	41
2.2 OBJETIVOS BÁSICOS DE DESEMPEÑO	42
2.2 ESTADOS LÍMITES DE LOS ELEMENTOS.....	47
2.2.1 Estado límite de agrietamiento:	47
2.2.2 Estado límite de primera fluencia:.....	47
2.2.3 Estado límite de desprendimiento.....	47
2.2.4 Estado límite de pandeo:	48
2.2.5 Estado límite último:	48
2.3 ESTADOS LÍMITES DE LAS ESTRUCTURAS	49
2.3.1 Estado límite de Servicio:	49
2.3.2 Estado límite de control de daños:.....	50
2.3.2 Estado límite de supervivencia:	50

2.4	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS INELÁSTICOS.....	51
2.4.1	Procedimientos pseudo-estáticos.....	51
2.4.1.1	Método de los coeficientes de desplazamientos.....	52
2.4.1.2	Método del espectro de capacidad.....	53
2.4.1.3	Método N2.....	55
2.4.1.4	Diseño directo basado en desplazamientos.....	56
2.5.1	PROCEDIMIENTOS DINÁMICOS.....	57
2.5.1.1	Análisis de historia en el tiempo no lineal.....	57
2.6	MOMENTO – CURVATURA.....	58
2.7	MODELOS NO-LINEALES DE LOS MATERIALES.....	67
	CAPITULO 3: NORMATIVA.....	73
3.1	NORMATIVA DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES, ASCE/SEI 7-10.	73
3.1.1	Máximo Sismo Considerado.....	73
3.1.2	Sismo de Diseño.....	74
3.1.3	Valores de Movimiento Sísmico en el Suelo.....	74
3.1.4	Tipo de Suelo.....	74
3.1.5	Coefficientes del Sitio.	74
3.1.6	Requerimientos de Diseño Sísmico para Edificios.	79
3.1.7	Irregularidades.....	80
3.1.7.1	Irregularidades Horizontales.....	80
3.1.7.2	Irregularidades Verticales.....	81
3.2	NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC - 11.....	96
3.2.1	MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA DISEÑO.....	96
3.2.2	CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO.....	98
3.2.3	PERFIL DE SUELO.....	100
3.2.4	TIPOS DE PERFILES DE SUELO.....	100
3.2.5	PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO.....	101
3.2.6	PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO.....	105
3.2.7	COEFICIENTES DE APLIFICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs.....	108
3.2.8	ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO.....	110
3.2.8.1	ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES.....	110
3.2.8.2	ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN DESPLAZAMIENTOS ..	112
3.2.9	DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	114
3.2.9.1	CONTROL DE LA DERIVA DE PISO.....	114
3.2.9.2	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. COEFICIENTE I.....	114

3.2.9.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	115
3.2.10 COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	117
3.2.10.1 COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA.....	117
3.2.10.2 COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN	118
3.2.11 DISEÑO BASADO EN FUERZAS: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO MÍNIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS	121
3.2.11.1 REQUISITOS GENERALES.....	121
3.2.11.2 CARGA SÍSMICA REACTIVA W	121
3.2.11.3 MODELACIÓN ESTRUCTURAL	121
3.2.11.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS.....	122
3.2.11.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R.....	125
3.2.11.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES.....	126
3.2.11.7 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE.....	128
3.2.11.8 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL	130
3.3 NORMATIVA DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES (SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS), ASCE/SEI 41-06.	131
CAPITULO 4: EJEMPLOS	202
4.1 EJEMPLO DE HORMIGÓN ARMADO.....	202
4.1.1 DISEÑO ASCE 7-10	202
4.1.1.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación	202
4.1.1.2 Análisis Estructural.....	204
4.1.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de la fuerza estática equivalente según la sección 12.8 de la norma ASCE 7-10	212
4.1.1.4 Determinación de las derivas, la amplificación accidental del momento torsional y efectos P- Δ –sección 12.8.6 - 12.8.4.3 -12.8.7:	217
4.1.15 ESQUEMAS.....	223
4.1.2 DISEÑO NEC-11	229
4.1.2.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación	229
4.1.2.2 Análisis Estructural.....	230
4.1.2.3 Determinación del espectro respuesta y los valores de movimiento	232
4.1.2.3 Determinación de cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas según la sección 2.7.2.....	237
4.1.2.4 Control de la deriva de Piso – 2.7.8.....	241
4.1.2.5 ESQUEMAS.....	246
4.2 EJEMPLO DE ACERO	252
4.2.1 DISEÑO ASCE 7-10	252
4.2.1.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación	252

4.2.1.2 Análisis Estructural.....	258
4.2.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de la fuerza estática equivalente según la sección 12.8 de la norma ASCE 7-10	265
4.2.1.4 Determinación de las derivas, la amplificación accidental del momento torsional y efectos P- Δ – 12.8.6 - 12.8.4.3 -12.8.7:	271
4.2.2 DISEÑO NEC-11	276
4.2.2.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación	276
4.2.2.2 Análisis Estructural.....	281
4.2.2.3 Determinación de cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas según la sección 2.7.2.....	287
4.2.2.4 Control de la deriva de Piso – 2.7.8.....	290
4.3 EVALUACIÓN CON ASCE 41-06 (PUSHOVER).....	294
4.3.1 Objetivos de Desempeño:.....	294
4.3.2 Peligro Sísmico:.....	296
4.3.3 Procedimiento No Lineal Estático:	297
4.3.3.1 Pórtico resistente a momento hormigón ASCE7-10:.....	299
4.3.3.2 Pórtico resistente a momento hormigón NEC-11:.....	326
4.3.3.3 Pórtico resistente a momento acero NEC-11:.....	354
4.3.3.4 Pórtico resistente a momento acero ASCE 7-10:.....	368
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES:	383
5.1 INVERTIGACIÓN FUTURA:.....	405
BIBLIOGRAFIA	406

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	97
Tabla 3.2 Clasificación de los perfiles de suelo.....	101
Tabla 3.3 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E.....	107
Tabla 3.4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	108
Tabla 3.5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	109
Tabla 3.6 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	109
Tabla 3.7 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	114
Tabla 3.8 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	115
Tabla 3.9 Configuraciones estructurales recomendadas.....	116
Tabla 3.10 Configuraciones estructurales no recomendadas.....	116
Tabla 3.11 Coeficientes de irregularidad en planta.....	118
Tabla 3.12 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	120
Tabla 3.13. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	126
TABLA 3.14 Control de daños y niveles de desempeño de la estructura.....	134
Tabla 3.15 Valores de Fa.....	144
Tabla 3.16 Valores de Fv.....	144
Tabla 3.17. Valores para C_0	168
Tabla 4.18 Niveles de desempeño objetivo ASCE 41-06 (Tabla C1-1).	294
Tabla 4.19 Control de daños y niveles de desempeño de la estructura ASCE 41-06 (Tabla C1-2).	295
Tabla 4.20 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Vigas de hormigón armado ASCE 41-06 (Tabla 6-7).	299
Tabla 4.21 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).	300
Tabla 4.22 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).....	301
Tabla 4.23 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Columnas de hormigón armado ACI 369R-11 (4.2).	302
Tabla 4.24 Detalle del refuerzo transversal para columnas ACI 369R-11 (Tabla 4.3).	303
Tabla 4.25 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	304
Tabla 4.26 Valores método de los coeficientes para BS1 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	309
Tabla 4.27 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	314

Tabla 4.28	Valores método de los coeficientes para BS1 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	320
Tabla 4.29	Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Vigas de hormigón armado ASCE 41-06 (Tabla 6-7).	326
Tabla 4.30	Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).	327
Tabla 4.31	Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).	328
Tabla 4.32	Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Columnas de hormigón armado ACI 369R-11 (4.2).	329
Tabla 4.33	Detalle del refuerzo transversal para columnas ACI 369R-11 (Tabla 4.3).	329
Tabla 4.34	Valores método de los coeficientes para BS2 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	330
Tabla 4.35	Valores método de los coeficientes para BS1 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	336
Tabla 4.36	Valores método de los coeficientes para BS2 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	341
Tabla 4.37	Valores método de los coeficientes para BS1 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	347
Tabla 4.38	Parámetros de vigas de acero (Pórtico a momento acero NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).	355
Tabla 4.39	Parámetros de columnas de acero (Pórtico a momento acero NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).	355
Tabla 4.40	Parámetros de vigas de acero (Pórtico a momento acero ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).	369
Tabla 4.41	Parámetros de columnas de acero (Pórtico a momento acero ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).	369

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Placas Tectónicas.....	2
Figura 1.2 Borde divergente.....	3
Figura 1.3 Frontera de Transformacion.....	3
Figura 1.4 Falla convergente	4
Figura 1.5 Ondas P.....	6
Figura 1.6 Ondas S.....	6
Figura 1.7 Ondas Love	7
Figura 1.8 Ondas Rayleigh	7
Figura 1.9 Interacción placas de Nazca y Sudamericana.....	8
Figura 1.10 Objetivos de desempeño bajo diferentes intensidades sísmicas.....	19
Figura 1.11 Principio de igualdad de Desplazamientos para determinación de R. ...	20
Figura 1.12 Principio de igualdad de Energías para determinación de R.	20
Figura 1.13 Definición de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último	22
Figura 1.14 Ejemplo resultado análisis pushover que muestra la aproximación bi- lineal utilizando el método de las energías.	24
Figura 1.15 Coeficientes de Respuesta Sísmica (R , Ω_0 y C_d), NEHRP Recommended Provisions	26
Figura 1.16 Coeficientes de Respuesta Sísmica (R , Ω_0 y C_d), Definidos por el FEMA P-695.	28
Figura 1.17 Modelo de Ductilidad	31
Figura 1.18 Ciclos de Histéresis	32
Figura 1.19 Espectro Respuesta.....	38
Figura 1.20 Edificios de varias alturas	38
Figura 1.21 Espectro Respuesta.....	39
Figura 1.22 Péndulos con varios periodos	40
Figura 2.23 Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión	59
Figura 2.24 Deformación de un miembro a flexión.....	60
Figura 2.25 Confinamiento en secciones de columnas	63
Figura 2.26 Relaciones momento-curvatura para secciones de vigas simplemente armadas (a) Sección que falla a tensión (b) Sección que falla a	64
Figura 2.27 Curvas idealizadas momento-curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a flexión.....	65
Figura 2.28 Curvas idealizadas momento-curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a flexión	66
Figura 3.29. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona.....	97
Figura 3.30 Curvas de peligro sísmico, Quito.	98
Figura 3.31 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil.	99
.....	99
Figura 3.32 Curvas de peligro sísmico, Cuenca.....	99

Figura 3.33 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	112
Figura 3.34 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño F_a y F_v y no representa a un espectro de pseudo desplazamiento.	113
.....	113
Figura 3.34 Espectro respuesta horizontal general.	146
Figura 4.35 Superficie mostrando costos relativos de varios objetivos de rehabilitación FEMA 274.....	294
Figura 4.36 Desempeño y demanda por deformación para estructuras dúctiles FEMA 274.....	295
Figura 4.37 Espectros para los diferentes niveles de intensidad sísmica ASCE 41-06	297
Figura 4.38 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).....	304
Figura 4.39 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	305
Figura 4.40 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	306
Figura 4.41 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	307
Figura 4.42 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	308
Figura 4.43 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).....	309
Figura 4.44 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	310
Figura 4.45 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	311
Figura 4.46 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	312
Figura 4.47 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	313
Figura 4.48 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).....	314
Figura 4.49 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	315
Figura 4.50 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	316
Figura 4.51 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	317
Figura 4.52 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	318
Figura 4.53 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	319

Figura 4.54 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).....	320
Figura 4.55 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	321
Figura 4.56 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	322
Figura 4.57 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	323
Figura 4.58 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	324
Figura 4.59 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).	325
Figura 4.60 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).....	331
Figura 4.61 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	332
Figura 4.62 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	333
Figura 4.63 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	334
Figura 4.64 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	335
Figura 4.65 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).....	336
Figura 4.66 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	337
Figura 4.67 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	338
Figura 4.68 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	339
Figura 4.69 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	340
Figura 4.70 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).....	341
Figura 4.71 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	342
Figura 4.72 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	343
Figura 4.73 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	344
Figura 4.74 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	345
Figura 4.75 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	346

Figura 4.76 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).....	347
Figura 4.77 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	348
Figura 4.78 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	349
Figura 4.79 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	350
Figura 4.80 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	351
Figura 4.81 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).	352
Figura 4.82 Comparación curvas de capacidad en dirección x (pórticos de hormigón armado).	353
Figura 4.83 Comparación curvas de capacidad en dirección y (pórticos de hormigón armado).	353
Figura 4.84 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).....	356
Figura 4.85 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).	357
Figura 4.86 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).	358
Figura 4.87 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).....	359
Figura 4.88 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).	360
Figura 4.89 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).	361
Figura 4.90 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).....	362
Figura 4.91 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).	363
Figura 4.92 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).	364
Figura 4.93 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).....	365
Figura 4.94 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).	366
Figura 4.95 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).	367
Figura 4.96 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	370
Figura 4.97 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	371

Figura 4.98 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	372
Figura 4.99 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	373
Figura 4.100 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	374
Figura 4.101 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	375
Figura 4.102 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	376
Figura 4.103 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	377
Figura 4.104 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	378
Figura 4.105 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	379
Figura 4.106 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	380
Figura 4.107 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).....	381
Figura 4.108 Comparación curvas de capacidad en dirección x (pórticos de acero).	382
Figura 4.109 Comparación curvas de capacidad en dirección y (pórticos de acero).	382

INDICE DE GRAFICOS

GRAFICO 1.1 Organigrama NEHRP	14
Grafico 2.2 Estados límites de los elementos	49
Grafico 2.3 Procedimiento general pushover	52
Grafico 2.4 Ilustración esquemática para estimar el desplazamiento objetivo, usando el método de los coeficientes, para espectro y un periodo efectivo, (FEMA 440)	53
Grafico 2.5 Método del espectro de capacidad (Earthquake Engineering for structural design, W.F Chen,2006)	55
Grafico 2.6 Fundamentos del diseño basado en desplazamiento (Performance Based Seismic Design).....	57
Grafico 2.7 Modelos idealizados para elementos viga-columna.....	68
Grafico 2.8 Superficies de interacción carga axial- momento idealizadas	71
.....	71
Grafico 2.9 Modelo rotación cuerda	72
Grafico3.10 Espectro respuesta de diseño.	76

INDICE DE ESQUEMAS

Esquema de Armado de Vigas:	223
Esquema Armado de Columnas:	228
Esquema Planta Tipo:	228
Esquema Armado de Vigas:	246
Esquema Armado de Columnas:	251
Esquema Planta Tipo:	251

INDICE DE ECUACIONES

Ec.1.1	20
Ec.1.2	21
Ec.1.3	24
Ec.1.4	27
Ec.1.5	30
Ec.1.6	37
Ec.1.7	37
Ec.2.8	62
Ec.2.9	66
Ec.2.10	67
Ec.2.11	67
Ec 3.12	76
Ec 3.13	76
Ec 3.14	76
Ec 3.15	76
Ec 3.16	77
Ec 3.17	82
Ec 3.18	83
Ec 3.19	83
Ec 3.20	86
Ec 3.21	86
Ec 3.22	87
Ec 3.23	88
Ec 3.24	88
Ec 3.25	89
Ec 3.26	91
Ec 3.27	93
Ec 3.28	102
Ec 3.29	102
Ec 3.30	103
Ec 3.31	104
Ec 3.32	104
Ec 3.33	105
Ec 3.34	110
Ec 3.35	110
Ec 3.36	111
Ec 3.37	111
Ec 3.38	111
Ec 3.39	112
Ec 3.40	112
Ec 3.41	112

Ec 3.42	112
Ec 3.43	113
Ec 3.44	117
Ec 3.45	118
Ec 3.46	122
Ec 3.47	123
Ec 3.48	123
Ec 3.49	124
Ec 3.50	127
Ec 3.51	129
Ec 3.52	130
Ec 3.53	131
Ec 3.54	143
Ec 3.55	143
Ec 3.56	145
Ec 3.57	161
Ec 3.58	162
Ec 3.59	166
Ec 4.79	206
Ec 4.80	207
Ec 4.81	213
Ec 4.82	213
Ec 4.83	213
Ec 4.84	237
Ec 4.85	238
Ec 4.86	238
Ec 4.87	242
Ec 4.88	260
Ec 4.89	260
Ec 4.90	266
Ec 4.91	266
Ec 4.92	266
Ec 4.93	287
Ec 4.94	288
Ec 4.95	290

RESUMEN

La presente disertación tiene como objetivo comparar el desempeño de dos estructuras del mismo material, una diseñada con el código ASCE/SEI 7-10 (Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras) y otra con la NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción). Los materiales utilizados fueron hormigón armado y acero. La normativa utilizada para evaluar dichas estructuras fue la ASCE/SEI 41-06 (Rehabilitación sísmica de edificios existentes). La estructura utilizada como base para la comparación, fue un edificio regular de 15 pisos, con sistema estructural de pórtico especial a momento.

El diseño por desempeño busca diseñar estructuras usando niveles de daño estructural y no estructural explícitos para diferentes niveles de intensidad sísmica en lugar de adherirse a diseños prescriptivos indicados en los códigos. Existen diferentes metodologías para este proceso, escogiendo para esta disertación los análisis no lineales estáticos estipulados en la norma ASCE/SEI 41-06.

Se realizó un análisis no lineal estático también llamado pushover basado en el método de los coeficientes. Este procedimiento incorpora directamente las características fuerza/deformación no lineales de los componentes individuales de la estructura. Se somete al modelo a incrementos de carga lateral monotónica que representan las fuerzas inerciales inducidas durante un sismo hasta que un desplazamiento objetivo es alcanzado. El desplazamiento objetivo tiene el fin de representar el máximo desplazamiento que puede llegar a generarse durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la inelasticidad de los materiales, las fuerzas internas calculadas van a ser una aproximación razonable de aquellas esperadas durante el sismo de diseño. Para la determinación del desplazamiento objetivo se asume a la estructura en el primer modo de vibración y se usa la rigidez efectiva. Se incorporan tres coeficientes establecidos por la norma los cuales consideran: la relación del desplazamiento espectral de un modelo de un grado de libertad (SDOF) equivalente al desplazamiento en el tope del edificio del modelo con múltiples grados de libertad (MDOF), un factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados a los desplazamientos calculados para la respuesta lineal elástica y el factor de modificación que representa el efecto de las formas

histerética achatadas, degradación de rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la máxima respuesta.

SUMARY

The purpose of the following dissertation is to compare the structural performance between two buildings of the same material, one designed with the ASCE/SEI 7-10 (Minimum design loads for buildings and other structures) and on with the NEC-11 (Ecuadorian construction code). Reinforced concrete and steel were the materials chosen. The code applied to evaluate the structures was the ASCE/SEI 41-06 (Seismic rehabilitation of existing buildings). The starting point for all of the designs, was a regular, 15 story tall building, with moment resisting frames.

Performance based design seeks to design structures using explicit structural and non structural seismic performance levels, instead of following prescriptive designs presented in codes. There are different methodologies for this process, but the one chosen for this dissertation was the non-linear static analysis pointed in the ASCE/SEI 41/06.

A non-linear static analysis also known as pushover based on the coefficient method was executed. This procedure directly incorporates non-linear strength/deformation properties of individual components of the structure. The model is submitted to uniform increases of lateral load, which represent the inertial forces induced during an earthquake, until an objective displacement is reached. The purpose of this displacement is to display the maximum drift that can be generated during the design earthquake. Due to the mathematical model directly considers the effects of materials inelasticity; the internal forces calculated will be a reasonable approximation to the expected forces during the design earthquake. For the determination of the objective displacement the structure is assumed to be in the first mode of vibration, and the effective stiffness is used. Three established coefficients by the code are incorporated, these consider: The equivalency of the relation of a spectral displacement of a SDOF model and the roof displacement of MDOF model, a modification factor that relates the maximum inelastic displacements expected to the calculated displacements for the lineal elastic response, and the coefficient that represents the effect of hysteretic bumped forms, stiffness cyclic degradation, and the strength decay at the maximum response.

CAPITULO 1: DISEÑO SISMORRESISTENTE

1.1 INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA

La sismología es la parte de la geofísica, que está enfocada al estudio de los fenómenos naturales conocido como Sismos, tanto su origen, propagación, posibles efectos y también la prevención de daños.

Los sismos también conocidos como terremotos son fenómenos naturales percibidos como movimientos violentos y momentáneos producidos por una repentina liberación de energía acumulada en la corteza terrestre, a través de ondas sísmicas.

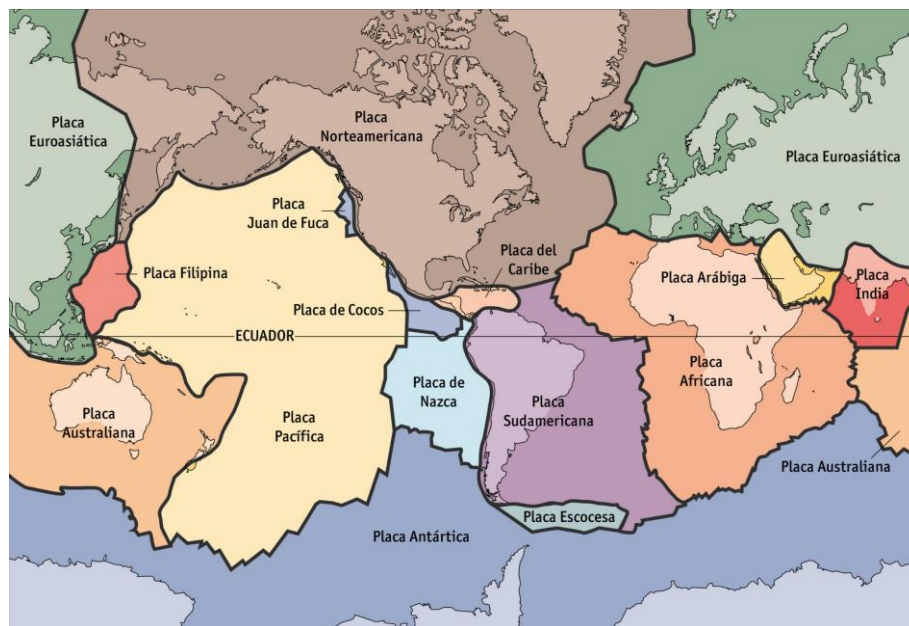
Las causas de este fenómeno se pueden clasificar en 3 tipos:

- **Causas tectónicas**

Nuestro planeta está formado por 3 partes; el núcleo, el manto y la corteza, esta última es la menos profunda y en la que habitamos los seres humanos, y que por ser más liviana que las otras dos partes flota y está en constante movimiento. La corteza se podría definir como un cascarón fracturado y lleno de pliegues. Cuando las fracturas o fallas son muy pronunciadas y extensas dividen la corteza en zonas llamadas placas, estas a su vez pueden tener fracturas de menor tamaño. Las placas interactúan permanentemente entre si de diferentes maneras y es de esta interacción que nacen los sismos. Las placas son cuerpos pseudo independientes, porque a pesar de que se mueven de distintas maneras, todo movimiento en una

placa tiene una consecuencia directa en sus placas colindantes, es decir ningún movimiento es aislado. Las zonas con mayor actividad sísmica son aquellas ubicadas en los bordes de las placas.

Figura 1.1 Placas Tectónicas



Fuente: (<http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>)

Debido a que la corteza terrestre esta en constante movimiento y cambio es que se producen sismos, estos probablemente son los de mayor magnitud. Existen tres formas principales de interacción entre placas:

Cuando dos placas se desplazan alejándose entre si, forman un borde o frontera divergente, este espacio dejado por la falta de contacto de las placas es llenado por nuevo material lo que tiende a formar cordilleras.

Figura 1.2 Borde divergente



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

Este tipo de frontera se puede encontrar entre las placas Norteamericana y Euroasiática y se conoce a esta zona como la cordillera meso atlántica.

Cuando dos placas se desplazan en sentidos opuestos pero la intensidad del contacto entre sí, se mantiene constante se denomina borde o frontera de transformación. Un ejemplo conocido de este tipo de interacción es la falla de San Andrés.

Figura 1.3 Frontera de Transformación



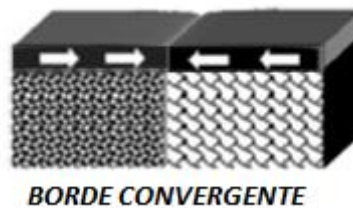
Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

Por último, cuando dos placas se desplazan una hacia la otra, generando subducción, es decir una placa se introduce por debajo de la otra, existe un borde convergente. Estos bordes convergentes forman cordilleras y pliegues de gran

tamaño como por ejemplo los Himalayas o los Andes, y dan lugar a una constante actividad volcánica e intensa actividad sísmica, debido a que cuando se introduce una placa bajo la otra, se produce fricción en la superficie de contacto, esta fricción acumula energía, la cual cuando la corteza no puede almacenarla más es liberada bruscamente produciendo sismos.

Podemos encontrar una frontera convergente en las costas de nuestro país donde la placa de Nazca se está desplazando bajo la placa Sudamericana.

Figura 1.4 Falla convergente



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

- **Causas volcánicas**

Debido a la subducción de placas, los volcanes entran en actividad, estos liberan energía a través de erupciones de material incandescente, piedras o ceniza, pero también producen sismos, estos generalmente son menos intensos que los producidos por causas tectónicas.

- **Acontecimientos Aislados**

Existen acontecimientos naturales que producen sismos de magnitud considerablemente menor a los producidos por causas volcánicas y tectónicas, y también son eventos mucho menos recurrentes. Un ejemplo de este tipo de

acontecimientos es el hundimiento de cavernas. La magnitud de estos movimientos es tan baja que generalmente estos son clasificados como microsismos, comparables con fenómenos producidos por el hombre, como la vibración producida por la explosión de una bomba atómica.

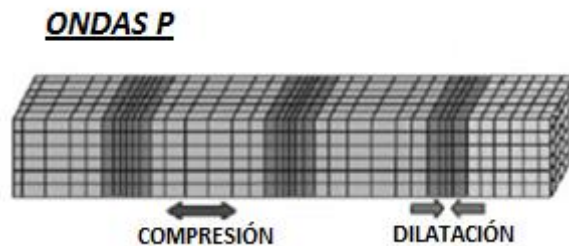
Ahora ya conocido el origen de este fenómeno, es importante entender cómo se propaga y como se lo puede cuantificar.

Esta liberación brusca de energía es disipada en distintos tipos de ondas. Existen ondas que viajan a través de las capas terrestres y otras que solo se desplazan superficialmente, pero es importante mencionar que un sismo produce los dos tipos de ondas.

Las ondas que viajan a través de las capas terrestres son denominadas ondas de cuerpo, estas son las de mayor frecuencia y velocidad. Existen 2 tipos de ondas de cuerpo las ondas P y las ondas S.

La primera clase de ondas de cuerpo es conocida como onda P u onda primaria. Esta es la onda más rápida y la primera en ser percibida en la superficie. La onda P puede moverse a través de roca sólida y fluidos, como agua o las capas líquidas de la tierra. Esta onda comprime y dilata alternadamente la roca en la que se propaga, como las ondas de sonido comprimen y dilatan el aire, las partículas sujetas a una onda P se mueven en la misma dirección de la onda, la cual es la dirección en la que viaja la energía, es por esto que se las conoce también como ondas longitudinales o compresionales. Su velocidad de propagación varía entre 1450 m/s y 5000m/s en función del material en el que viajen.

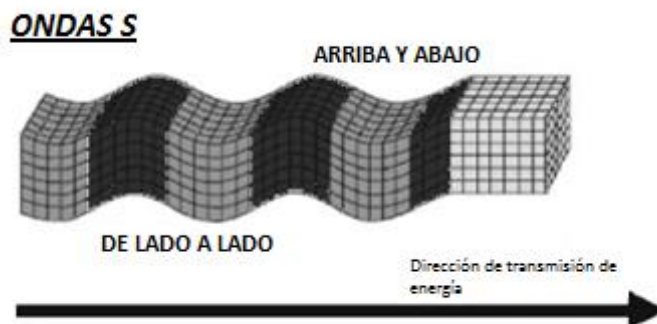
Figura 1.5 Ondas P



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

El segundo tipo de ondas de cuerpo es conocido como ondas S u onda secundaria, ya que es la segunda en ser percibida en la superficie. Esta solo se puede propagar a través de roca sólida y no en medios líquidos. Las ondas S mueven a las partículas sujetas a ellas de lado a lado perpendicularmente a la dirección en la que viajan.

Figura 1.6 Ondas S



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

Existen ondas que se desplazan netamente en la corteza, estas son las ondas superficiales, y tienen una frecuencia menos a las ondas de cuerpo. Aunque llegan después que las ondas de cuerpo son este tipo de ondas, las responsables de casi todo el daño y destrucción asociado con los sismos. El daño producido y la fuerza de estas ondas dependen de la profundidad del sismo.

Las ondas superficiales se clasifican en dos grupos. El primer grupo se denomina ondas Love. Son las ondas superficiales más rápidas y mueven el suelo de lado a lado, produciendo solo movimiento horizontal.

Figura 1.7 Ondas Love



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

El otro tipo de ondas superficiales son las ondas Rayleigh. Las ondas Rayleigh producen un movimiento elíptico en el suelo como el que producen las olas en el mar. Este movimiento elíptico mueve las partículas tanto de arriba a abajo como de lado a lado, en la dirección de propagación de la onda. La mayoría del movimiento percibido en un terremoto es debido a las ondas Rayleigh.

Figura 1.8 Ondas Rayleigh



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

1.1.1 SISMICIDAD EN EL ECUADOR

La sismicidad es la forma en la que se manifiestan los sismos en un lugar específico, esto abarca características como intensidad y frecuencia. Las zonas con mayor sismicidad son aquellas ubicadas en los bordes de las placas tectónicas y es precisamente ahí donde nuestro país está, en medio de una zona de interacción de 3 placas, la placa de Cocos, la placa de Nazca y la placa Sudamericana.

Figura 1.9 Interacción placas de Nazca y Sudamericana



Fuente: Seismic Analysis of Structures, T.K Datta, 2010

Dos de estas placas, la placa de Nazca y la placa Sudamericana tienen una interacción convergente, esto hace que exista una gran actividad sísmica y volcánica en toda la zona de subducción, parte de la cual atraviesa de un extremo a otro nuestro país.

Históricamente esta fuerte actividad sísmica y volcánica fue registrada desde la conquista española. Específicamente en el año 1534 que se produjo una erupción del Cotopaxi, y pronto en 1541 fue registrado un terremoto en el territorio de los Quitus seguido por un sinnúmero de sismos en Riobamba, Ambato, Pelileo, Ticsa entre otros en décadas siguientes, llegando a ser los sismos y las erupciones

volcánicas eventos casi cotidianos en los registros históricos del Ecuador, al punto que algunas de las ciudades más importantes del país se volvieron a construir en lugares distintos a los lugares de fundación española original. La mayoría de las iglesias y edificios más representativos y antiguos del país han sido gravemente afectados a lo largo de los años y paisajes enteros han cambiado drásticamente.

Algunos de los acontecimientos sísmicos más notables en la historia del Ecuador son:

Ambato

1687-11-22

Según el Padre Juan De Velasco, este catastrófico sismo que afectó y destruyó a Ambato, Latacunga y otras poblaciones dejó 2000 muertos, dato que posteriormente fue corregido a 7500 muertos.

Riobamba

1797-02-04

Este es el terremoto más destructivo registrado en el territorio ecuatoriano y uno de los de mayor magnitud. La antigua ciudad de Riobamba, fundada por los españoles en las inmediaciones de la laguna del Colta, fue totalmente destruida, y fue reubicada en el lugar que actualmente ocupa. Las trepidaciones y ondulaciones del suelo duraron aproximadamente 4 minutos, y se produjeron inmensos deslizamientos de tierra, levantamientos y hundimientos de terreno, cambio de curso de ríos y grietas de gran profundidad y longitud. En Quito existieron graves daños, especialmente en las iglesias. Durante varios meses se presentaron centenares de réplicas, algunas tan fuertes que por si solas pudieron causar daños

considerables en lo que quedó del terremoto original. Inicialmente se contabilizaron 12.833 muertos, pero se estima que la cifra debió ser mucho mayor, rondando las 31000 víctimas, tomando en consideración que en algunas zonas, la contabilización fue imposible hacerla con precisión y que en otros sitios, no se tomó en cuenta a las clases sociales bajas.

Costas de Esmeraldas

1906-01-31

Con epicentro en el Océano Pacífico, frente a las costas de la frontera Ecuador-Colombia, tuvo lugar el quinto sismo más fuerte que se ha registrado en el mundo, desde que existen los sismógrafos, con una magnitud de 8.8 grados en la escala de Richter. Debido a que la zona continental aledaña al epicentro, tanto en Ecuador como en Colombia era poco habitada, no hubo la pérdida de vidas humanas que existen en acontecimientos de este tipo.

Pelileo

1949-08-05

Este sismo con magnitud de 6.8 grados en la escala de Richter, destruyó por completo a la ciudad de Pelileo, y a varias poblaciones en las provincias de Bolívar, Cotopaxi, Chimborazo y Tungurahua, entre las cuales Ambato sufrió grandes daños. Existieron grandes licuefacciones, especialmente en el sector de La Moya de Pelileo, donde tradicionalmente ha ocurrido el mismo fenómeno con otros terremotos, como el de Riobamba de 1797. Las pérdidas materiales continuaron en los meses posteriores, debido a una gran cantidad de réplicas, y tanto para el Estado como para la población fueron incalculables, afectando al país socioeconómicamente por varios años. La destrucción de Pelileo fue tal, que fue

necesario reconstruir la población en otro sitio, aunque con posterioridad se repobló el lugar, que en la actualidad lleva el nombre de Pelileo Viejo. El movimiento sísmico se sintió prácticamente en todo el país. Se reportaron aproximadamente 6000 muertos y un área afectada de 1920 km².

Napo

1987-03-06

Este es conocido como el gran terremoto de la provincia del Napo, donde se presentaron los efectos más severos. También hubo serios daños en ciudades y poblaciones de las provincias de Sucumbíos, Imbabura, Pichincha y el Este del Carchi. El oleoducto Trans-Ecuatoriano fue gravemente afectado, lo que obligó a la suspensión del bombeo de petróleo por varios meses, con serias consecuencias en la economía nacional. Existieron daños de consideración en templos coloniales, en Quito y otras ciudades de la provincia de Imbabura, y destrucción de carreteras, puentes y casas en sectores rurales. El sismo tuvo una magnitud de 6.8 grados en la escala de Richter dejando 300 muertos y 26.000 afectados.

Bahía de Caráquez

1998-08-04

Con una magnitud de 7.1 grados en la escala de Richer este sismo con epicentro a 10km de la ciudad de Bahía de Caraquez, afectó principalmente a poblaciones y ciudades de la provincia de Manabí como San Vicente, Portoviejo, Canoa y Jama. Se reportaron 3 muertos, 61 heridos, y centenares de viviendas y edificaciones afectadas.

1.2 HISTORIA DEL DISEÑO SISMORESISTENTE

Siendo los sismos la principal causa de falla y colapso de estructuras, desde hace más de medio siglo, se han creado códigos y guías con disposiciones de diseño sísmico resistente. A lo largo de los años se a variado el enfoque y las disposiciones que las estructuras deben cumplir pero siempre con el mismo fin, que la estructura tenga un comportamiento adecuado ante un acontecimiento sísmico.

En 1959 el Seismology Commitee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), presentó las primeras disposiciones de diseño sísmico en el Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (Libro Azul).

Este libro presentaba una serie de fórmulas que trataban de cuantificar el fenómeno sísmico. En estas ecuaciones se trataba de proveer seguridad ante el colapso y controlar los daños, criterios que todavía son vigentes, el problema era que muchos de los coeficientes usados en las formulaciones tenían un gran componente empírico. En el diseño el libro Azul no contemplaba a la ductilidad como mecanismo de disipación energético.

A principios de la década de los 70s se creó el ATC (Aplied Technology Council) como un proyecto de investigación de la SEAOC, privado y sin fines de lucro, para mejorar el diseño sísmico. Posteriormente debido a su alcance se convirtió en un organismo independiente. El primer reporte del ATC fue emitido en 1974 y es conocido como el ATC 2, este reporte se concentra en el enfoque del espectro de respuesta en el diseño sísmico. Pero sería la sexta edición de este reporte conocida como ATC 3-06 o simplemente ATC 3, publicada en 1978, que cambiaría la forma

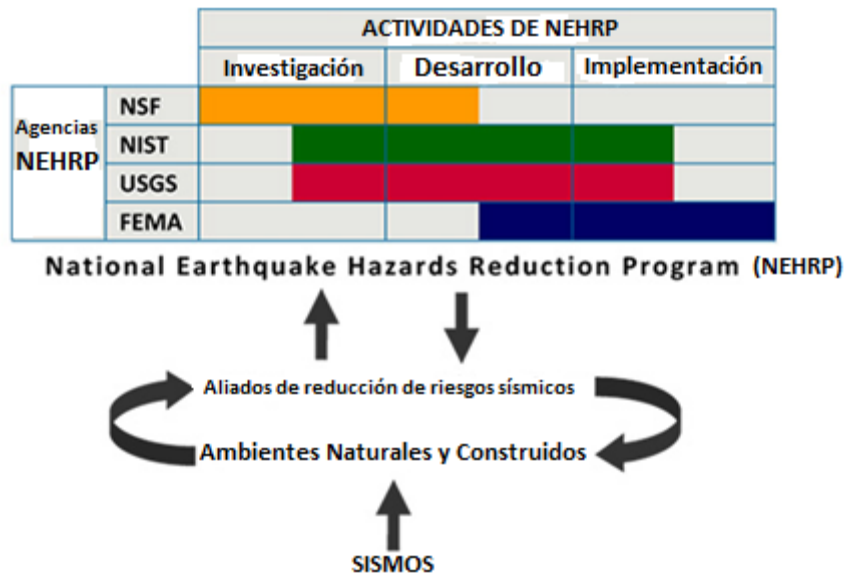
de diseñar estructuras sismo resistentes. Este reporte fue el resultado de una exhaustiva investigación de campo elaborada por la National Science Foundation y la National Bureau of Standards ambas instituciones de los Estados Unidos de Norte América.

El mayor logro de esta publicación fue reemplazar ecuaciones, fórmulas y coeficientes empíricos por similares pero basados en principios físicos, esto fue el fruto de la extensa experimentación en campo.

Conceptos como el análisis de peligrosidad sísmica de Cornell, aceleraciones pico efectivas, y velocidades pico fueron implementados para determinar el comportamiento de una estructura, pero sin duda lo más notable de esta publicación fue la introducción del factor de modificación de respuesta o R, cuyo objetivo es utilizar fuerzas de diseño elásticas para respuestas inelásticas de las estructuras.

En 1977 el congreso de los Estados Unidos de Norteamérica fundo el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) y decreto que 4 agencias federales estarían a cargo de las actividades necesarias para implementar y mantener el programa. Las agencias eran el National Institute of Standards and Technology (NIST), la National Science Foundation (NSF), el U.S. Geological Survey (USGS), y la Federal Emergency Management Agency (FEMA), esta última tomaría la posta en lo que respecta al proyecto ATC. Los campos de acción de las agencias eran los siguientes:

GRAFICO 1.1 Organigrama NEHRP



Fuente: <http://www.fema.gov/national-earthquake-hazards-reduction-program>

Los objetivos de la NEHRP son:

- Desarrollar prácticas y políticas efectivas para la reducción de pérdidas por terremotos y acelerar su implementación.
- Mejorar las técnicas para reducir la vulnerabilidad sísmica de estructuras y sistemas.
- Mejorar la identificación de riesgos sísmicos y los métodos de asesoramiento de riesgo, y su uso.
- Mejorar la comprensión de los sismos y sus efectos.

Después en 1985 la Federal Emergency Management Agency (FEMA), patrocinó el programa del Building Seismic Safety Council (BSSC) conocido como NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES, cuyo objetivo era incentivar prácticas

que aborden el riesgo sísmico en la construcción y diseño de estructuras y que como consiguiente se minimicen los posibles daños.

Se presentaron nuevas ediciones de este proyecto en 1988, 1991, 1994, 1997 y 2000. Con la particularidad que en 1997 hubo avances significativos.

El NEHRP 1997, intentaba por primera vez definir el margen de seguridad inherente en edificios conformados con estas recomendaciones. Estos fueron avances clave, para proveer capacidades verdaderamente basadas en desempeño a futuros códigos y publicaciones.

A mediados de la década de los 90, acontecieron dos sismos que cambiaron la forma con la que se analiza el comportamiento y desempeño de una estructura ante un sismo.

El sismo de Northridge tuvo lugar en California en Enero de 1994. Causó 72 muertos, más de 12000 heridos y pérdidas que ascienden a 25 mil millones de dólares, el pico en registrado en la escala de Richter fue de 6.7, y la aceleración terrestre fue la mayor jamás captada en un área urbana en los Estados Unidos de Norteamérica.

Las alarmantes cifras que dejó esta catástrofe llevaron a que la comisión de seguridad sísmica (Seismic Safety Commission) cuestionara y posteriormente encontrara inconvenientes en la normativa existente. El desempeño sísmico esperado en edificios diseñados con esta normativa, no era lo suficientemente explícito; es decir los edificios eran diseñados para no colapsar ante un sismo

fuerte, pero esta expectativa genérica dejaba un potencial muy grande a daños sustanciales económicos y a interrupciones importantes en el comercio de una población. La comisión determinó que era necesario definir múltiples objetivos de desempeño para definir los daños aceptables en cada tipo de estructura.

El 17 de Enero de 1995, un terremoto de aproximadamente 7,2 grados en la escala de Richter afectó a Japón, en especial a la población de Kobe. Llevándose casi 6500 vidas y causando daños de 200 mil millones de dólares que en ese momento equivalían al 2,5% del P.I.B de Japón. El sismo de Kobe es catalogado como el desastre natural más costoso en caer sobre un país.

La comunidad internacional de ingeniería sísmica se planteó desarrollar métodos de ingeniería sísmica basada en desempeño, y es en 1992 que la SEAOC inicia un proyecto llamado Vision 2000 con el objetivo de proveer métodos para diseñar, construir y mantener edificios.

Estos conceptos no estaban limitados a edificios, eran aplicables a todo tipo de estructuras. Abordaban tanto aspectos de diseño de componentes estructurales, como de componentes no estructurales, calidad en los procesos constructivos, y también el mantenimiento durante la vida útil de la estructura.

Vision 2000, fue un esfuerzo para mejorar significativamente los códigos vigentes en aquella época. Enfocándose en definir que constituía un sismo frecuente, raro o muy raro, y en describir en detalle que tipo de desempeño se debería usar para los diferentes tipos de estructuras y eventos, mas no presentaba un método de diseño.

Este documento aclaró alguna de las ambigüedades de las recomendaciones de la SEAOC, sin embargo el Vision 2000 no indicaba que parámetros de desempeño se tenían que considerar, como desplazamientos, esfuerzos, formación de rotulas plásticas, etc. y tampoco establecía que límites se debían imponer para lograr un determinado objetivo de desempeño.

En paralelo con la SEAOC, la U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA), fundó un proyecto para la rehabilitación de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA 273 (1996) y el FEMA 274 (1996).

El FEMA 273 identificó y resolvió una amplia variedad de problemas de enfoque, de formato, socio-económicos, y varios problemas técnicos que eran de consideración en el desarrollo de guías prácticas para la rehabilitación sísmica de edificios y estructuras.

Tanto la FEMA como la Applied Technology Council (ATC), la Building Seismic Safety Council (BSSC), y la American Society of Civil Engineers (ASCE), hicieron importantes esfuerzos que resultaron en la formulación de guías detalladas, para rehabilitar edificios existentes y mejorar su desempeño.

El producto final de este esfuerzo fueron tres documentos FEMA 273, FEMA 274 y FEMA 276, y con el objetivo de acelerar la implementación práctica de la guía FEMA 273, estas fueron convertidas, a un pre-estándar y comentario de la Seismic Rehabilitation of Buildings de la ASCE, más conocida hoy como (FEMA 356)

En paralelo con el FEMA, el estado de California comisionó el desarrollo de guías para la evaluación sísmica de estructuras de concreto armado. Este proyecto resultó ser el ATC 40 (1996). Este cuenta con un marco conceptual similar al de Vision 2000, y por tanto su implementación depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y rotulas plásticas, etc.

Cabe mencionar que aunque el FEMA 273 y el ATC 40 reconocen análisis tiempo-historia no lineal recomiendan su uso solo en casos específicos y establecen al análisis estático no lineal (pushover), como un método de elección de los ingenieros estructurales.

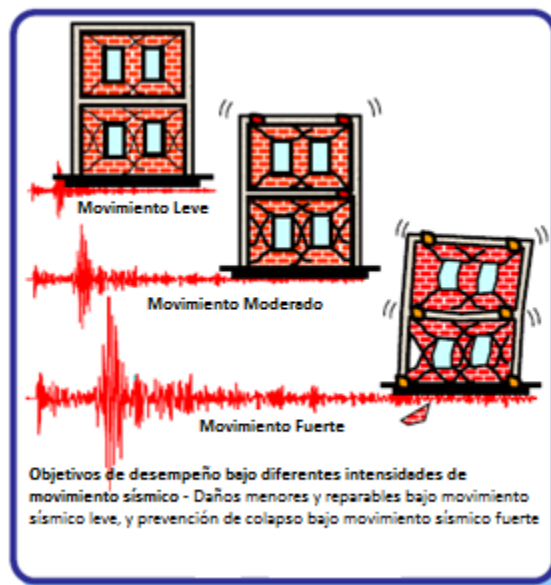
1.3 FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Actualmente la filosofía del diseño sismo resistente busca:

1. Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 50% en cincuenta años, correspondiendo a un período de retorno de alrededor de setenta y dos años.
2. Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 10% en cincuenta años, correspondiendo a un período de retorno de alrededor de cuatrocientos setenta y cinco años

3. Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. Estos sismos tienen una probabilidad de excedencia del 2% en cincuenta años, correspondiendo a un período de retorno de alrededor de dos mil quinientos años.

Figura 1.10 Objetivos de desempeño bajo diferentes intensidades sísmicas



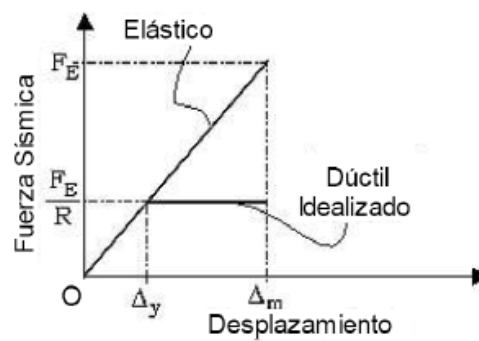
Fuente: IITK, 2001

1.4 PRINCIPIO DE IGUAL DESPLAZAMIENTO

En 1973 Newmark y Hall, presentaron la propuesta de usar la igualdad de desplazamientos con el objeto de determinar la magnitud aproximada de la fuerza sísmica para estructuras con comportamiento inelástico y periodos relativamente largos. Esta propuesta se basa en analizar a la estructura con una fuerza R veces menor a la fuerza sísmica teórica, partiendo de que si la estructura se comportase

elásticamente, con la fuerza F_e sufriría un desplazamiento Δ_m , mientras que si su comportamiento es plástico idealizado el mismo desplazamiento se alcanzaría con una fuerza igual a F_e/R como se muestra en la Figura.

Figura 1.11 Principio de igualdad de Desplazamientos para determinación de R.



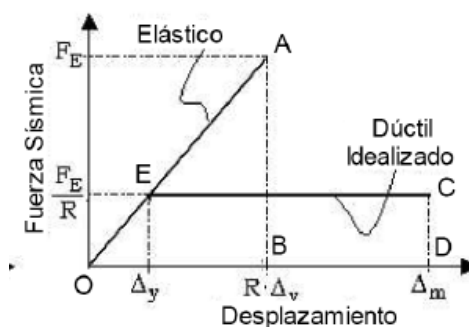
En la Figura la ductilidad definida en función de desplazamientos es:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R$$

Ec.1.1

Para estructuras con periodos cortos los autores sugirieron utilizar el principio de igualdad de energía, como se muestra en la Figura

Figura 1.12 Principio de igualdad de Energías para determinación de R.



Donde a partir de igualar las áreas OAB y OECD se determina el factor de reducción R.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{R^2 + 1}{2}$$

Ec.1.2

A partir de estas expresiones Newmark y Hall (1973) propusieron las siguientes ecuaciones:

$$R = \mu \rightarrow T > 0.5 \text{ seg.}$$

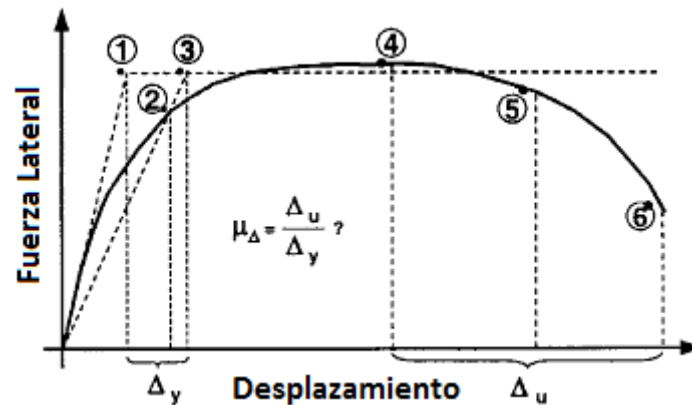
$$R = \sqrt{2\mu - 1} \rightarrow T \leq 0.5 \text{ seg.}$$

Sin embargo existen algunos problemas con dicha teoría, ya que desde hace tiempo se conoce que esta aproximación es inapropiada tanto para periodos muy cortos o muy largos, y también se duda de su validez en estructuras con periodos medios donde el comportamiento histórico del sistema inelástico se desvía significativamente del comportamiento elasto-plástico.

Por otra parte existen dificultades en llegar a un consenso en la definición tanto del desplazamiento de fluencia como del desplazamiento último.

Como se muestra en la Figura los tres primeros puntos definen el desplazamiento de fluencia siendo:

Figura 1.13 Definición de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último



- ① La intersección de la tangente de rigidez inicial con la resistencia nominal.
- ② El desplazamiento a la primera fluencia.
- ③ La intersección de la secante de la rigidez a lo largo del punto de primera fluencia.

Los tres últimos puntos definen el desplazamiento último siendo:

- ④ El desplazamiento en el pico de resistencia.
- ⑤ El desplazamiento entre el 20% o 50% de la degradación de la resistencia nominal.
- ⑥ El desplazamiento en el cual se produce la fractura del refuerzo transversal.

Debido a las diferentes definiciones de los desplazamientos límites, ha existido una variación considerable en la capacidad dúctil de las estructuras.

Otro inconveniente de esta teoría es que existía la suposición de que a determinados sistemas estructurales se podían asignar capacidades de ductilidad características y por lo tanto factores de reducción característicos, sin embargo en los últimos 15 años se ha demostrado que esta suposición es falsa, ya que la capacidad dúctil de estructuras de concreto y mampostería depende de varios

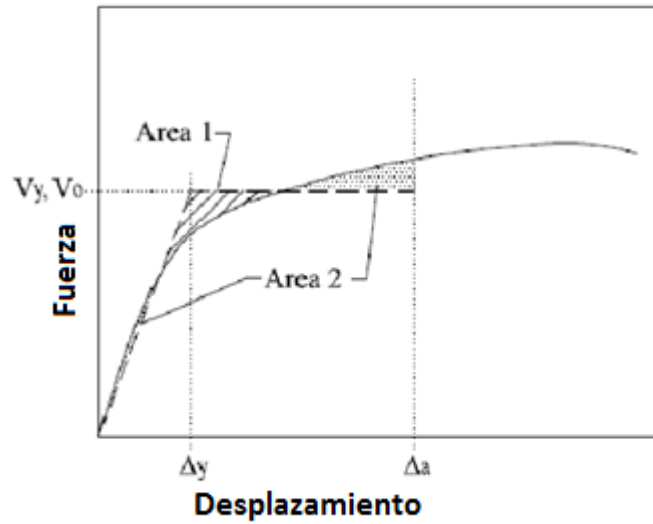
factores incluyendo la geometría, la relación de carga axial y la cuantía de refuerzo. El principio de igual desplazamiento e igual energías es la base del método de las fuerzas, usado en los códigos sismo resistentes actuales.

1.5 FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA

En 1995 el ATC dividió al factor de modificación de respuesta en tres componentes: Resistencia, Ductilidad y Redundancia que dependen de las características del sistema estructural.

Al considerar un modelo de análisis no lineal, en el cual va cambiando la rigidez del sistema de acuerdo al nivel de deformación de la estructura, la relación entre el cortante basal y el desplazamiento produce una curva similar a la de la Figura 1.14. Usando el principio de la igualdad de energía se puede crear una aproximación bilineal de la curva. Esta aproximación determina los puntos clave necesarios para el cálculo de R, siendo estos el desplazamiento de fluencia Δ_y , el esfuerzo de fluencia V_y y la resistencia en el máximo desplazamiento considerado V_o .

Figura 1.14 Ejemplo resultado análisis pushover que muestra la aproximación bi-lineal utilizando el método de las energías. .



$$R = R_S R_\mu R_R$$

Siendo

$$R_S = \frac{V_o}{V_d}$$

Ec.1.3

Donde:

R_S =Factor de resistencia

V_o = La resistencia lateral en el desplazamiento máximo

V_d = La resistencia requerida o corte basal de diseño

$$R_\mu = \frac{(\mu-1)}{\phi} + 1$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln T - 0.6)^2} \quad \rightarrow \text{Para roca}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln T - 0.2)^2} \quad \rightarrow \text{Para aluviones}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln T / T_g - 0.25)^2} \quad \rightarrow \text{Para suelos blandos}$$

Donde

R_μ = Factor de Ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_a}{\Delta_y}$$

T = Periodo Fundamental de la Estructura

T_g = Periodo predominante del movimiento de tierra

R_R = Factor de Redundancia

La redundancia de un sistema estructural se caracteriza por el número de pórticos a momento, pórticos arriostrados o muros de corte con resistencia y capacidad de deformación equivalente en cada dirección ortogonal del sistema resistente de fuerzas laterales. El ATC-19 en 1995 propuso valores experimentales para este factor, no aplicables para el diseño ya que para esa época no se habían hecho estudios de los efectos de la redundancia

<i>Líneas de pórticos en sentido vertical</i>	
2	0.71
3	0.86
4	1.00

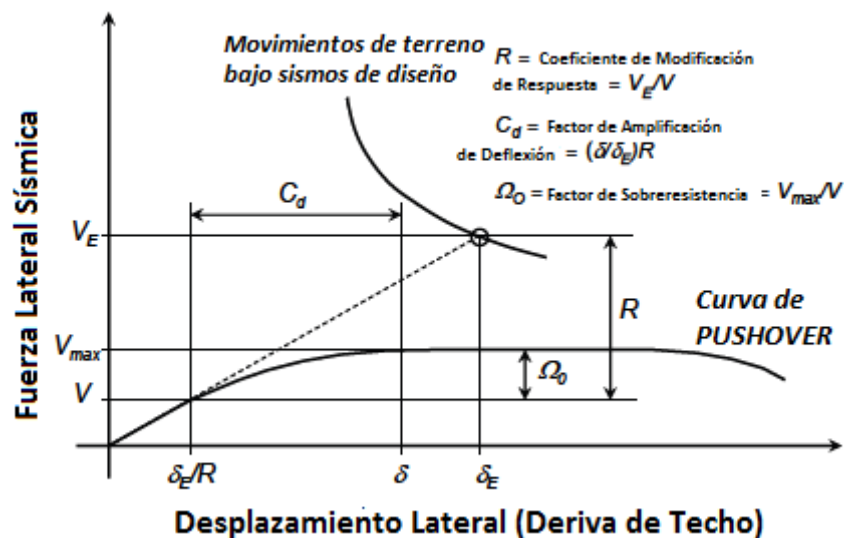
<i>Lines of Vertical Framing</i>	<i>Draft Redundancy Factor</i>
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Posteriormente en 1997 el UBC adoptó el factor de redundancia/confiabilidad (ρ) dentro de las combinaciones de carga por sismo, este factor no debería ser menor a 1 ni mayor a 1.5.

En el 2009 se publicó el ATC-63, en el cual se refinaron los métodos previos mediante investigaciones en simulación de colapsos, análisis no lineales y evaluaciones de sistemas estructurales adicionales.

El ATC-63 proporciona una base racional para el establecimiento de los factores globales de desempeño sísmico, incluyendo el factor de modificación de respuesta R , el factor de amplificación de deflexión C_d , y el factor de sobre resistencia Ω_0 , basándose en que los coeficientes sean determinados usando la metodología para prevenir el colapso estructural en un evento sísmico equivalente al sismo máximo considerado.

Figura 1.15 Coeficientes de Respuesta Sísmica (R , Ω_0 y C_d), NEHRP Recommended Provisions



Fuente: (FEMA, 2004b)

$$R = \frac{V_E}{V}$$

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V}$$

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R$$

Ec.1.4

Donde:

VE= Cortante basal que se desarrollaría en el sistema resistente lateral si la estructura de mantendría linealmente elástica durante el sismo de diseño.

V= Cortante basal de diseño

Vmax= Resistencia máxima del sistema en fluencia

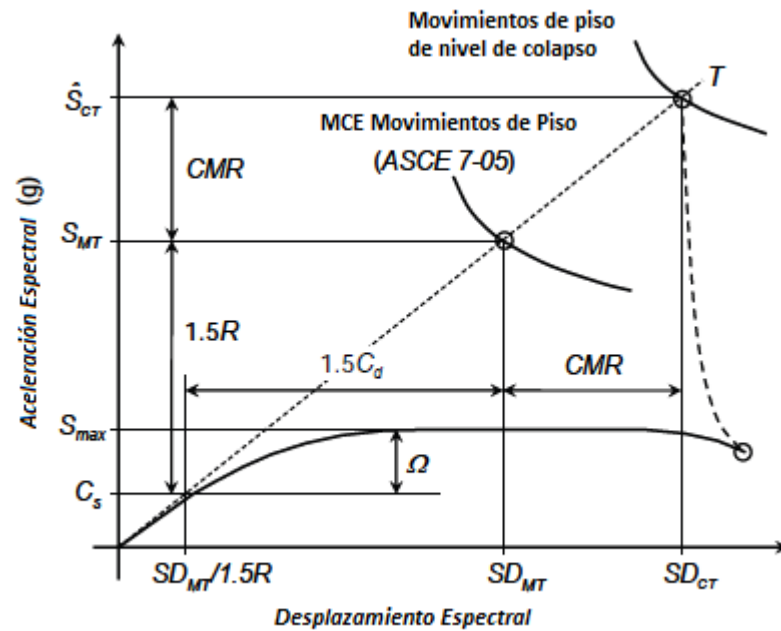
δE= Desplazamiento en el Cortante basal elástico

δ= máxima deriva de piso permitida definida en el ASCE 7-0.5

El ATC-63 redefinió los factores globales de desempeño sísmico, usando como base análisis no lineales pushover establecidos por la NEHRP. Este concepto asume que el peso efectivo de la estructura participa en el movimiento de la estructura durante el evento sísmico.

En la siguiente Figura se pueden ver los factores de modificación de respuesta y su relación con el Sismo Máximo Considerado.

Figura 1.16 Coeficientes de Respuesta Sísmica (R , Ω_0 y C_d), Definidos por el FEMA P-695.



$$R = \frac{S_{MT}}{1.5C_s}$$

$$\Omega = \frac{S_{max}}{C_s}$$

$$C_d = R$$

Donde:

S_{MT} = Aceleración espectral del máximo sismo considerado en el periodo del sistema.

S_{max} = Representa la máxima resistencia del sistema en fluencia (normalizado por el peso sísmico efectivo de la estructura)

C_s = Coeficiente de Respuesta sísmica

Como se puede ver un análisis pushover está involucrado en el cálculo del factor de sobre resistencia Ω_0 . Por lo tanto diseños diferentes de un mismo sistema estructural van a dar valores distintos de este factor debido al detallamiento y

redundancia del sistema. Esta metodología selecciona solo un coeficiente de sobre resistencia, el más apropiado y lo define como Ω .

También define a los factores C_d y R como iguales, basado en el valor de R . Esta suposición solo aplica a sistemas con amortiguamiento equivalente a 5%, debido a la dificultad de determinar el amortiguamiento real de la estructura el ATC-63 recomienda utilizar los coeficientes provistos por el ASCE 7-05.

En la siguiente tabla se puede ver una comparación de los diferentes valores de R a lo largo de los diferentes códigos desde 1978 hasta la presente fecha

<i>Tipo de Sistema Estructural</i>	<i>ATC-3 06 (1978)</i>	<i>NEHRP (1985)</i>	<i>BSSC (1993)</i>	<i>UBC - R_w (1994)</i>	<i>UBC (1997)</i>	<i>IBC (2000) NEHRP (1997)</i>	<i>ASCE 7 (1998) (2000)</i>	<i>IBC (2006) ASCE 7 (2005)</i>
<i>Portico Especial Resistente a Momento de Acero</i>	8	8	8	12	8.5	8	8	8
<i>Portico Especial Resistente a Momento de Concreto</i>	7	8	8	12	8.5	8	8	8
<i>Portico Ordinario Resistente a Momento de Acero</i>	4.5	4.5	4.5	6	4.5	4	4	3.5
<i>Portico Ordinario Resistente a Momento de Concreto</i>	2	2	3	5	3.5	3	3	3

1.6 DUCTILIDAD

Ductilidad se define como la habilidad de una estructura o de sus componentes de proveer resistencia durante la respuesta inelástica de una estructura, incluyendo la habilidad de sostener grandes deformaciones y la capacidad de absorber energía mediante comportamientos histéricos, siendo esta la característica más importante buscada por el diseñador.

El límite de la ductilidad, como por ejemplo el desplazamiento Δu corresponde típicamente a un límite específico de la degradación de la resistencia. Muchas veces después de llegar a este límite también conocido como “falla” podrían seguir ocurriendo deformaciones inelásticas sin llegar al colapso de la estructura. Por otro lado las fallas frágiles implican una completa pérdida de resistencia, produciendo muchas veces una completa desintegración sin previo aviso. Debido a estas razones las fallas frágiles, que son las primeras causas de colapso en estructuras deben ser evitadas.

La ductilidad es definida como la relación del desplazamiento total impuesto en cualquier momento con la del comienzo de la fluencia Δy .

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} > 1$$

Ec.1.5

La ductilidad también puede ser definida otros términos como:

- Ductilidad del material (μ_ϵ): Esta caracteriza las deformaciones plásticas en el material.
- Ductilidad de la curvatura (μ_χ): Esta caracteriza las deformaciones plásticas de la sección.
- Ductilidad del miembro (μ_θ): Esta cuantifica las rotaciones plásticas que pueden ocurrir en componentes estructurales como vigas y columnas. Este tipo de ductilidad también es usada en la conexión de estos elementos.
- Ductilidad Estructural (μ_δ): esta es la medida global del desempeño inelástico de los elementos sujetos a cargas horizontales.

En el diseño sismo resistente es importante tener una relación de ductilidad alta para asegurar la redistribución de fuerzas y momentos en los elementos resistentes

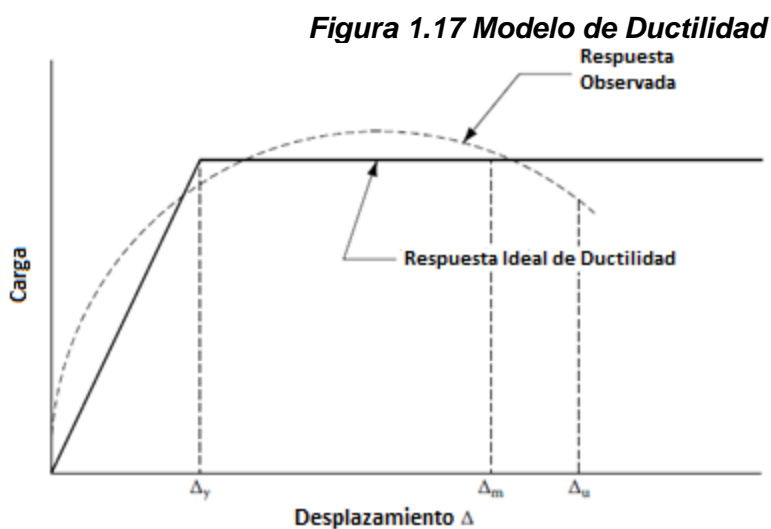
a cargas laterales y para que la estructura permita la disipación de la energía producida por el sismo.

El colapso es causado cuando la demanda de ductilidad impuesta por el sismo (μ_d) es mayor a la demanda de ductilidad disponible del sistema (μ_a).

Existen muchos factores que llevan a la reducción de ductilidad del sistema (μ_a) tales como:

- Reducción en la absorción de energía debido a lo formación de rotulas plásticas.
- La sobre resistencia lleva a cabo que la estructura no entre en fluencia cuando es de esperar.
- La tendencia de algunos materiales a exhibir fallas frágiles.

Estos factores pueden afectar tanto la ductilidad local como global del sistema



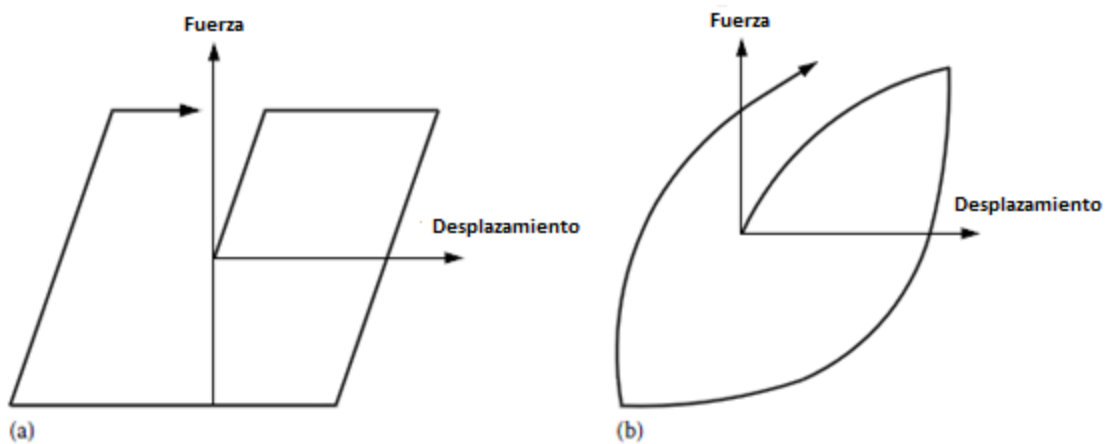
Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath, 2010

1.7 HISTÉRESIS

Se dice que una estructura posee ductilidad cuando esta es capaz de responder inelásticamente sin una pérdida de resistencia considerable, durante toda la duración del sismo de diseño.

La ductilidad en teoría es definida mediante un modelo elasto-plástico mostrado en la Figura 1.18, la cual describe la respuesta típica en términos de fuerza – deformación para varios ciclos de carga, estos diagramas son conocidos con el nombre de ciclos de histéresis.

Figura 1.18 Ciclos de Histéresis



Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath, 2010

En la Figura 1.17 (a) se puede observar un comportamiento estructural ideal, el cual es totalmente teórico. En la actualidad los ciclos de histéresis de elementos en pórticos de hormigón son parecidos a la Figura 1.17 (b), en estos elementos es deseable concentrar las deformaciones inelásticas en rotulas plásticas que ocurren

en las vigas, en donde bajo condiciones ideales estas pueden absorber entre un 70 a un 80 por ciento de energía con respecto al modelo elasto-plástico ideal

1.8 REDUNDANCIA

Es importante para el sistema resistente lateral poseer cierto grado de redundancia, especialmente en estructuras que se encuentren en zonas sísmicas altas.

La redundancia en una estructura significa que existen más de una línea de defensa para cargas laterales, como por ejemplo la redundancia puede ser conseguida teniendo un sistema de pórticos a momentos como muchas columnas y vigas, todas con conexiones dúctiles, o teniendo un sistema dual con pórticos a momentos y muros de corte

1.9 DETALLAMIENTO Y DISEÑO POR CAPACIDAD

El detallamiento es un proceso prescriptivo de diseño en el cual se asegura que los elementos estructurales sean capaces de desarrollar la demanda dúctil esperada. El detallamiento está directamente relacionado con el factor de reducción sísmica ya que este asegura que la estructura sea capaz de disipar energía acomodando grandes desplazamientos.

“El detallamiento es lo que convierte al diseño estructural en tanto una ciencia como un arte”. (Bungale S. Taranath, 2010).

El diseño por capacidad asegura la formación de los modos de deformación inelásticos dúctiles deseados, esto se lo logra mediante la jerarquización de resistencia en los elementos y el control de posible fallas frágiles. Algunas de las ventajas de este diseño son:

- Proporciona una protección contra fallos repentinos en los elementos que no pueden ser detallados para tener una respuesta dúctil.
- Limita los lugares de la estructura donde se requiere el detallamiento dúctil.
- Proporciona una mayor certeza en cómo va a desempeñar la estructura durante sismos de gran magnitud, y una mayor confianza en el cálculo del desempeño.
- Provee a la estructura de un mecanismo de disipación de energía seguro, mediante la aplicación de modos de deformación (mecanismos plásticos), donde las deformaciones inelásticas son distribuidas a componentes dúctiles.

Un ejemplo de diseño por capacidad es el requerimiento de columna fuerte/viga débil, en donde se tiene la intención de evitar rotulas plásticas en las columnas con el objetivo de evitar una rápida degradación de la resistencia en las columnas con cargas axiales altas.

Cuando se usan análisis inelásticos, el diseño por capacidad puede ser implementado modelando los elementos que van a fluir con sus resistencias esperadas, y los elementos protegidos como elásticos. De esta manera se puede diseñar para la fuerza máxima esperada en los elementos protegidos.

1.10 METODOS DE ANALISIS ELASTICOS:

1.10.1 Estático (Fuerza Lateral Equivalente):

El método de la fuerza lateral equivalente es definido como un conjunto de fuerzas laterales que producen el mismo pico de respuesta, que sería obtenido mediante un análisis dinámico bajo el mismo sismo de diseño. Esta equivalencia está restringida únicamente al primer modo de vibración de la estructura, ya que el método de la fuerza lateral equivalente asume que toda la masa de la estructura esta activa en el primer modo de vibración.

Las simplificaciones generadas en este método hacen que los resultados obtenidos sean inadecuados cuando:

- Existan movimientos laterales en las dos direcciones ortogonales y movimientos torsionales que se encuentran acoplados. Tal es el caso en edificios donde existe una configuración irregular en planta o en edificaciones cuyas frecuencias naturales bajas sean similares y los centros de masa y resistencia se encuentren muy cercanos.
- Existan estructuras con propiedades de masa y rigidez irregulares, en donde la distribución vertical de las fuerzas laterales puede llevar a resultados erróneos.
- Exista una distribución de resistencias irregular a lo largo de la altura del edificio, con lo cual se tiende a generar un error causado por una inadecuada concentración de la demanda dúctil en ciertos pisos del edificio.

- Existan estructuras donde la contribución de los diferentes modos sea significativa.

1.10.2 Análisis Modal Espectral

El análisis modal es aplicable para calcular la respuesta lineal de estructuras complejas de múltiples grados de libertad, basado en el hecho de que la respuesta es la superposición de las diferentes respuestas de los modos de vibración natural individuales. Cada modo respondiendo a su propia forma de deformación (“La forma de modo”), con su propia frecuencia (“frecuencia modal”) y su propio amortiguamiento.

La respuesta de la estructura puede ser modelada por la respuesta de varios osciladores de un grado de libertad, con propiedades escogidas para representar el modo de vibración y el ángulo en el cual el modo es excitado por la ecuación del movimiento sísmico. Para ciertos tipos de amortiguamiento la representación es matemáticamente exacta, y se han hecho numerosos estudios a escala real para varios tipos de estructuras, demostrando que el uso del análisis modal con osciladores de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso representando la respuesta de los modos estructurales es una aproximación razonablemente acertada para el comportamiento lineal.

El propósito del análisis modal es el de obtener la respuesta máxima de la estructura en cada uno de los modos importantes, los cuales son sumados en una manera apropiada. Se pueden utilizar los siguientes métodos para combinar los modos de vibración:

- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (SRSS)

$$R = \sqrt{\sum R_i^2}$$

Ec.1.6

- Combinación cuadrática completa de las respuestas modales (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} R_i R_j}$$

Ec.1.7

Donde:

ε_{ij} = Coeficiente de correlación modal.

El método SRSS puede llevar a errores cuando existen dos modos de vibración con periodos naturales cercanos.

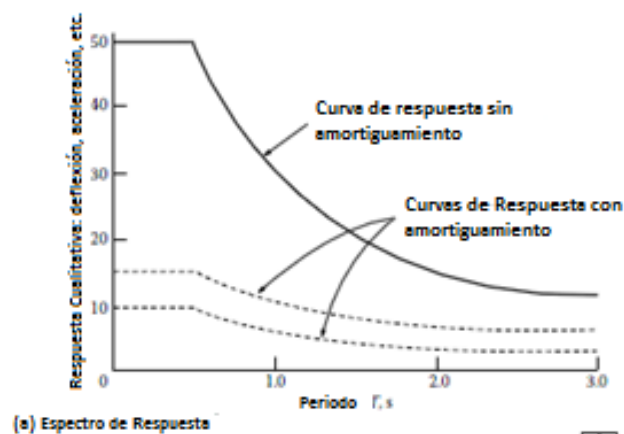
Factores de participación modal: estos se pueden definir como una constante para cada modo de vibración menor a la unidad, por la cual las masas actuales del sistema son multiplicadas para dar la masa efectiva para el modo considerado. En una manera sencilla los factores de participación modal definen el grado en el cual el modo participa en la vibración total de la estructura. La mayoría de códigos requieren que la suma de los factores de participación modal sea al menos del 90 por ciento de la unidad.

Para estructuras que requieran del análisis modal es necesario desarrollar un espectro respuesta, el cual proporciona a los ingenieros una manera práctica de caracterizar los movimientos del suelo y su efecto en las estructuras. Este se define

como la función que representa las máxima aceleración, velocidad y desplazamiento para un sistema de un grado de libertad sujeto a una fuerza definida.

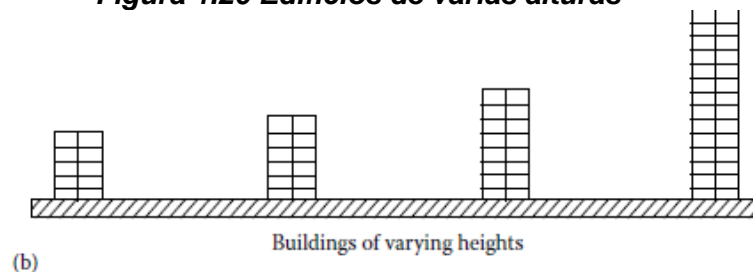
El espectro respuesta puede ser visualizado como la representación gráfica de la respuesta dinámica de una serie de péndulos en voladizo progresivamente más largos con periodos naturales mayores sujetos a una misma fuerza lateral. (Bungale S Taranath,2010)

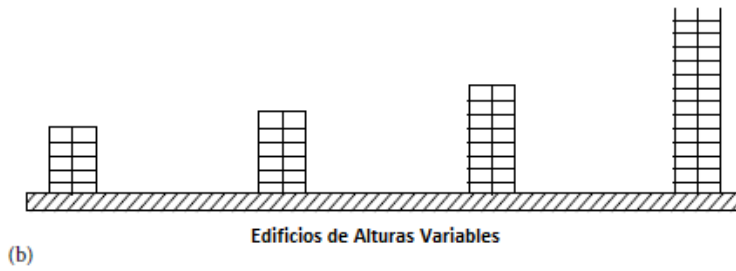
Figura 1.19 Espectro Respuesta



Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath,2010

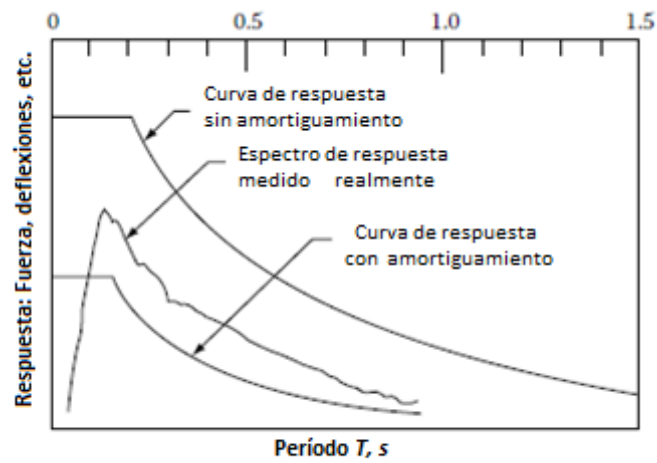
Figura 1.20 Edificios de varias alturas



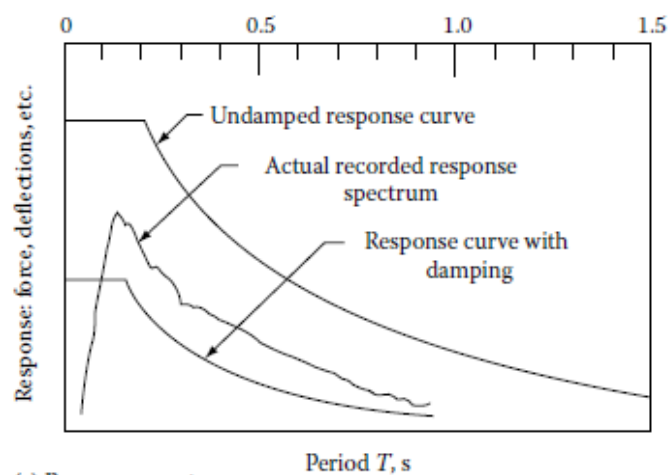


Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath,2010

Figura 1.21 Espectro Respuesta



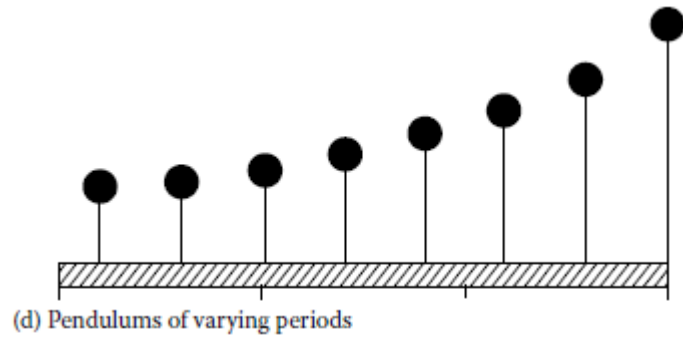
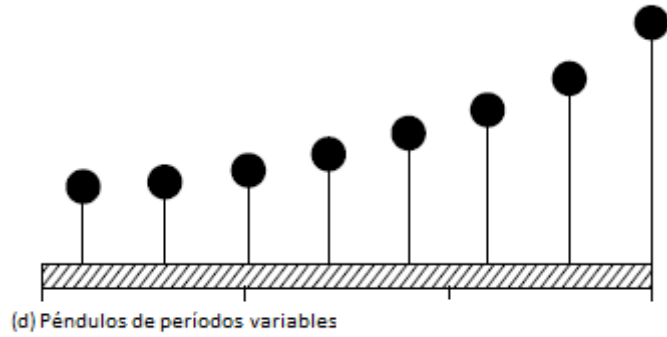
(c) Espectro de respuesta



(c) Response spectrum

Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath,2010

Figura 1.22 Péndulos con varios periodos



Fuente: Reinforced Concrete Design Of Tall Buildings, Bungale Taranath,2010

CAPITULO 2: ESTADO ACTUAL DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO:

2.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO POR DESEMPEÑO

Durante los últimos 25 años el enfoque del diseño sismo resistente ha ido cambiando hacia la idea del desempeño estructural. Las lecciones aprendidas producto de sismos como el de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) o Kobe (1995), donde las pérdidas económicas fueron notables, nos indican que aparte de salvaguardar la vida humana y prevenir el colapso estructural también se debe contemplar el comportamiento de las estructuras para diversos sismos con varios periodos de retorno; con el fin de asegurar un comportamiento y un nivel de daños aceptable para cada uno de estos niveles de intensidad sísmica. De esta forma asegurando estructuras seguras y económicas.

El método de diseño actual, también conocido como método de la fuerza, usa factores R y C_d para predecir la respuesta global de la estructura ante acciones sísmicas. Debido a la naturaleza de estos factores, este método es incapaz de predecir la progresiva distribución de no linealidades en las estructuras y sus elementos, por lo tanto es incapaz de proveer indicadores confiables del desempeño estructural de los componentes.

Las actuales deficiencias del método de las fuerzas, y la realización de que es más importante la rigidez que la resistencia en el diseño sismo resistente, han hecho

que los investigadores centren su atención en el diseño basado en desplazamientos que resulta en el diseño por desempeño.

Tomando en cuenta la importancia de las relaciones costo/beneficio en la respuesta estructural, las nuevas metodologías de diseño sismo resistente basadas en el desempeño, buscan establecer un nivel de daños estructural y no estructural el cual se encuentre ligado a una intensidad sísmica específica. Una vez especificado el nivel de daños aceptable, se busca diseñar a la estructura con el fin de que esta sea capaz de alcanzar dichos niveles de daño a nivel global y local.

2.2 OBJETIVOS BÁSICOS DE DESEMPEÑO

En el documento Visión 2000 se definieron 4 niveles de desempeño, y cuatro niveles de peligro sísmico, estos niveles son:

Nivel 1: Totalmente Operacional→ La estructura continua en operación con daños casi despreciables.

Nivel 2: Operacional→ La estructura continua en operación con daños menores, y con poca interrupción en servicios no esenciales.

Nivel 3: Seguridad de Vida→ Se asegura la protección de vida, el daño ocasionado es moderado a extensivo.

Nivel 4: Prevención de Colapso→ Se asegura la prevención del colapso, el daño ocasionado severo.

Los niveles de peligro sísmico definidos por Visión 2000 son:

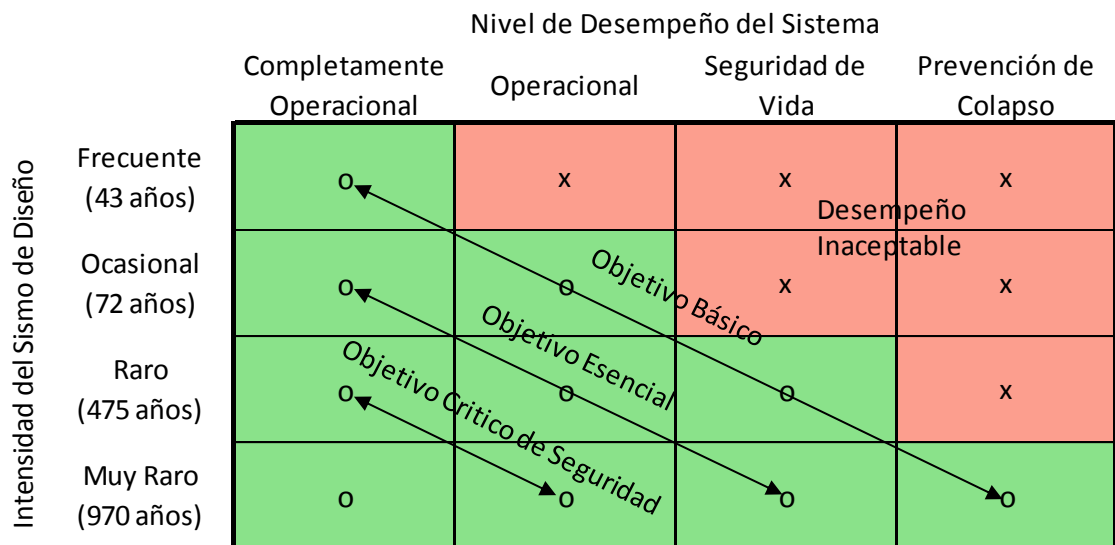
EQ-I: 87% de probabilidad en 50 años.

EQ-II: 50% de probabilidad en 50 años.

EQ-III: 10% de probabilidad en 50 años.

EQ-IV: 2% de probabilidad en 50 años.

Los objetivos de desempeño resultan de la combinación de los niveles de desempeño con los niveles de peligro sísmico. Como se puede ver en la siguiente Figura.



La línea de Objetivo Básico identifica el desempeño para estructuras normales. Las líneas de Objetivo Esencial y Objetivo Crítico de Seguridad indican niveles de desempeño para tipos de estructuras de extrema importancia como líneas de vida y hospitales, que deberán permanecer operables durante la máxima intensidad del sismo de diseño.

Posteriormente el ATC-40, y el FEMA-356 mejoraron el objetivo de desempeño, el cual resulta de la combinación de niveles de desempeño estructurales, como no estructurales para un nivel de peligro sísmico específico.

Los niveles de desempeño estructural son:

Ocupación inmediata: En este nivel la estructura permanece totalmente en operación luego del sismo.

Control de Daños: Es un rango entre el nivel de desempeño de ocupación inmediata y el de seguridad de vidas.

Seguridad de Vidas: En este nivel se puede esperar daños en la estructura, sin embargo no está permitido el colapso parcial o total de elementos que puedan causar pérdida de vidas.

Seguridad Limitada: Es un rango entre el nivel de desempeño de Seguridad de Vidas y el de Prevención al Colapso.

Prevención al Colapso: En este nivel de desempeño, también conocido como Estabilidad Estructural en el ATC-40, la estructura permanece capaz de soportar cargas gravitacionales, sin embargo existen daños severos en los elementos y un alto riesgo de desprendimiento de objetos.

Cada uno de los niveles de desempeño estructural está asociado con un estado límite de daños, que puede ser observado o cuantificado. Por ejemplo el FEMA 356 describe que en el nivel de desempeño de Seguridad de Vidas para elementos de hormigón armado el daño en las vigas será extenso, que se podrán formar rotulas plásticas en elementos secundarios con grietas menores a un octavo de pulgada y deformaciones permanentes de hasta el 1%. Tanto en el ATC-40 como el FEMA 356 contienen información detallada de los daños esperados para diferentes tipos de elementos.

Los niveles de desempeño no estructural consideran elementos como elevadores, sistemas contra incendios, equipos de aire acondicionado, archivadores, computadores, obras de arte, etc.

Los niveles de desempeño no estructural son:

Operacional: En este nivel todos los componentes no estructurales permanecen funcionales y en operación.

Ocupación Inmediata: En este nivel se permiten daños menores a los componentes, sin embargo la mayoría de estos permanecen en su lugar y se mantienen operacionales.

Seguridad de Vida: En este nivel se permiten daños a los componentes, mas no incluye la falla en elementos que puedan causar pérdidas de vidas.

Daño Reducido: Este nivel considera peligro en grupos de personas debido a la caída de elementos pesados como cielos falsos.

No Considerado: Este estado sirve para cubrir componentes no estructurales que no tienen un impacto en la respuesta global de la estructura.

La combinación de los niveles de desempeño estructural con los niveles de desempeño no estructural define el objetivo de desempeño de la estructura como se muestra en la Figura

Niveles de Desempeño Objetivo para la Estructura					
Niveles de Desempeño Estructural					
Niveles de desempeño no estructural	Ocupacion Inmediata (S-1)	Control de Daños (S-2)	Seguridad de Vidas (S-3)	Seguridad Limitada (S-4)	Prevencion al Colapso (Estabilidad Estructural) (S-5)
Operacional (N-A)	Operacional 1-A	2-A	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable
Ocupacion Inmediata (N-B)	Ocupacion Inmediata (1-B)	2-B	3-B	No es recomendable	No es recomendable
Seguridad de Vidas (N-C)	1-C	2-C	Seguridad de Vidas (3-C)	4-C	5-C
Peligros Reducidos (N-D)	No es recomendable	2-D	3-D	4-D	5-D
No considerado (N-E)	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable	4-E	Prevencion al Colapso (5-E)

El ATC-40 define tres niveles de peligro sísmico que son: un sismo de diseño (SE) con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, un sismo de diseño (DE) con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y un sismo máximo (ME)

con una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años. Mientras que el FEMA 356 define cuatro niveles de peligro sísmico con las siguientes probabilidades de excedencia: 50% en 50 años, 20% en 50 años, 10% en 50 años y 2% en 50 años. Ambos documentos definen un objetivo básico de seguridad (BSO), el cual consiste del cumplimiento de dos objetivos de desempeño, en caso del ATC-40 es el de Seguridad de Vida para el sismo de diseño (DE) cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años y el de Estabilidad Estructural para el máximo sismo (ME) cuya probabilidad de excedencia es del 5% en 50 años, representados en la matriz de la Figura como (k+p). En caso del FEMA-356 es el de Seguridad de Vida para el sismo cuya probabilidad de excedencia es del 10% en 50 años y el Prevención al Colapso para el sismo cuya probabilidad de excedencia es del 2% en 50 años representados en la matriz de la Figura como (k+p).

			Niveles de desempeño objetivo de la edificación			
			Desempeño Operacional Nivel (1-A)	Ocupación Inmediata Nivel (1-B)	Seguridad de Vidas Nivel (3-C)	Prevención al Colapso (Estabilidad Estructural) Nivel (5-E)
Niveles de Peligro Sísmico	50%/ 50 Años	72 años	a	b	c	d
	20%/ 50 Años	225 años	e	f	g	h
	10%/ 50 Años	474 años	i	j	k	l
	5%/ 50 Años	974 años	m	n	o	p
	2%/50 Años	2475 años	k	r	s	t

Las estructuras que cumplan este objetivo de desempeño experimentarán daños menores en sismos pequeños y moderados y grandes daños y pérdidas económicas en el caso de sismos fuertes, por lo tanto menos frecuentes. Toda estructura diseñada con los códigos sísmo resistentes actuales deberá cumplir este nivel de desempeño.

2.2 ESTADOS LÍMITES DE LOS ELEMENTOS

2.2.1 Estado límite de agrietamiento:

Para elementos de concreto y mampostería, el inicio del agrietamiento marca un significativo cambio en la rigidez. Sin embargo este estado límite tiene poca importancia en los elementos que van a responder en el rango inelástico para el sismo de diseño, ya que lo más probable es que sea excedido durante un sismo de menor intensidad.

2.2.2 Estado límite de primera fluencia:

En miembros de hormigón y mampostería un segundo cambio significativo en la rigidez ocurre cuando fluye la última capa de refuerzo, siendo también este el caso en miembros de acero. Este estado límite es útil para determinar la rigidez elástica a usarse en análisis de sistemas dúctiles usando reglas simples de histéresis, como la respuesta bi-lineal.

2.2.3 Estado límite de desprendimiento

Este estado puede ser significativo en elementos de concreto y mampostería, especialmente en aquellos que no estén confinados o que estén sujetos a cargas axiales de compresión altas, donde el desprendimiento del recubrimiento está asociado con el incremento de una rigidez negativa y una repentina pérdida de resistencia.

2.2.4 Estado límite de pandeo:

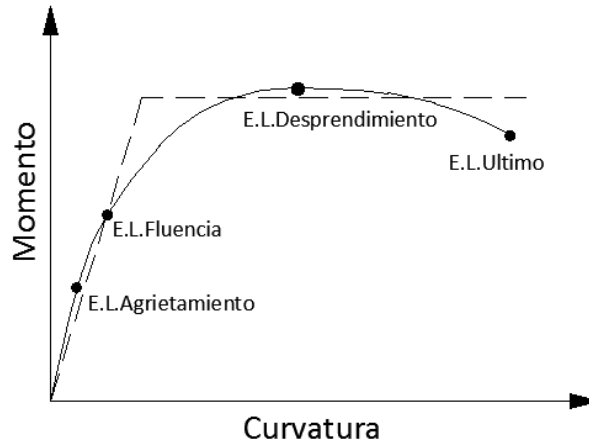
Para secciones de hormigón armado y mampostería el comienzo del pandeo del refuerzo longitudinal es un estado crítico, ya que más allá de este se necesitara tomar acciones remediadoras como por ejemplo reemplazar el elemento. Este estado límite también es crítico en elementos de acero, especialmente en secciones tipo I.

2.2.5 Estado límite último:

La definición de este estado es subjetiva, en muchos casos es determinada mediante un evento físico crítico, como la fractura del refuerzo de confinamiento en posibles zonas donde se produzcan rótulas plásticas de un miembro de concreto, o la fractura de la suelda en una conexión en elementos de acero. Otra posible definición está relacionada con una pérdida específica de resistencia (usualmente del 20%). Sin embargo ninguna de estas definiciones corresponde al estado último, ya que todavía existe una resistencia residual para un posible incremento de desplazamientos.

La verdadera definición de estado último se refiere a la inhabilidad de soportar las cargas impuestas, como las cargas por gravedad en vigas y las cargas axiales en columnas.

Grafico 2.2 Estados límites de los elementos



Fuente: Displacement-Based Seismic Design of Structures

2.3 ESTADOS LÍMITES DE LAS ESTRUCTURAS

2.3.1 Estado límite de Servicio:

Este estado corresponde al nivel de desempeño totalmente operacional del documento de Vision 2000, en el cual no se deberían realizar ningún tipo de reparación en la estructura. En estructuras de hormigón y mampostería no se debería producir ningún tipo de desprendimiento del recubrimiento, ni se deberían generar grietas que requieran reparaciones. Generalmente en este nivel los desplazamientos estructurales deberán exceder el desplazamiento de fluencia. En estructuras de acero este estado está relacionado con los elementos no estructurales.

El potencial para daños no estructurales debe estar tomado en consideración cuando se busca determinar si el estado límite de serviciabilidad ha sido superado o

no. Idealmente los elementos no estructurales deben ser diseñados de tal manera que no se generen daños antes de que la estructura llegue a los estados límites de deformación correspondientes al estado límite de serviciabilidad.

2.3.2 Estado límite de control de daños:

En este estado se permite un porcentaje de daños que requieran de reparaciones en la estructura, sin embargo el costo de la reparación debería ser substancialmente menor al costo de reemplazo.

El daño en estructuras de concreto podría incluir la pérdida de recubrimiento y formación de grietas que requieran de inyecciones. El pandeo del refuerzo longitudinal y la fractura del refuerzo transversal no deberán ocurrir y el núcleo de concreto en las zonas plásticas no deberá ser reemplazado.

En estructuras de acero el pandeo del elemento no deberá ocurrir, y las deformaciones residuales no deberán ser excesivas.

Los límites no estructurales deben ser tomados en cuenta para mantener el daño en un nivel aceptable, especialmente en edificaciones donde los contenidos y servicios tengan un valor de tres a cinco veces el valor de la estructura.

2.3.2 Estado límite de supervivencia:

En este estado se acepta un daño considerable a la estructura, lo que genera que la reparación de la estructura no sea económica ni técnicamente realizable. Este

estado busca asegurar la protección de vidas asegurando la prevención al colapso durante el máximo sismo considerado en el sitio la estructura.

El colapso de la estructura ocurre cuando la capacidad a cargas gravitacionales de esta es reducida a niveles inferiores a las cargas gravitaciones existentes, o como resultado de una falla por estabilidad donde los momentos de segundo orden exceden la capacidad residual de la estructura.

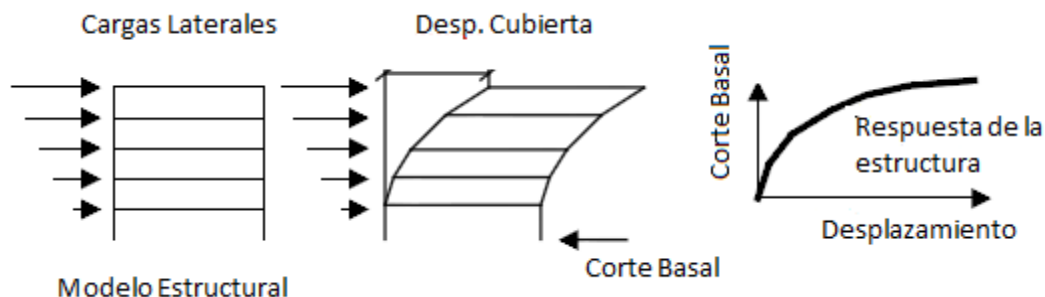
2.4 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS INELÁSTICOS

2.4.1 Procedimientos pseudo-estáticos

Este procedimiento no lineal, también conocido como “pushover”, es una simplificación del comportamiento dinámico no lineal, donde se asume que el primer modo fundamental domina la respuesta.

La aproximación estática consiste en aplicar una distribución vertical de cargas laterales a un modelo que capture la no linealidad de los materiales existentes, o previamente diseñados; e incrementar monolíticamente esas cargas hasta obtener el pico de respuesta de la estructura en la gráfica de corte basal vs desplazamiento como se muestra la Figura.

Grafico 2.3 Procedimiento general pushover



La condición deseada de la estructura después de un sismo, o nivel de desempeño de la estructura tendrá que ser decidida por el dueño de proyecto como por el Ingeniero estructural. Para poder evaluar la capacidad y correlacionar el nivel de daño se han desarrollado los siguientes métodos:

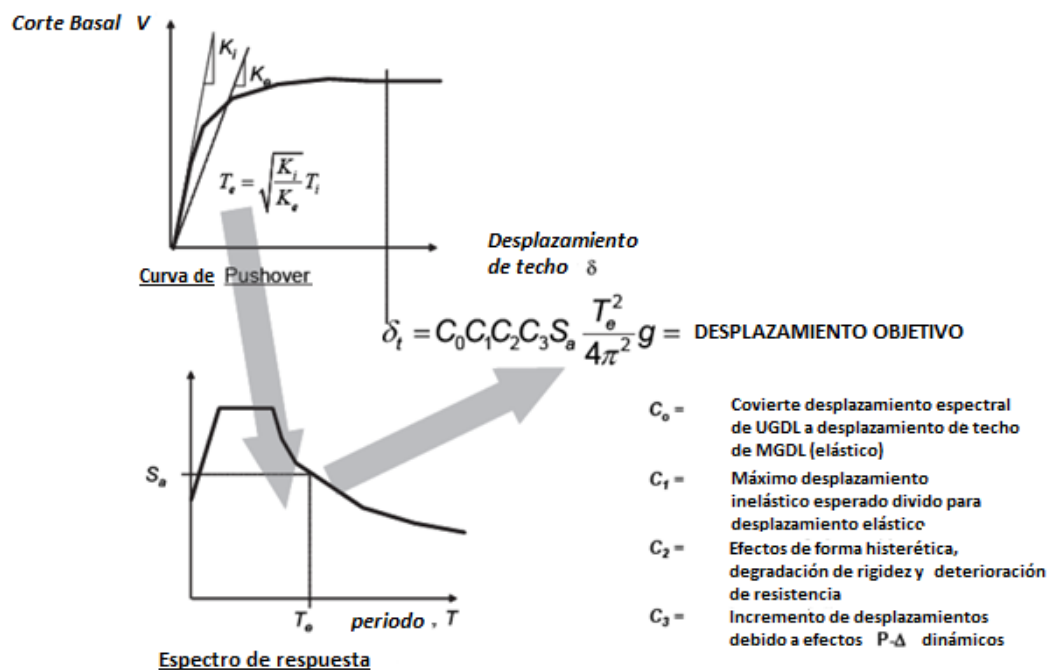
2.4.1.1 Método de los coeficientes de desplazamientos

Este es el método usado en el FEMA 273/356 y que es actualmente adoptado por el código ASCE/SEI 41-06. Usando la respuesta lineal elástica de un modelo de un grado de libertad equivalente, se genera un estimado del máximo desplazamiento, conocido como desplazamiento objetivo. Para esto se multiplica el desplazamiento obtenido del modelo de un GDL por una serie de coeficientes que capturan la inelasticidad de la estructura, los efectos $P-\Delta$, la degradación de rigidez y resistencia, entre otras cosas.

Usando la curva idealizada fuerza vs deformación obtenida del análisis tipo pushover, se calcula el periodo efectivo que representa la rigidez lineal de un modelo equivalente de un grado de libertad. Una vez obtenido esto, se estima la

aceleración espectral usando un espectro respuesta elástico. Con esto se determina el desplazamiento elástico espectral máximo. Posteriormente se modifica este desplazamiento para representar el modelo con múltiples grados de libertad y la inelasticidad de la estructura, y se procede a revisar las demandas inelásticas de los elementos y las derivas de piso para ver si son aceptables.

Grafico 2.4 Ilustración esquemática para estimar el desplazamiento objetivo, usando el método de los coeficientes, para espectro y un periodo efectivo, (FEMA 440)



2.4.1.2 Método del espectro de capacidad

Este método fue desarrollado originalmente en la norma ATC-40, el término espectro de capacidad se refiere a una forma modificada de la curva fuerza vs

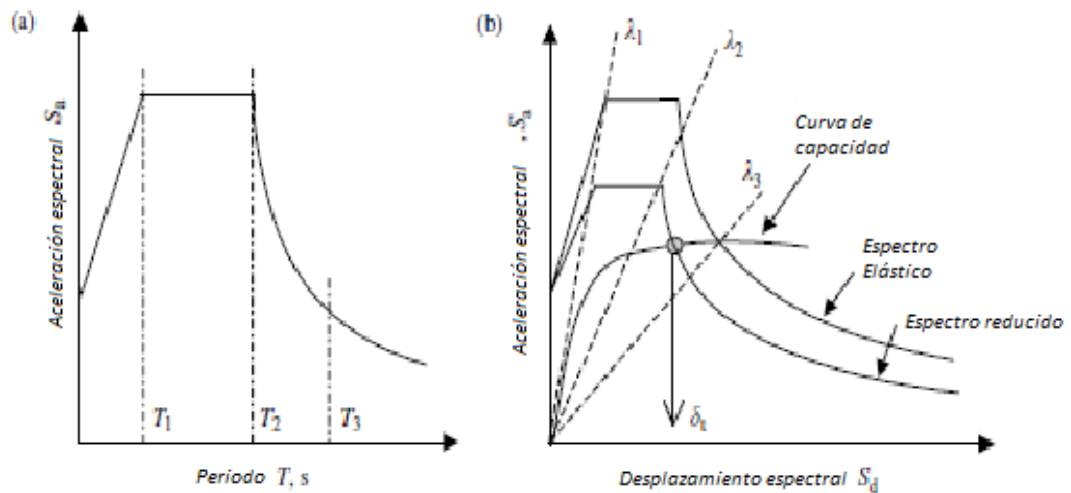
deformación (pushover) de la estructura, asumiendo que la respuesta está controlada por el primer modo fundamental de vibración, esta curva se transforma a una representación de desplazamientos espectrales vs aceleraciones espectrales.

En el ATC-40 se sugiere realizar un análisis tipo pushover para obtener la curva de capacidad, a diferencia del método de los coeficientes, aquí se realiza el análisis no lineal hasta llegar al límite de estabilidad. El objetivo de este método es encontrar el “punto de desempeño” de la estructura que identifique la demanda correspondiente al nivel de peligro sísmico del sitio.

Posteriormente se transforma el espectro respuesta, que representa aceleración espectral vs periodo, al mismo formato que la curva de capacidad modificada, es decir aceleración espectral vs desplazamiento espectral. Para comparar el espectro de demanda con la curva de capacidad, se debe reducir el espectro elástico a un espectro inelástico mediante el amortiguamiento viscoso equivalente.

Una vez que el punto de desempeño es encontrado, la validez del diseño es encontrada comparando la demanda con los valores de aceptación establecidos por el código.

Grafico 2.5 Método del espectro de capacidad (Earthquake Engineering for structural design, W.F Chen,2006)



2.4.1.3 Método N2

Este método es similar al método del espectro de capacidad, pero existen ciertas modificaciones. Mediante un análisis espectro respuesta de un modelo equivalente de un grado de libertad cuya representación es bilineal y asume el primer modo de vibración, se estima la demanda sísmica de desplazamientos. Esta demanda es posteriormente comparada con la curva de capacidad obtenida mediante análisis inelásticos tipo pushover, donde el vector de carga lateral tiene que ser compatible con el perfil de desplazamientos asumido. Usando los límites obtenidos del cálculo de la demanda sísmica de desplazamientos, se extrae del análisis pushover las demandas inelásticas de los elementos, y mediante modelos de daño de Park-Ang se determinan los índices de daño local y global.

2.4.1.4 Diseño directo basado en desplazamientos

Este método caracteriza a la estructura como un modelo de un grado de libertad cuya respuesta representa el primer modo de vibración inelástico. Se busca diseñar la estructura para llegar a un estado límite de desempeño, de esta forma teniendo riesgo uniforme. Mediante procedimientos de diseño por capacidad se determina la resistencia requerida en los sitios designados como rótulas plásticas para lograr los objetivos de desplazamiento.

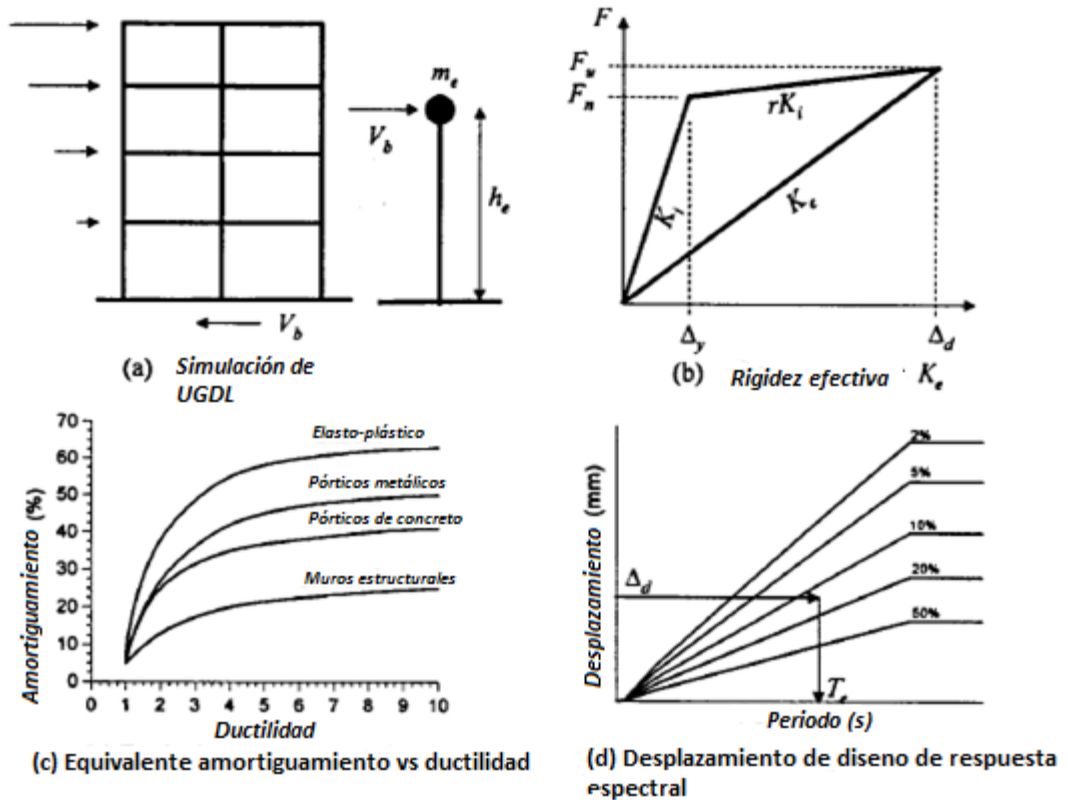
Para esto primero se caracteriza a la estructura por un modelo equivalente de 1 GDL, el cual asume una representación fuerza vs desplazamiento bilineal y está caracterizada mediante la rigidez secante a máximo desplazamiento. Este modelo equivalente es conocido como estructura substituta.

Posteriormente se determinan los parámetros de amortiguamiento viscoso equivalente de dicha estructura substituta.

Asumiendo una respuesta sinusoidal constante se transforma el espectro de aceleraciones por un espectro de desplazamientos, y se lo modifica por un factor basado en el amortiguamiento viscoso equivalente.

Usando el periodo efectivo de la estructura substituta y el espectro de desplazamientos modificado se determina la rigidez efectiva y el córtate basal. Dicho cortante basal es distribuido a lo largo de la estructura con múltiples grados de capacidad y se diseña a la estructura por capacidad.

Grafico 2.6 Fundamentos del diseño basado en desplazamiento (Performance Based Seismic Design)



2.5.1 PROCEDIMIENTOS DINÁMICOS

2.5.1.1 Análisis de historia en el tiempo no lineal

Este análisis busca estimar la demanda en la estructura por medio del uso de registros sísmicos. Por lo general consiste en métodos de integración directa usando varios registros de aceleraciones. El análisis debe ser realizado usando modelos matemáticos capaces de representar las características histeréticas reales de la estructura.

El consenso general entre los investigadores es que este análisis es el más preciso pero la extremada sensibilidad de los resultados obtenidos hace que el método no sea lo suficientemente maduro para su uso práctico.

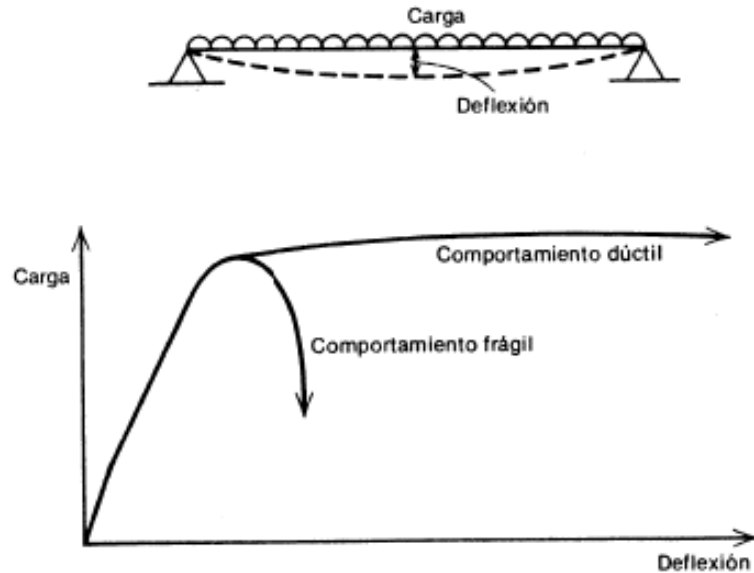
2.6 MOMENTO – CURVATURA

Durante un sismo, los miembros de una estructura se someten a cargas con dirección y magnitud diferentes a las que normalmente están sujetos por gravedad, estas cargas pueden llevar a dichos elementos a capacidades cercanas a su límite, pero no necesariamente a la falla. El diseño sísmo resistente tiene como objetivo diseñar miembros estructurales que de ser sujetos a cargas cercanas a su máxima, desarrollen grandes deflexiones y adviertan una eminente falla, antes de colapsar.

No todos los elementos llegan a capacidades límite simultáneamente, cuando un elemento llega a su carga última, se forma una articulación plástica, la cual hace que un elemento a través de una deformación inelástica, absorba, transmita y redistribuya esfuerzos a elementos que todavía no hay llegado a su límite, y solo cuando se forman suficientes rótulas plásticas, se presenta un mecanismo de falla.

La redistribución de momentos, es una característica que solo se encuentra en estructuras con elementos dúctiles, por lo tanto todos los miembros de una estructura se deben comportar de una forma dúctil, o deben ser diseñados para soportar fuerzas sísmicas mucho mayores para evitar una falla frágil.

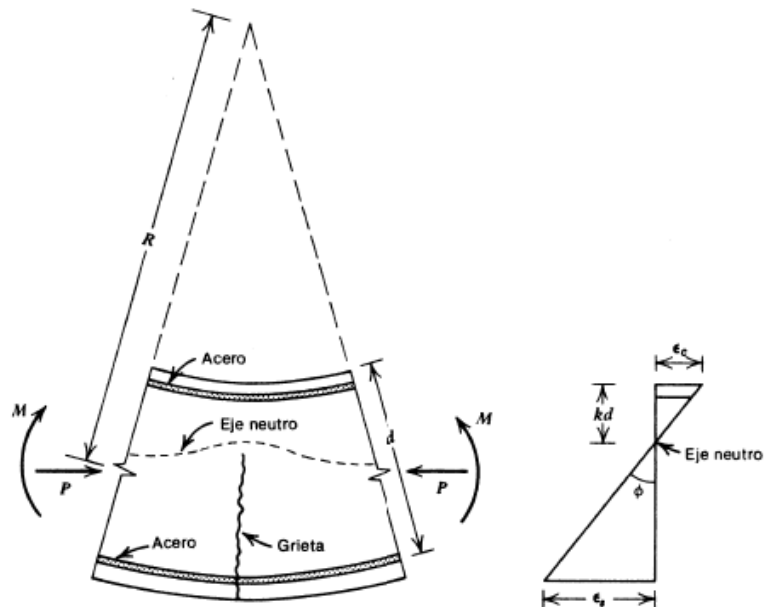
Figura 2.23 Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park and Paulay, 1983.

La curvatura se define como la rotación por longitud unitaria de un miembro, y es utilizada como parámetro para definir la ductilidad y rigidez de las secciones de concreto confinado y no confinado. Los momentos son directamente relacionados a la curvatura, debido a que la mayoría de las deformaciones de un elemento son ligadas a su capacidad a flexión.

Figura 2.24 Deformación de un miembro a flexión



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park and Paulay, 1983

El cálculo de la relación Momento-curvatura está basado en suposiciones similares a las utilizadas en el cálculo de la resistencia a flexión, estas son:

- La hipótesis de Navier-Bernoulli o hipótesis de las secciones planas, que sostiene que las secciones planas se mantienen planas en cualquier etapa de carga.
- Existe un vínculo perfecto entre el concreto y el acero.
- La resistencia a la tensión del concreto es despreciable.
- De existir fuerza axial en el elemento, esta debe ser aplicada en el centroide de la sección.
- Se conocen las curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto. Existen algunas alternativas, las cuales tienen distintos niveles de complejidad en el cálculo y también distintos niveles de aproximación a la realidad en sus

resultados, con la particularidad que mientras más simplificado es un modelo ya sea de acero o concreto, menos cercanos a la realidad serán los parámetros obtenidos en base al mismo.

En hormigón existen modelos como el bloque rectangular de Whitney, el bloque trapezoidal o modelo de Jensen, y la parábola presentada en el modelo de Hognestad: mientras que en acero tenemos el modelo elasto-plasto, el modelo trilineal, y el modelo completo que considera el endurecimiento post fluencia del acero con una curva de segundo grado.

El diagrama Momento-curvatura se calcula de la siguiente manera:

1. Escoger una sección del elemento, de preferencia la sección crítica.
2. Definir si se va a tomar en cuenta el confinamiento del concreto o no. Posteriormente se explicará lo que implica considerar elementos con concreto confinado, y como incide esto en el cálculo del diagrama momento-curvatura.
3. Seleccionar un valor de deformación unitaria en la fibra extrema a compresión.
4. Asumir una ubicación del eje neutro
5. En función de los esfuerzos del concreto y las distintas capas de acero, con el producto de dichos esfuerzos por su área respectiva se obtienen las fuerzas internas de la sección
6. Sumar vectorialmente fuerzas externas e internas, y comprobar el equilibrio en el elemento.

7. En el caso de no satisfacer las condiciones de equilibrio en el miembro, es necesario modificar la posición asumida del eje neutro, y recalculan las fuerzas internas del elemento hasta encontrar el equilibrio.
8. Calcular el momento y posteriormente la curvatura de la sección.
9. Incrementar la deformación de la fibra extrema a compresión y repetir los pasos desde el 4 al 8, hasta alcanzar la deformación última.

La curvatura es variable a lo largo de un elemento, debido a que las profundidades del eje neutro y la magnitud de las deformaciones no son constantes. Se puede apreciar la incidencia de ambos factores en el cálculo de la curvatura con la ecuación expuesta a continuación:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

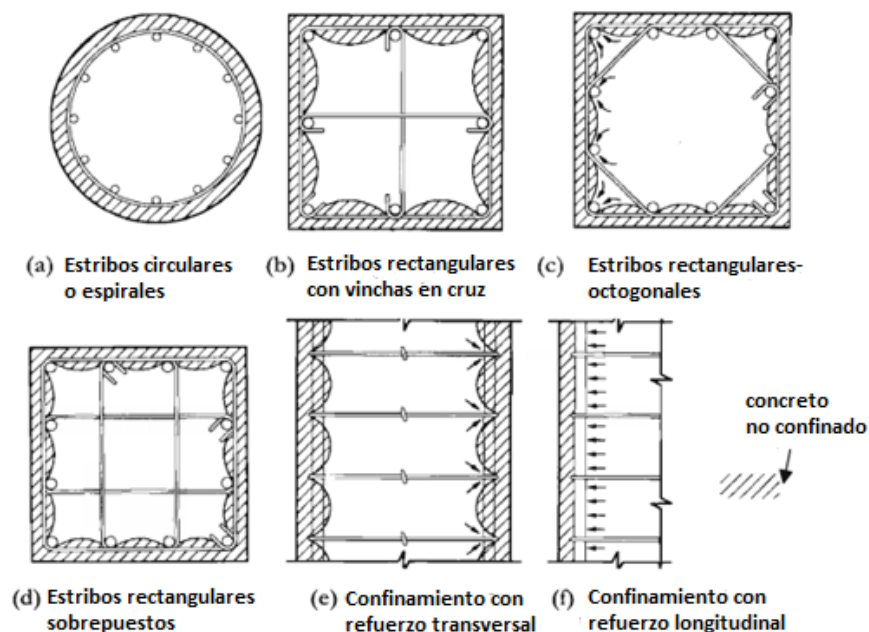
Ec.2.8

La ductilidad de un miembro puede aumentar considerablemente con un detallamiento adecuado de refuerzo transversal, ya sea este a flexión o flexo-compresión, es decir si el refuerzo transversal en forma de estribos o espirales, tiene un espaciamiento correcto, el comportamiento dúctil del elemento cuando sus cargas se acercan a cargas últimas es garantizado.

Vigas ligeramente reforzadas tienden a lograr una ductilidad adecuada sin necesidad de refuerzo transversal, porque el acero de refuerzo en estos elementos alcanza la fluencia mucho antes que el hormigón su deformación última, pero en vigas fuertemente reforzadas y en columnas, el concreto puede alcanzar sus capacidades límite antes que el acero ceda.

Cuando los esfuerzos en un miembro se incrementan y se aproximan al esfuerzo límite, el concreto se agrieta debido a su naturaleza frágil, y las deformaciones transversales aumentan rápidamente. El refuerzo transversal contiene esta expansión ejerciendo presión al concreto confinado, o en otras palabras restringe la deformación transversal del concreto, dotando a este de un incremento de ductilidad. La efectividad con la que el concreto es confinado está en función de la forma del refuerzo transversal, a continuación se presentan varios tipos de refuerzo transversal con sus respectivas áreas de concreto confinadas.

Figura 2.25 Confinamiento en secciones de columnas

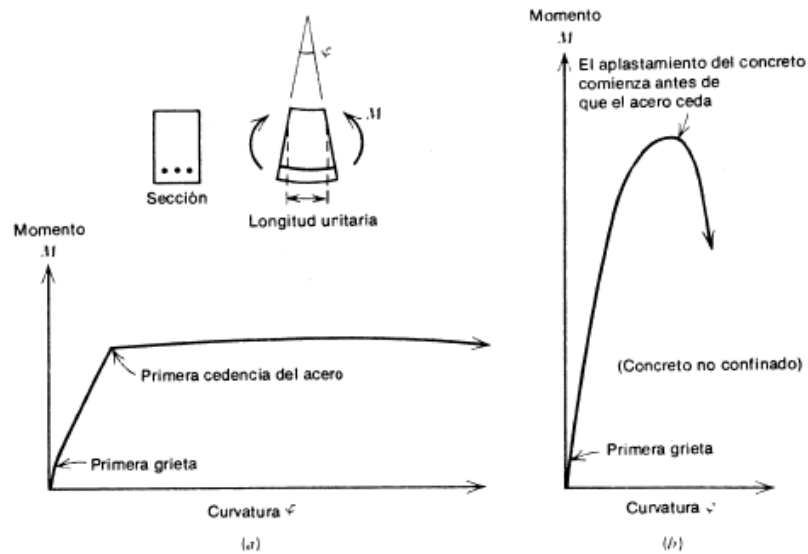


Fuente: Displacement based seismic design, Priestley, 2007

Si se analiza momento-curvatura en secciones confinadas y no confinadas se puede concluir que el concreto no confinado se aplasta a una curvatura

relativamente pequeña, ocasionando una disminución inmediata en la capacidad de resistir momentos, fallando antes que el acero ceda.

Figura 2.26 Relaciones momento-curvatura para secciones de vigas simplemente armadas (a) Sección que falla a tensión (b) Sección que falla a



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park and Paulay, 1983

En lo que respecta al cálculo del diagrama momento-curvatura, cuando se considera concreto confinado, se debe diferenciar el área que se encuentra dentro del refuerzo transversal del área que está afuera, y los modelos constitutivos de esfuerzo deformación del concreto serán distintos para concreto confinado y para concreto no confinado debido a que se debe considerar la acción de restricción del refuerzo transversal en el concreto confinado.

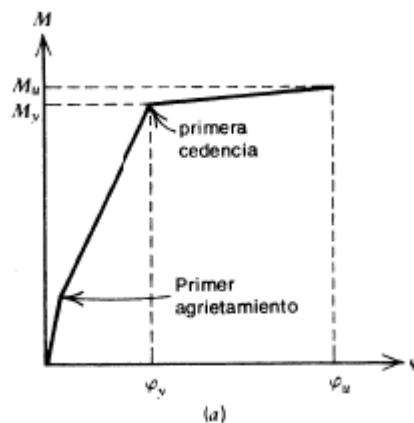
El diagrama momento curvatura tiene varios puntos notables, estos son:

1. Es el inicio del rango elástico y se identifica a este punto porque el hormigón llega a su esfuerzo máximo a la tracción. En el grafico se representa por el primer agrietamiento.

2. Se alcanza cuando el acero de refuerzo a tensión extremo (capa de acero más lejana al eje neutro) fluye, o cuando la fibra extrema a compresión alcanza una deformación unitaria de 0.002, lo que sea que ocurra primero. La ordenada correspondiente al momento en este punto se la denota como M_y , mientras que a la curvatura correspondiente como ϕ_y .
3. Este punto está definido por el inicio del endurecimiento post fluencia del acero.
4. Es el fin del diagrama momento-curvatura y se alcanza cuando la fibra extrema a compresión alcanza una deformación unitaria de 0.004 o la fibra extrema a tracción tiene una deformación unitaria de 0.015, lo que sea que pase primero. El momento correspondiente a este punto se denota con M_u , y la curvatura correspondiente con ϕ_u .

Por propósitos de simplificación en el cálculo se puede idealizar el diagrama a una curva trilineal o bilineal, pero los puntos 2 y 4, siempre estarán presentes en la curva, sin importar si esta es bilineal o trilineal.

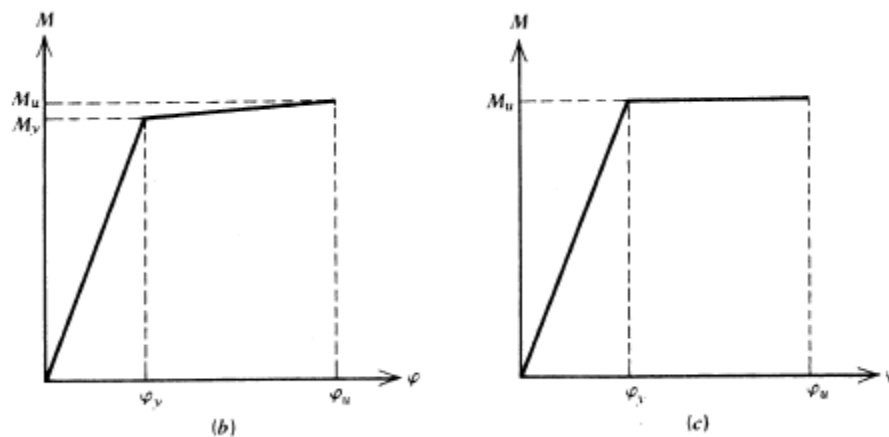
Figura 2.27 Curvas idealizadas momento-curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a flexión



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park and Paulay, 1983).

En la Figura 2.27 el tercer punto no es considerado, y se definen 3 etapas en la curva. La primera es la etapa de agrietamiento, la segunda está limitada por la fluencia del acero y la tercera concluye con la curvatura límite del elemento.

Figura 2.28 Curvas idealizadas momento-curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a flexión



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park and Paulay, 1983

En ambas de estas idealizaciones bilineales no se ha considerado la fase de agrietamiento y la única diferencia entre sí, es que en una se considera constante el momento después de la fluencia.

Relacionando a los puntos notables definidos por las coordenadas $M_y:\phi_y$, $M_u:\phi_u$ se puede determinar directamente características de desplazamiento, ductilidad y rigidez tanto de miembros específicos como de una estructura completa.

La ductilidad por curvatura de una sección se define por la relación de ϕ_u con ϕ_y .

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$$

Ec.2.9

De este parámetro se puede determinar la capacidad de una estructura de disipar energía, mientras más alto sea el valor de esta relación más alta será la capacidad de ductilidad del elemento.

La demanda de ductilidad por curvatura es la relación entre ϕ_d , que representa la curvatura correspondiente a un momento cualquiera de demanda M_d , y la curvatura ϕ_y . Y su nombre la define perfectamente, esta es la demanda de ductilidad que requiere el momento M_d .

$$\mu_d = \phi_d / \phi_y$$

Ec.2.10

La reserva por ductilidad es la diferencia que existe entre la ductilidad por curvatura y la demanda de ductilidad, este parámetro indica el colchón de ductilidad que existe entre la demanda y la capacidad del elemento.

$$\mu_r = \phi_u / \phi_y - \phi_d / \phi_y$$

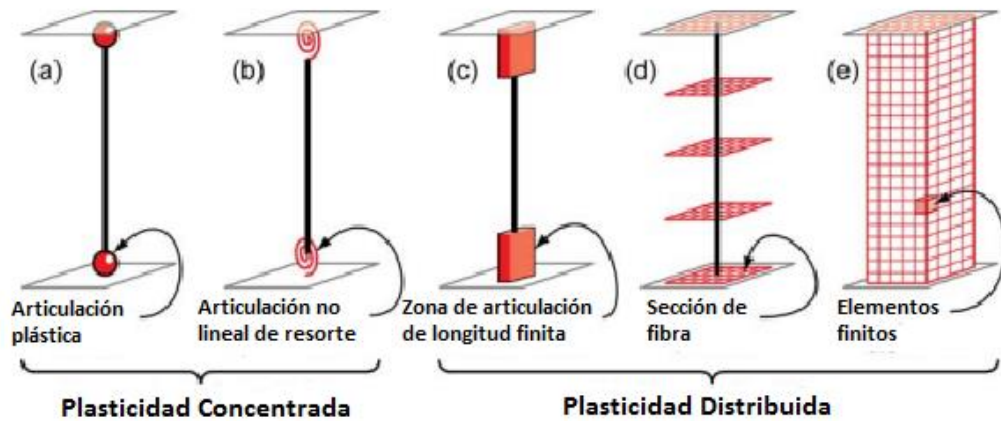
Ec.2.11

2.7 MODELOS NO-LINEALES DE LOS MATERIALES

Los modelos de los componentes estructurales no lineales se diferencian por la manera en la que la plasticidad es distribuida a través de su sección transversal y a lo largo de su longitud.

En la Figura 2.7 se encuentran cinco tipos de modelos que representan la no linealidad para elementos estructurales como: vigas, columnas, riostras y muros de corte.

Grafico 2.7 Modelos idealizados para elementos viga-columna



Fuente: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design)

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en los extremos, a través de rotulas plásticas como en la Figura 2.7a o por medio de resortes inelásticos con propiedades histeréticas como se muestra en la Figura 2.7b. Estos elementos requieren de un menor esfuerzo computacional ya que concentran la plasticidad en rotulas con cero longitud y con parámetros de la relación momento curvatura.

El modelo de la Figura 2.7c es el de zona plástica, en este las deformaciones inelásticas están distribuidas a través de zonas plásticas en los extremos, las cuales pueden ser caracterizadas por medio de relaciones no lineales de momento curvatura o por integración explícita de secciones tipo fibra en la cual se mantiene la teoría que las secciones planas permanecen planas. La longitud de la zona plástica podría ser fija o variable y es determinada mediante una relación momento curvatura de la sección conjunto con la gradiente de momento y la fuerza axial. Este modelo captura mejor la distribución de fluencia que los modelos de plasticidad concentrada y facilita el cálculo de las rotaciones en las rotulas. Para elementos tipo

viga y columna Paulay y Priesley sugieren que la longitud de la zona sea $L_p = 0.5 \times D$, donde D es la altura del elemento.

En la Figura 2.7d se puede observar el modelo de segmentos de fibra, en términos de elementos finitos, un segmento fibra es un elemento finito viga-columna con una sección transversal uniforme. En cada plano de flexión hay dos modos de deformación a flexión, estos son un modo a flexión constante y un modo a flexión lineal. La rigidez para el modo a flexión lineal permanece constante, basado en la rigidez elástica lineal de la sección transversal. La rigidez para el modo a flexión constante cambia cuando la sección transversal se vuelve no lineal. En un elemento columna hay interacción de carga axial y momento, esta interacción afecta sólo el modo a flexión constante. La rigidez al corte también se mantiene constante, ya que esta está asociada sólo con el modo a flexión lineal.

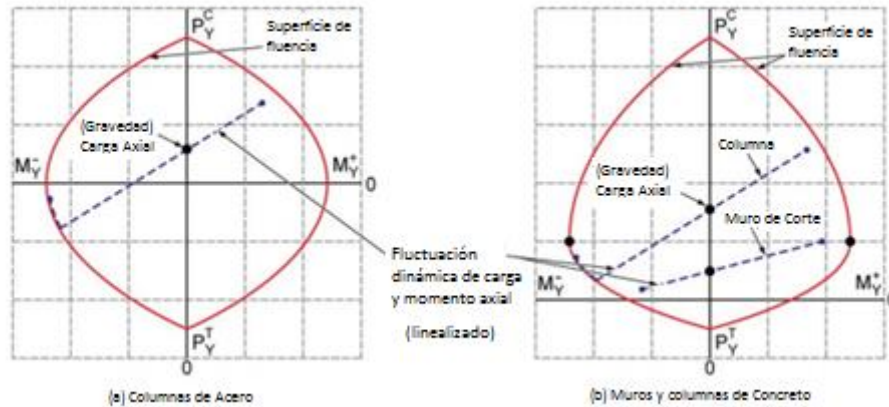
Los modelos de segmentos de fibra no reportan la rotación en la rotulas plásticas, sino que reportan deformaciones unitarias en las secciones transversales de acero y hormigón. Estas demandas de deformación calculadas son bastante sensibles a la gradiente del momento, longitud del elemento, método de integración y a los parámetros de endurecimiento por deformación.

El modelo de plasticidad más complejo es el de elementos finitos (Figura 2.7e), el cual discretiza al elemento tanto en su longitud como en su sección lateral en pequeños elementos finitos con múltiples propiedades histeréticas no lineales. Este tipo de modelo es ofrece mayor versatilidad pero también es el que presenta el mayor reto en términos de calibración del modelo y de esfuerzos computacionales.

Hay muchos elementos finitos diferentes que pueden ser usados. En general ellos pueden ser de bajo o alto orden (por ejemplo, constante, variación de la curvatura lineal o cuadrática a lo largo de la longitud del elemento finito) y pueden estar basados en relaciones momento-curvatura o relaciones fibra esfuerzo deformación. El problema de los modelos con elementos finitos en elementos con comportamiento inelástico es que mientras más fina se hace la malla, la máxima curvatura (o deformación) tiende a hacerse progresivamente más grande. Esto es porque la teoría de vigas con comportamiento inelástico predice grandes curvaturas en los puntos de momento máximo, usualmente en el extremo de la viga. Es más para una relación momento curvatura elástica-perfectamente plástica la curvatura máxima luego de la fluencia es considerada infinita. Desde un punto de vista práctico la curvatura máxima basada en la teoría de vigas es una medida pobre de la demanda-capacidad. Mejores medidas son la rotación de la rótula plástica (como en el modelo de rótula) y el promedio de curvatura sobre una longitud de zona plástica (como en el modelo de zona plástica).

Algunos de los modelos de plasticidad reducida y zona plástica (Figura 2.7(a) a (c)) consideran la interacción de carga axial y momento mediante superficies de interacción (P-M) como se muestra en la Figura 2.8. Mientras que los modelos de segmentos de fibra y elementos finitos capturan la interacción de carga axial y momento directamente.

Grafico 2.8 Superficies de interacción carga axial- momento idealizadas



Fuente: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design

Mientras que los modelos de plasticidad distribuida representan con mayor detalle las variaciones de esfuerzos y deformaciones a través de la sección y a lo largo del elemento. Ciertos comportamientos locales como pandeo local del refuerzo o de las alas o la interacción no lineal de flexión y corte son más difíciles de calcular.

Por otro lado los modelos de plasticidad concentrada capturan de mejor manera la degradación a la respuesta no lineal, mediante el uso de curvas de momento – rotación y curvas de histéresis obtenidas en pruebas obtenidas en laboratorios.

Cuando se selecciona los modelos de plasticidad a utilizarse es necesario entender: el comportamiento esperado, las suposiciones y las aproximaciones inherentes al modelo escogido.

Otro tipo de modelo es el de modelo cuerda rotacional, este modelo es el más simple, sin embargo es el que más limitaciones conlleva. Como se ve en la Figura

2.9 el modelo está compuesto por una viga simétrica con momentos iguales y opuestos en los extremos y sin cargas a lo largo de la viga

Grafico 2.9 Modelo rotación cuerda



Fuente: Perform 3D user manual

Para usar este modelo se debe especificar la relación no lineal entre el momento en el extremo y la rotación en el extremo. La rotación en el extremo es la rotación desde la cuerda, la cual elimina las rotaciones de cuerpo rígido. Cabe recalcar que la relación entre el momento en el extremo y la rotación en el extremo no es la misma que la relación momento-curvatura de la viga .

CAPITULO 3: NORMATIVA

Todo el Capítulo 3 de esta disertación es una cita de las normativas ASCE/SEI 7-10, NEC11 y ASCE/SEI 41-06; sin embargo, debido a que no todo lo expuesto en dichas normativas es relevante para el desarrollo del tema, se las ha citado parcialmente, extrayendo solo las partes que se consideran competentes.

3.1 NORMATIVA DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES, ASCE/SEI 7-10.

Criterios de Diseño Sísmico.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles con su norma: “Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras”, en adelante citada como ASCE 7-10, presenta los criterios para el diseño y construcción de edificios y otras estructuras sujetas a movimientos en el suelo producidas por el sismo.

Las cargas sísmicas especificadas toman en cuenta la disipación energética post elástica en la estructura. Debido a esto los requerimientos de diseño, detallamiento y construcción deben ser satisfechos incluso para estructuras y elementos en los cuales combinaciones de carga crítica no contengan la carga sísmica.

3.1.1 Máximo Sismo Considerado.

El máximo sismo considerado corresponde al movimiento del terreno definido para un evento sísmico con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, lo que representa un período de retorno de aproximadamente 2500 años.

El máximo sismo considerado representa el movimiento del terreno para el cual se deben diseñar las facilidades esenciales según el código

3.1.2 Sismo de Diseño.

Son los efectos producidos por un sismo que equivale a los dos tercios del máximo sismo considerado. La experiencia indica que existe un límite inferior para el cual se pueden diseñar estructuras de tipo normal manteniendo un riesgo controlado, siendo este límite el que corresponde a un factor de seguridad de $1.5 \left(\frac{1.0}{1.5} = \frac{2}{3} \right)$

3.1.3 Valores de Movimiento Sísmico en el Suelo.

Son las aceleraciones espectrales a periodo corto, S_s ; y a un segundo, S_1 . Estas deberán ser obtenidas de las curvas de peligro sísmico del código NEC 11. También pueden ser obtenidas de la página web del USGS la cual está basada en el GSHAP.

3.1.4 Tipo de Suelo

El tipo de suelo será clasificado como A, B, C, D, E o F según las propiedades de este. Donde las propiedades y características del suelo desconozcan se usará el tipo de suelo D.

3.1.5 Coeficientes del Sitio.

De acuerdo a las aceleraciones espectrales, la normativa ASCE 7-10 determina los coeficientes F_a y F_v .

<i>Coefficiente de sitio F_a</i>					
Tipo de Suelo	<i>Parametro de aceleración espectral a periodo corto para el máximo sismo considerado (MCE_R)</i>				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver sección 11.4.7				

<i>Coefficiente de sitio F_v</i>					
Tipo de Suelo	<i>Parametro de aceleración espectral a de un segundo corto para el máximo sismo considerado (MCE_R)</i>				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver sección 11.4.7				

Parámetros de aceleraciones espectrales del máximo sismo considerado ajustados en función del sitio.

$$S_{MS} = F_a S_s$$

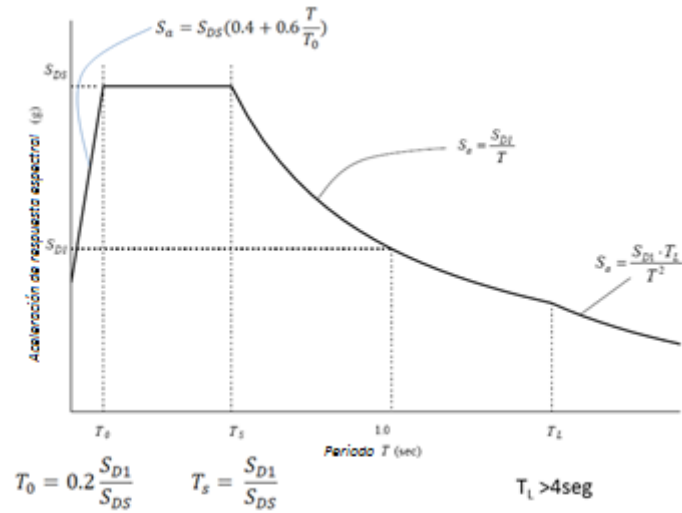
$$S_{M1} = F_v S_1$$

Parámetros de aceleración espectral de diseño.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Grafico3.10 Espectro respuesta de diseño.



Para períodos menores a T_0 :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Ec 3.12

Para períodos mayores o iguales T_0 y menores o iguales a T_s :

$$S_a = S_{DS}$$

Ec 3.13

Para períodos mayores que T_s y menor o igual que T_L :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Ec 3.14

Para períodos mayores que T_L :

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Ec 3.15

Donde:

T = período fundamental de la estructura

$$T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Ec 3.16

T_L = período largo de transición

Para aplicaciones prácticas, en Ecuador no se construyen estructuras de más de 40 plantas, por lo que T_L puede ser considerado igual a 4 segundos puesto que no controla el diseño.

Donde se requiera usar la máxima respuesta del sismo considerado se multiplicará los valores del espectro por 1.5

Factor de Importancia y Categoría de Ocupación.

Categoría de Ocupación	I
I o II	1.00
III	1.25
IV	1.50

La norma ASCE 7-10 determina los valores de factor de importancia para las diferentes categorías de ocupación en función de los siguientes objetivos.

OBJETIVO	DESCRIPCIÓN
I	Prevención del Colapso
II	Protección de Vidas
III	Ocupación Inmediata
IV	Operación Continua

Siendo los objetivos básicos la prevención del colapso y la protección de vidas (I y II), cuando se diseña para cumplir únicamente estos objetivos se está asumiendo

que la estructura sufrirá daños apreciables, pero en ningún momento colapsará. En este caso se está diseñando para una aceleración correspondiente al 66.67% de la máxima esperada a nivel de superficie.

Cuando se define como objetivo de diseño la ocupación inmediata (III), se presentarán daños moderados, los mismos que podrán ser reparados en un corto plazo y la estructura podrá volver a ocuparse en poco tiempo o muchas veces de manera inmediata. En este caso el diseño corresponde a una aceleración del 80% de la máxima esperada a nivel de superficie.

En el último objetivo que corresponde a la operación continua (IV), los daños que se presenten durante el sismo de diseño van a ser menores y por lo tanto la estructura permanecerá operativa durante y después del evento. En este caso se está diseñando para el 100% de la aceleración máxima esperada a nivel de superficie.

Categoría de Diseño Sísmico.

Las categorías de diseño sísmico se asignarán de acuerdo a la más severa condición según las siguientes tablas o requisitos:

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración espectral a periodo corto</i>		
Valores de S_{DS}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración espectral a periodo de un segundo</i>		
Valores de S_{D1}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.167 \leq S_{D1} \leq 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Estructuras asignadas a la categoría de ocupación I, II o III donde S_1 (aceleración espectral correspondientes a 1[s] para el máximo sismo considerado) es mayor o igual a 0.75 deberán ser asignadas a la categoría E. Para estructuras con categoría de ocupación tipo IV, que cumplan la misma condición serán asignadas a la categoría F. Donde S_1 sea menor a 0.75 se permite determinar la categoría de diseño sísmico únicamente utilizando la tabla cuando se cumplen las siguientes condiciones:

En las dos direcciones ortogonales principales, el período fundamental aproximado T_a es menor que $0.8T_s$

En las dos direcciones ortogonales principales el período fundamental de la estructura usada para el cálculo de las derivas del piso es menor a T_s

Los diafragmas son rígidos o en diafragmas flexibles, la distancia entre elementos verticales del sistema resistente sísmico no excede 12.2 [m]

3.1.6 Requerimientos de Diseño Sísmico para Edificios.

La estructura deberá incluir sistemas resistentes laterales y verticales capaces de proveer adecuada resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía para

soportar los movimientos sísmicos de diseño dentro los límites prescritos de deformación y demanda de resistencia.

El sistema estructural propuesto debe ajustarse a lo indicado por la norma. De esta tabla se determinarán los valores correspondientes al coeficiente de modificación de repuesta R, el factor de sobre resistencia y el factor de amplificación de deflexiones.

3.1.7 Irregularidades

3.1.7.1 Irregularidades Horizontales

Son aquellas que tienen una o más irregularidades listadas en la siguiente tabla:

Descripción del Tipo de Irregularidad	
1a	Irregularidad Torsional.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
1b	Irregularidad Torsional Extrema.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.4 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
2	Esquina Faltante.- Existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina faltante son superiores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en dicha dirección.
3	Discontinuidad del Diafragma.- Existe cuando hay diafragmas con discontinuidades o variaciones en la rigidez abruptas, incluyendo aquellos que tienen cortes o áreas abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma cerrado.
4	Desplazamiento Fuera del Plano.- Existe cuando hay discontinuidades en el sistema resistente lateral, como desplazamientos en el plano de elementos verticales.
5	Sistemas no Paralelos.- Existe cuando los elementos verticales del sistema resistente lateral no son paralelos o simétricos en relación a los ejes ortogonales principales de los sistemas laterales resistentes.

3.2.1.2 Irregularidades Verticales.

Son aquellas que tienen una o más irregularidades listadas en la siguiente tabla:

Descripción del tipo de irregularidad	
1a	Piso Blando.- Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 70% la rigidez del piso superior o menos del 80% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
1b	Piso Blando Extremo.- Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 60% la rigidez del piso superior o menos del 70% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
2	Irregularidad en la Masa.- Existe cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 150% a la masa efectiva del piso adyacente. Un techo que sea menor al piso inferior no tiene que ser tomado en cuenta.
3	Irregularidad Geométrica Vertical.- Existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente en cualquier piso es mayor al 130% la del piso adyacente.
4	Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente Lateral Vertical.- Existe cuando el desplazamientos en el plano del sistema resistente lateral es mayor a la longitud del elemento o existe una reducción de la rigidez del elemento en un piso inferior.
5a	Piso Débil.- Existe cuando la resistencia lateral es menor al 80% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.
5b	Piso Débil.- Existe cuando la resistencia lateral es menor al 65% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.

Excepto:

Irregularidades verticales tipo 1a, 1b y 2 no se aplican cuando: ninguna deriva bajo cargas sísmicas laterales de diseño es mayor a 130% la deriva de la planta subsiguiente. No se requiere considerar efectos torsionales para el cálculo de estas derivas. La relación de derivas de los dos últimos pisos superiores no se requieren evaluar. Irregularidades tipo 1a, 1b y 2 no requieren ser consideradas para edificaciones de un piso en cualquier categoría de diseño sísmico o para edificaciones de dos pisos asignadas a las categorías de diseño sísmico B, C, D.

Limitaciones.

Las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico E o F que tienen irregularidad horizontal tipo 1b o irregularidades verticales tipo 1b, 5a o 5b no serán aceptadas. Las estructuras asignadas a la categoría de diseño D que tengan irregularidad vertical tipo 5b no serán permitidas.

Redundancia.

El factor de redundancia “ ρ ” se asignará en cada una de las dos direcciones ortogonales. El factor ρ toma en cuenta un incremento a las fuerzas sísmicas en sistemas estructurales que están constituidos por pocos elementos resistentes, aquellas estructuras regulares que tienen múltiples líneas de defensa son más adecuadas para soportar cargas sísmicas.

Efectos de Carga Sísmica y Combinaciones de Carga.

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = (0.9 - 0.2S_{DS})D + 1.0E + 1.6H$$

Ec 3.17

El efecto de la carga sísmica “E” debe determinarse de la siguiente forma:

$$E = E_h + E_v$$

$$E = E_h - E_v$$

Ec 3.18

Donde:

E_h = Es el efecto de la carga sísmica horizontal

$$E_h = \rho Q_E$$

E_v = Es el efecto de la carga sísmica vertical

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

Siendo Q_E el efecto de la carga sísmica horizontal producida por el corte basal “V” y “ ρ ” el factor de redundancia.

Cuando las normas de diseño dadas por: (Instituto Americano del Concreto con su norma “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario” en adelante citada como ACI 318S – 08, o Instituto Americano de Construcción en Acero con su norma “Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural” en adelante citada como AISC 341) lo especifiquen, el efecto de la carga horizontal “ E_h ” deberá ser remplazado por el efecto que se produce al incluir el factor de sobre resistencia “ E_{mh} ”.

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E$$

Ec 3.19

El valor de “ E_{mh} ” no necesita exceder la máxima fuerza que se puede desarrollar en el elemento, determinada mediante un análisis racional, de mecanismo plástico o de respuesta no lineal utilizando valores esperados en la resistencia del material.

Dirección de la Carga Sísmica.

La dirección de la aplicación de la carga sísmica debe ser aquella que produzca los efectos críticos para diseño. Según la categoría de diseño sísmico se permiten las siguientes simplificaciones:

Categoría B.- se pueden aplicar las fuerzas sísmicas en forma independiente en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura, no siendo necesario aplicar una interacción.

Categoría C.- las cargas aplicadas a la estructura deberán cumplir lo requerido para la categoría B y debe ser determinado con uno de los siguientes procedimientos:

Combinación Ortogonal: Los efectos ortogonales calculados mediante cualquiera de los procedimientos de análisis se combinarán considerando la siguiente relación: 100% de las fuerzas actuando en una dirección más el 30% de las fuerzas para la dirección perpendicular en cada sentido. El diseño debe satisfacer la combinación más exigente.

Aplicación simultánea de los movimientos ortogonales del terreno. En este caso se analizará la estructura mediante la respuesta en el tiempo al registro de aceleración aplicando pares ortogonales de acelerogramas en forma simultánea.

Categorías D a F.- las cargas aplicadas a la estructura deberán al menos cumplir con el procedimiento definido para estructuras de categoría C.

Selección de los Procesos de Análisis.

El análisis requerido consistirá en uno de los tipos permitidos según la siguiente tabla

Categoría de Diseño Sísmico	Características Estructurales	Método de la Fuerza Lateral Equivalente	Análisis Modal Espectral	Análisis de Respuesta en el Tiempo
B,C	Estructuras con categoría de ocupación I o II pórticos livianos con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II pórticos livianos con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Todas las demás estructuras	P	P	P
D,E,F	Estructuras con categoría de ocupación I o II pórticos livianos con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II pórticos livianos con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Estructuras regulares con $T \geq 3.5T_S$ y todas las estructuras con pórticos livianos	P	P	P
	Estructuras irregulares con $T \geq 3.5T_S$ y que tengan solamente irregularidad horizontal tipo 2,3,4 o 5 de la tabla nuestra o irregularidad vertical tipo 4,5 o 5b de la tabla nuestra	P	P	P
	Todas las demás estructuras	NP	P	P

Nota: P = Permitido; NP = No permitido

El modelo matemático de la estructura debe ser construido con el propósito de determinar las fuerzas en los elementos y sus desplazamientos que resultan de la aplicación de la carga además de cualquier desplazamiento impuesto o efecto de segundo orden. El modelo debe incluir los elementos con su rigidez y resistencia que son significativos en la distribución de fuerzas y deformaciones.

Procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente.

Corte Basal (V).

Es la fuerza lateral total de diseño o el corte en la base inducida por el sismo.

$$V = C_s W$$

Donde:

V = Corte basal en la dirección de análisis.

C_s = Coeficiente de respuesta sísmica.

W = peso efectivo de la estructura, que toma en cuenta el total de la carga muerta además de considerar el peso total de equipos permanentes, particiones, en áreas usadas para almacenamiento, el 25% de la carga viva.

El Coeficiente de Respuesta Sísmica C_s se determina de acuerdo a:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \leq \begin{cases} \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \text{ para } T \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I}\right)} \text{ para } T > T_L \end{cases}$$

$$C_s \geq 0.01$$

$$C_s \geq 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

$$C_s \geq \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \text{ donde } S_1 \geq 0.6g$$

Ec 3.20

Determinación del Período.

El período fundamental aproximado T_a será determinado de la siguiente manera:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Ec 3.21

Donde:

h_n = la altura en metros sobre la base al nivel más alto de la estructura. Se considera que la base es el punto a partir del cual se toma en cuenta la acción de las fuerzas sísmicas.

C_t y x se obtienen de la siguiente tabla.

Tipo de Estructura	C_t	x
Pórticos Resistentes a Momento en el cual el pórtico resiste el 100% de la fuerza sísmica de diseño, y no se encuentra confinado por elementos que son más rígidos que van a prevenir la deformación del pórtico cuando este esté sometido a la acción sísmica:		
Pórticos de acero resistentes a momento.	0.0724	0.80
Pórticos de concreto resistentes a momento.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Los coeficientes son válidos para unidades métricas

El período fundamental de la estructura, T , en la dirección bajo consideración deberá ser establecido usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis propiamente sustentado.

$$T \leq C_u T_a$$

Ec 3.22

Donde:

SD1	C_u
≥ 0.40	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

C_u = Coeficiente de límite superior en periodo de cálculo y se obtiene de la tabla

Como alternativa se permite utilizar el período T_a directamente si no se dispone las herramientas necesarias para calcular el período T .

Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas.

La fuerza lateral sísmica (F_x) en cada nivel de la estructura será determinada utilizando la siguiente ecuación.

$$F_x = C_{vx}V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Ec 3.23

Donde

V = Corte basal

w_i y w_x = La porción del total del peso efectivo durante el sismo en la estructura, en el nivel i o x

h_i y h_x = la altura de la base al nivel i o x

k = un exponente relacionado con el período de la estructura de la siguiente manera:

Estructuras con período menor o igual a 0.5 [s], $k = 1$

Estructuras con período mayor o igual a 2.5 [s], $k = 2$

Estructuras con períodos intermedios: k se interpola linealmente

Distribución Horizontal de las Fuerzas.

El corte de diseño de la estructura para cada piso V_x se determinará usando la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_x^n F_i$$

Ec 3.24

Donde:

F_i = la porción del corte basal inducida en el nivel i .

El corte lateral de diseño de cada piso será distribuido en función de las rigideces relativas de los elementos resistentes laterales.

Torsión Inherente.

Para diafragmas rígidos la distribución de las fuerzas laterales en cada nivel deberá considerar el efecto del momento torsional inherente que resulta de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigideces. Para diafragmas flexibles, la distribución de las fuerzas a los elementos verticales deberá tomar en cuenta la posición y distribución de las masas soportadas

Torsión Accidental.

En los diafragmas rígidos, el diseño deberá incluir además un momento torsional accidental causado por un desplazamiento asumido del centro de masa a cada lado de su posición actual una distancia igual al 5% de la dirección de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

En el caso de que las fuerzas aplicadas sean en las dos direcciones ortogonales, el 5% de desplazamiento requerido será aplicado solo en la dirección que produzca mayor efecto.

Amplificación del Momento Torsional Accidental.

En las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F, en las cuales existe irregularidad torsional tipo 1a o 1b, se deben multiplicar los efectos del momento torsional accidental por un factor A_x determinado de la siguiente manera.

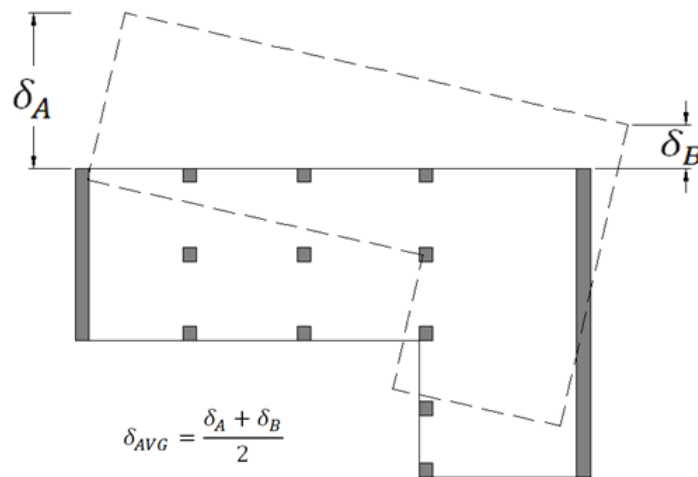
$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \leq 3.0$$

Ec 3.25

Donde:

δ_{max} = desplazamiento máximo en el nivel x calculado asumiendo $A_x = 1$

δ_{avg} = desplazamiento promedio en los puntos extremos de la estructura en el nivel "x" asumiendo, $A_x = 1$



Volcamiento.

La estructura deberá ser diseñada para resistir el volcamiento producido por las fuerzas sísmicas.

Derivas.

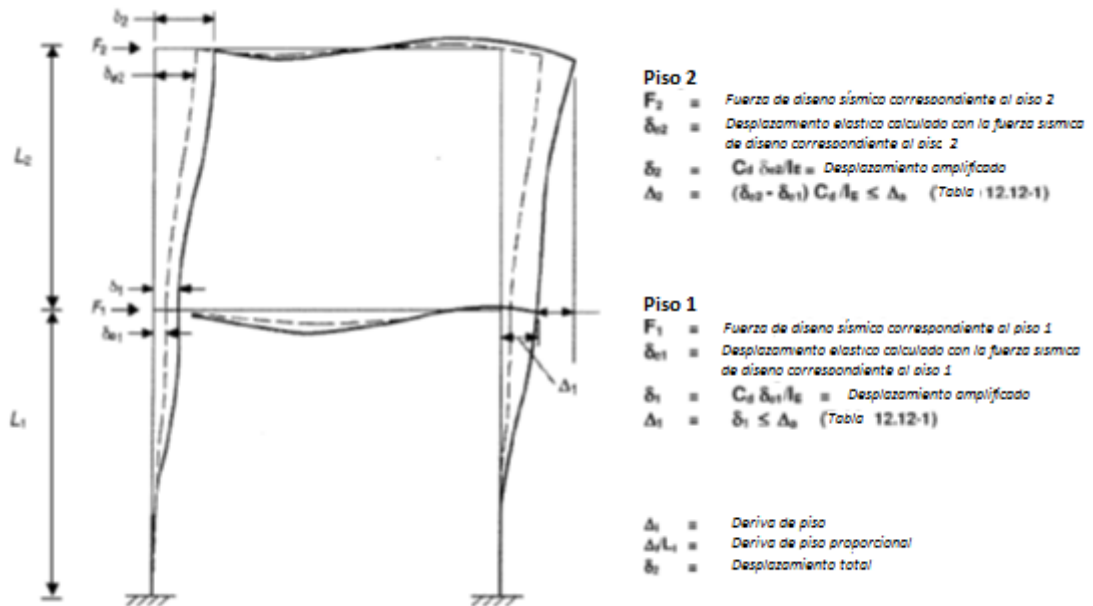
Determinación de las derivas de piso:

La deriva de piso de diseño (Δ) será calculada como la diferencia de deflexiones en el centro de masa en el nivel superior e inferior del piso bajo consideración.

Para estructuras con deflexiones torsionales significativas, la máxima deriva deberá incluir estos efectos.

En estructuras asignadas a la categoría C, D, E y F que tengan irregularidades horizontales tipo 1a o 1b, la deriva de piso de diseño será calculada como la mayor

diferencia de las deflexiones a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura al nivel superior e inferior del piso bajo consideración.



Las deflexiones en cada nivel serán calculadas con la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Ec 3.26

Donde:

C_d = factor de amplificación de deflexiones de la tabla 12.2-1 de la norma ASCE 7-05

δ_{xe} = deflexiones determinadas mediante un análisis elástico.

I = factor de importancia.

Se permite determinar el corte basal usando el período calculado sin tomar en cuenta el límite superior $C_u T_a$.

La deriva de diseño no excederá la deriva permisible obtenida de la siguiente tabla.

Deriva de Piso Permisible, $\Delta_a^{a,b}$			
Estructura	Categoría de Ocupación		
	I o II	III	IV
Aquellas estructuras que no tengan un muro de corte de mampostería, menor que 4 pisos con paredes interiores, particiones, tumbados que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras con muro de corte de mampostería en cantiléver. ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras con muro de corte de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} es la altura de piso por debajo del nivel x.

^bPara sistemas resistentes sísmicos compuestos exclusivamente de pórticos resistentes a momento en las categorías de diseño sísmico D, E y F.

^cNo hay límite de derivas para estructuras de un solo piso con paredes interiores, particiones, paredes exteriores, etc. que hayan sido diseñados para acomodar las derivas de piso. Se debe cumplir con los requisitos establecidos para la separación de las estructuras establecidos por el código.

^dEstructuras en las cuales el sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en cantiléver desde la base o cimentación, los cuales son construidos de tal manera que el momento transferido entre los muros de corte es despreciable.

Pórticos Resistentes a Momento Asignados a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F

Pórticos resistente a momento asignados a la categoría D, E o F: La deriva admisible presentada en la tabla deberá ser reducida por un factor $1/\rho$.

Efectos de Segundo Orden (P- Δ).

Los efectos (P-Δ) no requieren ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad (θ) determinado mediante la siguiente ecuación es menor a 0.10

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde:

P_x = Carga total de diseño en y sobre el nivel x, ningún factor de carga individual debe exceder 1.0

Δ = La deriva de piso de diseño.

V_x = La fuerza sísmica de corte que actúa entre los niveles x y x-1

El coeficiente de estabilidad θ no deberá exceder a θ_{max} determinado mediante la siguiente ecuación.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Ec 3.27

Donde:

β = Relación de demanda contra capacidad de corte entre los niveles x y x-1, se permite conservadoramente tomar este valor como 1.0

Cuando el coeficiente de estabilidad sea mayor a 0.10 y menor o igual a θ_{max} el factor de incremento relacionado a los efectos (P-Δ) para fuerzas y desplazamientos deberá ser determinado por análisis racional. Alternativamente se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por $1/(1-\theta)$.

En el caso de que θ sea mayor que θ_{max} la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

Cuando los efectos (P-Δ) están incluidos en un análisis automatizado, la ecuación para θ_{max} deberá ser satisfecha. Sin embargo los valores de θ calculados con la ecuación anteriormente indicada pueden ser divididos para $(1 + \theta)$ previo al chequeo de θ_{max} .

Separación en las Edificaciones

Todas las porciones de la estructura deberán ser diseñadas y construidas de tal manera que actúen como un elemento integral capaces de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que sean separadas una distancia tal que se evite daños producidos por el contacto bajo la deflexión total dx .

Análisis Modal Espectral.

Números de Modos.

El análisis deberá ser realizado para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis deberá incluir suficiente número de modos para obtener una participación modal de masa combinada de al menos 90% de la masa real en cada una de las direcciones horizontales ortogonales de la respuesta considerada por el modelo.

Parámetros de la Respuesta Modal.

Los valores para cada uno de los parámetros de interés relacionados con la fuerza de diseño, incluyendo derivas de piso, reacciones y fuerzas individuales en los miembros para cada modo de la respuesta deberán ser calculados utilizando las propiedades de cada modo y el espectro respuesta definido anteriormente dividido para el factor R/I . los valores de los desplazamientos y las deriva serán multiplicadas por un factor Cd/I .

Combinación Modal

Los valores para cada parámetro de interés calculado para los varios modos deberán ser combinados usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o el método de la combinación cuadrática completa (CQC). El

método CQC deberá ser usado para cada uno de los valores modales o cuando modos cercanos tengan correlación cercana de respuesta traslacional y torsional.

Escalamiento de los Valores de Diseño para la Respuesta Combinada.

El corte basal V deberá ser calculado en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales usando el período fundamental calculado de la estructura en cada dirección, de acuerdo con los procedimientos mencionados anteriormente excepto cuando el período fundamental calculado exceda $C_u T_a$ donde este valor deberá ser usado como período. Cuando la respuesta combinada para el corte basal modal (V_t) sea menor al 85% del corte basal (V) calculado usando el método de la fuerza lateral equivalente, las fuerzas, pero no las derivas, serán multiplicadas por $0.85 V/V_t$

Distribución Horizontal del Corte.

Debe realizarse el mismo proceso mencionado anteriormente, excepto que no se requiere la amplificación de los efectos torsionales.

Efectos (P- Δ).

Los efectos (P- Δ) deberán ser determinados como se estableció anteriormente. El corte basal usado para determinar el corte en cada piso y las derivas será determinado como se menciona anteriormente.

3.2 NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC -11

El capítulo II de la Norma Ecuatoriana de la construcción, titulado peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, establece requisitos mínimos que deben cumplir las estructuras en el Ecuador.

3.2.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA DISEÑO

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo el mapa de la Figura 3.29. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. Si se ha de diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista y que se dificulte la caracterización de la zona en la que se encuentra utilizando el mapa de la Figura 3.29, debe escogerse el valor de la población más cercana.

Figura 3.29. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona.

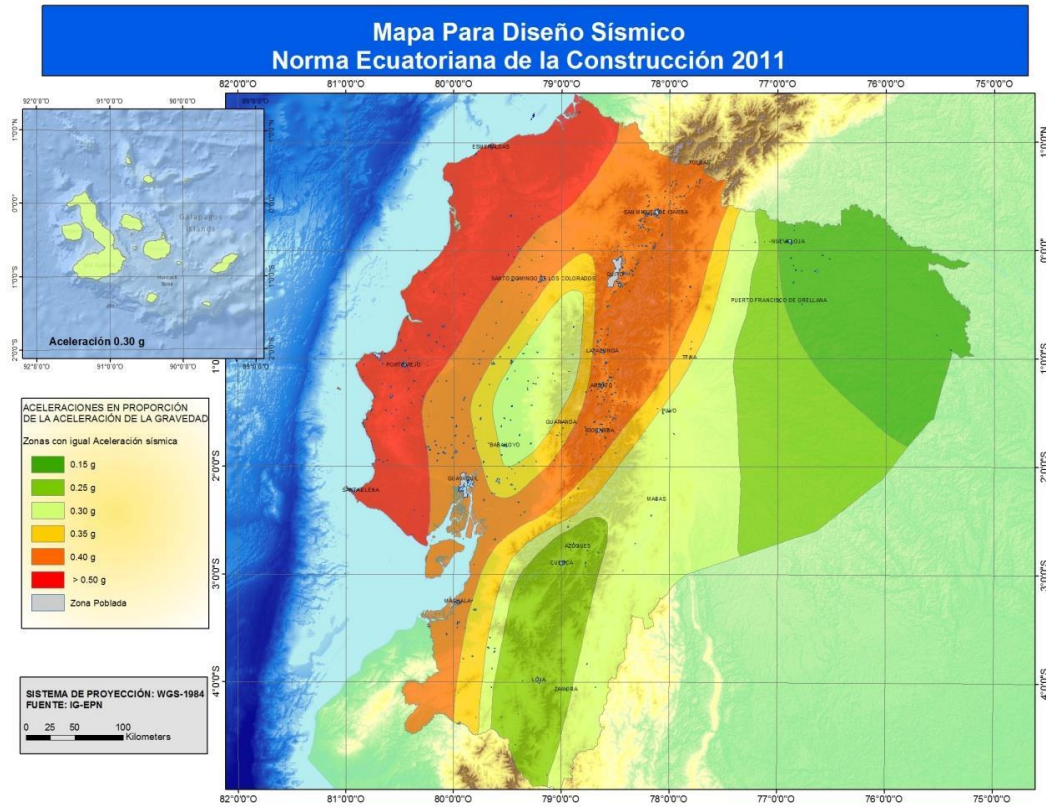


Tabla 3.1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	

3.2.2 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá dicho tipo de edificaciones, se proporcionan las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada Figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos. A continuación las curvas de peligro sísmico para Quito, Guayaquil y Cuenca.

Figura 3.30 Curvas de peligro sísmico, Quito.

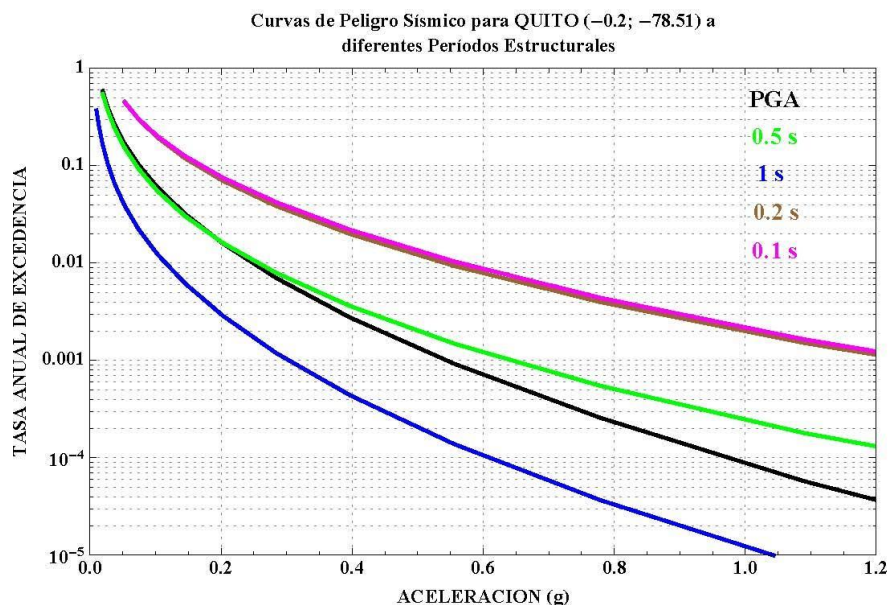


Figura 3.31 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil.

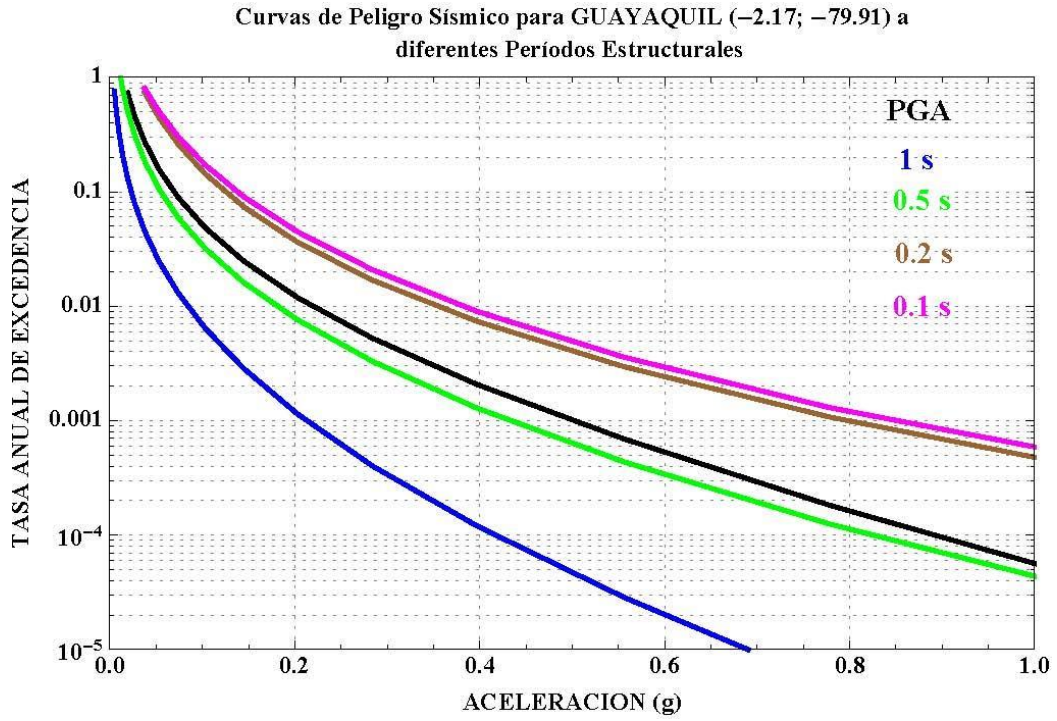
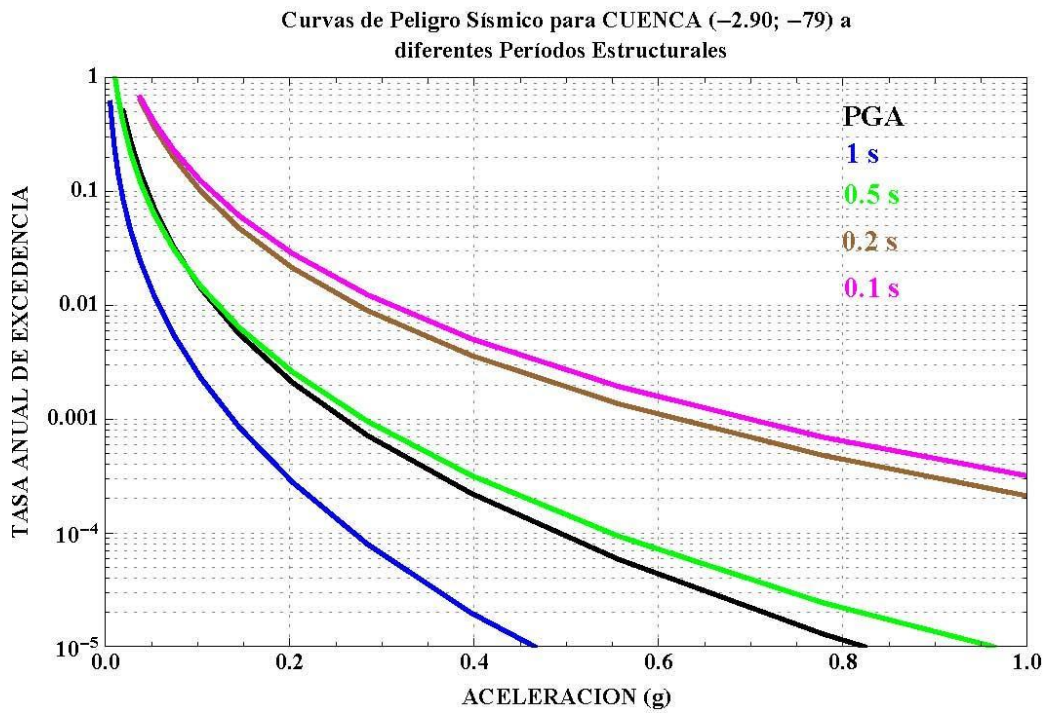


Figura 3.32 Curvas de peligro sísmico, Cuenca



3.2.3 PERFIL DE SUELO

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie natural del terreno, inclusive en el caso de edificios con sótanos. Para edificios en ladera, el ingeniero geotécnico evaluará la condición más crítica para la edificación.

3.2.4 TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 3.2. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Tabla 3.2 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> S_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²)
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

3.2.5 PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo son:

- (a) La velocidad media de la onda de cortante, V_{s30} , en m/s.

(b) El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo de todo el perfil, realizando ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con N60 \geq 100 y confirmado al menos 4 metros de potencia).

(c) Cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, Nch y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, Su, en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (IP) y el contenido de agua en porcentaje, w.

Velocidad media de la onda de cortante Vs30.

La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Ec 3.28

Donde:

Vsi Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s.

di Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil, dado por:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30m \text{ siempre}$$

Ec 3.29

Es importante mencionar, que la utilización de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo se considera, en todos los casos, para perfiles de velocidades de ondas cortantes que se incrementan con la profundidad. Si existe un contraste de impedancia α , definido como la relación entre el producto de la densidad y velocidad de onda de corte entre subsuelo y el estrato del semi espacio mediante:

$$\alpha = \rho_s V_s / \rho_0 V_0$$

Ec 3.30

Esto ocurre dentro de los 30 m, se deberá considerar este como un suelo Tipo F5. En la ecuación anterior, V_s corresponde a la velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio, ρ_s es la densidad promedio del suelo que sobreyace al semi espacio, V_0 corresponde a la velocidad de la onda cortante del geomaterial en el semi espacio y ρ_0 es la densidad del geomaterial del semi espacio. El semi espacio se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio, cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ($\alpha \leq 0.5$).

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

Se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

(a) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, N60, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Ec 3.31

Donde:

- N_i** Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.
- (b)** Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos.

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

Ec 3.32

Donde:

- ds** Es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

Resistencia media al corte

Para la resistencia al corte no drenado, S_u, obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil, debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\overline{S_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

Ec 3.33

Donde:

- dc** Es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
- Sui** Es la resistencia al corte no drenado en kPa (o en kgf/cm²) del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma ASTM D 2166 o la norma ASTM D 2850.

Índice de plasticidad

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (IP), el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

Contenido de agua

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, w, el cual se determina por medio de la norma ASTM D 2166.

3.2.6 PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO

Para utilizar la Tabla 3.2 que define el perfil de suelo a escoger para el diseño, deben seguirse los siguientes pasos:

Paso 1 — Debe verificarse si el suelo presenta las características descritas para la categoría de perfil de suelo tipo F según la Tabla 3.2, en cuyo caso debe realizarse

un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotécnico.

Paso 2 — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, w , mayor del 40% y un índice de plasticidad, IP , mayor de 20. Si existe un espesor total, H , de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones, el perfil de suelo se clasifica como tipo E.

Paso 3 — El perfil se clasifica según la Tabla 3.2, utilizando uno de los tres criterios descritos: V_s , N_{60} , o la consideración conjunta de N_{ch} y S_u , seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En el caso que se obtenga V_s prevalecerá la clasificación basada en este criterio, caso contrario se podrá utilizar el criterio basado en N_{60} que involucra todos los estratos del perfil. Se recomienda estimar el rango de V_s mediante correlaciones semi empíricas propuestas en la literatura técnica para condiciones geotécnicas similares a los suelos encontrados. Alternativamente, se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en S_u , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio N_{ch} , que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en el caso de que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo, asignando un perfil tipo E en lugar de tipo D.

En la Tabla 3.3 se describen los criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

(a) **V_s** en los 30 m superiores del perfil,

(b) **N** en los 30 m superiores del perfil, o

(c) **N_{ch}** para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se

clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado su en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla 3.3 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	Vs	N o Nch	Su
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm^2)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

Velocidad de la onda de cortante en roca

La roca competente del perfil tipo A debe definirse utilizando mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que se conoce que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir Vs. La velocidad de la onda de cortante en roca para el perfil Tipo B debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotécnico, para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, debe medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B.

Suelos cohesivos

Los suelos no cohesivos corresponden a aquellos que poseen menos del 30% de finos por peso seco (pasante del tamiz # 200). Los suelos cohesivos corresponden a aquellos que poseen más del 30% (pasante del tamiz # 200) de finos por peso seco y $15\% \leq IP \text{ (finos)} \leq 90\%$. Aquellos suelos con más del 30% de finos e $IP \text{ (finos)} < 15\%$, se consideraran como suelos limosos y deben ser conservadoramente tratados como suelos “cohesivos”, para los propósitos de clasificación de sitio de esta norma.

3.2.7 COEFICIENTES DE APLIFICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs

En la Tabla 3.4 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 3.4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial.

Para el caso de perfiles clasificados como F, se deben realizar investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.

3.2.8 ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

3.2.8.1 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.3, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

Ec 3.34

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_C$$

Ec 3.35

donde:

$r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r = 1.5$, para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que

se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, $\eta(S_a/Z, \text{ en roca})$, que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ec 3.36

$$T_L = 2.4 F_d$$

Ec 3.37

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

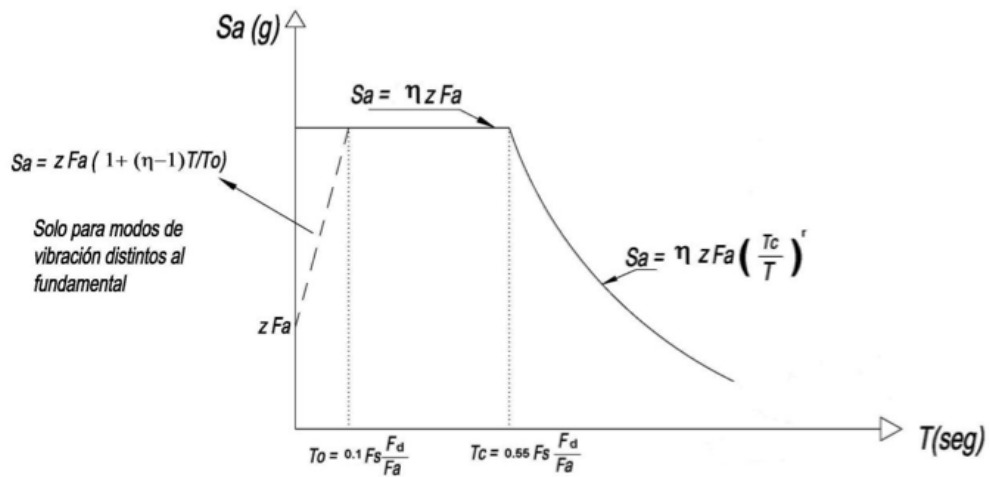
$$S_a = Z F_a \left[1 + \left(1\right) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para} \quad T \leq T_0$$

Ec 3.38

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ec 3.39

Figura 3.33 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



3.2.8.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN DESPLAZAMIENTOS

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos \$S_d\$ (en metros) definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 0.05 (Figura 2.4):

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o} \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ec 3.40

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \quad \text{para } T_o \leq T \leq T_c$$

Ec 3.41

$$S_d = 0.38 Z F_a T \quad \text{para } T_c \leq T \leq T_L$$

Ec 3.42

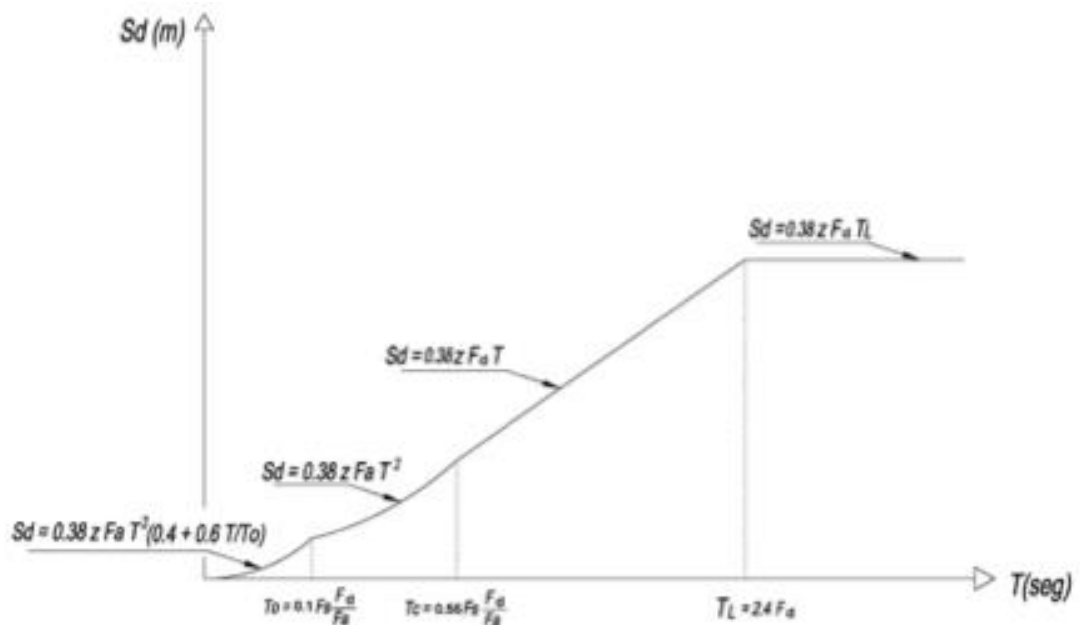
$$S_d = 0.38ZF_a T_L \quad \text{para } T > T_L$$

Ec 3.43

Donde los valores de los periodos límite T_o , T_c y T_L son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones. No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamientos.

La forma espectral y ecuaciones que definen el espectro de diseño elástico de desplazamientos consideran la respuesta dinámica y efectos de sitio (comportamiento no lineal del subsuelo, F_s y respuesta para cada zona geotécnica,

Figura 3.34 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño F_a y F_v) y no representa a un espectro de pseudo desplazamiento.



3.2.9 DISEÑO SISMO RESISTENTE

3.2.9.1 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, ΔM , se presentan en la Tabla 3.7, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 3.7 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

3.2.9.2 TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

COEFICIENTE I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 3.8 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I. El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 3.8 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 sanitaria. 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 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

3.2.9.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Diseñadores arquitectónicos y estructurales deben procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La Tabla 3.9 muestra configuraciones estructurales recomendadas. Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Tabla 3.10, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan. Si el diseñador utiliza una configuración similar a las no recomendadas.

Tabla 3.9 Configuraciones estructurales recomendadas

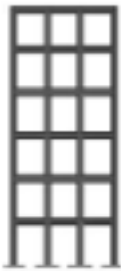
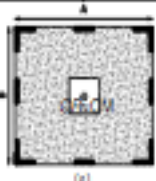
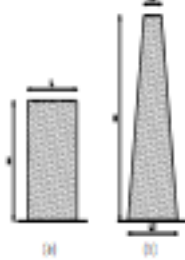
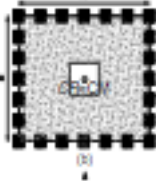

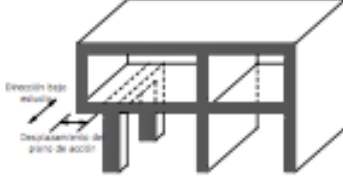


CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_v=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_v=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_v=1$			

Tabla 3.10 Configuraciones estructurales no recomendadas

CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS			
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras.			
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA	
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. 	
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).			
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.			

3.2.10 COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

3.2.10.1 COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA

El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 3.11

Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB}$$

Ec 3.44

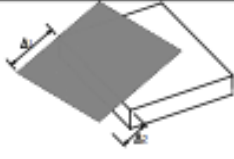
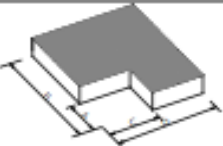
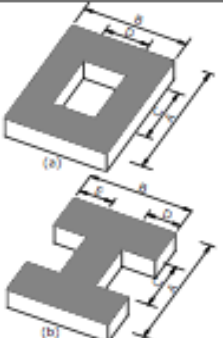
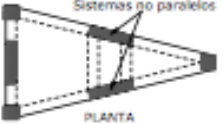
Donde:

ϕ_{PA} = el mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 3.11, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

ϕ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 3.11, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

Tabla 3.11 Coeficientes de irregularidad en planta

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA IRREGULARIDADES PERMITIDAS EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{N1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{N2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{N3}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{N4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

3.2.10.2 COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 3.12

Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB}$$

Ec 3.45

donde:

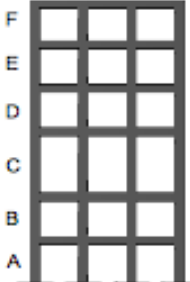
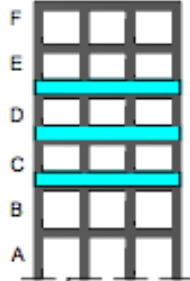
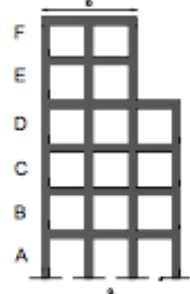
ϕ_{EA} = el mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 3.12, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1),

ϕ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 3.12, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación. Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Para el caso de estructuras tipo pórtico especial sismo resistente con muros estructurales (sistemas duales), Φ_E tomará el valor de 1.

Tabla 3.12 Coeficientes de irregularidad en elevación

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_D=0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_D=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_D=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, se permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación (es decir cuando $\Phi_P = \Phi_E = 1$). En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá incorporar efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.

3.2.11 DISEÑO BASADO EN FUERZAS: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO MÍNIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS

3.2.11.1 REQUISITOS GENERALES

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal.

3.2.11.2 CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. En el caso de existir depósitos de fluidos en niveles superiores de la edificación debe considerarse el efecto de interacción dinámica entre el fluido y la estructura.

3.2.11.3 MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera: $0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y $0.8 I_g$ para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento. Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de $0.6 I_g$ y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras

con subsuelos), pero en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

3.2.11.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

Ec 3.46

Donde:

- | | |
|-----------------------------------|--|
| I | factor de importancia. |
| W | carga reactiva. |
| S_a | Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño. |
| R | Factor de reducción de respuesta estructural. |
| $\phi_p \phi_E$ | Factores de configuración estructural en planta y en elevación. |

PERIODO DE VIBRACIÓN T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ec 3.47

Donde:

hn altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de C_t puede calcularse mediante la siguiente ecuación y el valor de α es 1.0.

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_W}} ; C_W = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{I_{wi}} \right)^2} \right]$$

Ec 3.48

A_B	Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
n_W	Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.
h_{wi}	Altura del muro i medida desde la base, en metros.
A_{wi}	Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.
I_{wi}	Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Ec 3.49

Donde:

- f_i Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.
- δ_i Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

El valor de T obtenido al utilizar los métodos 1 o 2 es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal y el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%.

3.2.11.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

El diseñador debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 3.13, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

3.2.11.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Ec 3.50

En donde:

- V** Cortante total en la base de la estructura.
- V_x** Cortante total en el piso x de la estructura
- F_i** Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x** Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- n** Número de pisos de la estructura
- w_x** Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
- w_i** Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
- h_x** Altura del piso x de la estructura
- h_i** Altura del piso i de la estructura.
- k** Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T, que se evalúa de la siguiente manera:
- . Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$
 - . Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
 - . Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración.

3.2.11.7 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

MOMENTOS TORSIONALES HORIZONTALES

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad torsional, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

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

Ec 3.51

Donde:

δ_{prom} Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

Sin embargo, A_x no necesita ser mayor que 3.0

COMPONENTES VERTICALES DEL SISMO DE DISEÑO

De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_{ver} expresada por:

$$F_{ver} = \frac{2}{3} I(\eta Z F_a) W_p$$

Ec 3.52

Donde:

W_p Peso que actúa en el voladizo.

3.2.11.8 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Número de modos

Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

AJUSTE DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustados y cubrir todos los resultados, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M , de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas (Δ_E), sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales.

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Ec 3.53

Donde:

R Factor de reducción de Resistencia

Δ_M Deriva máxima inelástica

3.3 NORMATIVA DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES (SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS), ASCE/SEI 41-06.

Normativa ASCE/SEI 41-06

Objetivos de rehabilitación

Un objetivo de rehabilitación deberá comprender de una o más metas de rehabilitación. Una meta de rehabilitación consiste la definición de un nivel de desempeño objetivo de la estructura para un nivel de peligro sísmico definido. Las metas serán elegidas considerando los objetivos básicos, mejorados o limitados.

		<i>Niveles de desempeño objetivo de la edificación</i>			
		<i>Desempeño Operacional Nivel (1-A)</i>	<i>Ocupación Inmediata Nivel (1-B)</i>	<i>Seguridad de Vidas Nivel (3-C)</i>	<i>Prevención al Colapso Nivel (5-E)</i>
<i>50%/ 50 Años</i>	<i>72 años</i>	a	b	c	d
<i>20%/ 50 Años</i>	<i>225 años</i>	e	f	g	h
<i>10%/ 50 Años → BSE - 1</i>	<i>474 años</i>	i	j	k	l
<i>2% 50 Años → BSE - 2</i>	<i>2475 años</i>	m	n	o	p

ASCE/SEI 41-06 Tabla C1-1.

Objetivo básico de seguridad (BSO)

Este objetivo logra la doble rehabilitación de las metas 3-C para BS1 y 5-E para BS2.

$$(BSO) = k + p$$

Objetivo mejorado de rehabilitación

Este objetivo provee un desempeño que excede el objetivo básico de seguridad. Estos objetivos deberán ser alcanzados mediante uno o los dos métodos siguientes:

- Diseñando para niveles de desempeño objetivos que excedan a aquellos del BSO para BS1, BS2 o ambos.
- Diseñando para niveles de desempeño objetivo del BSO usando niveles de peligro sísmico que excedan a BS1, BS2 o ambos.

$$(\text{Objetivo mejorado de rehabilitación}) = k + m, n, o.$$

$$(\text{Objetivo mejorado de rehabilitación}) = p + i, j.$$

(Objetivo mejorado de rehabilitación) = k + p + a, b, e, f.

(Objetivo mejorado de rehabilitación) = m, n, o. (Solos)

Objetivos limitados de rehabilitación

Este objetivo tiene un desempeño inferior al BSO. Deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- Las medidas de rehabilitación no deben reducir el desempeño actual de la estructura.
- Las medidas de rehabilitación no deberán generar nuevas irregularidades, o exacerbar irregularidades existentes.
- Las medidas de rehabilitación no deberán resultar en un incremento de fuerzas sísmicas en elementos incapaces de resistirlas.
- Todos los componentes rehabilitados deberán ser detallados y conectados a la estructura existente de acuerdo a la normativa.

Nivel de desempeño objetivo de la estructura

El desempeño de la estructura es una combinación del desempeño de los componentes estructurales y no estructurales. En la siguiente tabla# se describe los niveles límites de daño aproximado en componentes estructurales y no estructurales que se pueden esperar para estructuras rehabilitadas con este estándar.

TABLA 3.14 Control de daños y niveles de desempeño de la estructura

Descripción	Niveles de desempeño objetivo de la edificación			
	Prevención al colapso (5-E)	Seguridad de Vidas (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño General	Severo	Moderado	Bajo	Muy bajo
General	Queda poca resistencia y rigidez residual, pero las columnas y muros soportan cargas gravitacionales. Existen grandes derivas permanentes. Algunas salidas están bloqueadas. La mampostería y los parapetos no arriostrados fallan o están al borde de hacerlo. El edificio esta cerca del colapso.	Existe un poco de resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Los elementos resistentes a carga gravitacional funcionan. No existe fallas fuera del plano en paredes o caídas de parapetos. Va a haber derivas residuales. Puede que no sea realizable la reparación económica.	No va a existir derivas residuales. La estructura mantiene de manera substancial la resistencia y rigidez original. Existe un poco de agrietamiento en las fachadas, particiones y techos falsos así como también en los elementos estructurales. Se pueden volver a usar los ascensores. El sistema de protección contra incendios es operable.	No va a existir derivas residuales. La estructura mantiene de manera substancial la resistencia y rigidez original. Existe un poco de agrietamiento en las fachadas, particiones y techos falsos así como también en los elementos estructurales. Todos los sistemas pueden volver a usarse para resumir una operación normal.
Componentes no-estructurales	Daño extenso.	Se mitiga el peligro de caída de elementos. Muchos sistemas eléctricos y mecánicos así como también componentes arquitectónicos están dañados.	Por lo general los equipo y los contenidos están asegurados, pero pueden no operar debido a daños mecánicos o falta de utilidades.	Existe daño despreciable. Energía y otras utilidades están en operación.

ASCE/SEI 41-06 Tabla C1-2.

Los niveles objetivos de desempeño de la estructura son estados de daños discretos, elegidos a partir de un infinito espectro de estados de daños que una estructura puede experimentar durante un sismo. Los niveles adoptados

por este código corresponden a estados de daño los cuales tienen consecuencias fácilmente identificables respecto al uso de la estructura después de un evento sísmico. Estos incluyen la posibilidad de reanudar las funciones normales, la posible ocupación de la estructura, y el peligro a la seguridad de vidas.

Niveles y rangos de desempeño estructural

El nivel de desempeño estructural del edificio deberá ser seleccionado a partir de cuatro niveles de desempeño discretos y dos rangos de desempeño intermedios.

Los niveles de desempeño discretos son:

- Ocupación Inmediata (S-1)
- Seguridad de vida (S-3)
- Prevención al colapso (S-5)
- No considerado (S-6)

Los rangos de desempeño intermedio son:

- Rango de control de daños (S-2)
- Rango de seguridad limitada (S-4)

Los criterios de aceptación para el S-2 deberán ser obtenidos interpolando los valores provistos para S-1 y S-3, así mismo los criterios para S-4 serán la interpolación de S-3 y S-5.

Ocupación inmediata (S-1)

Sera definido como el estado de daño después del sismo en el cual la estructura se mantiene segura para ocupar, la resistencia y rigidez deberá ser similar no deberá verse afectada y deberá cumplir con los criterios de aceptación provistos en este código.

Rango de control de daños (S-2)

Sera definido como el rango continuo de estados de daño comprendidos entre S-1 y S-3.

Seguridad de vidas (S-3)

Sera definido como el estado de daño después del sismo en el cual la estructura tiene componentes dañados pero no llega a estar en el borde del colapso total o parcial y se cumple con los criterios de aceptación provistos por este código.

Rango de seguridad limitada (S-4)

Sera definido como el rango continuo de estados de daño comprendidos entre S-3 y S-5.

Prevención al colapso (S-5)

Sera definido como el estado de daño después del sismo en el cual la estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas

gravitacionales y no existe un margen contra el colapso. La estructura deberá cumplir con los criterios de aceptación provistos por este código.

No considerado (S-6)

Una rehabilitación estructural que no considera el desempeño de la estructura, deberá ser clasificada como S-6.

Niveles de desempeño estructural y daños - Elementos verticales				
Elementos	Tipo	Niveles de desempeño estructural		
		Prevención al Colapso (S-5)	Seguridad de Vidas (S-3)	Ocupación Inmediata (S-1)
Porticos de Hormigon.	Primario	Agrietamiento extensivo y formación de rotulas plasticas en elementos ductiles. Agrietamiento o falla por longitud de desarrollo limitada en columnas no ductiles. Daño severo en columnas cortas.	Daño extenso a las vigas. Daño en el recubrimiento y agrietamiento por corte de alrededor 3mm para columnas ductiles. Daño parcial en el recubrimiento de columnas no ductiles. Agrietamiento en el nudo de 3mm.	Agrietamiento menor. Fluencia limitada en ciertos lugares. No hay aplastamiento en el concreto ($\epsilon=0.003$).
	Secundario	Daño extenso en el recubrimiento en columnas (acortamiento limitado) y vigas. Daños severos en el nudo. Pandeo en algunos refuerzos.	Agrietamiento extenso y formación de rotulas en elementos ductiles. Agrietamiento limitado y/o falla por longitud de desarrollo en algunas columnas no ductiles. Daño severo en columnas cortas	Daño menor del recubrimiento en ciertos lugares en columnas ductiles y vigas. Agrietamiento por flexion en vigas y columnas ductiles. Agrietamiento por corte en los nudos de alrededor de 1.5mm.
	Deriva	≈ 4% transitorio ≈ 4% permanente	≈ 2% transitorio ≈ 1% permanente	≈ 1% transitorio ≈ permanente es despreciable
Porticos de Acero.	Primario	Distorsion extensa en vigas y paneles de columnas. Muchas fracturas en conexiones a momento pero las conexiones de corte se mantienen intactas	Se forman rotulas. Pandeo local de algunas vigas. Devera distorsion del nudo; fracturas en conexiones a momento aisladas. Algunos elementos pueden experimentar fractura parcial.	Fluencia local menor en unos pocos lugares. No hay fracturas. Pandeo menor o distorsion permanente observable de los elementos.
	Secundario	Igual que el primario.	Distorsion extensa de vigas y paneles de columnas. Muchas fracturas en conexiones a momento, pero conecciones a corte intactas.	Igual que el primario.
	Deriva	≈ 5% transitorio ≈ 5% permanente	≈ 2.5% transitorio ≈ 1% permanente	≈ 0.7% transitorio ≈ permanente es despreciable
Porticos de Acero Arriostrados.	Primario	Fluencia y pandeo extenso en las riostras. Muchas riostras y sus conexiones fallan.	Muchas riostras fluyen y pandean pero no fallan totalmente. Muchas conexiones uedan fallar.	Fluencia y pandeo menor de las riostras.
	Secundario	Igual que el primario.	Igual que el primario.	Igual que el primario.
	Deriva	≈ 2% transitorio ≈ 2% permanente	≈ 1.5% transitorio ≈ 0.5% permanente	≈ 0.5% transitorio ≈ permanente es despreciable
Muros de Hormigon.	Primario	Grietas por corte y flexion mayores. Sliding at joints. Aplastamiento y pandeo del refuerzo extensivo. Fallas alrededor de las aberturas. Daño severo en los cabezales. Vigas de acople destruidas.	Esfuerzos en los elementos de borde, incluyendo pandeo limitado de refuerzo. Un poco de sliding en las juntas. Daño alrededor de las aberturas. Un poco de aplastamiento y grietas por flexion. Grietas exsesivas por corte y flexion en las vigas de acople y un poco de aplastamiento.	Agrietamiento menor en los muros, de 1.5mm. Agrietamiento en las vigas de acople de 3mm.
	Secundario	Los paneles se destruyen.	Grietas mayores por flexion y corte. Sliding at joints. Aplastamiento extenso. Fallas alrededor de las aberturas. Daño severo en los elementos de borde. Vigas de acople destruidas.	Agrietamiento menor en muros. Sliding at contruccion joints. Agrietamiento en las vigas de acople de 3mm. Perdida menor del recubrimiento.
	Deriva	≈ 2% transitorio ≈ 2% permanente	≈ 1% transitorio ≈ 0.5% permanente	≈ 0.5% transitorio ≈ permanente es despreciable
Cimentaciones.	General	Asentamientos mayores y inclinacion	Asentamientos totales < 15cm y asentamientos diferenciales de 13mm.	Asentamientos menores y inclinacio despreciable.

Tabla C1-3.

*Los valores presentados en la tabla tienen un proposito referencial.

<i>Niveles de desempeño estructural y daños - Elementos horizontales</i>			
<i>Elementos</i>	<i>Niveles de desempeño estructural</i>		
	<i>Prevencion al Colapso (S-5)</i>	<i>Seguridad de Vidas (S-3)</i>	<i>Ocupacion Inmediata (S-1)</i>
<i>Difragmas de deck metalico.</i>	Grandes distorsiones con pandeo de algunas unidades y arrancamiento de muchas sueldas y costuras.	Fallas localizadas de algunas conexiones soldadas del deck al enmarcado y entre paneles. Menor pandeo local del deck	Conexiones entre las unidades del deck y el enmarcado permanece intacto. Distorciones menores
<i>Difragmas de hormigon.</i>	Aplastamiento excesivo y desplazamiento observable en algunas grietas.	Agrietamiento extenso (< 6mm) Aplastamiento local y daños en el recubrimiento.	Grietas pequeñas. Pocas grietas de 3mm.

Tabla C1-4.

**Los valores presentados en la tabla tienen un proposito referencial.*

Niveles de desempeño no estructural

Deberán ser seleccionados a partir de cinco niveles de desempeño no estructural discretos, los cuales son:

- Operacional (N-A)
- Ocupación inmediata (N-B)
- Seguridad de vidas (N-C)
- Peligros reducidos (N-D)
- No considerado (N-E)

Operacional (N-A)

Sera definido como el estado de daños después del sismo en el cual los componentes no estructurales son capaces de mantener sus funciones normales.

Ocupación inmediata (N-B)

Sera definido como el estado de daños después del sismo en el cual los componentes no estructurales están dañados, pero los accesos al edificio y

los sistemas de seguridad de vidas (incluyendo puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia, alarmas de incendios, sistemas contra incendios) se mantienen operables siempre y cuando exista energía.

Seguridad de vidas (N-C)

Sera definido como el estado de daños después del sismo en el cual los componentes no estructurales están dañados, pero el daño no presenta un riesgo a la vida de los ocupantes.

Peligros Reducidos (N-D)

Sera definido como el estado de daños después del sismo en el cual los componentes no estructurales sufren daños extensos, pero los elementos largos y pesados que representan una amenaza por caída (como parapetos, cielos falsos, repisas, etc.) están restringidos.

Peligros Reducidos (N-E)

Sera definido cuando se realice la rehabilitación sin tomar en cuenta los componentes no estructurales.

Niveles de desempeño no-estructural y daños - Componentes Arquitectónicos				
Elementos	Niveles de desempeño estructural			
	Reducción de Riesgos (N-D)	Seguridad de Vidas (N-C)	Ocupación Inmediata (N-B)	Operacional (N-A)
<i>Recubrimientos.</i>	Distorsión severa en las conexiones. Grietas distribuidas, flexión, aplastamiento, y desprendimiento de los componentes. Alguna fractura del recubrimiento, pero los paneles no se desploman en áreas públicas de reunión.	Distorsión severa en las conexiones. Grietas distribuidas, flexión, aplastamiento, y desprendimiento de los componentes. Alguna fractura del recubrimiento, pero los paneles no se desploman.	Fluencia en las conexiones, grietas menores (< 1.6mm) o flexión en el recubrimiento	Fluencia en las conexiones, grietas menores (< 1.6mm) o flexión en el recubrimiento
<i>Glazing/Cristales</i>	Vidrios rotos, y marcos dañados en áreas desocupadas. Mucho vidrio partido, poco vidrio roto en áreas ocupadas.	Mucho vidrio partido, poco vidrio roto.	Algunos vidrios partidos, ninguno roto.	Algunos vidrios partidos, ninguno roto.
<i>Particiones</i>	Daño distribuido, un poco de agrietamiento severo, aplastamiento.	Daño distribuido, un poco de agrietamiento severo, aplastamiento.	Agrietamiento de alrededor 1.6mm en las aberturas. Aplastamiento y agrietamiento en las esquinas.	Agrietamiento de alrededor 1.6mm en las aberturas. Aplastamiento y agrietamiento en las esquinas.
<i>Techos</i>	Daño extenso. Caída de los paneles. Agrietamiento moderado en techos duros.	Daño extenso. Caída de los paneles. Agrietamiento moderado en techos duros.	Daño menor. Algunos paneles dañados y algunos caídos. Agrietamiento menor en techos duros.	Daño despreciable. Aflojamiento de algunos paneles. Muy poco agrietamiento en techos duros.
<i>Puertas</i>	Daño distribuido. Puertas descolgadas y atrancadas.	Daño distribuido. Puertas descolgadas y atrancadas.	Daño menor. Puertas Operables.	Daño menor. Puertas Operables.
<i>Ascensores</i>	Fuera de servicio, el contrapeso sale de las rieles.	Fuera de servicio, el contrapeso no sale de las rieles.	Ascensores operables, pueden ser iniciados cuando haya energía.	Ascensores operan.
<i>Ductos</i>	Los ductos se sueltan de sus equipos, algunos soportes fallan, algunos ductos caen.	Los ductos se sueltan de sus equipos, algunos soportes fallan, algunos ductos caen.	Daño menor en las juntas, pero los ductos se mantienen serviciales.	Daño despreciable.
<i>Tuberías</i>	Algunas líneas se rompen, algunos soportes fallan. Algunas tuberías caen.	Daño menor en las juntas, un poco de fugas. Algunos soportes de dañan, pero el sistema se mantiene suspendido.	Fugas menores en algunas juntas.	Daño despreciable.
<i>Plomería</i>	Algunos accesorios rotos, líneas rotas, la red interrumpida en la fuente.	Algunos accesorios rotos, líneas rotas, la red interrumpida en la fuente.	Accesorios y líneas serviciales, los servicios no están disponibles	Sistema funcional. Si se requiere, suministro de agua manual.
<i>Sistemas de computadoras</i>	Unidades ruedan, cables desconectados. Pisos de accesos colapsan. No hay poder disponible.	Unidades se desplazan, cables se desconectan. No hay poder disponible.	Unidades seguras y continúan conectadas. Puede que no haya poder para operar. Daño menor interno.	Unidades sin daño, y operables. Poder disponible.
<i>Equipos de escritorio</i>	Algunos equipos se desplazan del escritorio.	Algunos equipos se desplazan del escritorio.	Algunos equipos se desplazan del escritorio.	Equipo operable y seguro.
<i>Archiveros</i>	Se vuelcan y derraman su contenido.	Se vuelcan y derraman su contenido.	Se abren los cajones, pero no se vuelcan.	Se abren los cajones, pero no se vuelcan.
<i>Estanterías</i>	Se vuelcan y derraman su contenido.	Libros se desplazan.	Libros se desplazan.	Libros no se mueven.
<i>Materiales peligrosos</i>	Daño menor. Derrame ocasional de materiales. Material gaseoso contenido.	Daño menor. Derrame ocasional de materiales. Material gaseoso contenido.	Daño despreciable. Material contenido.	Daño despreciable. Material contenido.
<i>Objetos de arte</i>	Objetos dañados por caídas, agua, y polvo.	Objetos dañados por caídas, agua, y polvo.	Objetos dañados por caídas.	Objetos sin daño.

Tabla C1-4.

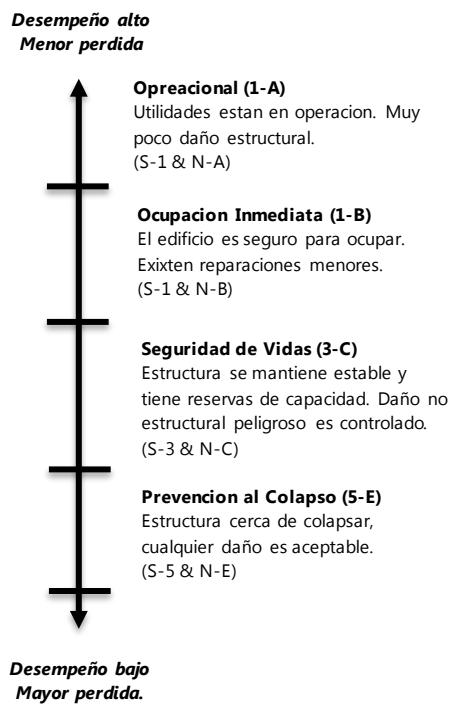
*Los valores presentados en la tabla tienen un propósito referencial.

Selección del desempeño objetivo de la estructura

Este será descrito de manera alfanumérica, con un numeral que represente el nivel de desempeño estructural y una letra que represente el nivel de desempeño no estructural.

Niveles de Desempeño Objetivo para la Estructura						
	Niveles de Desempeño Estructural					
Niveles de desempeño no estructural	Ocupacion Inmediata (S-1)	Control de Daños (S-2)	Seguridad de Vidas (S-3)	Seguridad Limitada (S-4)	Prevencion al Colapso (S-5)	No Considerado (S-6)
Operacional (N-A)	Operacional 1-A	2-A	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable
Ocupacion Inmediata (N-B)	Ocupacion Inmediata (1-B)	2-B	3-B	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable
Seguridad de Vidas (N-C)	1-C	2-C	Seguridad de Vidas (3-C)	4-C	5-C	6-C
Peligros Reducidos (N-D)	No es recomendable	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
No considerado (N-E)	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable	4-E	Prevencion al Colapso (5-E)	No se rehabilita

Tabla C1.8.



Peligro sísmico

Los espectros respuestas de aceleraciones para los diferentes niveles de peligro sísmico, deberán ser calculados usando el 5% de amortiguamiento

elástico y deberán considerar las aceleraciones espectrales a periodo corto (0.20s), S_s , y aceleración espectral a 1 segundo, S_1 .

Los valores de S_s y S_1 deberán ser obtenidos de curvas de peligro sísmico realizadas para el lugar.

BS2-Parametros de la aceleración espectral

Los valores de la aceleración espectral a periodo corto y a un segundo para este nivel de peligro sísmico, deberán ser obtenidos de curvas de peligro sísmico para el máximo sismo considerado (MCE).

BS1-Parametros de la aceleración espectral

Los valores de la aceleración espectral a periodo corto y a un segundo para este nivel de peligro sísmico, deberán ser el menor de:

- Valores de las curvas de peligro sísmico para un periodo de retorno de 474 años.
- Dos tercios de los valores obtenidos para BS2.

Ajustes por tipo de sitio

$$S_{XS} = F_a S_s$$

Ec 3.54

$$S_{X1} = F_v S_1$$

Ec 3.55

Tabla 3.15 Valores de Fa

Sitio	Aceleración espectral de periodo corto				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

NOTA: Valores intermedios se interpolan

Tabla 3.16 Valores de Fv

Sitio	Aceleración espectral de periodo de 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	2.40
F	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

NOTA: Valores intermedios se interpolan

Tipo A: Roca dura, con una velocidad promedio de ondas de corte, $v_s > 1500$ m/s.

Tipo B: Roca cuya velocidad promedio de ondas de corte esta entre, $760 \text{ m/s} < v_s < 1500 \text{ m/s}$.

Tipo C: Suelos muy densos o rocas suaves, $365 \text{ m/s} < v_s < 760 \text{ m/s}$. O número de golpes $N > 50$.

Tipo D: Suelo rígido, $180 \text{ m/s} < v_s < 365 \text{ m/s}$. O $15 < N < 50$ golpes.

Tipo E: Cualquier perfil con más de 3m de arcilla suave con un $IP > 20$ o contenidos de agua $w > 40\%$ o $v_s < 180 \text{ m/s}$.

Tipo F: Suelos orgánicos, arcillas expansivas o suelos con posibles vulnerabilidades a la licuefacción. Estos suelos requieren evaluaciones específicas del sitio.

Espectro respuesta horizontal

El espectro representa la gráfica aceleración espectral, S_a , versus periodo, T .

$$S_a = S_{XS} \left[\left(\frac{5}{B_1} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] \xrightarrow{\text{PARA}} 0 < T < T_o$$

$$S_a = S_{XS}/B_1 \xrightarrow{\text{PARA}} T_o \leq T \leq T_S$$

$$S_a = S_{X1}/(B_1 T) \xrightarrow{\text{PARA}} T > T_S$$

$$T_S = S_{X1}/S_{XS}$$

$$T_o = 0.2T_S$$

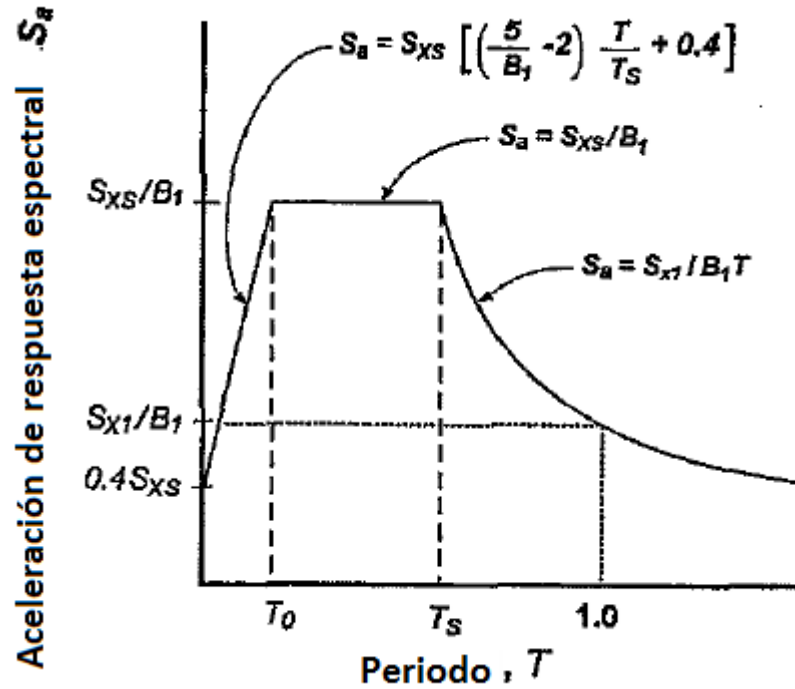
$$B_1 = 4/[5.6 - \ln(100\beta)]$$

Ec 3.56

Donde β es el radio de amortiguamiento viscoso efectivo. Se usara un amortiguamiento de 5% excepto para:

- Estructuras sin recubrimiento exterior, β del 2% será asumido ($\beta=0.02$).
- Estructuras con diafragmas de madera, particiones internas y paredes cruzadas que conecten los pisos con un espaciamiento máximo de 12m, $\beta=0.10$.
- Estructuras con sistemas de aislación, β se calculara.

Figura 3.34 Espectro respuesta horizontal general.



Espectro vertical

Cuando se requiera usar el espectro respuesta vertical, este será desarrollado tomando 2/3 de los valores obtenidos para el espectro respuesta horizontal.

Nivel de Sismicidad

Nivel de Sismicidad	S_{XS}	S_{X1}
Bajo	<0.167	<.067
Moderado	≥ 0.167	≥ 0.067
	<0.500	<0.200
Alto	≥ 0.500	≥ 0.200

De acuerdo con la tabla se definirá los niveles de sismicidad. Los valores de S_{XS} y S_{X1} deberán ser dos tercios de los valores calculados para el BS2.

Criterios de Aceptación.

La aprobación deberá ser realizada para todos los componentes. Los componentes deberán ser clasificados en primarios y secundario y las acciones deberán ser clasificadas en deformación-controlada (dúctil) o fuerza-controlada (frágil).

Componentes primarios y secundarios.

Los componentes que afecten la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en la estructura serán clasificados como primarios o secundarios, incluso si estos no son parte del sistema resistente lateral.

Primario

Son los componentes que se requiere que resistan fuerzas sísmicas de manera que la estructura alcance el nivel de desempeño deseado.

Secundario

Son los componentes que no se requiere que resistan fuerzas sísmicas de manera que la estructura alcance el nivel de desempeño deseado.

Por lo general la designación de componentes secundarios se hará cuando estos no presenten considerable resistencia o confiabilidad al sistema resistente lateral. Por ejemplo:

- Donde elementos no estructurales no contribuyan al sistema resistente lateral. i.e. Particiones de gypsum.

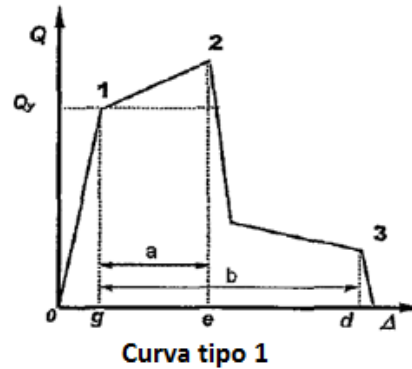
- Donde elementos estructurales no contribuyan de mayor manera al sistema resistente lateral. i.e. Una columna interior que soporte el piso, en un sistema estructural compuesto por pórticos perimetrales rígidos arriostrados o compuestos por muros de corte.
- Donde los componentes diseñados como primarios, van a ser deformados más allá del punto donde se los considere confiables para resistir carga lateral. i.e. Vigas de acople, siempre y cuando el daño de dichos elementos no resulte en pérdida de resistencia a cargas gravitacionales.

En cualquier caso, se deberá siempre chequear que las cargas gravitacionales sean sustentables por la estructura sin importar la clasificación de los componentes.

Acciones controladas por deformación y acciones controladas por fuerza.

Todas las acciones serán clasificadas usando las curvas fuerza-deformación para los componentes.

Curva tipo 1



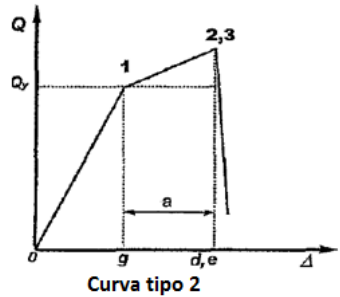
La curva tipo 1 representa un comportamiento dúctil. Donde existe un rango elástico que va de 0 a 1, seguido por un rango plástico que va de 1 a 3 con una resistencia residual en el punto 3.

El rango plástico está compuesto de una zona donde existe endurecimiento por deformación que va de 1 a 2 y una zona donde se genera degradación de la resistencia que va de 2 a 3.

Los componentes primarios que tengan este comportamiento serán clasificados como controlados por deformación cuando $e > 2g$ en la zona de endurecimiento por deformación. En el caso de componentes secundarios que exhiban este comportamiento, serán designados controlados por deformación para cualquier radio de e/g .

Los criterios de aceptación para este tipo de comportamiento estarán comprendidos entre 0-2.

Curva tipo 2

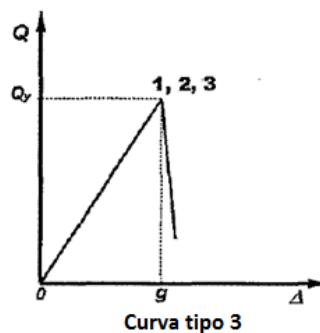


La curva tipo 2 representa un comportamiento dúctil. Donde existe un rango elástico que va de 0 a 1, y un rango plástico que va de 1 a 2, seguido de una zona donde existe pérdida de resistencia y de la capacidad para resistir cargas gravitacionales.

Los componentes primarios y secundarios que exhiban este comportamiento serán clasificados como controlados por deformación si $e > 2g$ en la zona de endurecimiento por deformación.

Los criterios de aceptación para este tipo de comportamiento estarán comprendidos entre 0-2.

Curva tipo 3



La curva tipo 3 representa un comportamiento frágil o no dúctil. Donde hay un rango elástico que va de 0 a 1, seguido de una zona donde existe pérdida de resistencia y una pérdida de la capacidad resistir cargas gravitacionales.

Los elementos primarios o secundarios que exhiban este comportamiento serán designados controlados por fuerza.

Los criterios de aceptación para este tipo de comportamiento estarán comprendidos entre 0-1, siendo siempre elásticos.

La siguiente tabla provee ejemplos típicos de la clasificación de estas acciones en estructuras.

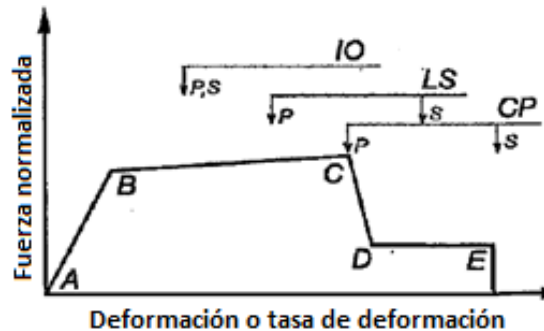
Tabla C2-1. Ejemplos de posibles acciones controladas por fuerzas y deformaciones

Componente	Acción controlada por deformación	Acción controlada por fuerza
Pórticos a Momento		
• Vigas	Momento (M)	Corte (V)
• Columnas	—	Carga Axial (P), V
• Juntas	—	V ¹
Muros de Corte	M, V	P
Pórticos arriostrados		
• Arriostramientos	P	—
• Vigas	—	P
• Columnas	—	P
	V	P, M
Conecciones	P, V, M ²	P, V, M
Diafragmas	M, V ³	P, V, M

1En construcciones con pórticos a momento de acero, el corte puede ser una acción controlada por deformación

2Para ciertas conexiones de acero y madera el corte y momento axial pueden ser acciones controladas por deformación

3Si el diafragma soporta carga lateral de elementos verticales de resistencia sísmica sobre el nivel de dicho diafragma, M y V serán considerados controlados por fuerza.



La clasificación de las acciones no depende del diseñador.

Resistencia esperada y de límite inferior

En las curvas 1,2 y 3, Q_y representa la resistencia a la fluencia del componente.

Cuando se evalúan acciones controladas por deformación, la resistencia esperada Q_{CE} , deberá ser usada.

Q_{CE} es definido como el valor medio de la resistencia del componente para el nivel de deformación anticipado de una población de componentes similares. Incluyendo la variabilidad del material, el endurecimiento por deformación y el desarrollo de la sección plástica.

Cuando se evalúa el comportamiento de acciones controladas por fuerza, se deberá usar un estimado del límite inferior de la resistencia del componente, Q_{CL} .

Propiedades de los materiales

Las propiedades esperadas de los materiales deberán ser basadas en valores medios de los materiales evaluados.

Las propiedades para los límites inferiores serán basadas en los valores medios de los materiales ensayados menos una desviación estándar.

Las propiedades nominales o las especificadas en los documentos de construcción, pueden ser tomadas como límite inferior. Las propiedades esperadas serán calculadas multiplicando las propiedades del límite inferior por un factor de acuerdo a lo establecido por la norma.

Capacidad de los componentes

Procedimientos no lineales

Las capacidades para las acciones controladas por deformación serán tomadas como límites permisibles de deformación inelástica. Las capacidades para las acciones controladas por fuerza, serán definidas usando la resistencia con el límite inferior, Q_{CL} .

Tabla 2-3. Cálculo de capacidad de acción de componentes - Procedimientos No lineales

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Capacidad de deformación (Componentes existentes)	$\kappa \cdot$ Deformación Límite	N/A
Capacidad de deformación (Componentes nuevos)	Deformación Límite	N/A
Capacidad de fuerza (componentes existentes)	N/A	$\kappa \cdot Q_{\alpha}$
Capacidad de fuerza (componentes nuevos)	N/A	Q_{α}

Requerimientos generales de análisis

Modelos matemáticos

La estructura será modelada, analizada y evaluada como un conjunto de componentes tridimensionales. Se puede usar modelos bidimensionales si la estructura cumple con una de las siguientes condiciones:

- El edificio tiene diafragmas rígidos y los efectos de la torsión horizontal no superan los límites establecidos en esta norma.
- El edificio tiene diafragmas flexibles, como se define en esta norma.

Si se usan modelos bidimensionales, la naturaleza tridimensional de los componentes deberá ser considerada al momento de calcular la resistencia y rigidez.

Si el edificio tiene offsets fuera del plano en los elementos verticales del sistema resistente lateral, el modelo deberá representar dichos offsets de manera explícita para determinar las demandas del diafragma.

Para modelar la rigidez de los componentes estructurales se usaran los requisitos de esta norma en función del tipo de material.

En procedimientos no-lineales, la conexión deberá ser modelada si esta es más débil o tiene menor ductilidad que los componentes conectados o si la flexibilidad de la conexión resulta en una variación de más del 10% en las fuerzas y deformaciones.

Torsión horizontal

La torsión no requiere ser considerada en edificios con diafragmas flexibles

Momento torsional total

Consiste en la suma del momento torsional y el momento torsional accidental:

- El momento torsional será calculado multiplicando la fuerza cortante del piso por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, medida perpendicularmente a la dirección de la fuerza aplicada. El centro de masas deberá estar basado en todos los pisos sobre el nivel en consideración. El centro de rigidez deberá tomar en cuenta los elementos verticales.
- La torsión accidental en el piso será calculada multiplicando la fuerza cortante del piso por un 5% de la dimensión horizontal del piso medida perpendicular a la fuerza aplicada.

Consideración de efectos torsionales

- El incremento de fuerzas y desplazamientos productos de la torsión deberá ser calculado para todos los edificios.
- El multiplicador de desplazamientos, η , en cada piso será calculado como el radio del máximo desplazamiento en cualquier punto del diafragma de piso dividido para el promedio de los desplazamientos. Los desplazamientos serán calculados para las fuerzas aplicadas.
- El incremento de fuerzas y desplazamientos producto de la torsión accidental deberá ser considerado; al menos que el momento generado por la torsión accidental sea menor que el 25% del momento torsor, o el multiplicador de desplazamientos, η , producto de

la fuerza aplicada y la torsión accidental sea inferior a 1.1 en todos los pisos.

- Si η supera 1.5, modelos bidimensionales no están permitidos.
- Los efectos de la torsión accidental no deberán ser usados para reducir fuerzas o deformaciones en los componentes.

Componentes primarios y secundarios

Los componentes primarios y secundarios deberán ser evaluados para fuerzas y desplazamientos inducidos por el sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales.

Los modelos matemáticos usados en análisis lineales deberán incluir la rigidez y resistencia de solo los elementos principales. Si la rigidez lateral total de los componentes secundarios en el edificio excede un 25% de la rigidez lateral de los componentes primarios, algunos de los componentes secundarios deberán ser recalificados como primarios para reducir a menos de 25% la rigidez. Si la incorporación de un componente secundario general aumento de fuerzas y deformaciones en los componentes primarios, este deberá ser recalificado como primario.

Modelos matemáticos usados para análisis no lineal deberán incluir la resistencia y rigidez de los componentes primarios y secundarios. La resistencia y degradación de los componentes deberá ser modelada explícitamente.

Los componentes no-estructurales deberán ser clasificados como componentes estructurales y deberán ser incluidos en el modelo matemático si la rigidez lateral excede 10% de la rigidez lateral del piso.

Los componentes no deben ser electivamente seleccionados para cambiar la configuración de irregular a regular.

Suposiciones de resistencia y rigidez

Estas propiedades deberán ser realizadas en función del material en consideración.

Modelación de la cimentación

El sistema de cimentación deberá ser modelado considerando las restricciones provistas en la base de la estructura. Suposiciones rígidas o flexibles estarán permitidas de acuerdo con los requisitos para interacción suelo estructura.

Interacción suelo- estructura (SSI).

Los efectos de la interacción suelo-estructura deberán ser evaluados cuando el incremento del periodo fundamental de la estructura resulte en incremento de las aceleraciones espectrales; de no ser este el caso esta interacción puede ser ignorada.

La interacción entre la estructura y el suelo de soporte, consiste en lo siguiente:

- Flexibilidad de la cimentación

- Efectos cinemáticos: la filtración de los movimientos de la tierra transmitidos a la estructura basada en la geometría y propiedades de la cimentación.
- Los efectos de amortiguamiento de la cimentación: disipación de energía a través de radiación y amortiguamiento histérico del suelo.

SSI puede modificar las demandas sísmicas en el edificio. Puede reducir la aceleración espectral y las fuerzas laterales, pero puede incrementar los desplazamientos laterales y las fuerzas en los elementos secundarios debido a los efectos P- Δ . La reducción de la demanda sísmica debido al modelamiento explícito de la flexibilidad de la cimentación, el amortiguamiento y los efectos cinemáticos pueden ser significantes, y deben ser usados cuando sea aplicable. Donde los efectos de la SSI no requieren ser evaluados, el uso de estos 3 efectos individualmente o combinados es permitido.

Para los raros casos (como near-field o soft soils) donde el incremento del periodo debido a SSI aumenta las aceleraciones espectrales, los efectos de SSI en la respuesta estructural deben ser evaluados.

Configuración estructural

Las irregularidades de la estructura deberán estar basadas en la planta y elevación del edificio rehabilitado. La irregularidad deberá ser determinada tanto con y sin la contribución de los componentes secundarios.

Diafragmas

Los diafragmas deberán ser clasificados como rígidos, semirrígidos o flexibles. En el caso de ser diafragmas rígidos, estos deberán considerar la torsión en planta y ser modelados como un elemento considerando la rigidez en plano.

Efectos P-Δ

Los efectos P-Δ deberán estar considerados en procedimientos lineales y no-lineales.

Para procedimientos no lineales, los efectos P-Δ estáticos deberán estar incorporados en el análisis mediante la incorporación al modelo matemático la relación no lineal fuerza-desplazamiento de todos los componentes sujetos a cargas axiales.

Los efectos P-Δ estáticos son causados por cargas gravitacionales actuando a lo largo de la estructura deformada, lo cual resulta en un incremento del desplazamiento lateral.

Los efectos P-Δ dinámicos son causados por la rigidez post-fluencia negativa la cual incrementa la deriva de pisos y el desplazamiento objetivo. El grado con el cual los efectos P-Δ dinámicos incrementan los desplazamientos depende de:

- La relación de la rigidez negativa post-fluencia a la rigidez elástica efectiva.
- El periodo fundamental de la estructura.
- La relación de resistencia, R.

- Las relaciones histeréticas fuerza-deformación para cada piso.
- Las características de la frecuencia del movimiento del suelo.
- La duración del movimiento fuerte del suelo.

Debido al gran número de parámetros involucrados es difícil capturar los efectos dinámicos dentro de un análisis estático; para NSP la inestabilidad dinámica es medida mediante la relación de resistencia, R . Para NDP estos efectos son capturados explícitamente.

Efectos sísmicos multidireccionales

Las estructuras deberán ser diseñadas para movimientos sísmicos en cualquier dirección. Se considerara que los efectos sísmicos multidireccionales actúan de manera concurrente cuando:

- El edificio tiene irregularidades definidas según esta norma.
- La estructura tiene una o más columnas que son parte de dos o más pórticos que se intersecan.

Todas las demás estructuras podrán ser diseñadas para fuerzas no concurrentes en las direcciones principales de la estructura.

Efectos sísmicos concurrentes

Cuando estos efectos tienen que ser considerados, se deberá establecer ejes ortogonales X y Y para la estructura. Los componentes estructurales deberán ser diseñados para combinaciones de fuerzas y desplazamientos obtenidos de análisis individuales realizados para las direcciones X y Y de la siguiente forma:

- Cuando se usen procedimientos no lineales, los elementos y los componentes de la estructura deberán ser diseñados para:
 - Fuerzas y desplazamientos asociados con 100% del desplazamiento de diseño en la dirección X más la fuerzas (no los desplazamientos) asociados con 30% del desplazamiento de diseño en la dirección Y.
 - Fuerzas y desplazamientos asociados con 100% del desplazamiento de diseño en la dirección Y más la fuerzas (no los desplazamientos) asociados con 30% del desplazamiento de diseño en la dirección X.

Fuerzas gravitacionales de los componentes para las combinaciones de carga

Las acciones, Q_G , producto de fuerzas gravitacionales deberán ser consideradas para la combinación con las acciones producto de cargas sísmicas.

Cuando los efectos de cargas gravitacionales y sísmicas sean aditivos, las acciones de la carga gravitacional de diseño serán usando:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

Ec 3.57

Dónde:

Q_D =acción producto de las cargas muertas de diseño.

Q_L =acción producto de las cargas vivas de diseño, igual a 25% de la carga viva no reducida pero no menos que la actual live load.

Cuando los efectos de cargas gravitacionales y sísmicas no sean aditivos, las acciones de la carga gravitacional de diseño serán usando:

$$Q_G = 0.90(Q_D)$$

Ec 3.58

Verificación de suposiciones de diseño

Todos los componentes deberán ser verificados para comprobar que los sitios donde se asumió que iba a existir deformaciones inelásticas durante el análisis sean consistentes con los requisitos de resistencia y rigidez a lo largo de la longitud del componente. Todos los componentes también deberán ser evaluados para determinar la resistencia gravitacional residual post-sismo mediante un análisis racional.

Procedimiento estático no lineal (NSP)

Este procedimiento incorpora directamente las características fuerza/deformación no lineales de los componentes individuales de la estructura. Se somete al modelo a incrementos de carga lateral monotonía que representan las fuerzas inerciales inducidas durante un sismo hasta que un desplazamiento objetivo es alcanzado.

El desplazamiento objetivo tiene el fin de representar el máximo desplazamiento que puede llegar a generarse durante el sismo de diseño.

Ya que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la inelasticidad de los materiales, las fuerzas internas calculadas van a ser una aproximación razonable de aquellas esperadas durante el sismo de diseño.

Modelos y consideraciones del análisis

La relación entre el cortante basal y los desplazamientos laterales del nudo de control, debe estar en el rango de 0 a 150% el desplazamiento objetivo, δ_t . La idea de investigar el comportamiento de la estructura $1.5 \delta_t$ es con el fin de identificar posibles fallas repentinas o pérdida de estabilidad de la estructura si el sismo de diseño es superado.

Las cargas gravitacionales deben estar incluidas en el modelo matemático para ser combinadas con las cargas laterales. Las cargas laterales deberán ser aplicadas tanto en el sentido positivo como el negativo, los máximos efectos serán utilizados.

El modelo analítico deberá estar discretizado para representar la respuesta fuerza/deformación de cada componente a lo largo de su longitud, con el fin de identificar sitios de acción inelástica.

Se deben incluir en el modelo tanto componentes primarios como secundarios. El comportamiento fuerza/desplazamiento de todos los componentes debe ser incluido en el modelo usando curvas “backbone”, que incluyan la degradación de la resistencia y la posible resistencia residual.

Desplazamiento del nudo de control

Este deberá estar localizado en el techo de la estructura y ubicado en el centro de masas. Para estructuras con pent-house, el piso del pent-house será considerado como el nivel del nudo de control.

Distribución de cargas laterales

Las fuerzas laterales deberán ser aplicadas al modelo matemático en proporción a la distribución de fuerzas inerciales en el plano del diafragma del piso. La distribución vertical de estas fuerzas deberá ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración.

La distribución de las fuerzas laterales inerciales determinan las magnitudes relativas de las fuerzas y desplazamientos de la estructura. La distribución real de estas fuerzas se espera que varíe continuamente durante el sismo a medida que la estructura vaya entrando en fluencia y la rigidez cambie. Los extremos de esta distribución dependerán de la magnitud del sismo y el nivel de no linealidad que alcance la estructura durante la respuesta. El uso de más de una distribución de cargas laterales ha sido usado en el pasado como un medio de limitar el rango de acciones que pueden ocurrir durante la respuesta dinámica. Investigaciones recientes (FEMA 440) indican que el uso de múltiples distribuciones laterales hace poco para incrementar la precisión de los procedimientos estáticos no lineales, y que una sola distribución basada en la forma del primer modo es recomendable.

Curva idealizada fuerza-desplazamiento

La curva no lineal cortante basal/desplazamiento del nudo de control deberá ser reemplazada con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia efectiva de fluencia, V_y . Como se muestra en el dibujo:

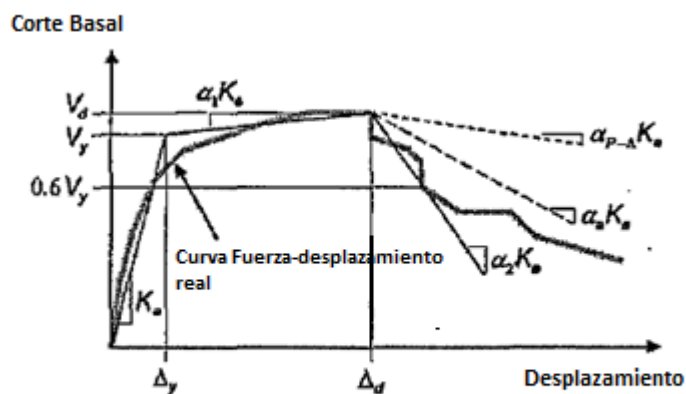


FIGURA 3-1. Curvas idealizadas Fuerza-desplazamiento

El primer segmento deberá partir del origen y tener una pendiente igual a la rigidez efectiva, K_e . La rigidez efectiva será tomada como la rigidez secante calculada para un cortante basal igual al 60% de la resistencia efectiva de fluencia, V_y . La resistencia efectiva de fluencia no deberá ser mayor que el máximo valor del cortante basal en cualquier punto de la curva.

El segundo segmento representa la pendiente positiva post-fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto $[V_d ; \Delta_d]$ y la intersección con el primer segmento de tal manera que las áreas sobre y debajo de la curva se encuentre balanceadas. El punto $[V_d ; \Delta_d]$ deberá ser el punto de la curva para el desplazamiento objetivo, o en el desplazamiento correspondiente al máximo valor del cortante basal; el que sea menor.

El tercer segmento deberá representar la rigidez negativa ($\alpha 2K_e$), determinada por el punto $[V_d ; \Delta_d]$ y el punto donde el cortante basal se degrade a un 60% de la resistencia efectiva de fluencia.

Determinación del periodo

El periodo fundamental efectivo en la dirección bajo consideración, deberá estar basado en la curva fuerza/desplazamiento idealizada. Se lo calcula usando:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Ec 3.59

Dónde:

T_i = periodo fundamental elástico en la dirección bajo consideración, calculado usando análisis dinámico elástico.

K_i = rigidez lateral elástica de la estructura en la dirección bajo consideración.

K_e = rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección bajo consideración.

Determinación de fuerzas y desplazamientos

Para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel, el desplazamiento objetivo, δ_t , deberá ser calculado con la ecuación de desplazamiento objetivo.

Para edificios con diafragmas no-rígidos, se deberá modelar la flexibilidad del diafragma y el desplazamiento objetivo será calculado al igual que para diafragmas rígidos con la diferencia que este deberá ser amplificado por la relación del máximo desplazamiento en el diafragma y el desplazamiento del centro de masas (δ_{MAX}/δ_{CM}). Estos desplazamientos deberán estar basados en un análisis modal espectral de un modelo 3D.

Alternativamente para edificios con diafragmas flexibles, el desplazamiento objetivo deberá ser calculado para cada línea vertical del pórtico. El desplazamiento objetivo para la línea individual del pórtico deberá ser igual al especificado para edificios con diafragmas rígidos, con la excepción que las masas serán asignadas a cada línea en proporción a las áreas tributarias.

Las fuerzas y desplazamientos correspondientes al nudo de control para el desplazamiento objetivo, deberán estar de acuerdo con los criterios de aceptación presentados en esta norma.

Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo será calculado con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Ec 3.60

Dónde:

C_0 = factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOF equivalente al desplazamiento en el tope del edificio (MDOF) calculado usando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor del primer modo de participación modal multiplicado por la ordenada del forma del primer modo en el nudo de control.
- El factor de participación de masas calculado usando un vector de forma correspondiente a la forma deformada del edificio para el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nudo de control.
- El valor de la tabla 3.2

Tabla 3.17. Valores para C_0

Numero de pisos	<i>Shear Buildings</i>		<i>Otros</i>
	Patron de carga triangular. (1.1, 1.2, 1.3)	Patron de carga uniforme. (2.1)	Cualquier patron de carga.
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.20
3	1.20	1.20	1.30
5	1.30	1.20	1.40
10+	1.30	1.20	1.50

Se usara interpolación lineal para los valores intermedios.

Se define como shear buildings, a aquellos en los cuales para todos los pisos, la deriva de piso se reduce con el incremento de altura

C_1 = factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados, a los desplazamientos calculados para la respuesta lineal elástica. Para periodos menores a 0.20, C_1 no debe ser mayor que el valor a $T=0.20$ s. Para periodos mayores a 1s, $C_1=1.0$

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2}$$

Ec 3.61

Dónde:

a = factor del sitio

= 130 Clase A o B

= 96 Clase C

= 60 Clase D, E o F

T_e = periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración, en segundos.

T_s = periodo característico del espectro respuesta, definido como el periodo asociado con la transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

R = radio de demanda elástica de resistencia a Resistencia de fluencia calculado de acuerdo a la siguiente ecuación. El uso de NSP no está permitido cuando R excede R_{MAX} .

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Ec 3.62

Dónde:

V_y = resistencia de fluencia calculada usando los resultados del NSP para la curva no-lineal idealizada fuerza-desplazamiento.

S_a = aceleración espectral en el periodo fundamental efectivo y radio de amortiguamiento en la dirección bajo consideración.

W = peso sísmico efectivo.

C_m = factor de masa efectiva.

C_2 = factor de modificación que representa el efecto de las formas histeréticas achatadas, degradación de rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la máxima respuesta. Para periodos mayores a 0.7s, $C_2=1$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2$$

Ec 3.63

Dónde:

g = aceleración de la gravedad.

Para estructuras con rigidez post-fluencia negativa, R_{MAX} será calculado usando:

$$R_{MAX} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Dónde:

Δ_d =el menor entre el desplazamiento objetivo o el desplazamiento producto del máximo valor del cortante basal.

Δ_y =el desplazamiento para la resistencia de fluencia efectiva.

$h=1+0.15 \ln(T_e)$

α_e =pendiente negativa efectiva post-fluencia definida mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

Dónde:

α_2 =pendiente negativa post-fluencia. Esta incluye efectos P- Δ , degradación dentro del ciclo, y degradación cíclica.

$\alpha_{P-\Delta}$ =Radio de pendiente negativa producto de los efectos P- Δ .

λ =factor por efectos de proximidad al sitio. $\lambda=0.80$ si $S_1 \geq 0.60$ (MCE) y $\lambda=0.20$ si $S_1 < 0.60$.

Criterios de aceptación para procedimientos no lineales

Acciones controladas por deformación

Las máximas demandas de deformación calculadas para el desplazamiento objetivo de los componentes primarios y secundarios deberán ser menores a la capacidad de deformación esperada.

Las demandas de los componentes primarios y secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación para el nivel de desempeño estructural elegido.

Acciones controladas por fuerza

Los componentes primarios y secundarios deberán tener las resistencias del límite inferior no menos que la máxima fuerza de diseño.

3.3.1 ACERO

Propiedades de los materiales

Las siguientes propiedades mecánicas de los materiales y componentes de acero deberán ser obtenidas usando los planos y documentos disponibles de construcción:

1. Resistencia a la fluencia y a la tracción del material base.
2. Resistencia a la fluencia y a la tracción del material de las conexiones.
3. El carbono equivalente del material base y de las conexiones

Los componentes estructurales de acero deberán ser clasificados basados en su clasificación ASTM según la siguiente tabla

Resistencia del límite inferior de los materiales				
<i>Año</i>	<i>Especificación</i>	<i>Tipo de Acero</i>	<i>Resistencia a la Tracción</i>	<i>Resistencia a la Fluencia</i>
<i>1961 - Presente</i>	<i>ASTM A572/A572M-0.4, Grado 50</i>	<i>Acero Estructural</i>		
	<i>Grupo 1</i>		65 ksi	50 ksi
	<i>Grupo 2</i>		66 ksi	50 ksi
	<i>Grupo 3</i>		68 ksi	51 ksi
	<i>Grupo 4</i>		72 ksi	50 ksi
	<i>Grupo 5</i>	77 ksi	50 ksi	
<i>1990 - Presente</i>	<i>ASTM A36/A36M-0.4</i>	<i>Acero Estructural</i>		
	<i>Grupo 1</i>		66 ksi	49 ksi
	<i>Grupo 2</i>		67 ksi	50 ksi
	<i>Grupo 3</i>		70 ksi	52 ksi
	<i>Grupo 4</i>	70 ksi	49 ksi	
<i>1998 - Presente</i>	<i>ASTM A992/A992M-0.4</i>	<i>Acero Estructural</i>	65 ksi	50 ksi

ASCE/SEI 41-06 Tabla 5-2

Propiedades nominales

Las propiedades nominales de los materiales especificadas tanto en el AISC o en los documentos y planos de construcción deberán ser tomadas como la resistencia del límite inferior. La resistencia esperada deberá ser calculada multiplicando la resistencia del límite inferior por un coeficiente tomado de la siguiente tabla.

Factores para transformar la resistencia del límite inferior a la resistencia esperada			
<i>Resistencia</i>	<i>Año</i>	<i>Especificación</i>	<i>Factor</i>
Tracción	1961 - Presente	ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 1	1.10
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 2	1.10
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 3	1.05
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 4	1.05
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 5	1.05
	1990 - Presente	ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 1	1.05
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 2	1.05
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 3	1.05
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 4	1.05
1998 - Presente	ASTM A992/A992M-0.4	1.10	
Fluencia	1961 - Presente	ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 1	1.10
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 2	1.10
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 3	1.05
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 4	1.10
		ASTM A572/A572M-0.4, Grupo 5	1.05
	1990 - Presente	ASTM A36/A36M-0.4, Placas	1.10
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 1	1.1
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 2	1.05
		ASTM A36/A36M-0.4, Grupo 3	1.05
1998 - Presente	ASTM A992/A992M-0.4	1.10	
Tracción	Todos	No especificado	1.10
Fluencia	Todos	No especificado	1.10

ASCE/SEI 41-06 Tabla 5-3

La resistencia esperada de los materiales deberá ser usada para elementos controlados por deformación, mientras que la resistencia del límite inferior debería ser usada para elementos controlados por fuerza.

Acciones controladas por deformación

Las propiedades de diseño para las acciones controladas por deformación (Q_{CE}) serán tomadas como la resistencia esperada obtenida experimentalmente o calculadas usando principios mecánicos aceptados; los procedimientos descritos en *“Load And Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (AISC)”* podrán ser usados en el cálculo de la resistencia de diseño, siempre y cuando el factor de reducción de resistencia Φ sea igual a uno.

Acciones controladas por Fuerza

Las propiedades de diseño para las acciones controladas por deformación (Q_{CL}) serán tomadas como la resistencia del límite inferior obtenida experimentalmente o calculadas usando principios mecánicos aceptados; los procedimientos descritos en *“Load And Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (AISC)”* podrán ser usados en el cálculo de la resistencia de diseño, siempre y cuando el factor de reducción de resistencia Φ sea igual a uno.

Anclaje al concreto

La resistencia de la placa base de las columnas será tomada como la menor resistencia calculada de los siguientes estados límites:

- Resistencia esperada en soldas y pernos
- Esfuerzo esperado de aplastamiento en el concreto
- Resistencia esperada a la fluencia en la placa base

La resistencia de la conexión entre los pernos de anclaje, placa base y columna será tomada como la menor resistencia calculada de los siguientes estados límites:

- Resistencia al corte o fluencia de los pernos de anclaje
- Perdida de adherencia entre los pernos de anclaje y el concreto
- Falla del concreto

La resistencia de los pernos de anclaje para cada tipo de falla, o estado límite deberá ser calculada mediante el ACI 318, usando el factor de reducción de resistencia Φ igual a uno. Los estados límites controlados por

la falla de los pernos de anclaje serán considerados como acciones dominadas por fuerza.

Pórticos de Acero Resistentes a Momento

Los Pórticos de Acero Resistentes a Momento son aquellos pórticos que desarrollan su resistencia a las cargas laterales mediante la flexión de vigas, columnas y conexiones viga-columna a momento; las conexiones viga-columna a momento son aquellas que son capaces de resistir momento en el nudo entre las viga y columna, así como también de resistir el corte en la zona de panel de la columna.

El comportamiento de los pórticos de acero resistentes a momento generalmente depende de la configuración y detallamiento de las conexiones. La siguiente tabla describe los tipos de conexiones que poseen criterios de aceptación.

<i>Tipos de conexión para pórticos resistentes a momento</i>		
<i>Conexión</i>	<i>Descripción</i>	<i>Tipo</i>
Welded Unreinforced Flange (WUF)	Soldadura de penetración completa de las alas entre la viga y columna, alma apernada o soldada, diseñada Pre-Northridge	FR
Bottom Haunch in WUF with Slab	Pie de apoyo soldado a la conexión WUF, con losa compuesta	FR
Bottom Haunch in WUF without Slab	Pie de apoyo soldado a la conexión WUF, sin losa compuesta	FR
Welded Cover Plate in WUF	Placas de cobertura soldadas a la conexión WUF	FR
Improved WUF - Bolted Web	Soldadura de penetración completa entre la viga y las alas de la columna, alma apernada	FR
Improved WUF - Welded Web	Soldadura de penetración completa entre la viga y las alas de la columna, alma soldada	FR
Free Flange	El alma es cortada en los extremos de la viga para separar las alas, placa soldada resiste corte y flexión	FR
Welded Flange Plates	Placa soldada a las alas y columnas mediante penetración completa, y soldadura de fileta en el alma de la viga	FR
Reduced Beam Section	Conexión en la cual el área neta de la viga es reducida con el objetivo de forzar la rótula fuera de la columna	FR
Welded Bottom Haunch	Pie de apoyo solo en el ala inferior de la viga	FR
Welded Top and Bottom Haunches	Pie de apoyo en el ala superior e inferior de la viga	FR
Welded Cover - Plated Flanges	Tanto las alas de la viga como las placas de cobertura son soldadas a las alas de la columna	FR
Top and Bottom Clip Angles	Angulos apernados al ala de la viga y columna	PR
Double Split Tee	Perfiles T apernados al ala de la viga y columna	PR
Composite Top and Clip Angle Bottom	Angulos apernados al ala de la viga y columna, con losa compuesta	PR
Bolted Flange Plates	Placa de ala con soldadura de penetración completa en la columna y apernada al ala de la viga	PR
Bolted End Plate	Placa de fondo rigidizada o no, soldada a la viga y apernada al ala de la columna	PR
Shear Connection with Slab	Conexión a corte simple, con losa compuesta	PR
Shear Connection without Slab	Conexión a corte simple, sin losa compuesta	PR

ASCE/SEI 41-06 Tabla 5-4

Las conexiones entre elementos deberán ser calificadas como totalmente restringidas (FR), o como parcialmente restringidas (PR), en base a la resistencia y rigidez del grupo de componentes de la conexión

Pórticos Resistentes a Momento con conexiones restringidas a rotación (FR)

Estos pórticos son aquellos con conexiones totalmente restringidas (FR) en la tabla anterior. Los pórticos resistentes a momento que no tengan ninguna de las conexiones mencionadas en la tabla, podrán ser tomados como FR si

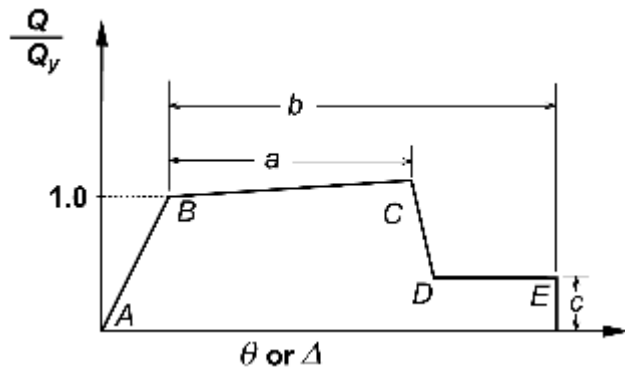
la deformación en el nudo (sin incluir la deformación del panel) no contribuye en más del 10% al total de la deflexión lateral del pórtico, y que la conexión sea al menos igual de fuerte que el elemento más débil de los elementos que están siendo unidos.

Rigidez

Al usar el NSP los siguientes criterios deberán ser usados:

1. La rigidez de los elementos de acero elásticos (vigas y columnas) deberá ser basada en principios de la mecánica estructural y serán las especificadas en el AISC.
2. La plastificación será representada mediante una relación momento curvatura no lineal, y por las relaciones para vigas y columnas derivadas de análisis experimentales.
3. El comportamiento lineal y no lineal de los paneles deberá ser incluido en el modelo matemático a no ser cuando la resistencia a corte esperada en el panel exceda la resistencia a flexión de la viga en el nudo, y cuando la rigidez del panel sea al menos diez veces mayor que la rigidez a flexión de la viga.

De acuerdo a relaciones derivadas de análisis experimentales la curva generalizada fuerza – deformación mostrada en la figura a continuación, deberá ser usada para los componentes de acero de pórticos resistentes a momento.



Curva generalizada fuerza – deformación (ASCE/SEI 41-06)

Esta curva se podrá modificar para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación de los componentes de la siguiente manera:

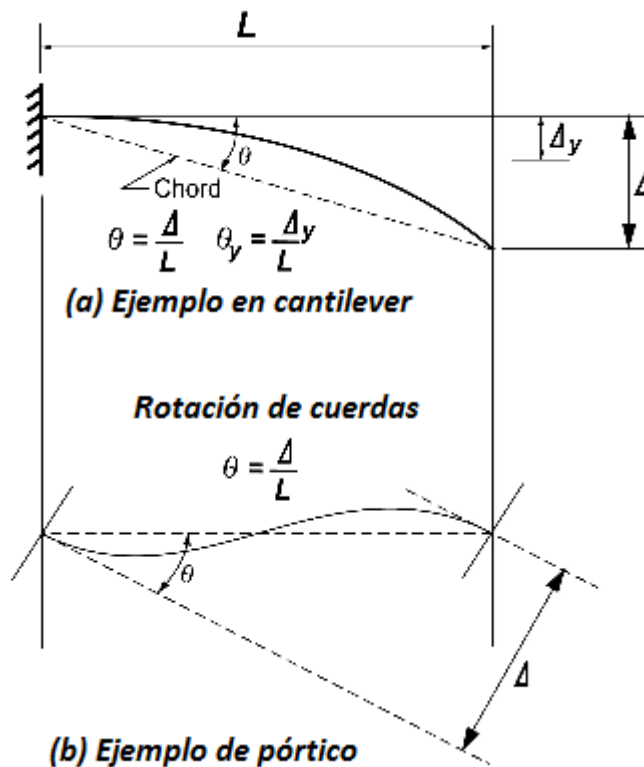
- a. Se permitirá una pendiente producto del endurecimiento por deformación del 3% de la pendiente elástica para vigas y columnas
- b. En donde se produzca la fluencia del panel, se permitirá una pendiente producto del endurecimiento por deformación del 6%.

Los parámetros Q y Q_{CE} en la figura# son la carga del componente y la resistencia esperada del componente respectivamente. Para vigas y columnas Θ es la rotación total elástica y plástica de la viga o columna, Θ_y es la rotación a la fluencia, Δ es el desplazamiento elástico y plástico total, y Δ_y es el desplazamiento a la fluencia.

Para zonas de los paneles Θ_y es la deformación angular por corte, medida en radianes.

La siguiente figura define la rotación de cuerda para vigas. La rotación de la cuerda deberá ser calculada añadiendo la rotación a la fluencia Θ_y a la rotación plástica, o tomada igual a la deriva de piso.

Las siguientes ecuaciones podrán ser usadas para calcular Θ_y , cuando es anticipado que el punto de contraflexión ocurra en la mitad de la viga o columna.



Vigas: $\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$

Columnas: $\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right)$

Para acciones controladas por flexión en vigas y columnas Q_{CE} se refiere a la capacidad plástica a momento, que será calculada usando las siguientes ecuaciones:

Vigas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye}$$

Columnas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye}$$

Para zonas de paneles Q_{CE} se refiere a la capacidad a corte plástico del panel calculado usando la siguiente ecuación:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_{ct_p}$$

Donde:

d_c = Profundidad de la columna.

E = Módulo de Elasticidad.

F_{ye} = Resistencia a la fluencia esperada del material.

I = Momento de Inercia.

l_b = Longitud de la viga.

l_c = Longitud de la columna.

M_{CE} = Resistencia a la flexión esperada.

P = Fuerza axial en el componente en el desplazamiento objetivo.

P_{ye} = Fuerza axial de fluencia esperada en el componente $A_g F_{ye}$

Q = Carga generalizada del componente.

Q_{CE} = Carga generalizada esperada del componente.

t_p = Espesor total de la zona del panel (incluyendo placas).

Θ = Rotación del cordón.

Θ_y = Rotación a la fluencia.

V_{CE} = Resistencia al corte esperada.

Z = Sección del módulo plástico.

Resistencia:

1. Vigas:

La resistencia esperada a flexión Q_{CE} para elementos de acero estructural será determinada usando las ecuaciones para la resistencia de diseño M_n provistas en el AISC 341, con la excepción de que $\Phi=1$ y F_{ye} será sustituido por F_y . La resistencia esperada del componente Q_{CE} para vigas y otros miembros controlados por flexión será el menor valor de los estados límites de fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala, fluencia por corte en el alma.

Para vigas que tengan solo flexión alrededor del eje fuerte, simetría en ambos ejes, secciones compactas y que $L_b > L_p$

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{pCE} = ZF_{ye}$$

Donde:

L_b = Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección lateral.

L_p = longitud limite sin arrostramiento lateral para el estado límite de fluencia.

M_{pCE} = Capacidad a momento plástica esperada.

F_{ye} = Resistencia a la fluencia esperada del material.

Los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local de deberán ser considerados si el elemento está sujeto a flexión alrededor del eje débil.

Si la resistencia de la viga está dominada por la resistencia a corte del alma no atiesada y $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ entonces $Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}A_w$

Donde:

V_{CE} = Resistencia al corte esperada.

A_w = Área nominal del alma ($A_w = d_b t_w$).

t_w = Espesor del alma.

h = Distancia del ala en compresión hasta el ala en tensión.

F_{ye} = Resistencia a la fluencia esperada del material.

F_y = Resistencia a la fluencia especificada usada en ksi.

Si $\frac{h}{t_w} > \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ entonces V_{CE} será calculada según el AISC – 341.

2. Columnas

La resistencia del límite inferior Q_{CL} para columnas de acero sometidas a carga axial de compresión será el menor valor de los estados límites de pandeo de la columna, pandeo local del ala y pandeo local del alma. La resistencia efectiva de diseño P_{CL} será calculada según el AISC-341, tomando $\Phi=1$ y usando la resistencia del límite inferior F_{yLB} como la resistencia a la fluencia.

La resistencia axial esperada para una columna en tensión Q_{CE} , deberá ser calculada con la siguiente ecuación:

$$Q_{CE} = T_{CE} = A_c F_{ye}$$

Donde:

A_c = Área de la columna.

F_{ye} = Resistencia a la fluencia esperada de la columna.

T_{CE} = Resistencia a la tensión esperada de la columna.

Criterios de Aceptación

1. Vigas

Las acciones en vigas serán consideradas como controladas por deformación. La rotación plástica permitida será indicada en las tablas 5-6 y 5-7, donde Θ_y será calculada como:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$$

2. Columnas

La carga axial por compresión en columnas será considerada como controlada por fuerza. Siendo la resistencia a compresión del límite inferior P_{CL} calculada con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } 0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \right]$$

$$\text{Para } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2$$

$$\frac{P_{UF}}{2P_{CL}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \leq 1.0$$

Donde:

P_{UF} = Fuerza axial en el miembro.

P_{CL} = Resistencia a la compresión del límite inferior de la columna.

M_x = Momento en el miembro a lo largo de eje x.

M_y = Momento en el miembro a lo largo de eje y.

M_{CEX} = Resistencia esperada a flexión de la columna en el eje x.

M_{CEY} = Resistencia esperada a flexión de la columna en el eje y.

m_x = Valor del coeficiente m para la flexión a lo largo del eje x según la tabla 5-5.

m_y = Valor del coeficiente m para la flexión a lo largo del eje y según la tabla 5-5.

La flexión en la columna con carga axial en el desplazamiento objetivo menor que el 50% de P_{CL} será considerada como controlada por deformación, y las rotaciones plásticas máximas permitidas en columnas serán tomadas de la tabla 5-6 y 5-7 dependiendo de la carga axial presente y de la compacidad de la sección.

La flexión en la columna con carga axial en el desplazamiento objetivo mayor o igual que el 50% de P_{CL} serán tomadas como controladas por fuerza y serán calculadas con la siguiente ecuación:

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{M_{CLy}} \leq 1.0$$

Donde:

P_{UF} = Fuerza axial en el miembro.

M_{UFx} = Momento en el miembro a lo largo de eje x.

M_{UFy} = Momento en el miembro a lo largo de eje y.

M_{CLx} = Resistencia a flexión del límite inferior del miembro en el eje x.

M_{CLy} = Resistencia a flexión del límite inferior del miembro en el eje y.

3. Zona de Panel

Las las rotaciones plásticas máximas permitidas en zonas de paneles serán tomadas de la tabla 5-6 y 5-7.

4. Conexiones Viga-Columna

Las conexiones descritas en la tabla# serán consideradas como controladas por deformación y las rotaciones plásticas predichas por el análisis deberán ser comparadas con los criterios de aceptación de las tablas 5-6 y 5-7.

Los criterios de aceptación de las conexiones dependen del detallamiento de placas de continuidad, la resistencia de la zona de panel, de la relación de la luz libre con el peralte de la viga y de esbeltez de la sección de la viga. Si la conexión no cumple las siguientes cuatro condiciones, los criterios de aceptación deberán ser modificados.

- a. Si la conexión no satisface al menos una de las siguientes condiciones, la rotación plástica tabulada en las tablas 5-6 y 5-7 deberá ser multiplicada por 0.8.

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$$

o

$$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2} \text{ y placas de continuidad con } t \geq t_{bf}$$

Donde:

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

b_{bf} = Ancho del ala de la viga.

t = Espesor de la placa de continuidad.

t_{bf} = Espesor del ala de la viga

- b. Si la siguiente condición no se cumple la rotación plástica tabulada en las tablas 5-6 y 5-7 deberá ser multiplicada por 0.8.

$$0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9 \quad ; \quad \text{Donde} \quad V_y = 0.55 F_{ye(col)} d_c t_{cw} \quad y$$

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_{y(viga)}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right)$$

Donde:

$F_{ye(col)}$ = Resistencia a la fluencia esperada de la columna.

d_c = Profundidad de la columna.

t_{cw} = Espesor de del alma de la columna.

$M_{y(viga)}$ = Momento de fluencia de la viga.

d_b = Profundidad de la viga.

L = Longitud de la viga.

h = Altura de piso promedio de las columnas.

- c. Si la relación entre la luz libre y la altura de la viga L/d es menor que 8, entonces la rotación plástica tabulada en las tablas 5-6 y 5-7 deberá ser multiplicada por:

$$(0.5)^{[(L_c/d)/3]}$$

Donde:

L_c = Luz libre.

d = altura de la viga.

- d. Si las alas y el alma de la viga cumplen la siguiente condición entonces la rotación plástica tabulada en las tablas 5-6 y 5-7 no deberá ser modificada:

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} < \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$$

Si esbeltez del ala o alma de la viga excede los siguientes valores, entonces la rotación plástica tabulada en las tablas 5-6 y 5-7 deberá ser modificada por 0.5:

$$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} > \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$$

Donde:

b_f = ancho del ala de la viga.

t_f = espesor del ala de la viga.

h = altura del alma de la viga.

t_w = espesor del alma de la viga.

F_{ye} = Resistencia a la fluencia esperada.

Para valores intermedios de esbeltez se usara interpolación lineal. Las conexiones totalmente restringidas diseñadas para promover la fluencia en la viga en un sitio lejano a la cara de la columna serán consideradas como controladas por fuerza y deberán ser evaluadas para asegurar que la

resistencia al límite inferior de la conexión sea mayor que la resistencia esperada a flexión de la viga en la conexión.

Parametros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - componentes de acero estructural								
Componente/Acción	Parametros de modelación			Criterios de aceptación				
	Angulo, radianes		Radio	IO	Rotaciones plásticas; Angulo, radianes			
	a	b	c		Primario		Secundario	
					LS	CP	LS	CP
Vigas/Flexion								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Columnas/Flexion^{1,2}								
Para $P/P_{cL} < 0.2$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Para $0.2 \leq P/P_{cL} \leq 0.5$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ³	— ⁴	0.2	0.25 θ_y	— ⁵	— ³	— ⁶	— ⁴
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 θ_y	1.5 θ_y	0.2	0.25 θ_y	0.5 θ_y	0.8 θ_y	1.2 θ_y	1.2 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Zona de Paneles de Columnas	12 θ_y	12 θ_y	1.0	1 θ_y	8 θ_y	11 θ_y	12 θ_y	12 θ_y
Conexiones a momento totalmente restringidas (FR)⁷								
WUF ¹²	0.051-0.0013d	0.043-0.00060d	0.2	0.026-0.00086d	0.0337-0.00086d	0.0284-0.00040d	0.0323-0.00045d	0.043-0.00060d
Bottom Haunch in WUF with Slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0172	0.0238	0.0270	0.036
Bottom Haunch in WUF without Slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0119	0.0152	0.0180	0.023
Welded Cover Plate in WUF	0.056-0.0011d	0.056-0.0011d	0.2	0.028-0.00055d	0.0319-0.00063d	0.0426-0.00084d	0.0420-0.00083d	0.056-0.011d
Improved WUF - Bolted Web	0.021-0.00030d	0.050-0.00060d	0.2	0.010-0.00015d	0.0139-0.00020d	0.021-0.00030d	0.0375-0.00045d	0.050-0.00060d
Improved WUF - Welded Web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0312	0.0410	0.0410	0.054
Free Flange	0.067-0.0012d	0.094-0.0016d	0.2	0.034-0.00060d	0.05109-0.00091d	0.0670-0.0012d	0.0705-0.0012d	0.094-0.0016d
Reduced Beam Section	0.050-0.00030d	0.070-0.00030d	0.2	0.025-0.00015d	0.0380-0.00023d	0.0500-0.00030d	0.0525-0.00023d	0.07-0.000130d
Welded Flange Plates								
a. Flange Plate Net Section	0.03	0.06	0.2	0.015	0.0228	0.0300	0.0450	0.06
a. Otros estados Limites	Controlados por fuerza							
Welded Bottom Haunch	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0205	0.0270	0.0353	0.047
Welded Top and Bottom Haunches	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0213	0.0280	0.0360	0.048
Welded Cover - Plated Flanges	0.031	0.031	0.2	0.016	0.0177	0.0236	0.0233	0.031

¹Columnas en porticos a momento o arriostrados deberan ser permitidas diseñar para la maxima fuerza entregada por los miembros de la conexión. Para columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $b_f/2t_f$ por b/t , reemplazar 52 por 110 y 65 por 190

²Columnas con $P/P_{cL} > 0.5$ deberan ser consideradas como controladas por fuerza.

³Rotación Plástica= $11(1-5/3 P/P_{cL})\theta_y$

⁴Rotación Plástica= $17(1-5/3 P/P_{cL})\theta_y$

⁵Rotación Plástica= $8(1-5/3 P/P_{cL})\theta_y$

⁶Rotación Plástica= $14(1-5/3 P/P_{cL})\theta_y$

⁷Los valores tabulados podran ser modificados segun el capitulo 3

⁸d es la altura de la viga. Donde los valores de la rotación plástica sean función de d estos no seran tomados como menos de 0.00

3.3.2 HORMIGÓN

Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas del material y de los componentes deberán ser obtenidas usando los planos y documentos de construcción disponibles.

Estas serán:

- Resistencia a la compresión del hormigón.
- Resistencia de fluencia y última del acero de refuerzo.

Propiedades nominales

Las propiedades nominales o las obtenidas de los documentos de construcción deberán ser tomadas como propiedades de límite inferior. Las propiedades esperadas del material serán obtenidas multiplicando las propiedades del límite inferior por un factor tomada de la tabla#.

<i>Factores para transformar las propiedades de los materiales de límite inferior a propiedades esperadas</i>	Factor
Resistencia a la compresión del hormigón	1.50
Resistencia a la fluencia y tracción del acero de refuerzo	1.25
Resistencia a la fluencia de conectores de acero	1.50

Propiedades de los componentes

Las siguientes propiedades serán obtenidas de los documentos de construcción:

- Dimensiones de la sección transversal y configuración general de la estructura.

- Configuración de las conexiones, tamaño de pernos de anclaje, espesor de materiales de conexión, longitudes de anclajes, y la presencia de arrostramientos.
- Modificaciones a los componentes o configuración estructural.
- Factores que modifiquen el desempeño de la estructura.

Suposiciones generales y requerimientos

Modelado y Diseño

La rehabilitación sísmica de los componentes estructurales existentes deberá ser realizada conforme a los requisitos del código ACI 318.

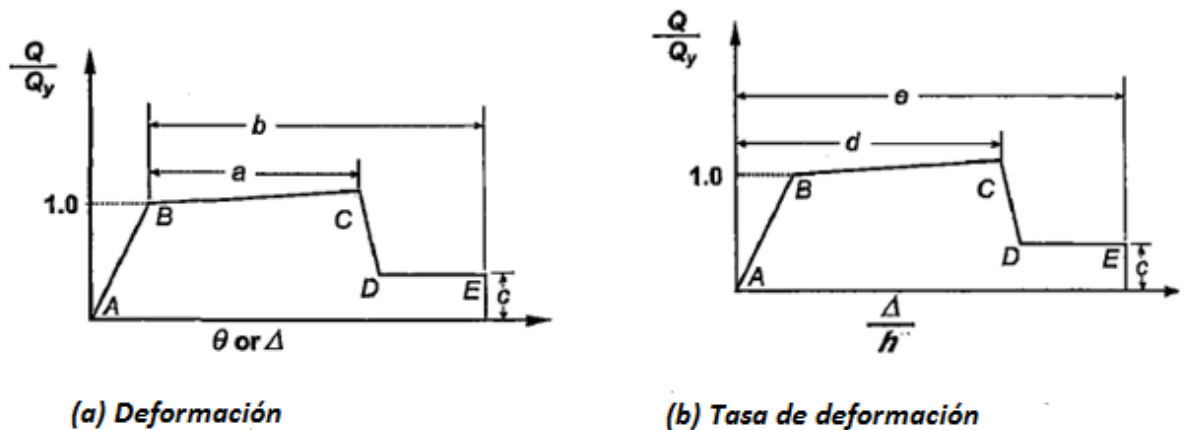
Rigidez

Las rigideces de los componentes deberán ser calculadas considerando el corte, la flexión, carga axial y el desacople del refuerzo. Se deberá tomar en consideración los esfuerzos del elemento debido a los cambios volumétricos producto de variaciones de contracción y temperatura, y los niveles de deformación a los cuales el elemento está sujeto producto de las cargas gravitacionales.

Procedimientos no lineales

La respuesta fuerza-deformación de los componentes deberá estar representada mediante una relación no lineal fuerza-deformación. Se permite usar relaciones lineales cuando la respuesta no lineal no va a ocurrir en el componente.

Las relaciones no lineales fuerza-deformación deberán ser basadas en evidencia experimental o ser tomadas de las especificaciones de este código. Para NSP se usan curvas como las mostradas en la figura#.



Resistencia y deformación

Las acciones en la estructura deberán ser clasificadas como controladas por deformación o controladas por fuerza.

Los componentes deberán ser clasificados en función de su demanda de ductilidad dentro de las categorías; baja, media y alta.

Acciones controladas por deformación

La resistencia usada para las acciones controladas por deformación deberá ser tomada como la resistencia esperada, Q_{CE} . Para calcular las resistencias de diseño se usaran los procedimientos especificados en el código ACI 318; con la excepción que el factor reducción de resistencia, ϕ , puede ser tomado como 1.

La resistencia de fluencia esperada para la varilla de refuerzo especificada en esta norma, incluye las consideraciones de sobre resistencia y endurecimiento por deformación.

Acciones controladas por fuerza

Las resistencias deberán ser tomadas como las de límite inferior, Q_{CL} , obtenidas experimentalmente o mediante los principios de la mecánica. Para calcular las resistencias de diseño se usarán los procedimientos especificados en el código ACI 318; con la excepción que el factor de reducción de resistencia, ϕ , puede ser tomado como 1.

Clasificación de los componentes en función de la demanda dúctil

Se clasificará a los componentes como bajo, medio o alto; basado en los máximos valores de los ratios demanda capacidad (DCR) o ductilidad de desplazamientos de acuerdo con la siguiente tabla.

Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes	
Máximo valor de DCR o ductilidad de desplazamientos	Descripción
< 2	Demanda de ductilidad baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
> 4	Demanda de ductilidad alta

Flexión y carga axial

La resistencia a la flexión y la capacidad de deformación de miembros con o sin carga axial deberá realizarse de acuerdo con los procedimientos establecidos con el código ACI 318.

La resistencia y capacidad de deformación deberá ser realizada tomando en cuenta la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal. Cuando el refuerzo tenga una longitud de desarrollo insuficiente, la resistencia a la flexión deberá ser realizada basándose en la capacidad de esfuerzo limitada de la varilla.

Límites de deformación unitaria

Cuando no existe refuerzo de confinamiento, el límite de deformación unitaria de la fibra en compresión no deberá exceder 0.002 para componentes en compresión pura y 0.005 para otros componentes.

Los valores máximos de deformaciones unitarias para elementos combinados deberán ser basados en análisis experimental y deberá considerar las limitaciones impuestas por la fractura del refuerzo transversal, pandeo longitudinal del refuerzo y la degradación del componente para altos niveles de deformación.

La máxima deformación unitaria en compresión de la varilla longitudinal no excederá 0.02 y la máxima deformación unitaria en tracción no deberá exceder 0.05.

Corte y torsión

Esta resistencia será calculada de acuerdo al código ACI 318, con las siguientes modificaciones:

- Dentro de las regiones de fluencia de los componentes con demandas moderadas o altas de ductilidad, la resistencia deberá ser calculada de acuerdo a los procedimientos para componentes dúctiles, i.e las provisiones del capítulo 21.

- Dentro de las regiones de fluencia de componentes con bajas demandas de ductilidad y fuera de las regiones de fluencia para cualquier demanda de ductilidad, se permite usar los procedimientos de respuesta efectiva elástica para calcular la resistencia, i.e las provisiones del capítulo 11.
- Donde el espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal excede la mitad de la altura efectiva medida en la dirección del corte, se deberá asumir que la eficiencia del momento transversal no será más del 50% para resistir la torsión y el corte.
- Donde el espaciamiento trasversal exceda la altura efectiva del componente en dirección del corte, se considera el refuerzo transversal como inefectivo a la hora de determinar la resistencia al corte y torsión.
- Para vigas y columnas donde los estribos tengan ganchos o traslapes que no se encuentre adecuadamente anclados, el refuerzo transversal será tomado como un 50% en las regiones de moderada, e inefectivo en las regiones de alta ductilidad.

Longitud desarrollada y traslapes del refuerzo

Esto será calculado usando el código ACI 318, con las siguientes modificaciones:

- Los requisitos para los traslapes deberán ser los mismos que aquellos para desarrollo de barras rectas en tensión sin la consideración de la clasificación de traslapes.

- Cuando no se cumplan el requisito anterior, la capacidad del refuerzo existente será calculada usando la siguiente ecuación:

$$f_s = \frac{l_b}{l_d} f_y$$

Dónde:

f_s = esfuerzo máximo que puede ser desarrollado en la varilla para el desarrollo recto, gancho o traslape.

- La resistencia de barras deformadas rectas, o barras discontinuas en secciones o uniones vigas –columna con recubrimiento libre sobre la varilla embebida no menos de $3d_b$, deberá ser calculado usando:

$$f_s = \frac{2500}{d_b} l_e \leq f_y$$

Pórticos resistentes a momento

Pórticos de hormigón resistentes a momento serán definidos como los elementos que comprenden un pórtico horizontal el cual consiste en vigas y/o columnas, pórticos verticales que consisten en columnas y nudos que conectan los pórticos verticales y horizontales.

Pórticos de hormigón resistentes a momento compuesto de vigas y columnas

Estos deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- Los componentes que conforman el pórtico deberán ser vigas (con o sin losas), columnas y sus conexiones.
- Las vigas y columnas deberán ser de construcción monolítica y debe existir transferencia de momento.
- El refuerzo principal en los componentes que conformen el sistema resistente lateral no deberá ser presforzado.

Este modelo analítico deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas, columnas, uniones viga-columna y otros componentes del pórtico. Se deberá considerar las posibles fallas de flexión, corte y longitud de desarrollo en cualquier punto a lo largo de la longitud del componente.

Se permite el uso de modelos analíticos con elementos tipo líneas con las propiedades del componente concentradas.

La unión viga-columna de construcción monolítica será representada como una zona rígida que tenga dimensiones horizontales iguales a la sección transversal de la columna y dimensiones verticales iguales a la altura de la viga.

Rigidez para el análisis

Las vigas y las columnas deberán ser modeladas usando modelos con rotulas con plasticidad concentrada o plasticidad distribuida. Se permite usar otros modelos que representen el comportamiento del material, siempre y cuando estos hayan sido comprobados. El modelo usado en las vigas y columnas deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto donde se demuestre por equilibrio que la

fluencia está restringida a los extremos del componente. Donde la respuesta no lineal sea esperada en otro modo que no sea flexión, el modelo debe ser realizado para representar estos efectos.

Parametros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de hormigón armado										
Condiciones		Parametros de modelación				Criterios de aceptación				
		Rotaciones Plásticas		Esfuerzo residual		Nivel de desempeño				
						Rotaciones plasticas; Angulo, radianes				
		Angulo, radianes		Radio		IO	Tipo de componente			
							Primario		Secundario	
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
<i>Vigas controlada por flexión</i>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{BAL}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por corte</i>										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por inadecuada longitud de desarrollo o traslape</i>										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por inadecuado anclaje a la unión viga-columna</i>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Parametros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Columnas de hormigón armado										
Condiciones	Parametros de modelación					Criterios de aceptación				
	Rotaciones Plásticas		Esfuerzo residual			Nivel de desempeño				
						Rotaciones plasticas; Angulo, radianes				
	Angulo, radianes		Radio			IO	Tipo de componente			
							Primario		Secundario	
a	b	c			LS		CP	LS	CP	
<i>Columnas controlada por flexión</i>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<i>Vigas controlada por corte</i>										
Todos los casos			-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
<i>Vigas controlada por inadecuada longitud de desarrollo o traslape</i>										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
<i>Columnas donde la carga axial exceda 0.70 Po</i>										
Estribos conformes sobre toda la longitud			0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.01	0.01	0.02
Todos los demas			0	0	0	0	0	0	0	0

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Unión viga-columna de hormigón armado										
Condiciones			Parámetros de modelación			Criterios de aceptación				
			Rotaciones Plásticas		Esfuerzo residual	Nivel de desempeño				
						Rotaciones plásticas; Angulo, radianes				
			Angulo, radianes		Radio	IO	Tipo de componente			
							Primario		Secundario	
a	b	c	LS	CP	LS		CP			
Uniones internas										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{V_b}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0	0	0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0	0	0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0	0	0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
Otras uniones										
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0	0	0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0	0	0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0	0	0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0	0	0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0	0	-	0	0	0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0	0	-	0	0	0	0.005	0.0075

Resistencia

La máxima resistencia del componente deberá ser determinada considerando la falla potencial en flexión, carga axial, corte, torsión, desarrollo y otras acciones a lo largo de la longitud del componente bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas.

Columnas

Para columnas, la resistencia al corte, V_n , puede ser calculada usando:

$$V_n = k \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g$$

Dónde:

k = es 1.0 en regiones donde la ductilidad de desplazamientos es menor o igual a 2; 0.70 en regiones donde la ductilidad por desplazamientos es mayor o igual a 6; y varia linealmente para valores intermedios.

λ = 0.70 para hormigón con agregado liviano y 1.00 para hormigón de peso normal.

N_u = Compresión axial en libras (0 si es tensión).

M/Vd = el mayor radio de momento a corte multiplicado por la altura efectiva bajo cargas de diseño para la columna; no deberá ser mayor a 4 ni menor que 2.

d = altura efectiva.

A_g = Sección transversal bruta.

Para columnas que satisfagan los requisitos del capítulo 21 del código ACI 318, se permite usar las ecuaciones de resistencia provista por el código.

Para uniones viga-columna, el área transversal nominal, A_j , deberá ser definida por una profundidad de la unión igual a la dimensión de la columna en la dirección del pórtico y un ancho igual al menor entre el ancho de la columna, la viga más la profundidad de la unión o dos veces la menor distancia perpendicular del eje perpendicular longitudinal de la viga a la cara de la columna. La fuerzas de diseño deberán ser calculadas en función del desarrollo de las rotulas plásticas en flexión en los componentes del pórtico adyacentes, incluyendo el ancho efectivo de la losa, pero no deberán exceder los valores calculados de las combinaciones gravitacionales y

sísmicas. La resistencia nominal de la unión, V_n , se calculara usando los procedimientos del ACI 318, con la siguiente modificación:

$$Q_{CL} = V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Dónde:

$\lambda = 0.75$ para hormigón con agregado liviano y 1.00 para hormigón normal.

Valor de γ					
ρ''	Unión interior con vigas transversales	Unión interior sin vigas transversales	Unión exterior con vigas transversales	Unión exterior sin vigas transversales	Unión tipo rodilla sin vigas transversales
< 0.003	12	10	8	6	4
≥ 0.003	20	15	15	12	8

$\rho'' =$ radio volumétrico de refuerzo horizontal de confinamiento en la unión.

CAPITULO 4: EJEMPLOS

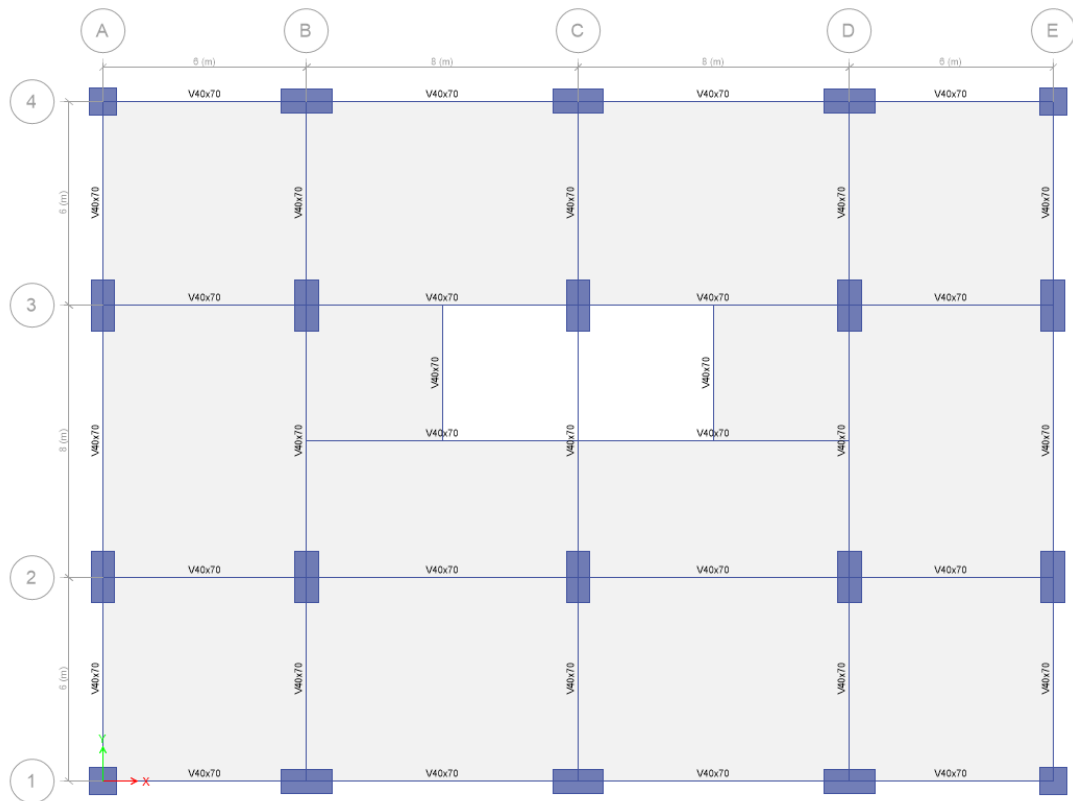
4.1 EJEMPLO DE HORMIGÓN ARMADO

4.1.1 DISEÑO ASCE 7-10

4.1.1.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación

El edificio está compuesto por quince pisos, los cuales están conformados por:

- Vigas de hormigón armado.
- Columnas de hormigón armado.
- Losas nervadas con las siguientes características:
 - Altura=25 cm
 - Ancho del Nervio=10 cm
 - Espesor de la Loseta=5 cm
 - Bloques de Hormigón de 20x40x20 cm
 - La altura entre pisos es de 3.20 m.
 - La altura del primer piso es 4.50 m.
- Columnas:
 - C80x80
 - C70x150



Materiales

Los materiales usados son:

- Hormigón Armado con resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm² y módulo de elasticidad de 192432 kg/cm² para las losas, vigas, columnas y muros.

El módulo de elasticidad usado en la definición del material es de $11500(f'c)^{0.5}$, de acuerdo a lo permitido por el código ACI 318-11 en el capítulo 8, sección 8.5.

Códigos Usados para el Análisis y Diseño.

- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)

- American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11)

Cargas Establecidas:

- Peso Propio de los elementos (Calculado por el programa)
- Losa Cubierta:
 - Carga Muerta = 0.20 t/m²
 - Carga Viva = 0.15 t/m²
- Losa de Entrepiso:
 - Carga Muerta = 0.30 t/m²
 - Carga Viva = 0.25 t/m²

4.1.1.2 Análisis Estructural

Para el diseño se consideró las vigas y columnas como parte del sistema resistente lateral.

El Análisis Estructural fue realizado usando el programa ETABS 2013.

De acuerdo con el código ASCE 7-10 (Tabla 12.2-1), el factor de reducción de fuerza sísmica, el factor de sobre resistencia y el coeficiente de amplificación de desplazamientos son:

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	System Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
5. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5/2	NL	NL	NL	NL	NL

Donde R=8 y Cd=5.5

La masa sísmica corresponde el peso propio mas la carga muerta.

Masa Sísmica	
Piso	Masa
14	577.87 [t]
13	630.41 [t]
12	630.41 [t]
11	630.41 [t]
10	630.41 [t]
9	630.41 [t]
8	630.41 [t]
7	630.41 [t]
6	630.41 [t]
5	630.41 [t]
4	630.41 [t]
3	630.41 [t]
2	630.41 [t]
1	690.82 [t]

Selección de la categoría de ocupación y factor de importancia del edificio:

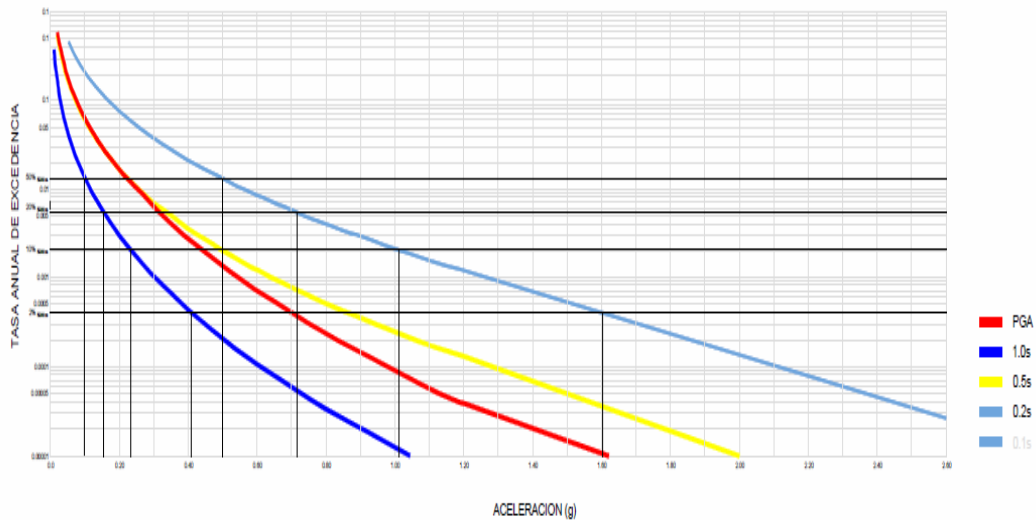
De acuerdo con la tabla ASCE 7-10 tabla 1-1 la categoría de ocupación del edificio es categoría IV, por lo tanto el factor de importancia de acuerdo a la sección 11.5.1 es de 1.5.

CATEGORIA OCUPACION	FACTOR I
I o II	1
III	1.25
IV	1.5

El factor de importancia sísmica se selecciona en función del tipo de estructura basado en el riesgo a la vida humana, salud y bienestar asociado con el daño o la falla.

Determinación del espectro respuesta y los valores de movimiento sísmico en el suelo de acuerdo a la sección 11.4 de la norma ASCE 7-10.

Los parámetros de aceleración espectral a periodo corto y a un segundo de acuerdo a lo establecido en el NEC-11 (de acuerdo a las curvas de peligro sísmico para quito):



Los parámetros de aceleración espectral a periodo corto y a un segundo de acuerdo a las curvas de peligro sísmico presentadas en el NEC 11 para un sismo con un nivel de intensidad con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (periodo de retorno de 2474 años – tasa de excedencia de 0.00040), son:

S_s	S_1
1.60	0.40

Adicionalmente, se determinó usando el estudio realizado por los autores Z.A. Lubkowski y B. Aluisi “Deriving S_s and S_1 Parameters from PGA Maps” donde:

$$\frac{S_s}{PGA} = 0.3386PGA + 2.1696$$

Ec 4.79

$$\frac{S_1}{PGA} = 0.5776PGA + 0.5967$$

Ec 4.80

Donde usando la PGA determinada por el NEC 11 de 0.70 para una intensidad sísmica con probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, se obtuvo:

S_s	S_1
1.68	0.70

Se optó por usar estos valores para el diseño ya que son conservadores

De acuerdo al tipo de suelo determinamos usando la sección 11.4.3 los coeficientes de sitio F_a y F_v , donde para un suelo tipo C:

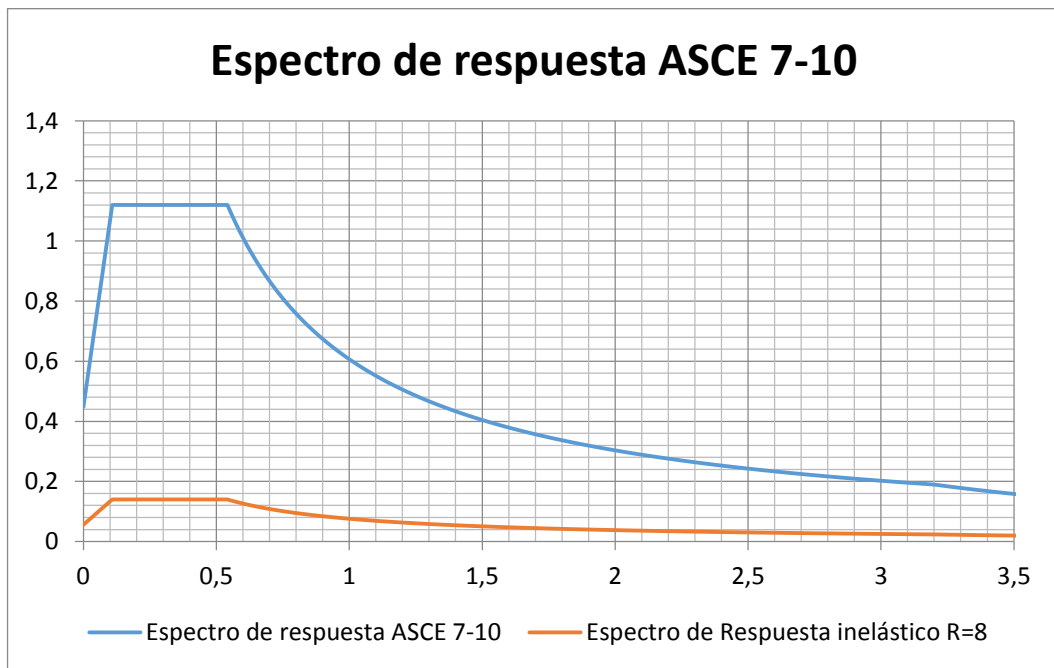
F _a						
Tipo de Suelo	Definición	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
A	Roca Dura	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	Roca	1	1	1	1	1
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1.2	1.2	1.1	1	1
D	Suelo Firme	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	Suelo Blando	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Suelos muy Pobres	Ver sección 11.4.7				

F _v						
Tipo de Suelo	Definición	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	Roca Dura	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	Roca	1	1	1	1	1
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	Suelo Firme	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	Suelo Blando	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Suelos muy Pobres	Ver sección 11.4.7				

Conociendo los parámetros y los coeficientes calculamos los parámetros de la aceleración espectral de diseño según la sección 11.4.4:

S _s	1.68	F _a	1.000	S _{M1}	0.910	T ₀ (seg)	0.108
S ₁	0.7	F _v	1.300	S _{DS}	1.120	T _S (seg)	0.542
Suelo	C	S _{MS}	1.680	S _{D1}	0.607	T _L (seg)	2.000

Se calcula el espectro respuesta con la sección 11.4.5:



Definición de la categoría de diseño sísmico de acuerdo con la norma ASCE 7-10 sección 11.6:

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración</i>		
Valores de S _{DS}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
S _{DS} < 0.167	A	A
0.167 ≤ S _{DS} ≤ 0.33	B	C
0.33 ≤ S _{DS} < 0.50	C	D
0.50 ≤ S _{DS}	D	D

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración</i>		
Valores de S _{D1}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
S _{D1} < 0.067	A	A
0.167 ≤ S _{D1} ≤ 0.133	B	C
0.133 ≤ S _{D1} < 0.20	C	D
0.20 ≤ S _{D1}	D	D

Determinación de irregularidades verticales y horizontales – 12.3.2.1 y

12.3.2.2:

Irregularidades Horizontales:

Descripción del tipo de irregularidad	
1a	Irregularidad Torsional.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
1b	Irregularidad Torsional Extrema.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.4 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
2	Esquina Faltante.- Existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina faltante son superiores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en dicha dirección.
3	Discontinuidad del diafragma.- Existe cuando hay diafragmas con discontinuidades o variaciones en la rigidez abruptas, incluyendo aquellos que tienen cortes o áreas abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma cerrado.
4	Desplazamiento fuera del plano.- Existe cuando hay discontinuidades en el sistema resistente lateral, como desplazamientos en el plano de elementos verticales.
5	Sistemas no paralelos.- Existe cuando los elementos verticales del sistema resistente lateral no son paralelos o simétricos en relación a los ejes ortogonales principales de los sistemas laterales resistentes.

Irregularidades verticales:

Descripción del tipo de irregularidad
Piso Blando.-Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 70% la rigidez del piso superior o menos del 80% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
Piso Blando Extremo.-Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 60% la rigidez del piso superior o menos del 70% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
Irregularidad en la Masa.-Existe cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 150% a la masa efectiva del piso adyacente. Un techo que sea menor al piso inferior no tiene que ser tomado en cuenta.
Irregularidad Geométrica Vertical.-Existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente en cualquier piso es mayor al 130% la del piso adyacente.
Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente Lateral Vertical.-Existe cuando el desplazamientos en el plano del sistema resistente lateral es mayor a la longitud del elemento o existe una reducción de la rigidez del elemento en un piso inferior.
Piso Débil.-Existe cuando la resistencia lateral es menor al 80% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.
Piso Débil.-Existe cuando la resistencia lateral es menor al 65% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.

La estructura es regular, no cuenta con ninguna irregularidad vertical.

Tipos de análisis estructurales permitidos:

De acuerdo a la tabla 12.6.1 y la sección 12.7.3:

Categoría de diseño sísmico	Características Estructurales	Método de la fuerza lateral equivalente	Análisis modal espectral	Análisis de respuesta en el tiempo
B,C	Estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Todas las demás estructuras	P	P	P
D,E,F	Estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Estructuras regulares con $T < 3.2T_s$ y todas las estructuras con light frame construcción	P	P	P
	Estructuras irregulares con $T > 3.2T_s$ y que tengan solamente irregularidad horizontal tipo 2,3,4 o 5 de la tabla nuestra o irregularidad vertical tipo 4,5 o 5b de la tabla nuestra	P	P	P
	Todas las demás estructuras	NP	P	P

El tipo de análisis seleccionado fue el procedimiento de análisis modal espectral.

4.1.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de la fuerza estática equivalente según la sección 12.8 de la norma ASCE 7-10

Determinación del periodo fundamental y C_s para la estructura – 12.8.2:

De acuerdo con la norma el periodo fundamental de la estructura puede ser establecido usando las propiedades estructurales y las deformaciones características de los elementos resistentes obtenidos mediante el análisis estructural. El periodo fundamental no puede exceder el límite $C_u \times T_a$.

Para el análisis de las derivas de piso se permite omitir el límite superior establecido por el código y usar el periodo obtenido en función de las propiedades mecánicas del edificio.

Tipo de Estructura	C_t	α
Pórticos Resistentes a Momento en el cual el pórtico resiste el 100% de la fuerza sísmica de diseño, y no se encuentra confinado por elementos que son más rígidos que van a prevenir la deformación del pórtico cuando este esté sometido a la acción sísmica:		
Pórticos de acero resistentes a momento.	0.0724	0.80
Pórticos de concreto resistentes a momento.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

S_{D1}	C_u
≥ 0.40	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Valores obtenidos usando el periodo obtenido omitiendo el límite superior (Para el cálculo de las fuerzas usadas en el control de deflexiones-derivadas):

Ct	0.0466
x	0.9
Altura a partir de la base hn (m)	46.1
Cu	1.4
Periodo fundamental aproximado (Ta)	1.465
Periodo Fundamental (T) Limite <=	2.050
Periodo Fundamental (T) Usado	2.050
Coficiente de respuesta Sismica (Cs)	0.140
Cs max	0.037
Cs min	0.049
S1 ≤ 0.6g	0.044
Coficiente de respuesta Sismica (Cs)	0.049

El agrietamiento usado en las secciones de hormigón para la determinación del periodo fue el siguiente:

Vigas: 50% Ig

Calculo del corte basal – 12.8.1

$$V = C_s W$$

Ec 4.81

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas – 12.8.3

$$F_x = C_{vx} V$$

Ec 4.82

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Ec 4.83

$C_s=0.049$

$T=2.05[s]$

$V(\text{Corte Basal})=435.32 [t]$

$k=1.775$

$85\%V=370.03 [t]$

Planta	hi (m)	wi (t)	hx (m)	wx x hx ^k	Cvx	Fx (t)
14	3.2	577.87	46.1	518678.67	0.16	71.03
13	3.2	630.41	42.9	498008.46	0.16	68.20
12	3.2	630.41	39.7	433988.45	0.14	59.43
11	3.2	630.41	36.5	373847.82	0.12	51.19
10	3.2	630.41	33.3	317660.74	0.10	43.50
9	3.2	630.41	30.1	265509.80	0.08	36.36
8	3.2	630.41	26.9	217488.01	0.07	29.78
7	3.2	630.41	23.7	173701.41	0.05	23.79
6	3.2	630.41	20.5	134272.82	0.04	18.39
5	3.2	630.41	17.3	99347.48	0.03	13.60
4	3.2	630.41	14.1	69101.73	0.02	9.46
3	3.2	630.41	10.9	43757.96	0.01	5.99
2	3.2	630.41	7.7	23612.72	0.01	3.23
1	4.5	690.82	4.5	9972.74	0.00	1.37
Σ()	46.1	8833.64		3178948.81	1.00	435.32

Análisis Modal Espectral:

- El análisis deberá contener suficientes modos de vibración de tal manera que el porcentaje de combinación modal de masas sea mayor que el 90%. Para este modelo se seleccionaron 10 modos de vibración. A continuación se presentan los 10 primeros modos.

Modo	Frecuencia	Periodo	%Ux	%Uy
1	0.41	2.42	77.71	0.00
2	0.42	2.37	77.71	76.61
3	0.51	1.95	77.72	76.61
4	1.37	0.73	88.71	76.61
5	1.43	0.70	88.71	88.12
6	1.72	0.58	88.71	88.12
7	2.68	0.37	93.31	88.12
8	2.90	0.35	93.31	93.00
9	3.41	0.29	93.31	93.00
10	4.45	0.22	93.31	93.00

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral

Dirección X:

Piso	Fx [t]	Fy [t]
14	38.24	0.00
13	31.55	0.00
12	19.10	0.00
11	12.77	0.00
10	11.33	0.00
9	10.60	0.00
8	9.43	0.00
7	8.91	0.00
6	8.61	0.00
5	7.86	0.00
4	8.24	0.00
3	10.28	0.00
2	10.51	0.00
1	6.48	0.00

$\Sigma(193.89)$

Dirección Y:

Piso	Fx [t]	Fy [t]
14	0.00	37.88
13	0.00	33.42
12	0.00	21.42
11	0.00	12.89
10	0.00	9.56
9	0.00	9.97
8	0.00	10.42
7	0.00	9.06
6	0.00	7.40
5	0.00	7.87
4	0.00	10.41
3	0.00	12.00
2	0.00	9.97
1	0.00	5.18

$\Sigma(197.46)$

Nota: Ya que los resultados obtenidos del cortante basal mediante el análisis modal espectral son inferiores al 85% del cortante obtenido mediante el método de la fuerza lateral equivalente, se procede a escalar estos valores.

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral (Escalado)

Los valores fueron escalados con el fin de obtener un cortante basal superior a 370 [tf]

Dirección X:

Piso	Fx [t]	Fy [t]
14	67.50	0.00
13	6.42	0.00
12	43.55	0.00
11	28.35	0.00
10	20.75	0.00
9	19.27	0.00
8	19.07	0.00
7	17.29	0.00
6	15.52	0.00
5	16.68	0.00
4	20.29	0.00
3	21.86	0.00
2	19.62	0.00
1	9.17	0.00

$\Sigma(325.34)$

Dirección Y:

Piso	Fx [t]	Fy [t]
14	0.00	69.70
13	0.00	64.31
12	0.00	43.03
11	0.00	27.24
10	0.00	19.50
9	0.00	17.96
8	0.00	17.79
7	0.00	16.37
6	0.00	15.40
5	0.00	17.48
4	0.00	21.50
3	0.00	22.74
2	0.00	17.88
1	0.00	9.08

$\Sigma(379.98)$

Aplicación de las cargas sísmicas –sección 12.5.4 – 12.5.3 y 12.8.4.2

Para el chequeo de derivas se procede a analizar la estructura aplicando las cargas sísmicas en cada dirección independientemente con sus respectivas excentricidades.

Para el diseño de los elementos se procede a aplicar las cargas en cada dirección combinando 100% de la carga en la dirección principal y 30% de la carga en la dirección perpendicular, con sus respectivas excentricidades.

4.1.1.4 Determinación de las derivas, la amplificación accidental del momento torsional y efectos P-Δ –sección 12.8.6 - 12.8.4.3 -12.8.7:

Corte Basal mínimo para el chequeo de derivas:

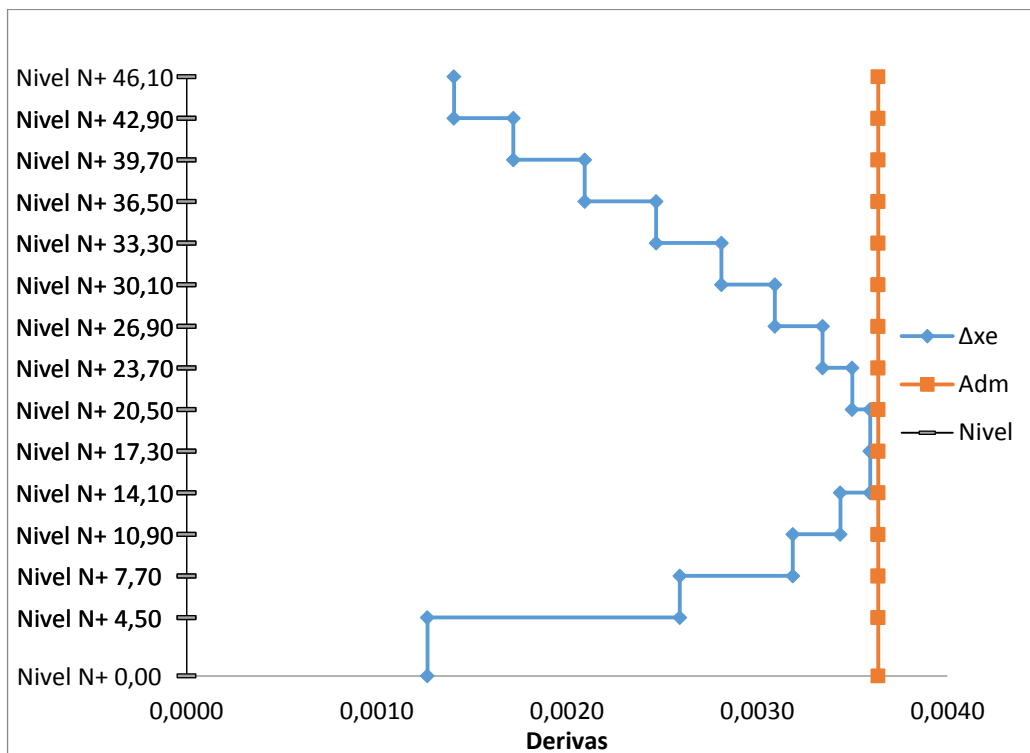
El análisis elástico para el cálculo de derivas del sistema resistente lateral deberá usar las fuerzas prescritas de la sección 12.8, sin tomar en cuenta la ecuación 12.8.5 ($C_s = 0.044S_{DS}I_e$)

Escalada de derivas:

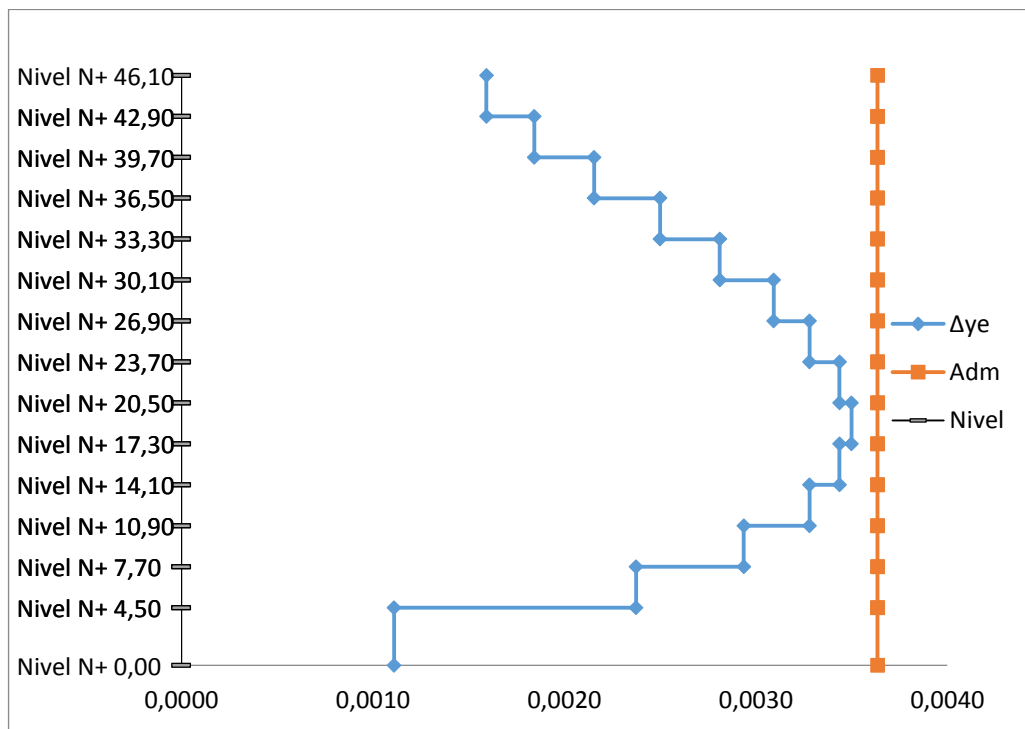
Cuando el Cortante de la base de la respuesta combinada del análisis modal (V_t) sea menor que $0.85C_sW$, y cuando C_s sea determinado mediante la ecuación 12.8-6 ($C_s = 0.5S_1/(R/I_e)$), los desplazamientos deberán ser multiplicados por $0.85\frac{C_sW}{V_t}$

Ct	0.0466
x	0.9
Altura a partir de la base hn (m)	46.1
Cu	1.4
Periodo fundamental aproximado (Ta)	1.465
Periodo Fundamental (T) Limite <=	2.050
Periodo Fundamental (T) Usado	2.440
Coficiente de respuesta Sismica (Cs)	0.140
Cs max	0.031
Cs min *(No sirve para el chequeo de derivas)	0.049
S1 ≤ 0.6g	0.044
Coficiente de respuesta Sismica (Cs)	0.049
V (Chequeo de derivas)	328.50

Derivas EX					
Nivel	Altura	δe	Δe	Δ_{adm}	Chequeo
Piso 14		12.36			
	46.10		0.0014	0.0036	OK
Piso 13		11.91			
	42.90		0.0017	0.0036	OK
Piso 12		11.36			
	39.70		0.0021	0.0036	OK
Piso 11		10.69			
	36.50		0.0025	0.0036	OK
Piso 10		9.90			
	33.30		0.0028	0.0036	OK
Piso 9		9.00			
	30.10		0.0031	0.0036	OK
Piso 8		8.01			
	26.90		0.0033	0.0036	OK
Piso 7		6.94			
	23.70		0.0035	0.0036	OK
Piso 6		5.82			
	20.50		0.0036	0.0036	OK
Piso 5		4.67			
	17.30		0.0036	0.0036	OK
Piso 4		3.52			
	14.10		0.0034	0.0036	OK
Piso 3		2.42			
	10.90		0.0032	0.0036	OK
Piso 2		1.40			
	7.70		0.0026	0.0036	OK
Piso 1		0.57			
	4.50		0.0013	0.0036	OK
Base		0.00			



Derivas EY					
Nivel	Altura	δe	Δe	Δadm	Chequeo
Piso 14		12.10			
	46.10		0.0016	0.0036	OK
Piso 13		11.59			
	42.90		0.0018	0.0036	OK
Piso 12		11.00			
	39.70		0.0022	0.0036	OK
Piso 11		10.31			
	36.50		0.0025	0.0036	OK
Piso 10		9.51			
	33.30		0.0028	0.0036	OK
Piso 9		8.61			
	30.10		0.0031	0.0036	OK
Piso 8		7.62			
	26.90		0.0033	0.0036	OK
Piso 7		6.57			
	23.70		0.0034	0.0036	OK
Piso 6		5.47			
	20.50		0.0035	0.0036	OK
Piso 5		4.35			
	17.30		0.0034	0.0036	OK
Piso 4		3.25			
	14.10		0.0033	0.0036	OK
Piso 3		2.20			
	10.90		0.0029	0.0036	OK
Piso 2		1.26			
	7.70		0.0024	0.0036	OK
Piso 1		0.50			
	4.50		0.0011	0.0036	OK
Base		0.00			



Efectos P-Delta e Irregularidades:

Numero de pisos = 14
 Altura piso 1 = 4.50 [m]
 Altura pisos = 3.20 [m]
 %CV en Masa Sismica = 0.00
 Ie = 1.00
 Cd = 5.50
 $\Delta(adm) = 0.020$
 $\theta = 1.00$
 $\vartheta(max) = 0.09$

Piso	h	h _{sx}	SX													
			δ_x [mm]	W _e [ton]	V _x [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ_x [mm]	Δ_x/h	P _x	θ	Derivas	P- Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b	Irregularidad Vertical 2
14	3200	46100	123.60	480.07	67.15	0.15	560.00	24.75	0.0077	564.07	0.0008	OK	OK	OK	OK	N/A
13	3200	42900	119.1	606.96	130.57	0.25	544.00	30.25	0.0095	1307.03	0.0013	OK	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	113.6	606.96	174.12	0.25	544.00	36.85	0.0115	2049.99	0.0020	OK	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	106.9	606.96	202.46	0.25	544.00	43.45	0.0136	2792.95	0.0030	OK	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	99	606.96	223.22	0.25	544.00	49.50	0.0155	3535.91	0.0043	OK	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	90	606.96	242.48	0.25	544.00	54.45	0.0170	4278.87	0.0058	OK	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	80.1	606.96	261.55	0.25	544.00	58.85	0.0184	5021.83	0.0076	OK	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	69.4	606.96	278.85	0.25	544.00	61.60	0.0193	5764.79	0.0098	OK	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	58.2	606.96	294.37	0.25	544.00	63.25	0.0198	6507.75	0.0124	OK	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	46.7	606.96	311.05	0.25	544.00	63.25	0.0198	7250.71	0.0155	OK	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	35.2	606.96	331.34	0.25	544.00	60.50	0.0189	7993.67	0.0188	OK	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	24.2	606.96	353.20	0.25	544.00	56.10	0.0175	8736.63	0.0231	OK	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	14	606.96	370.82	0.25	544.00	45.65	0.0143	9479.59	0.0276	OK	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	5.7	637.16	379.99	0.25	544.00	31.35	0.0070	10252.76	0.0342	OK	OK	OK	OK	OK
BASE			0	0.00												

SY																
Piso	h	h _{sx}	δ _y [mm]	W _e [ton]	V _y [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ _x [mm]	Δ _x /h	P _x	θ	Derivas	P-Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b	Irregularidad Vertical 2
14	3200	46100	121.00	480.07	69.70	0.15	560.00	28.05	0.0088	564.07	0.0009	OK	OK	OK	OK	N/A
13	3200	42900	115.9	606.96	134.01	0.25	544.00	32.45	0.0101	1307.03	0.0013	OK	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	110	606.96	177.03	0.25	544.00	37.95	0.0119	2049.99	0.0020	OK	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	103.1	606.96	204.27	0.25	544.00	44.00	0.0138	2792.95	0.0030	OK	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	95.1	606.96	223.77	0.25	544.00	49.50	0.0155	3535.91	0.0043	OK	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	86.1	606.96	241.73	0.25	544.00	54.45	0.0170	4278.87	0.0058	OK	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	76.2	606.96	259.52	0.25	544.00	57.75	0.0180	5021.83	0.0076	OK	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	65.7	606.96	275.89	0.25	544.00	60.50	0.0189	5764.79	0.0097	OK	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	54.7	606.96	291.30	0.25	544.00	61.60	0.0193	6507.75	0.0122	OK	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	43.5	606.96	308.78	0.25	544.00	60.50	0.0189	7250.71	0.0149	OK	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	32.5	606.96	330.28	0.25	544.00	57.75	0.0180	7993.67	0.0180	OK	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	22	606.96	353.02	0.25	544.00	51.70	0.0162	8736.63	0.0213	OK	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	12.6	606.96	370.90	0.25	544.00	41.80	0.0131	9479.59	0.0252	OK	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	5	637.16	379.98	0.25	544.00	27.50	0.0061	10252.76	0.0300	OK	OK	OK	OK	OK
BASE			0	0.00												

Combinaciones de Carga usadas para el Diseño por Resistencia - ASCE 7-10 (2.3.2)

$$1.-U = 1.4D$$

$$2.-U = 1.2D + 1.6L$$

$$3.-U = 1.2D + L + 1.0E$$

$$4.-U = 0.9D + 1.0E$$

Efectos de la Carga Sísmica - ASCE 7-10 (12.4)

$$E = E_h + E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 3}$$

$$E = E_h - E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 4}$$

$$E_h = \rho Q_E$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

Q_E = los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V y F_p , dichos efectos resultan de la aplicación de las fuerzas horizontales de manera simultánea en cada uno de las direcciones

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D$$

$$E = \rho Q_E - 0.2S_{DS}D$$

$$\rho_x = 1.00$$

$$\rho_y = 1.00$$

$$S_{ds} = 1.16$$

$$\text{Reducción de } L = 0.5$$

$$E = 1 Q_e + 0.232 D$$

$$E = 1 Q_e - 0.232 D$$

$$U = 1.432 D +/- 1 Q_e + 0.5 L$$

$$U = 0.968 D +/- 1 Q_e + 0.5 L$$

→ Combinación 3

***Se puede usar 0.5 L cuando para todas las ocupaciones en las cuales L_o en la tabla 4-1 es menor o igual a 100psf (4,79kN/m²), con la excepción de garajes o áreas de reunión pública**

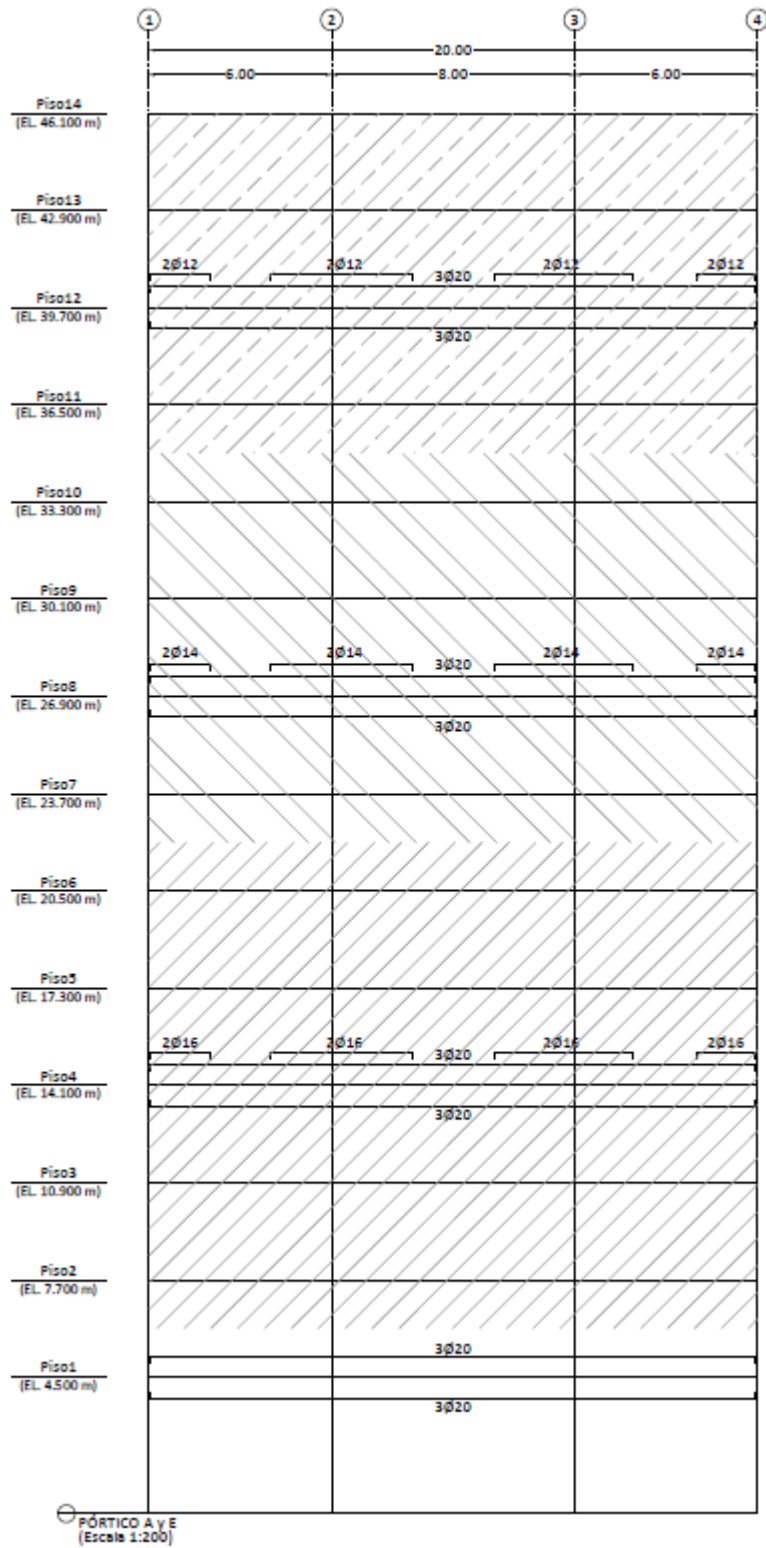
$$U = 1.132 D +/- 1 Q_e$$

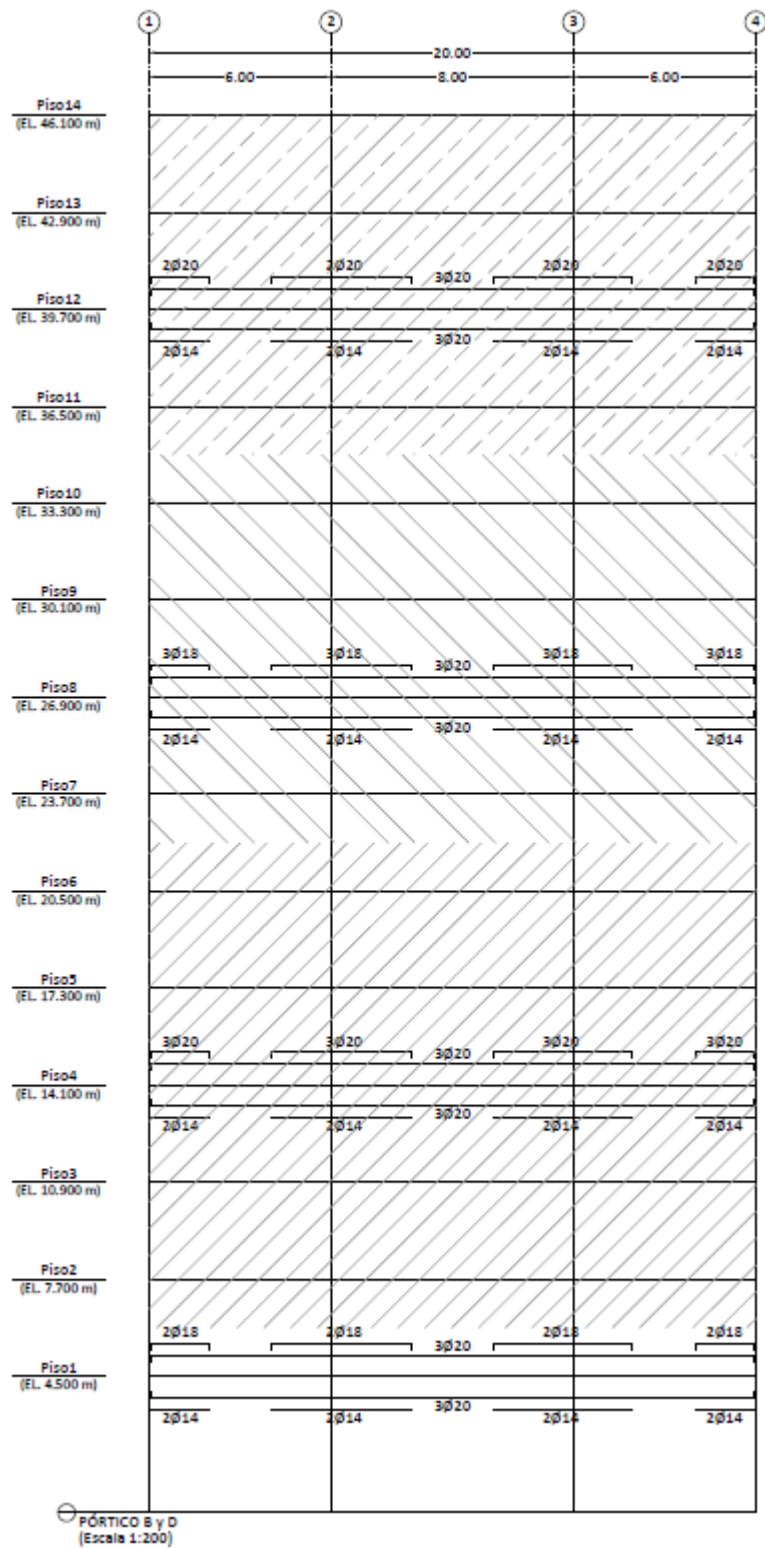
$$U = 0.668 D +/- 1 Q_e$$

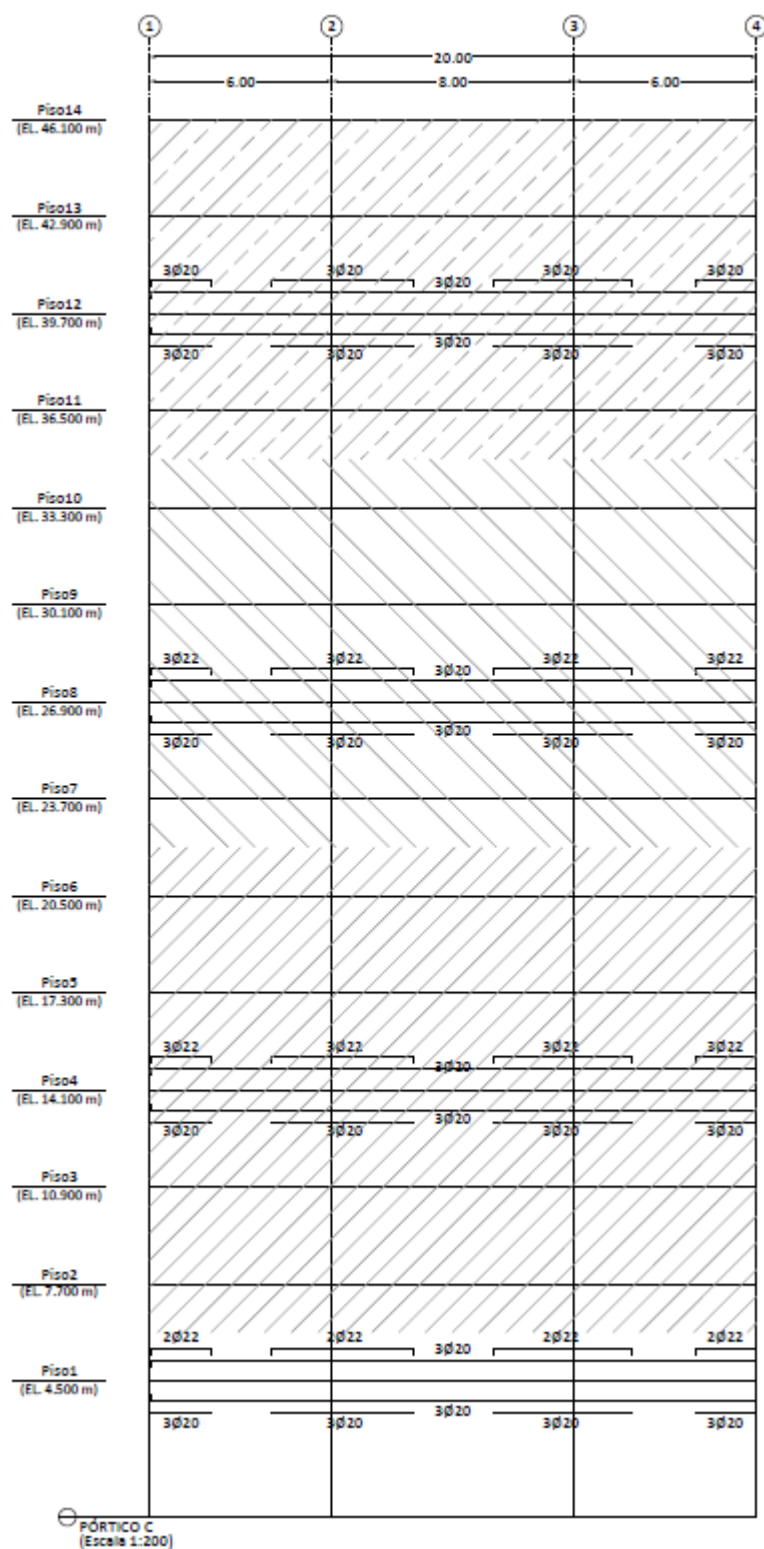
→ Combinación 4

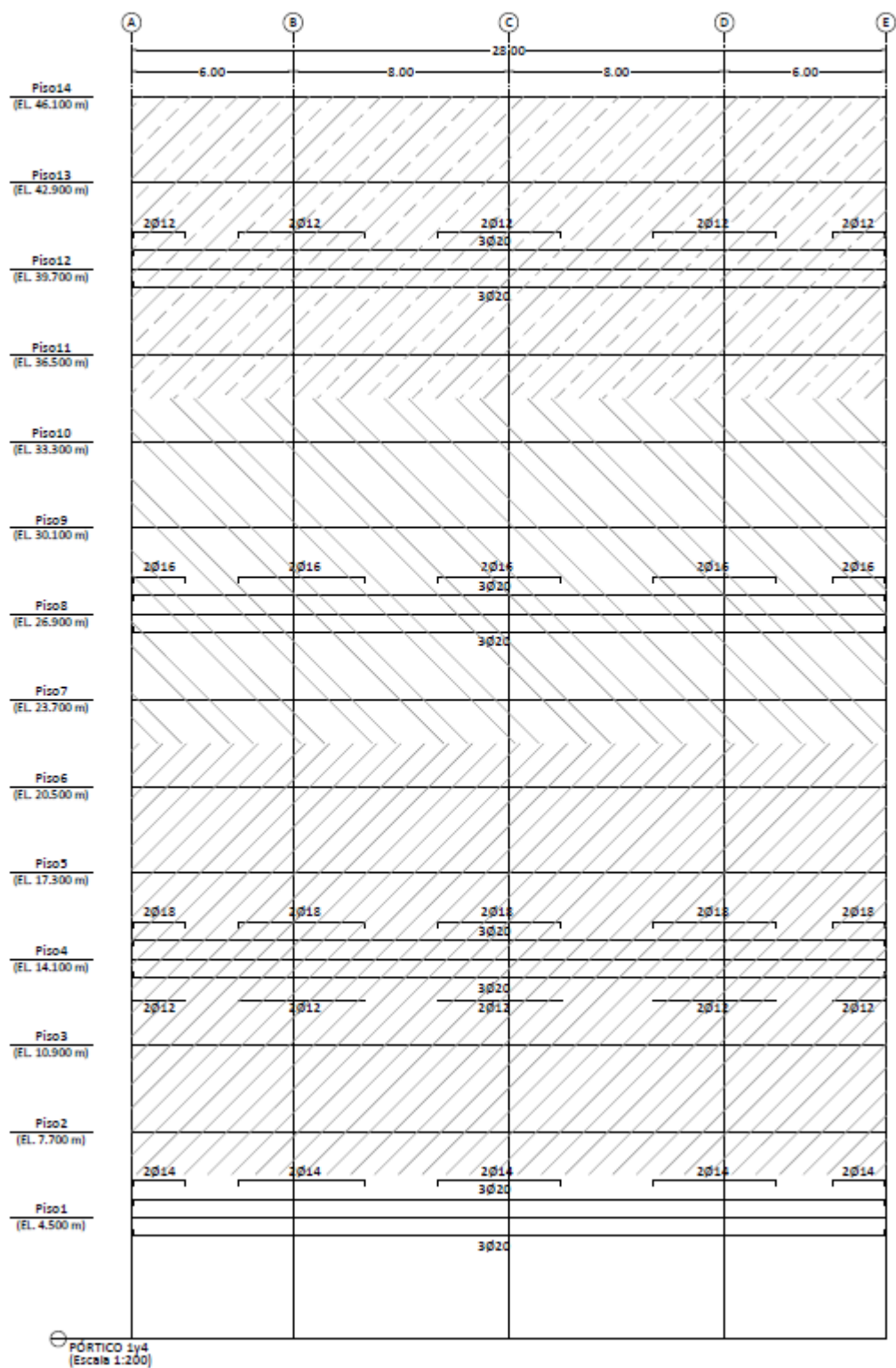
4.1.15 ESQUEMAS

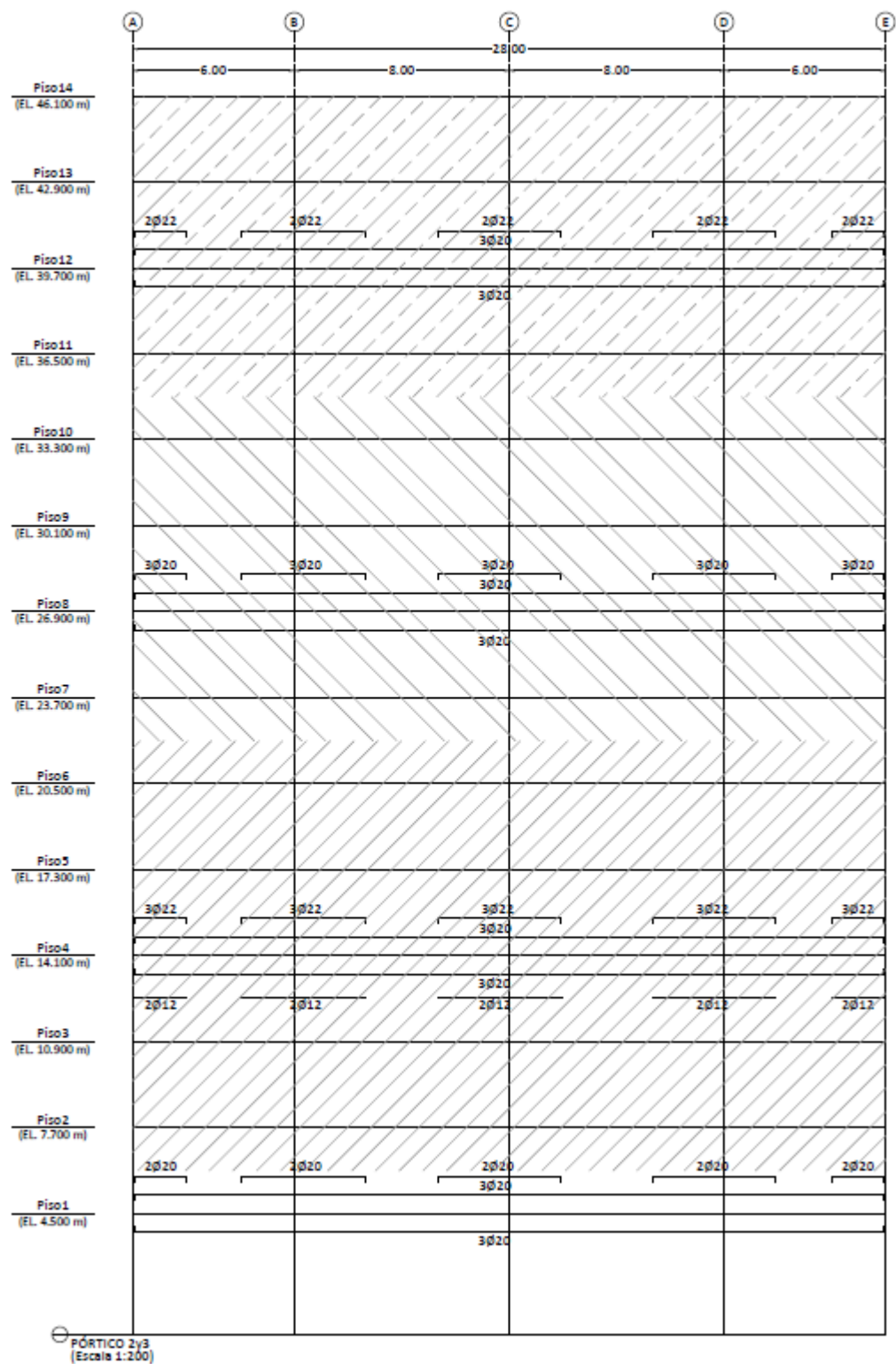
Esquema de Armado de Vigas:



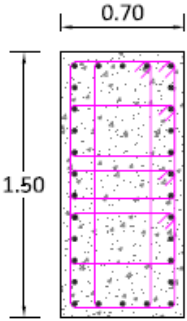
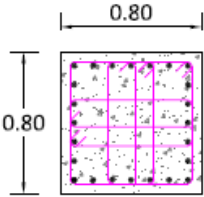




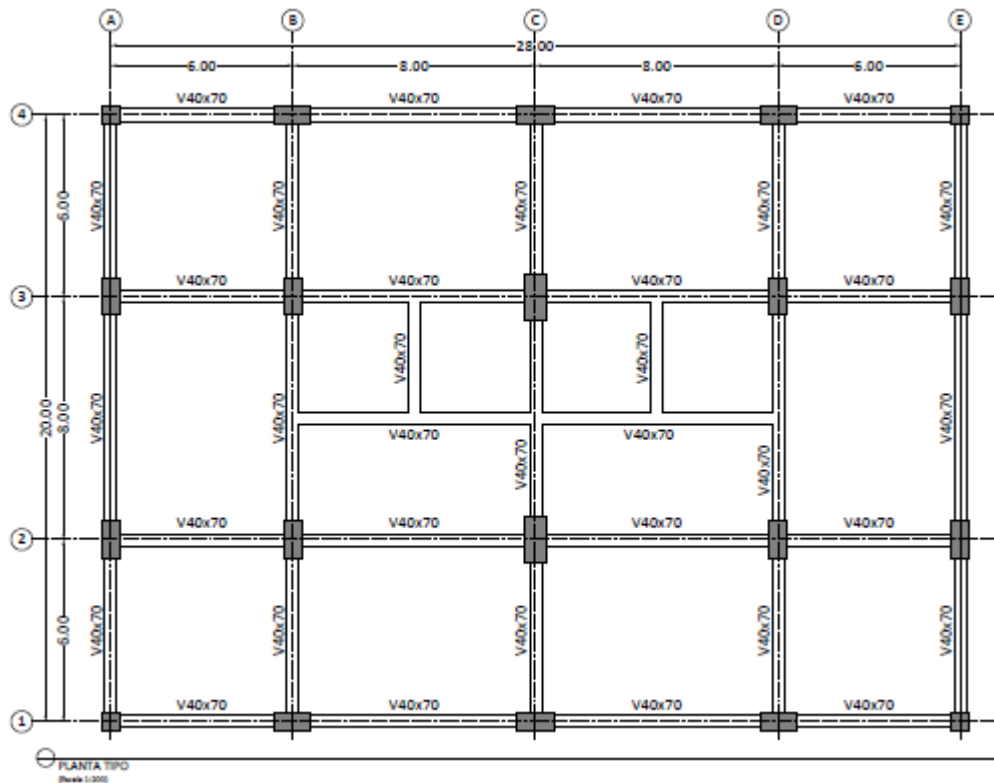




Esquema Armado de Columnas:

COLUMNAS TIPO	
C70x150	C80x80
 <p>• 30Ø22 5EstØ10@10cm</p>	 <p>• 24Ø20 3EstØ10@10cm 2VinØ10@10cm</p>
TODA LA ALTURA	TODA LA ALTURA

Esquema Planta Tipo:

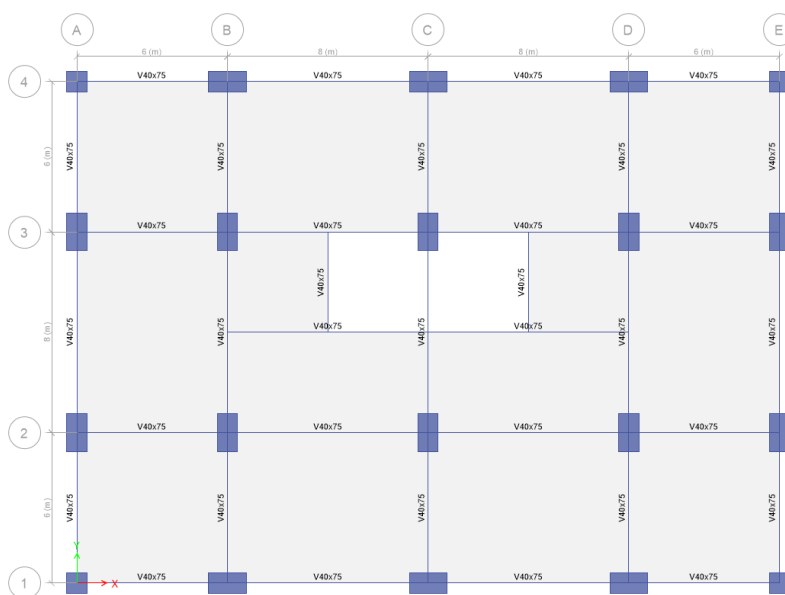


4.1.2 DISEÑO NEC-11

4.1.2.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación

El edificio está compuesto por quince pisos, los cuales están conformados por:

- Vigas de hormigón armado.
 - V40x75
- Columnas de hormigón armado.
 - C80x80
 - C80x150
- Losas nervadas con las siguientes características:
 - Altura= 25cm
 - Ancho del Nervio=10 cm
 - Espesor de la Loseta=5 cm
 - Bloques de Hormigón de 20x40x20 cm
 - La altura entre pisos es de 3.20 m.
 - La altura del primer piso es 4.50 m.



Planta

Materiales

Los materiales usados son:

- Hormigón Armado con resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm² y módulo de elasticidad de 187411.85 kg/cm² para las losas, vigas, columnas y muros.

El módulo de elasticidad usado en la definición del material es de $11500(f'c)^{0.5}$, de acuerdo a lo permitido por el código ACI 318-11 en el capítulo 8, sección 8.5.

Códigos Usados para el Análisis y Diseño.

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)
- American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11)

Cargas Establecidas:

- Peso Propio de los elementos (Calculado por el programa)
- Losa Cubierta:
 - Carga Muerta = 0.20 t/m²
 - Carga Viva = 0.15 t/m²
- Losa de Entrepiso:
 - Carga Muerta = 0.30 t/m²
 - Carga Viva = 0.25 t/m²

4.1.2.2 Análisis Estructural

Para el diseño se consideró las vigas y columnas como parte del sistema resistente lateral.

El Análisis Estructural fue realizado usando el programa ETABS 2013.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 (Tabla 2.4), el factor de reducción de resistencia sísmica es:

Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Donde $R=6$

La carga sísmica reactiva corresponde el peso propio, la carga muerta, más el 25% de la carga viva.

Carga Sísmica Reactiva	
Piso	Masa
14	627.48 [t]
13	693.17 [t]
12	693.17 [t]
11	693.17 [t]
10	693.17 [t]
9	693.17 [t]
8	693.17 [t]
7	693.17 [t]
6	693.17 [t]
5	693.17 [t]
4	693.17 [t]
3	693.17 [t]
2	693.17 [t]
1	761.06 [t]

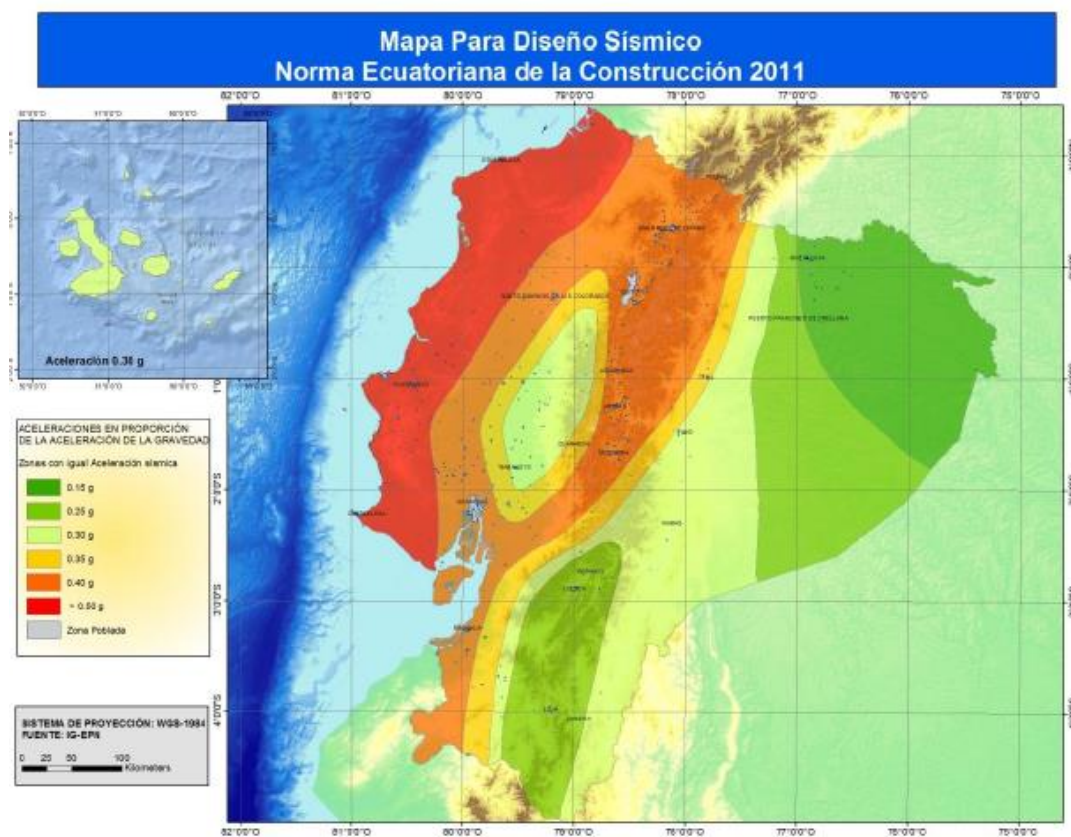
Selección del factor de importancia del edificio:

De acuerdo con la tabla 2.9 el factor de importancia es de 1.0

Categoría	Tipo de uso, destina e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. 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 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

4.1.2.3 Determinación del espectro respuesta y los valores de movimiento sísmico en el suelo de acuerdo a la sección 2.5.5.1 de la norma NEC-11.

Quito está ubicado en la zona sísmica V según el mapa para diseño sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.



Donde los valores son de:

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

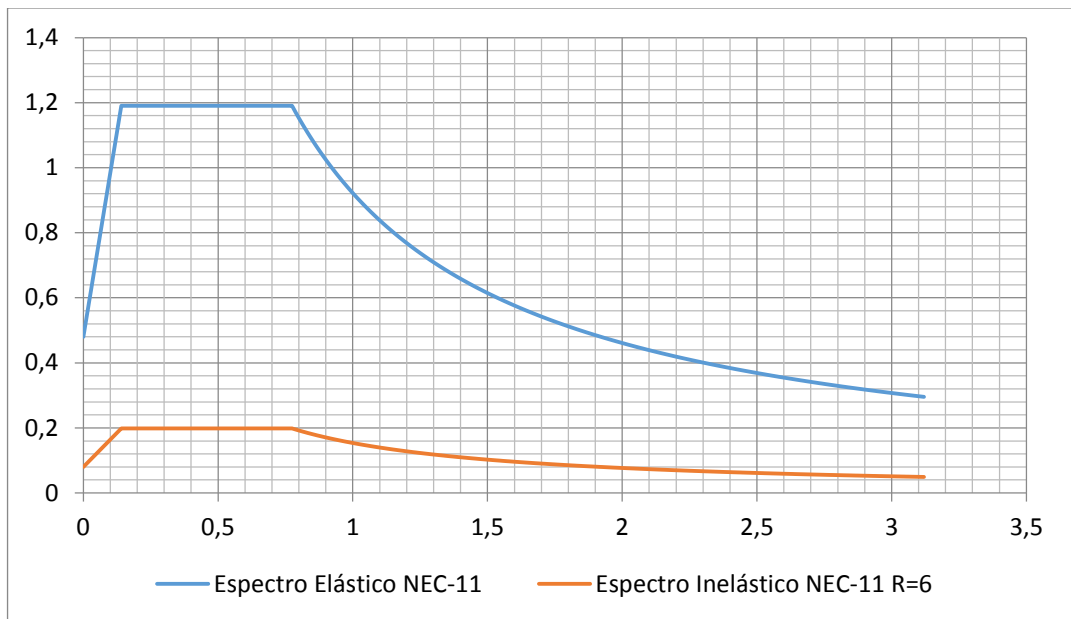
De acuerdo al tipo de suelo determinamos usando la sección 2.5.4.8 los coeficientes de sitio F_a , F_v y F_s donde para un suelo tipo C:

Factores de sitio Fa							
Tipo de Perfil de Subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		Ver Nota					
Factores de sitio Fd							
Tipo de Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver Nota					
Factores de sitio Fs							
Tipo de Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver Nota					

Conociendo los parámetros y los coeficientes calculamos los parámetros de la aceleración espectral de diseño según la sección 2.5.5:

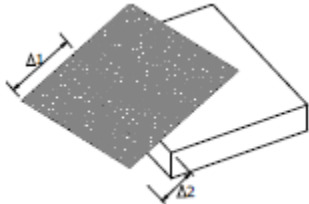
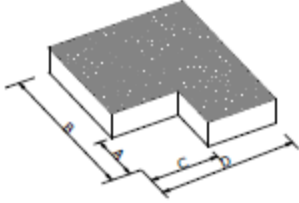
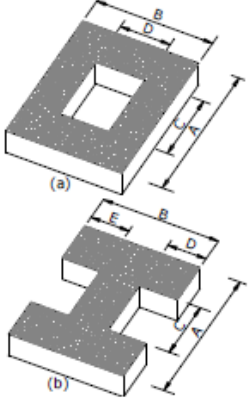

Z	0.4	F _d	1.3	T ₀	0.1408	Zona	V
Suelo	C	F _s	1.3	T _L	4	η	2.48
F _a	1.2	T _c	0.7746	r	1		

Se calcula el espectro respuesta con la sección 2.5.5.1:

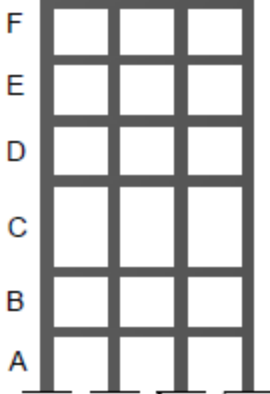
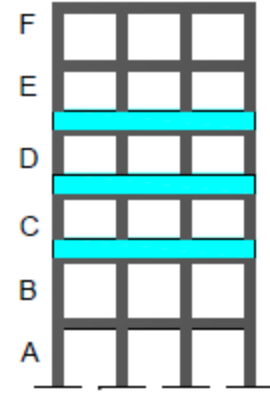
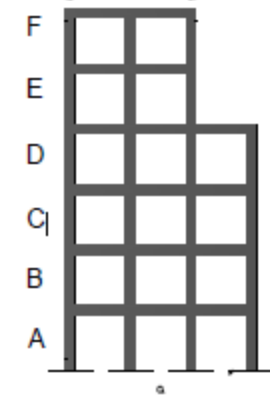


Determinación de los coeficientes de configuración estructural Φ_p y Φ_{pI} según las secciones – 2.6.6 y 2.6.7:

Irregularidades Horizontales:

Irregularidad Penalizada en Planta	
<p>Tipo 1 - Irregularidad Torsional</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>$\Delta \geq 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes Estructurales no paralelos</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Irregularidades verticales:

Irregularidad Penalizada en Elevación	
<p>Tipo 1 - Piso Flexible</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$Rigidez K_C < 0.70 Rigidez K_D$</p> <p>$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ o</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 -Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

La estructura es regular, siendo ϕ_P y ϕ_E igual a 1.

Tipos de análisis estructurales permitidos:

Debido a que la estructura no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación se permite el cálculo estático sin embargo el tipo de análisis seleccionado fue el procedimiento de análisis modal espectral.

Secciones Agrietadas:

Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0.8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.

4.1.2.3 Determinación de cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas según la sección 2.7.2

Determinación del periodo fundamental para la estructura – 2.7.2.2:

Método 1:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ec 4.84

Donde para pórticos especiales de hormigón armado si muros estructurales ni diagonales rigidizadoras $C_t=0.047$ y $\alpha=0.9$.

Método 2:

De acuerdo con la norma el periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. El periodo fundamental no puede ser mayor en un 30% al valor de T calculado en el método 1.

Valores obtenidos:

Ct	0.047
α	0.900
Altura a partir de la base hn (m)	46.100
T	1.477
Tmax	1.920
Periodo Fundamental (T)	1.920
Sa	0.480

Calculo del corte basal de diseño – 2.7.2.1

V	0.080
k	1.710
Peso efectivo de la estructura (W)	9706.614
Corte Basal (t)	776.9201
90 % Corte Basal (t)	699.2281
80 % Corte Basal (t)	621.5361

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_I} W$$

Ec 4.85

Distribución vertical de las fuerzas laterales – 2.7.2.4

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Ec 4.86

Planta	hi (m)	wi (t)	hx (m)	wx x hx ^k	Cvx	Fx (t)
14	3.2	627.48	46.1	439062.41	0.16	122.72
13	3.2	693.17	42.9	428887.59	0.15	119.88
12	3.2	693.17	39.7	375641.25	0.14	105.00
11	3.2	693.17	36.5	325358.62	0.12	90.94
10	3.2	693.17	33.3	278112.91	0.10	77.74
9	3.2	693.17	30.1	233986.19	0.08	65.40
8	3.2	693.17	26.9	193071.38	0.07	53.97
7	3.2	693.17	23.7	155475.22	0.06	43.46
6	3.2	693.17	20.5	121322.29	0.04	33.91
5	3.2	693.17	17.3	90761.23	0.03	25.37
4	3.2	693.17	14.1	63974.40	0.02	17.88
3	3.2	693.17	10.9	41194.65	0.01	11.51
2	3.2	693.17	7.7	22737.39	0.01	6.36
1	4.5	761.06	4.5	9963.56	0.00	2.78
Σ()	46.1	9706.61		2779549.09	1.00	776.92

Análisis Modal Espectral:

- El análisis deberá contener suficientes modos de vibración de tal manera que el porcentaje de combinación modal de masas sea mayor que el 90%. Para este modelo se seleccionaron 10 modos de vibración. A continuación se presentan los 10 primeros modos.

Modo	Frecuencia	Periodo	%Ux	%Uy
1	0.42	2.37	78.35	0.00
2	0.43	2.34	78.35	77.40
3	0.52	1.93	78.36	77.40
4	1.38	0.72	89.15	77.40
5	1.43	0.70	89.15	88.61
6	1.71	0.59	89.15	88.61
7	2.66	0.38	93.56	88.61
8	2.82	0.36	93.56	93.25
9	3.30	0.30	93.56	93.25
10	4.33	0.23	93.56	93.25

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral

Dirección X:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	81.75	0.00
13	84.909	0.00
12	65.131	0.00
11	47.938	0.00
10	36.177	0.00
9	29.966	0.00
8	27.059	0.00
7	25.511	0.00
6	25.332	0.00
5	26.977	0.00
4	28.86	0.00
3	27.491	0.00
2	20.613	0.00
1	10.436	0.00
$\Sigma(538.15)$		

Dirección Y:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	0.00	84.79
13	0.00	86.34
12	0.00	65.04
11	0.00	47.29
10	0.00	35.66
9	0.00	29.83
8	0.00	27.22
7	0.00	25.87
6	0.00	25.88
5	0.00	27.65
4	0.00	29.44
3	0.00	27.70
2	0.00	20.43
1	0.00	10.13
$\Sigma(543.26)$		

Nota: Ya que los resultados obtenidos del cortante basal mediante el análisis modal espectral son inferiores al 80% del cortante obtenido mediante el método de la fuerza lateral equivalente, se procede a escalar estos valores.

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral (Escalado)

Los valores fueron escalados con el fin de obtener un cortante basal superior a 620 [tf]

Dirección X:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	0.00	94.13
13	0.00	97.76
12	0.00	74.99
11	0.00	55.20
10	0.00	41.65
9	0.00	34.50
8	0.00	31.16
7	0.00	29.37
6	0.00	29.17
5	0.00	31.06
4	0.00	33.23
3	0.00	31.65
2	0.00	23.73
1	0.00	12.02
$\Sigma(619.63)$		

Dirección Y:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	0.00	96.96
13	0.00	98.74
12	0.00	74.38
11	0.00	54.08
10	0.00	40.79
9	0.00	34.12
8	0.00	31.13
7	0.00	29.58
6	0.00	29.59
5	0.00	31.63
4	0.00	33.66
3	0.00	31.68
2	0.00	23.36
1	0.00	11.58
$\Sigma(621.28)$		

Efectos P-Δ – 2.7.5

Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \text{ es menor a } 0.10$$

<i>Estabilidad y Efectos P-DELTA</i>			
Px [t]	Vx [t]	Θ	Chequeo
690.48	94.1280	0.0009	No hay P-DELTA
1419.65	191.8920	0.0013	No hay P-DELTA
2112.82	266.8840	0.0018	No hay P-DELTA
2806.00	322.08	0.0026	No hay P-DELTA
3499.17	363.73	0.0036	No hay P-DELTA
4192.34	398.24	0.0050	No hay P-DELTA
4885.51	429.39	0.0067	No hay P-DELTA
5578.69	458.77	0.0087	No hay P-DELTA
6271.86	487.93	0.0115	No hay P-DELTA
6965.03	518.99	0.0148	No hay P-DELTA
7658.20	552.22	0.0191	No hay P-DELTA
8351.38	583.88	0.0244	No hay P-DELTA
9044.55	607.61	0.0310	No hay P-DELTA
9805.61	619.63	0.0288	No hay P-DELTA

<i>Estabilidad y Efectos P-DELTA</i>			
Px [t]	Vy [t]	Θ	Chequeo
690.48	96.96	0.0010	No hay P-DELTA
1419.65	195.70	0.0013	No hay P-DELTA
2112.82	270.09	0.0019	No hay P-DELTA
2806.00	324.17	0.0027	No hay P-DELTA
3499.17	364.95	0.0037	No hay P-DELTA
4192.34	399.07	0.0051	No hay P-DELTA
4885.51	430.20	0.0066	No hay P-DELTA
5578.69	459.79	0.0088	No hay P-DELTA
6271.86	489.38	0.0113	No hay P-DELTA
6965.03	521.00	0.0146	No hay P-DELTA
7658.20	554.67	0.0183	No hay P-DELTA
8351.38	586.35	0.0230	No hay P-DELTA
9044.55	609.71	0.0284	No hay P-DELTA
9805.61	621.29	0.0256	No hay P-DELTA

4.1.2.4 Control de la deriva de Piso – 2.7.8

Para el chequeo de derivas se procede a analizar la estructura aplicando las cargas sísmicas en cada dirección independientemente con sus respectivas excentricidades.

Para el diseño de los elementos se procede a aplicar las cargas en cada dirección combinando 100% de la carga en la dirección principal y 30% de la carga en la dirección perpendicular, con sus respectivas excentricidades.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura.

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$
$$\Delta_E \leq \frac{0.020}{0.75 \times 6} = 0.0044$$

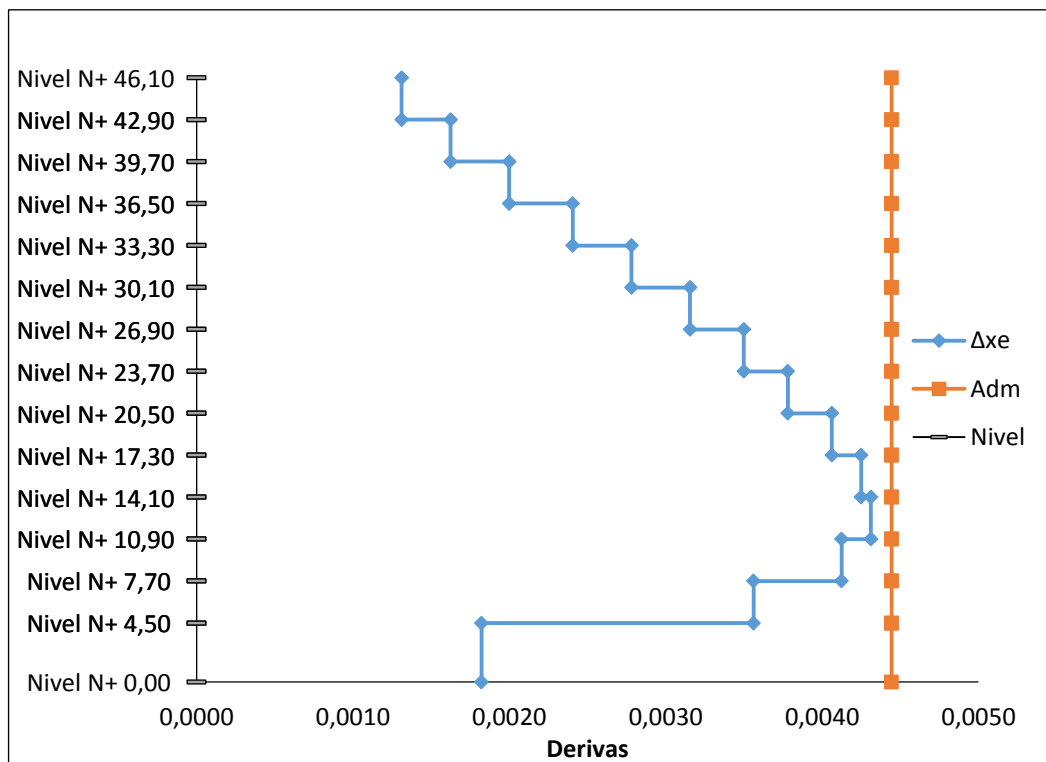
Ec 4.87

Donde Δ_M no puede superar los valores establecidos de la siguiente tabla:

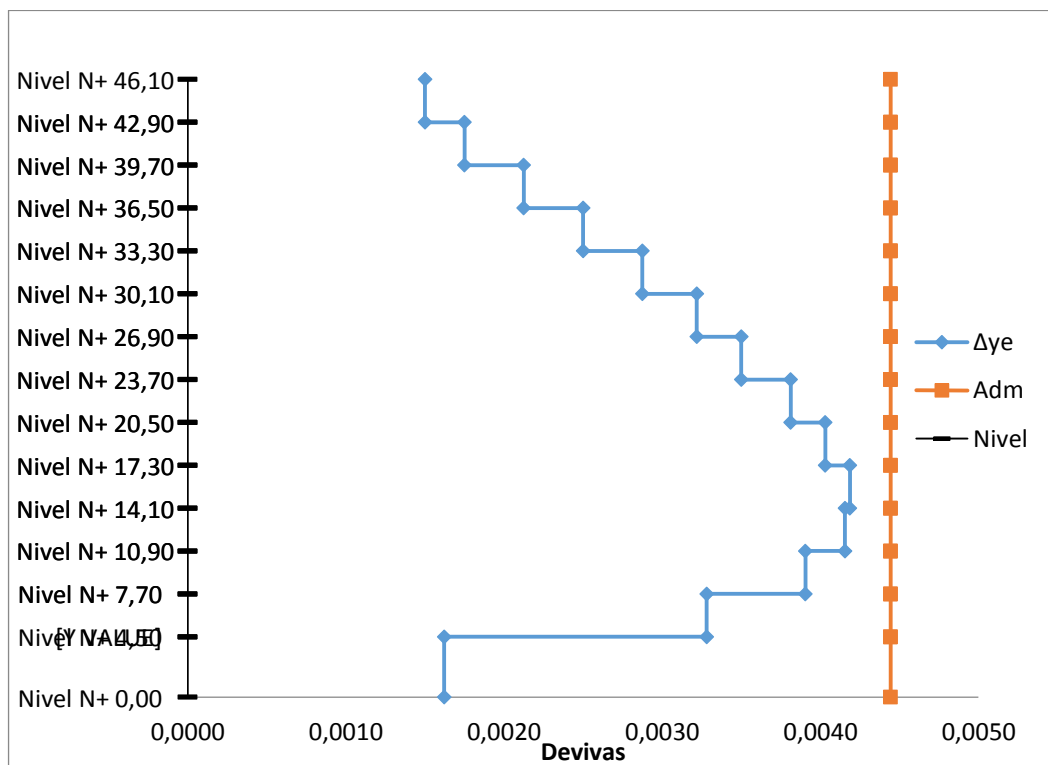
Tabla 2.8. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Derivas EX					
Nivel	Altura	δe	Δe	Δadm	Chequeo
Piso 14		13.90			
	46.10		0.0013	0.0044	OK
Piso 13		13.48			
	42.90		0.0016	0.0044	OK
Piso 12		12.96			
	39.70		0.0020	0.0044	OK
Piso 11		12.32			
	36.50		0.0024	0.0044	OK
Piso 10		11.55			
	33.30		0.0028	0.0044	OK
Piso 9		10.66			
	30.10		0.0032	0.0044	OK
Piso 8		9.65			
	26.90		0.0035	0.0044	OK
Piso 7		8.53			
	23.70		0.0038	0.0044	OK
Piso 6		7.32			
	20.50		0.0041	0.0044	OK
Piso 5		6.02			
	17.30		0.0043	0.0044	OK
Piso 4		4.66			
	14.10		0.0043	0.0044	OK
Piso 3		3.28			
	10.90		0.0041	0.0044	OK
Piso 2		1.96			
	7.70		0.0036	0.0044	OK
Piso 1		0.82			
	4.50		0.0018	0.0044	OK
Base		0.00			



Derivas EY					
Nivel	Altura	δe	Δe	Δadm	Chequeo
Piso 14		13.80			
	46.10		0.0015	0.0044	OK
Piso 13		13.32			
	42.90		0.0018	0.0044	OK
Piso 12		12.76			
	39.70		0.0021	0.0044	OK
Piso 11		12.08			
	36.50		0.0025	0.0044	OK
Piso 10		11.28			
	33.30		0.0029	0.0044	OK
Piso 9		10.36			
	30.10		0.0032	0.0044	OK
Piso 8		9.33			
	26.90		0.0035	0.0044	OK
Piso 7		8.21			
	23.70		0.0038	0.0044	OK
Piso 6		6.99			
	20.50		0.0040	0.0044	OK
Piso 5		5.70			
	17.30		0.0042	0.0044	OK
Piso 4		4.36			
	14.10		0.0042	0.0044	OK
Piso 3		3.03			
	10.90		0.0039	0.0044	OK
Piso 2		1.78			
	7.70		0.0033	0.0044	OK
Piso 1		0.73			
	4.50		0.0016	0.0044	OK
Base		0.00			



Combinaciones de Carga usadas para el Diseño por Resistencia - ACI-318-11

$$1.-U = 1.4D$$

$$2.-U = 1.2D + 1.6L$$

$$3.-U = 1.2D + L + 1.0E$$

$$4.-U = 0.9D + 1.0E$$

Efectos de la Carga Sísmica - ASCE 7-05 (12.4)

$$E = E_h + E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 3}$$

$$E = E_h - E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 4}$$

$$E_h = \rho Q_E$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

Q_E = los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V y F_p , dichos efectos resultan de la aplicación de las fuerzas horizontales de manera simultánea en cada uno de las direcciones

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D$$

$$E = \rho Q_E - 0.2S_{DS}D$$

$$\rho = 1.00$$

$$S_{ds} = 1.12$$

$$\text{Reducción de } L = 0.5$$

$$E = 1 Q_e + 0.224 D$$

$$E = 1 Q_e - 0.224 D$$

$$U = 1.424 D +/- 1 Q_e + 0.5 L$$

$$U = 0.976 D +/- 1 Q_e + 0.5 L$$

→ Combinación 3

***Se puede usar 0.5 L cuando para todas las ocupaciones en las cuales L_o en la tabla 4-1 es menor o igual a 100psf (4,79KN/m²), con la excepción de garajes o áreas de reunión pública**

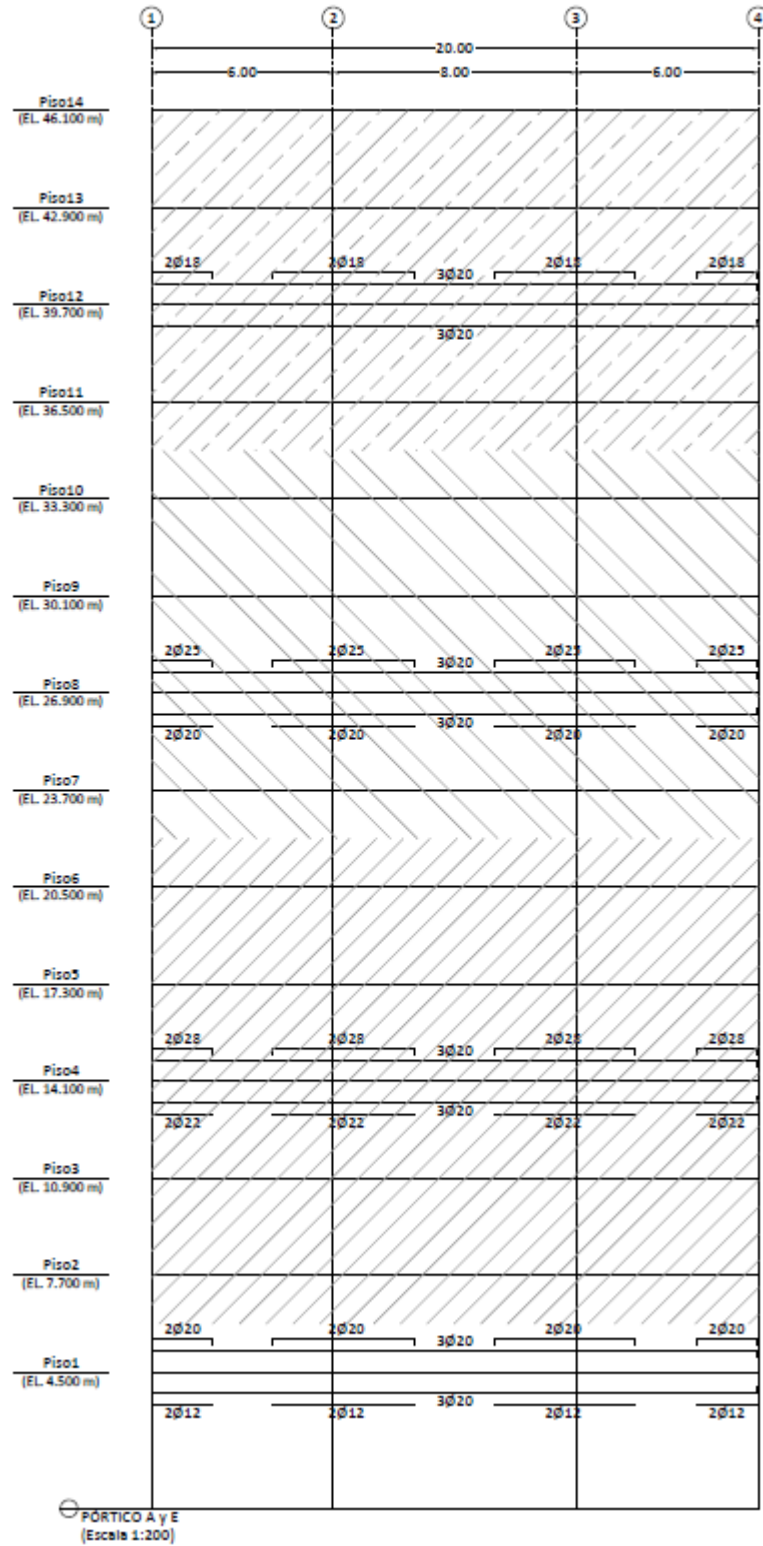
$$U = 1.124 D +/- 1 Q_e$$

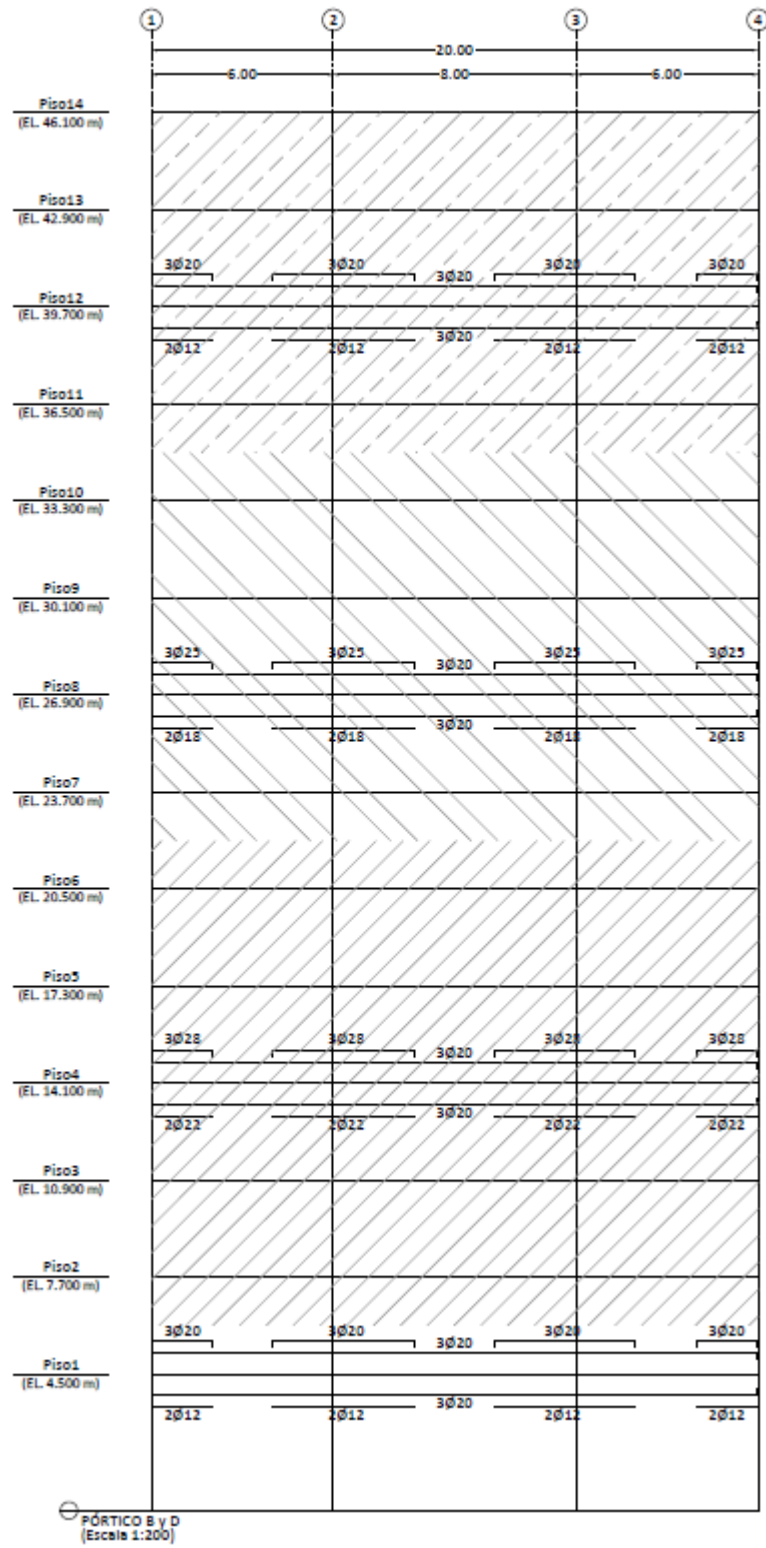
$$U = 0.676 D +/- 1 Q_e$$

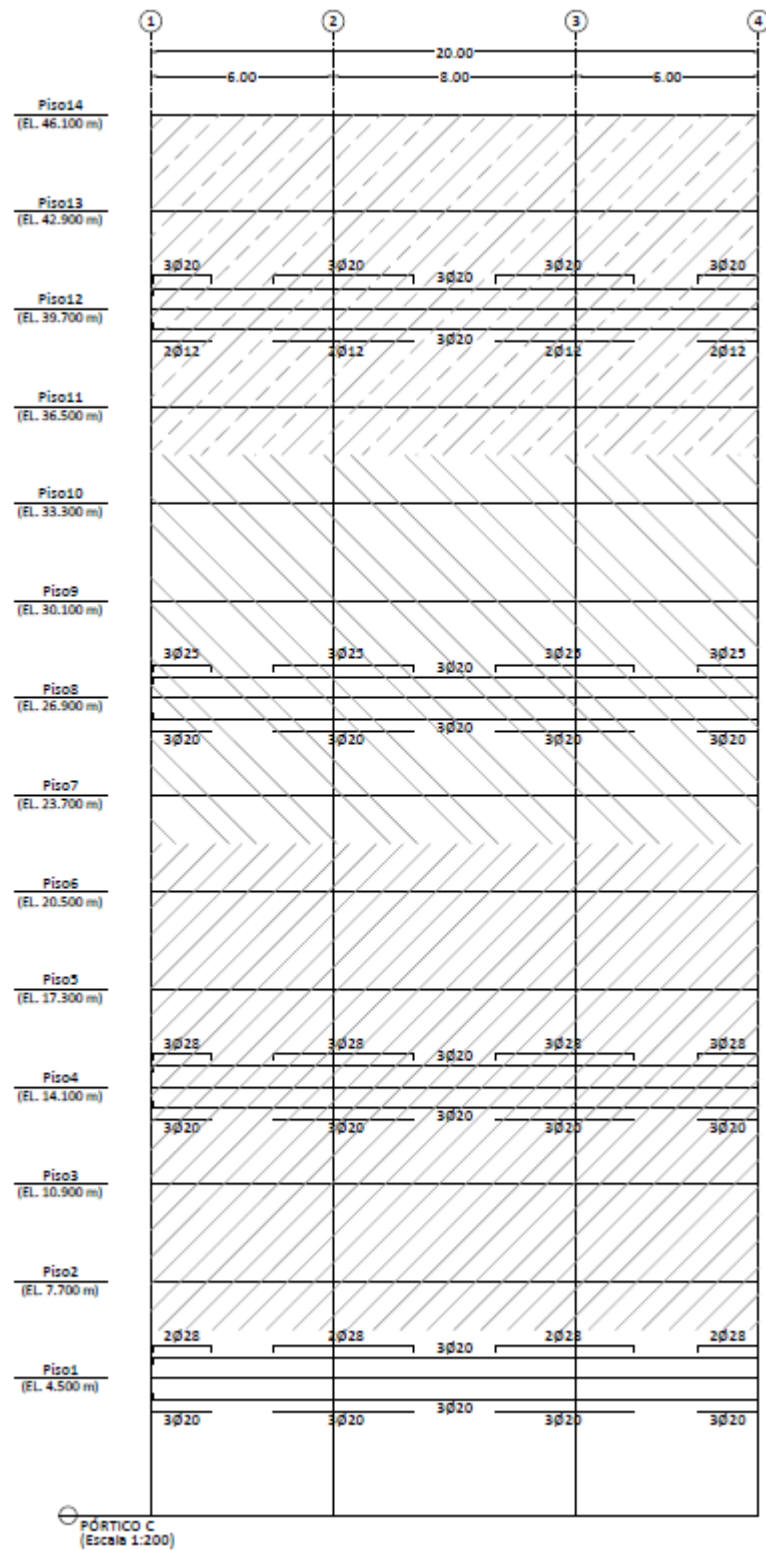
→ Combinación 4

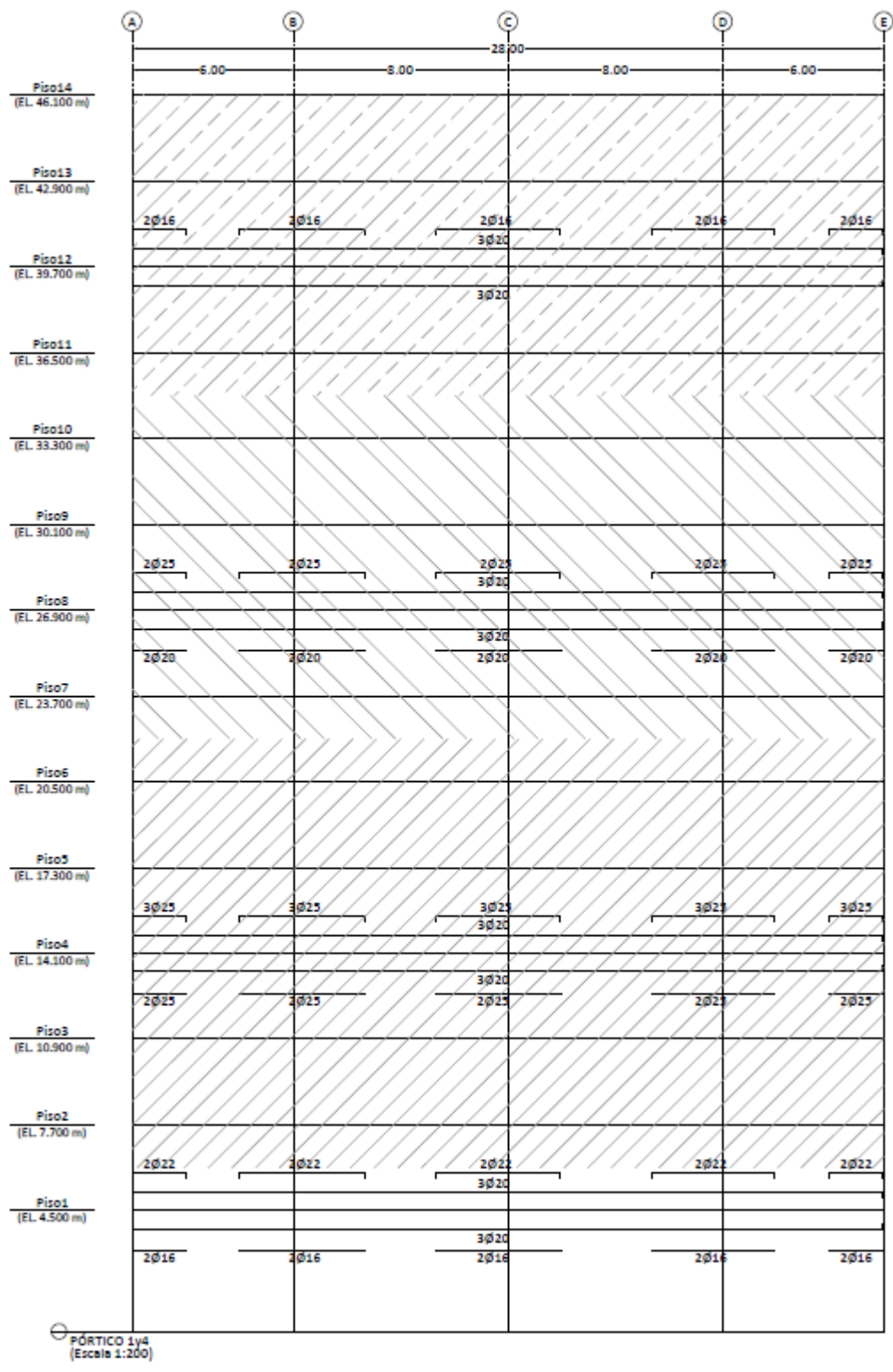
4.1.2.5 ESQUEMAS

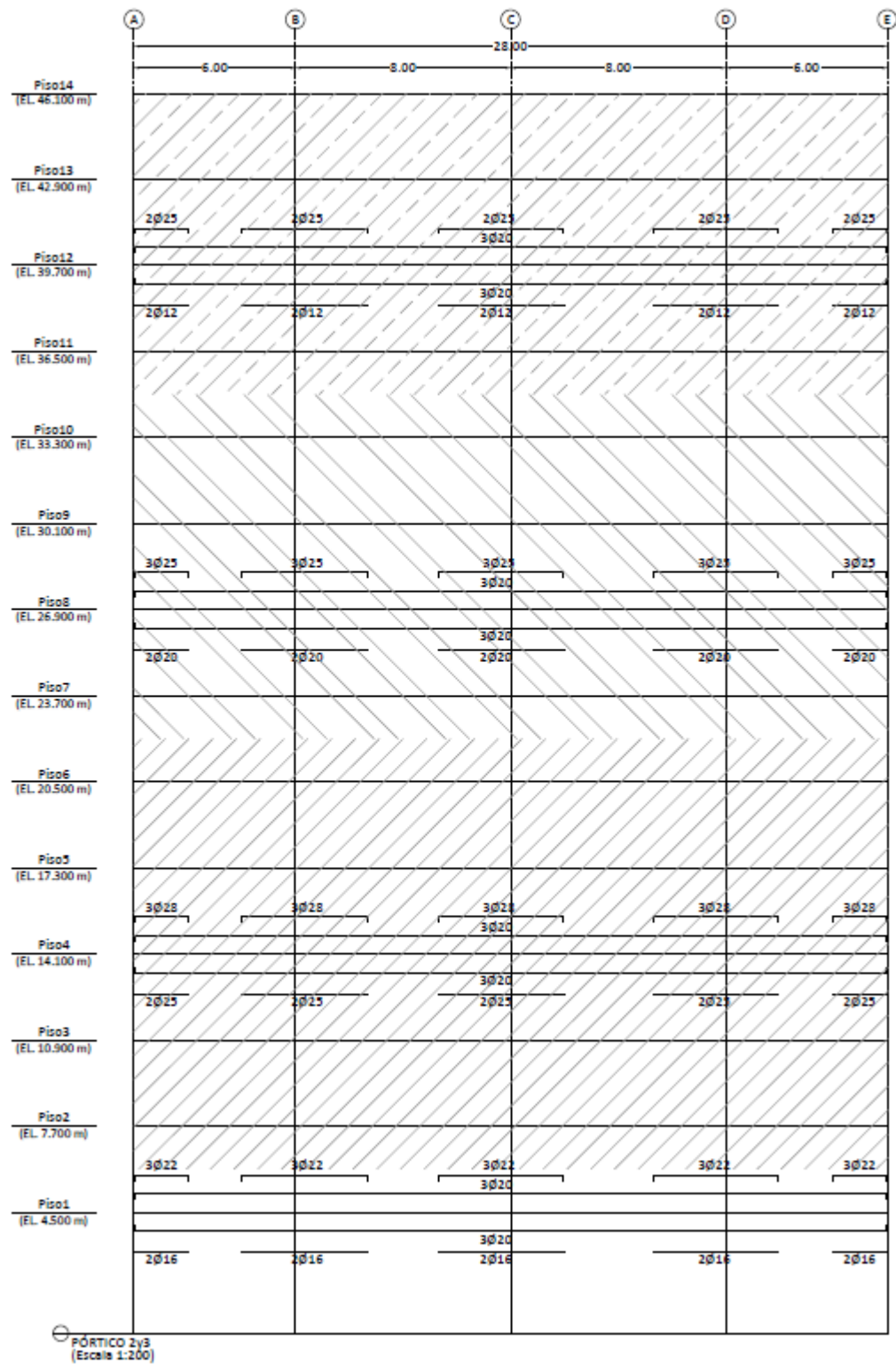
Esquema Armado de Vigas:



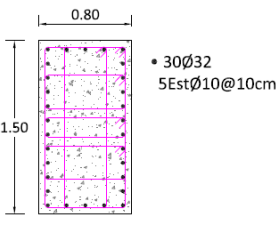
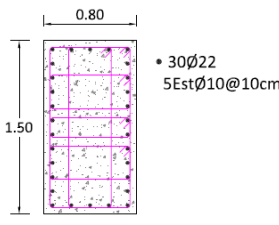
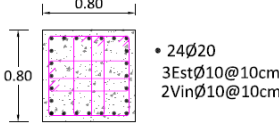




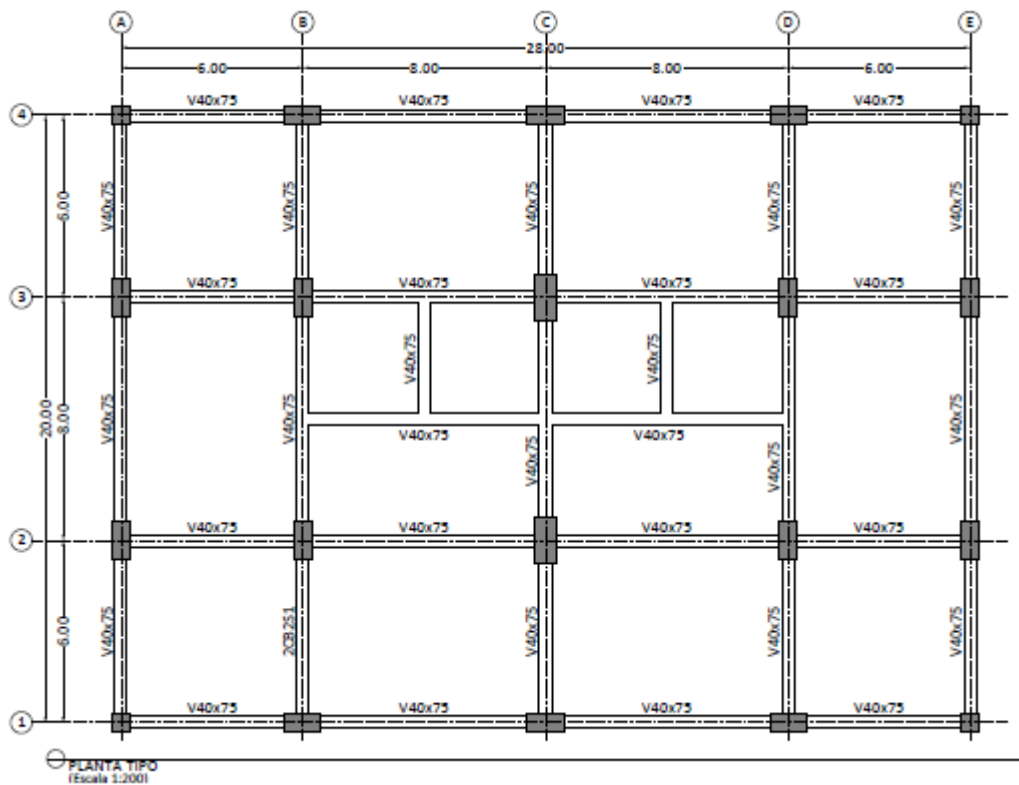




Esquema Armado de Columnas:

COLUMNAS TIPO		
C80x150	C80x150	C80x80
		
PISO 1-4	PISO 5-14	TODA LA ALTURA

Esquema Planta Tipo:



4.2 EJEMPLO DE ACERO

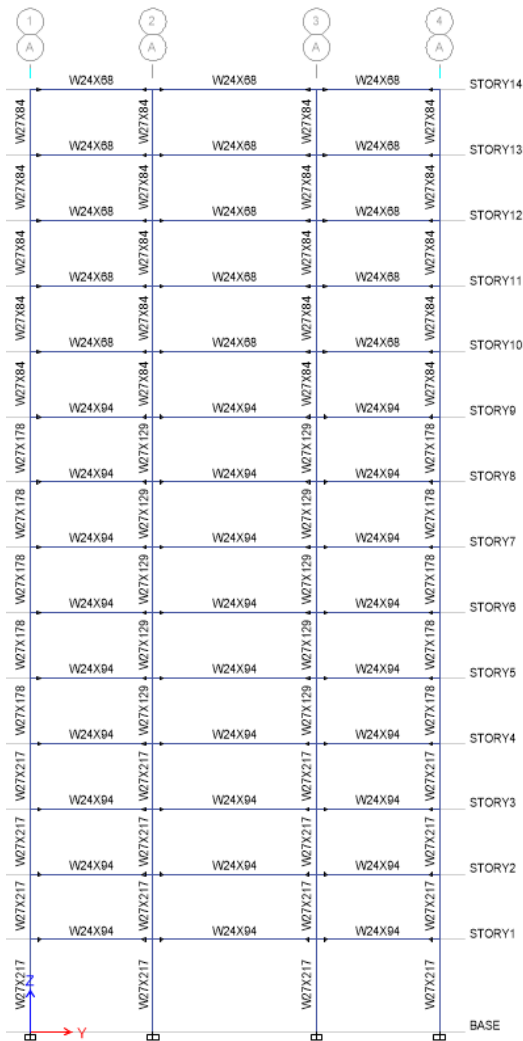
4.2.1 DISEÑO ASCE 7-10

4.2.1.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación

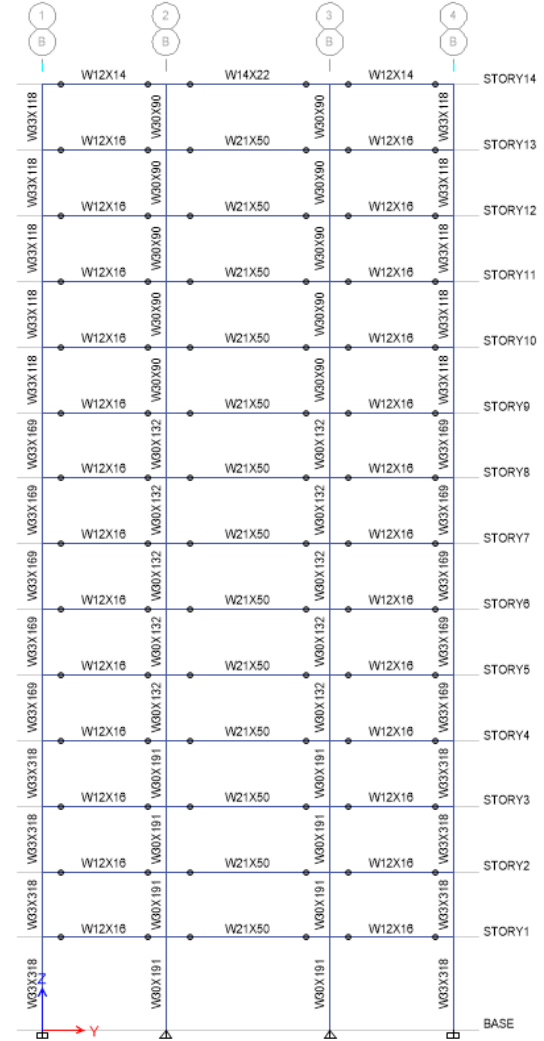
La estructura está compuesta de pórticos ordinarios resistente a momento en la parte interior y pórticos especiales resistentes a momento en el perímetro.

El edificio está compuesto por quince pisos, los cuales están conformados por:

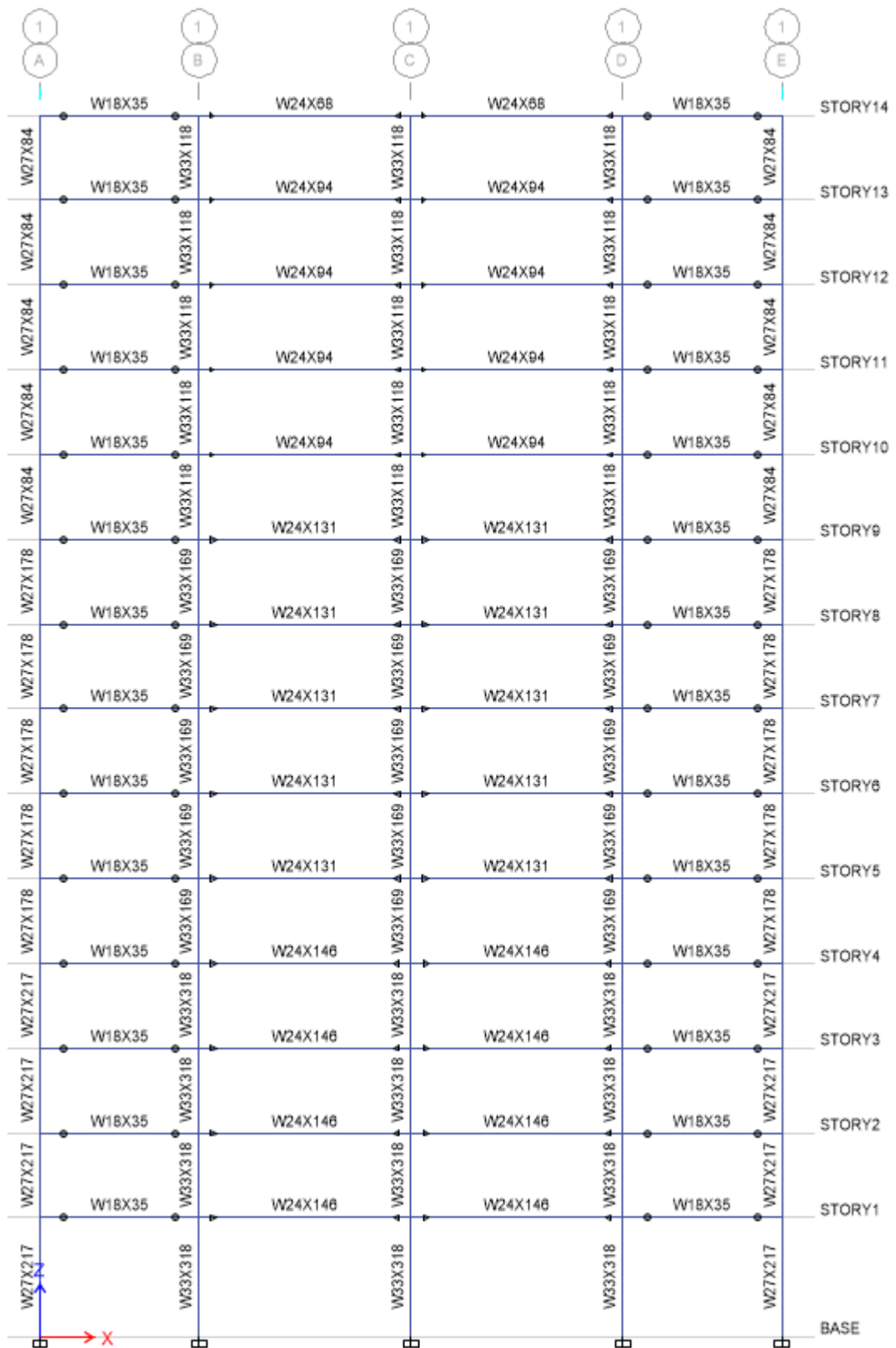
- Vigas de acero.
- Columnas de acero.
- Losas colaborante tipo deck con las siguientes características:
 - Altura=11 cm
 - Espesor de la Loseta=5 cm
 - Espesor del panel=0.76 mm
 - La altura entre pisos es de 3.20 m.
 - La altura del primer piso es 4.50 m.



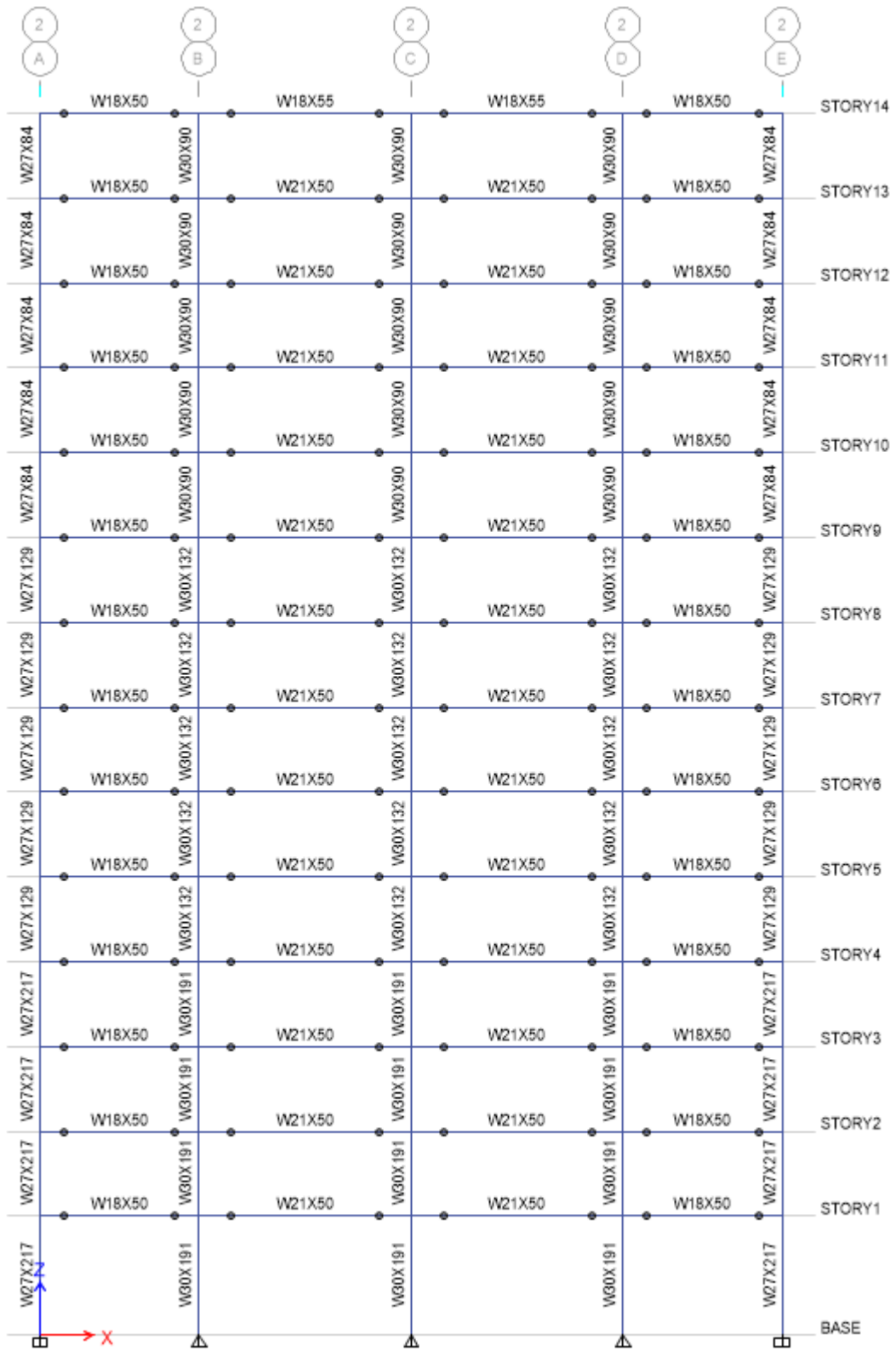
Pórticos A y E



Pórticos B C D y E



Pórticos 1 y 4



Pórticos 2 y 3

Materiales

Los materiales usados son:

- Acero estructural grado A36.
 - Módulo de Elasticidad=2038902.42 kg/cm²
 - Módulo de Poisson=0.3
 - Módulo de Corte=784204.05 kg/cm²
 - Peso Específico=7.85 tf/m³
 - Resistencia Característica, $f_y=2531$ kg/cm²
 - Resistencia Ultima, $f_u=4078$ kg/cm²

Códigos Usados para el Análisis y Diseño.

- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)
- ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 358-10 / 358s1-11, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application.

Cargas Establecidas:

- Peso Propio de los elementos (Calculado por el programa)
- Losa Cubierta:
 - Carga Muerta = 0.20 t/m²
 - Carga Viva = 0.15 t/m²
- Losa de Entrepiso:
 - Carga Muerta = 0.30 t/m²
 - Carga Viva = 0.25 t/m²

4.2.1.2 Análisis Estructural

El Análisis Estructural fue realizado usando el programa ETABS 2013.

De acuerdo con el código ASCE 7-10 (Tabla 12.2-1), el factor de reducción de fuerza sísmica, el factor de sobre resistencia y el coeficiente de amplificación de desplazamientos son:

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	System Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c					
					Seismic Design Category					
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS										
5. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	

Donde $R=8$ y $C_d=5.5$

La masa sísmica corresponde el peso propio mas la carga muerta.

Masa Sísmica	
Piso	Masa
14	254.90 [t]
13	302.31 [t]
12	302.31 [t]
11	302.31 [t]
10	302.31 [t]
9	308.24 [t]
8	310.88 [t]
7	310.88 [t]
6	310.88 [t]
5	310.88 [t]
4	315.81 [t]
3	320.01 [t]
2	320.01 [t]
1	324.65 [t]

Selección de la categoría de ocupación y factor de importancia del edificio:

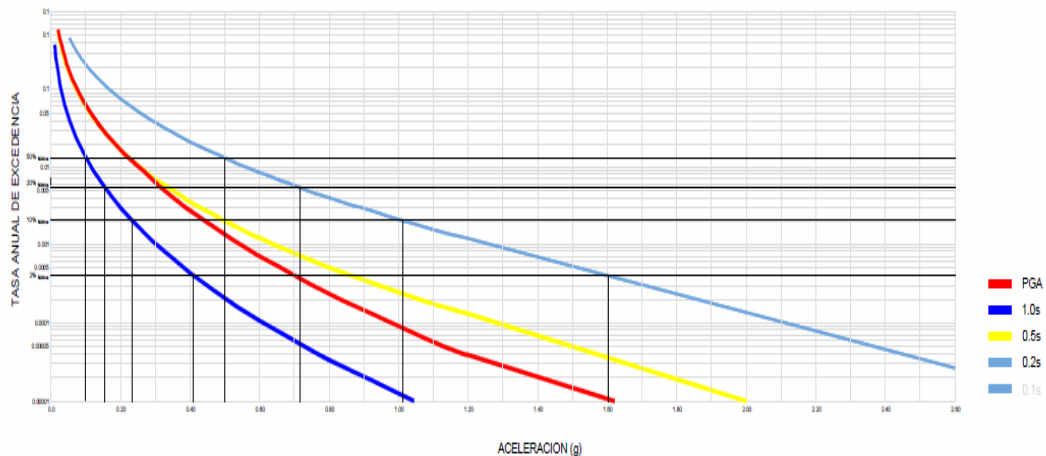
De acuerdo con la tabla ASCE 7-10 tabla 1-1 la categoría de ocupación del edificio es categoría IV, por lo tanto el factor de importancia de acuerdo a la sección 11.5.1 es de 1.5.

CATEGORIA OCUPACION	FACTOR I
I o II	1
III	1.25
IV	1.5

El factor de importancia sísmica se selecciona en función del tipo de estructura basado en el riesgo a la vida humana, salud y bienestar asociado con el daño o la falla.

Determinación del espectro respuesta y los valores de movimiento sísmico en el suelo de acuerdo a la sección 11.4 de la norma ASCE 7-10.

Los parámetros de aceleración espectral a periodo corto y a un segundo de acuerdo a lo establecido en el NEC-11 (de acuerdo a las curvas de peligro sísmico para quito):



Los parámetros de aceleración espectral a periodo corto y a un segundo de acuerdo a las curvas de peligro sísmico presentadas en el NEC 11 para un sismo con un nivel de intensidad con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (periodo de retorno de 2474 años – tasa de excedencia de 0.00040), son:

S_s	S_1
1.60	0.40

Adicionalmente, se determinó usando el estudio realizado por los autores Z.A. Lubkowski y B. Aluisi “Deriving Ss and S1 Parameters from PGA Maps” donde:

$$\frac{S_s}{PGA} = 0.3386PGA + 2.1696$$

Ec 4.88

$$\frac{S_1}{PGA} = 0.5776PGA + 0.5967$$

Ec 4.89

Donde usando la PGA determinada por el NEC 11 de 0.70 para una intensidad sísmica con probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, se obtuvo:

S_s	S_1
1.68	0.70

Se optó por usar estos valores para el diseño ya que son conservadores.

De acuerdo al tipo de suelo determinamos usando la sección 11.4.3 los coeficientes de sitio F_a y F_v , donde para un suelo tipo C:

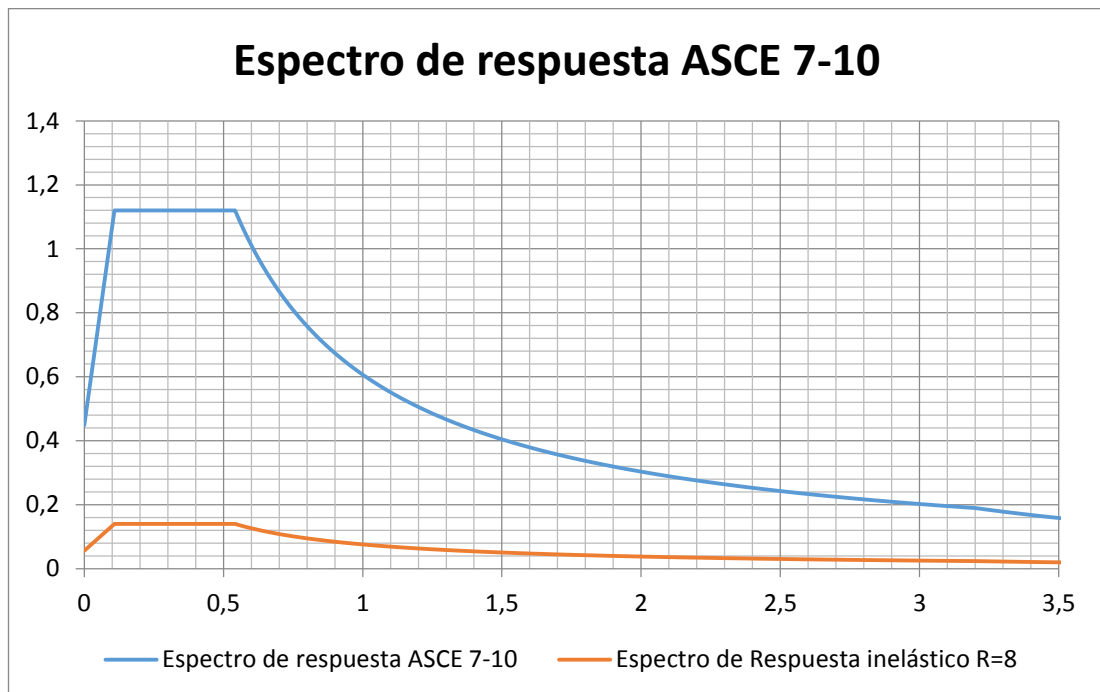
Fa						
Tipo de Suelo	Definición	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
A	Roca Dura	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	Roca	1	1	1	1	1
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1.2	1.2	1.1	1	1
D	Suelo Firme	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	Suelo Blando	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Suelos muy Pobres	Ver sección 11.4.7				

Fv						
Tipo de Suelo	Definición	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	Roca Dura	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	Roca	1	1	1	1	1
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	Suelo Firme	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	Suelo Blando	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Suelos muy Pobres	Ver sección 11.4.7				

Conociendo los parámetros y los coeficientes calculamos los parámetros de la aceleración espectral de diseño según la sección 11.4.4:

S_s	1.74	F_a	1.000	S_{M1}	0.988	$T_{0\text{(seg)}}$	0.114
S_1	0.76	F_v	1.300	S_{DS}	1.160	$T_{S\text{(seg)}}$	0.568
Suelo	C	S_{MS}	1.740	S_{D1}	0.659	$T_{L\text{(seg)}}$	4.000

Se calcula el espectro respuesta con la sección 11.4.5:



Definición de la categoría de diseño sísmico de acuerdo con la norma ASCE 7-10
sección 11.6:

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración</i>		
Valores de S_{DS}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

<i>Categoría de diseño sísmico, basada en la aceleración</i>		
Valores de S_{D1}	Categoría de Ocupación	
	I o II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} \leq 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Determinación de irregularidades verticales y horizontales – 12.3.2.1 y

12.3.2.2:

Irregularidades Horizontales:

Descripción del tipo de irregularidad	
1a	Irregularidad Torsional.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
1b	Irregularidad Torsional Extrema.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.4 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
2	Esquina Faltante.- Existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina faltante son superiores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en dicha dirección.
3	Discontinuidad del diafragma.- Existe cuando hay diafragmas con discontinuidades o variaciones en la rigidez abruptas, incluyendo aquellos que tienen cortes o áreas abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma cerrado.
4	Desplazamiento fuera del plano.- Existe cuando hay discontinuidades en el sistema resistente lateral, como desplazamientos en el plano de elementos verticales.
5	Sistemas no paralelos.- Existe cuando los elementos verticales del sistema resistente lateral no son paralelos o simétricos en relación a los ejes ortogonales principales de los sistemas laterales resistentes.

Irregularidades verticales

Descripción del tipo de irregularidad
Piso Blando.-Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 70% la rigidez del piso superior o menos del 80% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
Piso Blando Extremo.-Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 60% la rigidez del piso superior o menos del 70% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
Irregularidad en la Masa.-Existe cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 150% a la masa efectiva del piso adyacente. Un techo que sea menor al piso inferior no tiene que ser tomado en cuenta.
Irregularidad Geométrica Vertical.-Existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente en cualquier piso es mayor al 130% la del piso adyacente.
Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente Lateral Vertical.-Existe cuando el desplazamientos en el plano del sistema resistente lateral es mayor a la longitud del elemento o existe una reducción de la rigidez del elemento en un piso inferior.
Piso Débil.-Existe cuando la resistencia lateral es menor al 80% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.
Piso Débil.-Existe cuando la resistencia lateral es menor al 65% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.

La estructura es regular, no cuenta con ninguna irregularidad vertical.

Tipos de análisis estructurales permitidos:

De acuerdo a la tabla 12.6.1 y la sección 12.7.3:

Categoría de diseño sísmico	Características Estructurales	Método de la fuerza lateral equivalente	Análisis modal espectral	Análisis de respuesta en el tiempo
B,C	Estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Todas las demás estructuras	P	P	P
D,E,F	Estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 3 pisos	P	P	P
	Otras estructuras con categoría de ocupación I o II light frame con altura máxima de 2 pisos	P	P	P
	Estructuras regulares con $T < 3.2T_s$ y todas las estructuras con light frame construcción	P	P	P
	Estructuras irregulares con $T > 3.2T_s$ y que tengan solamente irregularidad horizontal tipo 2,3,4 o 5 de la tabla nuestra o irregularidad vertical tipo 4,5 o 5b de la tabla nuestra	P	P	P
	Todas las demás estructuras	NP	P	P

El tipo de análisis seleccionado fue el procedimiento de análisis modal espectral.

4.2.1.3 Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de la fuerza estática equivalente según la sección 12.8 de la norma ASCE 7-10

Determinación del periodo fundamental y Cs para la estructura – 12.8.2:

De acuerdo con la norma el periodo fundamental de la estructura puede ser establecido usando las propiedades estructurales y las deformaciones características de los elementos resistentes obtenidos mediante el análisis estructural. El periodo fundamental no puede exceder el límite $C_u \times T_a$.

Para el análisis de las derivas de piso se permite omitir el límite superior establecido por el código y usar el periodo obtenido en función de las propiedades mecánicas del edificio.

Factor de Modificación de Respuesta	8
Sds	1.120
SD1	0.61
Factor de importancia (I)	1
Ct	0.072
x	0.800
Altura a partir de la base hn (m)	46.100
Cu	1.400
Periodo fundamental aproximado (Ta)	1.551
Periodo Fundamental (T) Limite <=	2.172
Periodo Fundamental (T)	2.172
Coefficiente de respuesta Sísmica (Cs)	0.140
Cs max	0.032
Cs min	0.049
$S1 \leq 0.6g$	0.044
Coefficiente de respuesta Sísmica (Cs)	0.049
k	1.836

S _{D1}	C _u
≥ 0.40	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Coefficiente de respuesta Sismica (C _s)	0.049
Periodo Fundamental (T)	2.172
Peso efectivo de la estructura	4296.36
Corte Basal (t)	211.72
85 % Corte Basal (t)	179.97

Valores obtenidos usando el periodo obtenido omitiendo el límite superior (Para el cálculo de las fuerzas usadas en el control de deflexiones-derivadas):

Calculo del corte basal – 12.8.1

$$V = C_s W$$

Ec 4.90

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas – 12.8.3

$$F_x = C_{vx} V$$

Ec 4.91

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Ec 4.92

Cs = 0.049

Periodo Fundamental T = 2.17 [s]

Corte Basal (V) = 211.72 [t]

k = 1.255

Planta	hi (m)	wi (t)	hx (m)	wx x hx ^k	Cvx	Fx (t)
14	3.2	254.90	46.1	31211.19	0.12	26.20
13	3.2	302.31	42.9	33821.14	0.13	28.39
12	3.2	302.31	39.7	30685.72	0.12	25.75
11	3.2	302.31	36.5	27614.16	0.11	23.18
10	3.2	302.31	33.3	24610.58	0.10	20.66
9	3.2	308.24	30.1	22104.62	0.09	18.55
8	3.2	310.88	26.9	19360.93	0.08	16.25
7	3.2	310.88	23.7	16515.68	0.07	13.86
6	3.2	310.88	20.5	13766.97	0.05	11.55
5	3.2	310.88	17.3	11125.90	0.04	9.34
4	3.2	315.81	14.1	8743.63	0.03	7.34
3	3.2	320.01	10.9	6414.07	0.03	5.38
2	3.2	320.01	7.7	4146.77	0.02	3.48
1	4.5	324.65	4.5	2143.84	0.01	1.80
Σ()	46.1	4296.36		252265.19	1.00	211.72

Análisis Modal Espectral:

- El análisis deberá contener suficientes modos de vibración de tal manera que el porcentaje de combinación modal de masas sea mayor que el 90%. Para este modelo se seleccionaron 10 modos de vibración. A continuación se presentan los 10 primeros modos.

Análisis Modal				
Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	2.921	0	0.7817	0
2	2.914	0.76	0.7817	0
3	1.749	0.76	0.7817	0
4	0.997	0.76	0.8976	0
5	0.976	0.8845	0.8976	0
6	0.606	0.8845	0.8976	0
7	0.551	0.8845	0.9416	0
8	0.523	0.933	0.9416	0
9	0.368	0.933	0.9619	0
10	0.336	0.9332	0.9619	0
11	0.332	0.9577	0.9619	0
12	0.269	0.9577	0.9754	0

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral

Dirección X:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	22.58	0.00
13	42.9	39.77	0.00
12	39.7	49.65	0.00
11	36.5	56.43	0.00
10	33.3	62.59	0.00
9	30.1	68.38	0.00
8	26.9	73.93	0.00
7	23.7	79.24	0.00
6	20.5	83.92	0.00
5	17.3	88.12	0.00
4	14.1	93.13	0.00
3	10.9	99.50	0.00
2	7.7	105.64	0.00
1	4.5	109.46	0.00
BASE	0	0.00	0.00

Dirección Y:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	0.00	21.03
13	42.9	0.00	38.03
12	39.7	0.00	48.57
11	36.5	0.00	56.12
10	33.3	0.00	62.13
9	30.1	0.00	68.09
8	26.9	0.00	74.38
7	23.7	0.00	79.85
6	20.5	0.00	84.56
5	17.3	0.00	89.02
4	14.1	0.00	93.63
3	10.9	0.00	99.16
2	7.7	0.00	105.08
1	4.5	0.00	109.16
BASE	0	0.00	0.00

Nota: Ya que los resultados obtenidos del cortante basal mediante el análisis modal espectral son inferiores al 85% del cortante obtenido mediante el método de la fuerza lateral equivalente, se procede a escalar estos valores.

EX:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	43.40	0.00
13	42.9	76.43	0.00
12	39.7	95.42	0.00
11	36.5	108.46	0.00
10	33.3	120.29	0.00
9	30.1	131.43	0.00
8	26.9	142.09	0.00
7	23.7	152.29	0.00
6	20.5	161.30	0.00
5	17.3	169.35	0.00
4	14.1	178.98	0.00
3	10.9	191.23	0.00
2	7.7	203.03	0.00
1	4.5	210.38	0.00
BASE	0	210.38	0.00

EY:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	0.00	41.39
13	42.9	0.00	74.87
12	39.7	0.00	95.61
11	36.5	0.00	110.47
10	33.3	0.00	122.31
9	30.1	0.00	134.03
8	26.9	0.00	146.41
7	23.7	0.00	157.18
6	20.5	0.00	166.45
5	17.3	0.00	175.23
4	14.1	0.00	184.31
3	10.9	0.00	195.20
2	7.7	0.00	206.85
1	4.5	0.00	214.87
BASE	0	0.00	214.87

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral (Escalado para derivas)

Dirección X:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	33.57	0.00
13	42.9	59.12	0.00
12	39.7	73.81	0.00
11	36.5	83.90	0.00
10	33.3	93.06	0.00
9	30.1	101.67	0.00
8	26.9	109.92	0.00
7	23.7	117.81	0.00
6	20.5	124.77	0.00
5	17.3	131.01	0.00
4	14.1	138.46	0.00
3	10.9	147.93	0.00
2	7.7	157.06	0.00
1	4.5	162.74	0.00
BASE	0	162.74	0.00

Dirección Y:

Piso	Altura	Vx	Vy
14	46.1	0.00	31.26
13	42.9	0.00	56.55
12	39.7	0.00	72.21
11	36.5	0.00	83.43
10	33.3	0.00	92.38
9	30.1	0.00	101.23
8	26.9	0.00	110.58
7	23.7	0.00	118.71
6	20.5	0.00	125.72
5	17.3	0.00	132.35
4	14.1	0.00	139.21
3	10.9	0.00	147.43
2	7.7	0.00	156.23
1	4.5	0.00	162.29
BASE	0	0.00	162.29

Aplicación de las cargas sísmicas –sección 12.5.4 – 12.5.3 y 12.8.4.2

Para el chequeo de derivas se procede a analizar la estructura aplicando las cargas sísmicas en cada dirección independientemente con sus respectivas excentricidades.

Para el diseño de los elementos se procede a aplicar las cargas en cada dirección combinando 100% de la carga en la dirección principal y 30% de la carga en la dirección perpendicular, con sus respectivas excentricidades.

4.2.1.4 Determinación de las derivas, la amplificación accidental del momento torsional y efectos P-Δ – 12.8.6 - 12.8.4.3 -12.8.7:

Numero de pisos = 14

Altura piso 1 = 4.50 [m]

Altura pisos = 3.20 [m]

%CV en Masa Sismica = 0.00

le = 1.00

Cd = 5.50

$\Delta(adm) = 0.020$

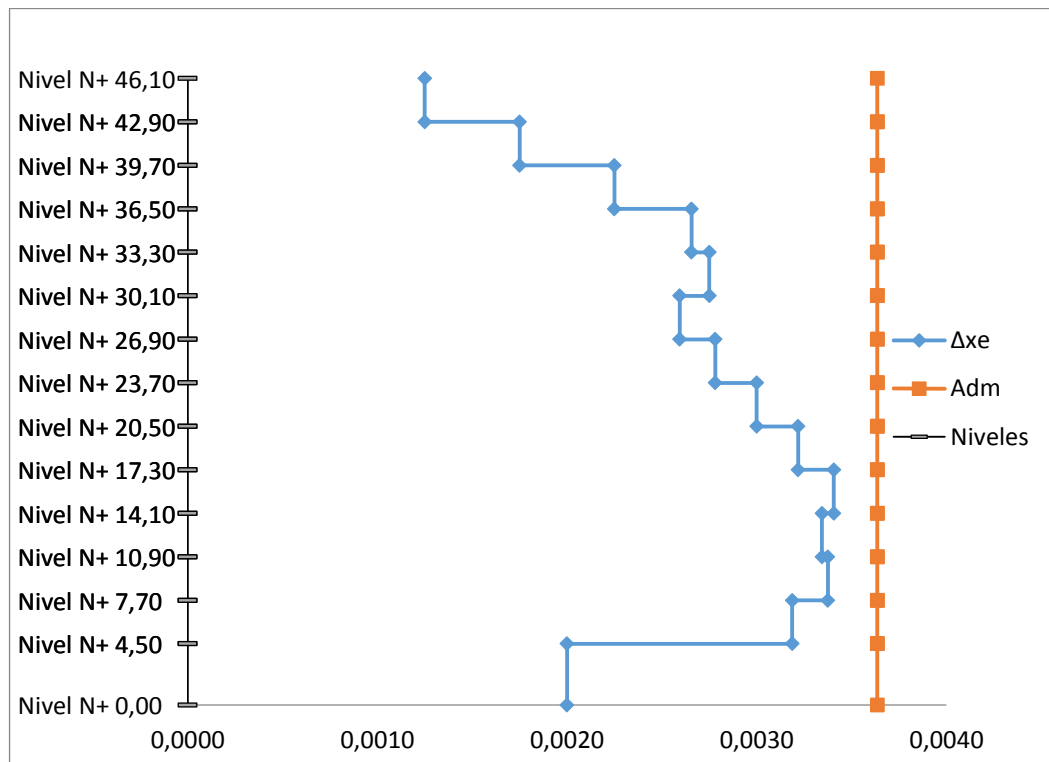
$\theta = 1.00$

$\vartheta(max) = 0.09$

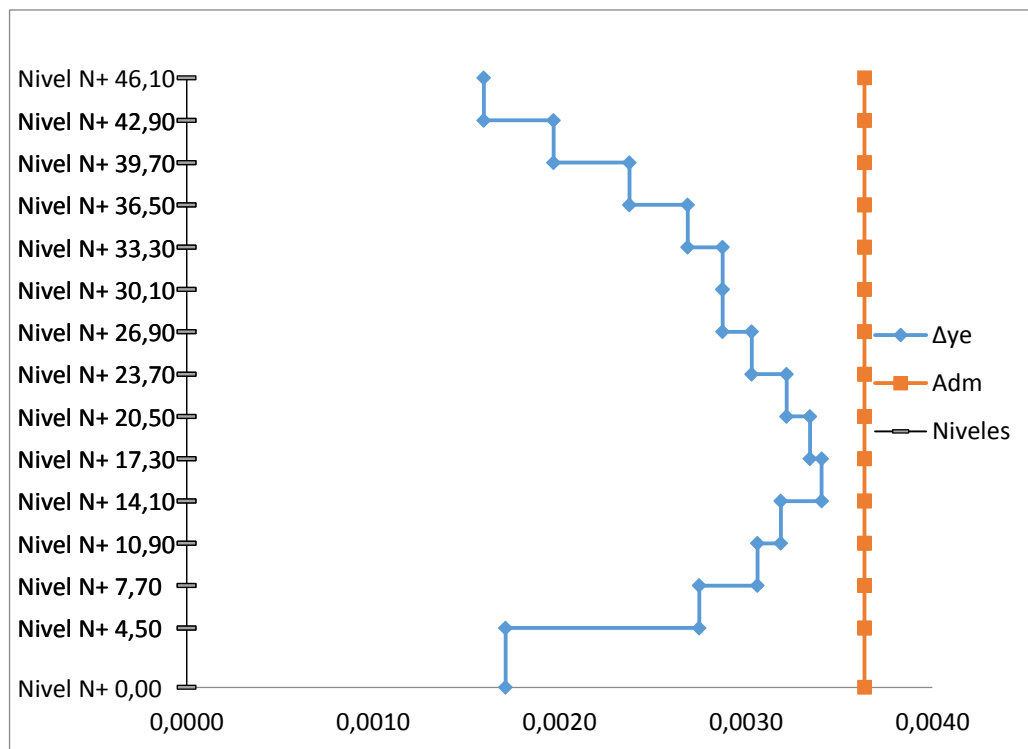
SX																
Piso	h	h _{sx}	δ_x [mm]	W _e [ton]	V _x [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ_x [mm]	Δ_x/h	P _x	θ	Derivas	P-Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b	Irregularidad Vertical 2
14	3200	46100	124.13	254.90	33.57	0.15	560.00	28.38	0.0089	338.90	0.0011	OK	OK	OK	OK	N/A
13	3200	42900	118.97	302.31	59.12	0.25	528.00	34.46	0.0108	773.21	0.0019	OK	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	112.71	302.31	73.81	0.25	528.00	41.62	0.0130	1207.52	0.0031	OK	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	105.14	302.31	83.90	0.25	528.00	47.58	0.0149	1641.83	0.0046	OK	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	96.49	302.31	93.06	0.25	528.00	50.40	0.0158	2076.14	0.0061	OK	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	87.32	308.24	101.67	0.25	528.00	50.54	0.0158	2516.38	0.0076	OK	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	78.14	310.88	109.92	0.25	528.00	53.42	0.0167	2959.25	0.0097	OK	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	68.42	310.88	117.81	0.25	528.00	56.66	0.0177	3402.13	0.0126	OK	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	58.12	310.88	124.77	0.25	528.00	59.18	0.0185	3845.01	0.0162	OK	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	47.36	310.88	131.01	0.25	528.00	59.70	0.0187	4287.88	0.0205	OK	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	36.51	315.81	138.46	0.25	528.00	56.06	0.0175	4735.69	0.0247	OK	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	26.31	320.01	147.93	0.25	528.00	53.98	0.0169	5187.70	0.0316	OK	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	16.50	320.01	157.06	0.25	528.00	48.24	0.0151	5639.71	0.0409	OK	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	7.73	324.65	162.74	0.25	528.00	42.50	0.0094	6096.36	0.0643	OK	OK	OK	OK	OK
BASE			0													

SY															
Piso	h	h _{sx}	δ _x [mm]	W _e [ton]	V _x [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ _x [mm]	Δ _x /h	P _x	θ	Derivas	P-Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b
14	3200	46100	122.76	254.90	31.26	0.15	560.00	21.89	0.0068	338.90	0.0009	OK	OK	OK	OK
13	3200	42900	118.78	302.31	56.55	0.25	528.00	30.76	0.0096	773.21	0.0018	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	113.19	302.31	72.21	0.25	528.00	39.52	0.0124	1207.52	0.0030	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	106.00	302.31	83.43	0.25	528.00	46.48	0.0145	1641.83	0.0046	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	97.55	302.31	92.38	0.25	528.00	48.90	0.0153	2076.14	0.0060	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	88.66	308.24	101.23	0.25	528.00	45.51	0.0142	2516.38	0.0068	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	80.39	310.88	110.58	0.25	528.00	48.86	0.0153	2959.25	0.0088	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	71.50	310.88	118.71	0.25	528.00	52.77	0.0165	3402.13	0.0116	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	61.91	310.88	125.72	0.25	528.00	56.59	0.0177	3845.01	0.0153	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	51.62	310.88	132.35	0.25	528.00	59.91	0.0187	4287.88	0.0204	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	40.73	315.81	139.21	0.25	528.00	58.79	0.0184	4735.69	0.0258	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	30.04	320.01	147.43	0.25	528.00	59.33	0.0185	5187.70	0.0348	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	19.25	320.01	156.23	0.25	528.00	56.12	0.0175	5639.71	0.0478	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	9.05	324.65	162.29	0.25	528.00	49.75	0.0111	6096.36	0.0755	OK	OK	OK	OK
BASE			0												

Derivas EX					Estabilidad y Efectos P-DELTA				
Nivel	Altura	δ_e	Δ_e	Δ_{adm}	Chequeo	Px [t]	Vx [t]	Θ	Chequeo
Piso 14		12.28							
	46.10		0.0012	0.0036	OK	338.90	33.5697	0.0015	No hay P-DELTA
Piso 13		11.88							
	42.90		0.0017	0.0036	OK	689.21	59.1229	0.0026	No hay P-DELTA
Piso 12		11.32							
	39.70		0.0022	0.0036	OK	991.52	73.8109	0.0042	No hay P-DELTA
Piso 11		10.60							
	36.50		0.0026	0.0036	OK	1293.83	83.90	0.0061	No hay P-DELTA
Piso 10		9.75							
	33.30		0.0028	0.0036	OK	1596.14	93.06	0.0079	No hay P-DELTA
Piso 9		8.87							
	30.10		0.0026	0.0036	OK	1904.38	101.67	0.0088	No hay P-DELTA
Piso 8		8.04							
	26.90		0.0028	0.0036	OK	2215.25	109.92	0.0114	No hay P-DELTA
Piso 7		7.15							
	23.70		0.0030	0.0036	OK	2526.13	117.81	0.0149	No hay P-DELTA
Piso 6		6.19							
	20.50		0.0032	0.0036	OK	2837.01	124.77	0.0196	No hay P-DELTA
Piso 5		5.16							
	17.30		0.0034	0.0036	OK	3147.88	131.01	0.0260	No hay P-DELTA
Piso 4		4.07							
	14.10		0.0033	0.0036	OK	3463.69	138.46	0.0326	No hay P-DELTA
Piso 3		3.00							
	10.90		0.0034	0.0036	OK	3783.70	147.93	0.0435	No hay P-DELTA
Piso 2		1.92							
	7.70		0.0032	0.0036	OK	4103.71	157.06	0.0595	No hay P-DELTA
Piso 1		0.90							
	4.50		0.0020	0.0036	OK	4428.36	162.74	0.0669	No hay P-DELTA
Base		0.00							



Derivas EY					Estabilidad y Efectos P-DELTA				
Nivel	Altura	δ_e	Δ_e	Δ_{adm}	Chequeo	Px [t]	Vy [t]	Θ	Chequeo
Piso 14		12.41							
	46.10		0.0016	0.0036	OK	338.90	31.26	0.0021	No hay P-DELTA
Piso 13		11.90							
	42.90		0.0020	0.0036	OK	689.21	56.55	0.0031	No hay P-DELTA
Piso 12		11.27							
	39.70		0.0024	0.0036	OK	991.52	72.21	0.0045	No hay P-DELTA
Piso 11		10.51							
	36.50		0.0027	0.0036	OK	1293.83	83.43	0.0063	No hay P-DELTA
Piso 10		9.65							
	33.30		0.0029	0.0036	OK	1596.14	92.38	0.0082	No hay P-DELTA
Piso 9		8.73							
	30.10		0.0029	0.0036	OK	1904.38	101.23	0.0099	No hay P-DELTA
Piso 8		7.81							
	26.90		0.0030	0.0036	OK	2215.25	110.58	0.0124	No hay P-DELTA
Piso 7		6.84							
	23.70		0.0032	0.0036	OK	2526.13	118.71	0.0159	No hay P-DELTA
Piso 6		5.81							
	20.50		0.0034	0.0036	OK	2837.01	125.72	0.0204	No hay P-DELTA
Piso 5		4.74							
	17.30		0.0034	0.0036	OK	3147.88	132.35	0.0256	No hay P-DELTA
Piso 4		3.65							
	14.10		0.0032	0.0036	OK	3463.69	139.21	0.0309	No hay P-DELTA
Piso 3		2.63							
	10.90		0.0031	0.0036	OK	3783.70	147.43	0.0397	No hay P-DELTA
Piso 2		1.65							
	7.70		0.0027	0.0036	OK	4103.71	156.23	0.0514	No hay P-DELTA
Piso 1		0.77							
	4.50		0.0017	0.0036	OK	4428.36	162.29	0.0573	No hay P-DELTA
Base		0.00							



Combinaciones de Carga usadas para el Diseño por Resistencia - ASCE 7-10 (2.3.2)

$$1.-U = 1.4D$$

$$2.-U = 1.2D + 1.6L$$

$$3.-U = 1.2D + L + 1.0E$$

$$4.-U = 0.9D + 1.0E$$

Efectos de la Carga Sísmica - ASCE 7-10 (12.4)

$$E = E_h + E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 3}$$

$$E = E_h - E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 4}$$

$$E_h = \rho Q_E$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

Q_E = los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V y F_p , dichos efectos resultan de la aplicación de las fuerzas horizontales de manera simultánea en cada uno de las direcciones

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D$$

$$E = \rho Q_E - 0.2S_{DS}D$$

$$\rho_x = 1.00$$

$$\rho_y = 1.00$$

$$S_{ds} = 1.16$$

$$\text{Reducción de } L = 0.5$$

$$E = 1 Q_e + 0.232 D$$

$$E = 1 Q_e - 0.232 D$$

$$\begin{aligned} U &= 1.432 D + /- 1 Q_e + 0.5 L \\ U &= 0.968 D + /- 1 Q_e + 0.5 L \end{aligned} \quad \rightarrow \text{Combinación 3}$$

***Se puede usar 0.5 L cuando para todas las ocupaciones en las cuales L_o en la tabla 4-1 es menor o igual a 100psf (4,79KN/m²), con la excepción de garajes o áreas de reunión pública**

$$\begin{aligned} U &= 1.132 D + /- 1 Q_e \\ U &= 0.668 D + /- 1 Q_e \end{aligned} \quad \rightarrow \text{Combinación 4}$$

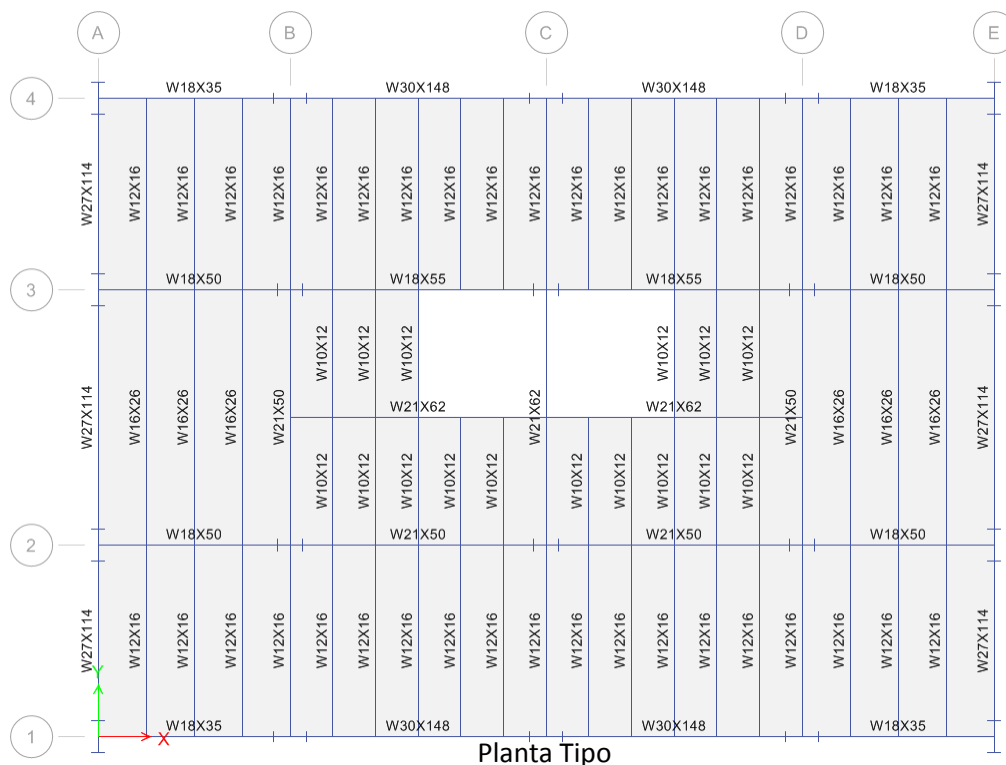
4.2.2 DISEÑO NEC-11

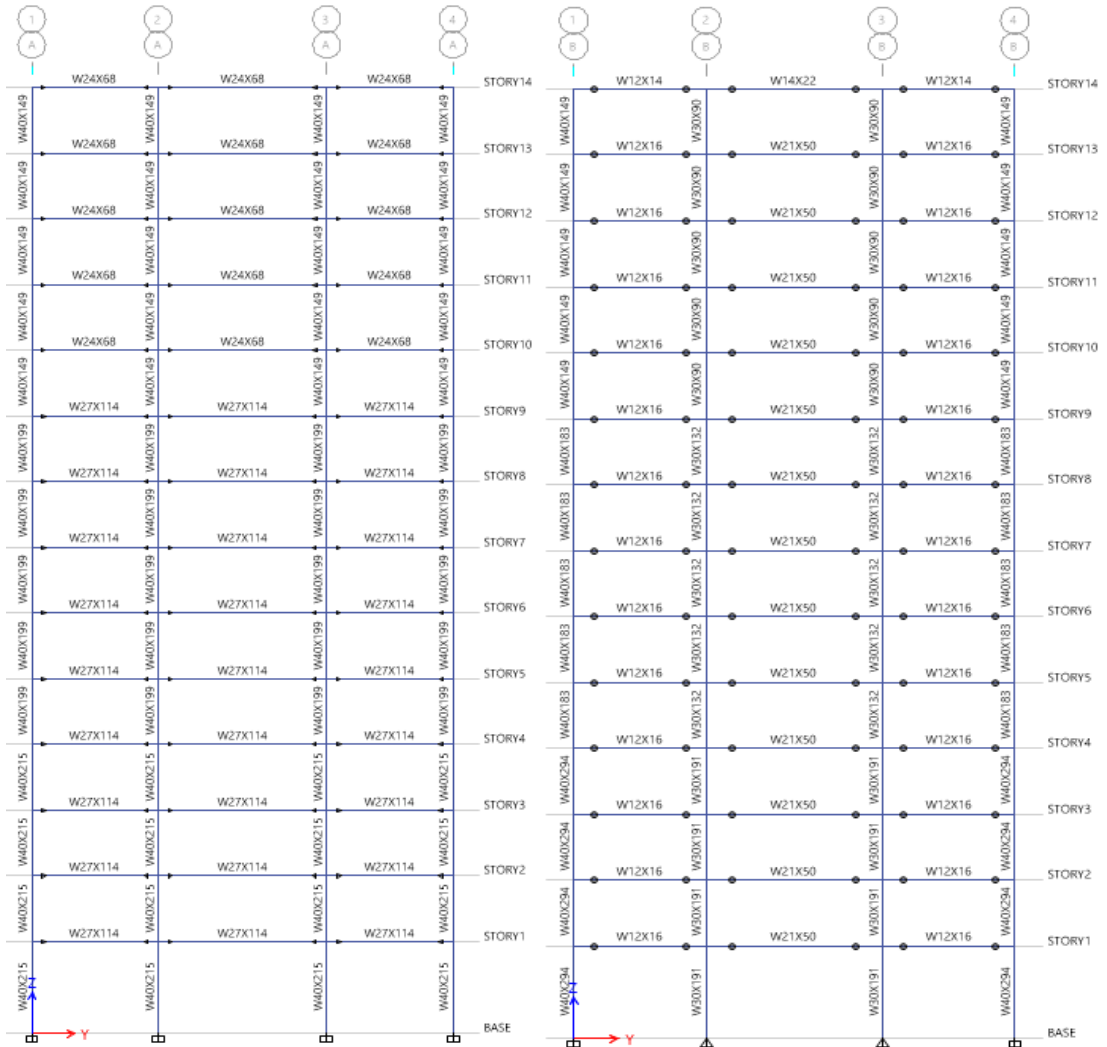
4.2.2.1 Propiedades Geométricas y Características de la Edificación

La estructura está compuesta de pórticos ordinarios resistente a momento en la parte interior y pórticos especiales resistentes a momento en el perímetro.

El edificio está compuesto por quince pisos, los cuales están conformados por:

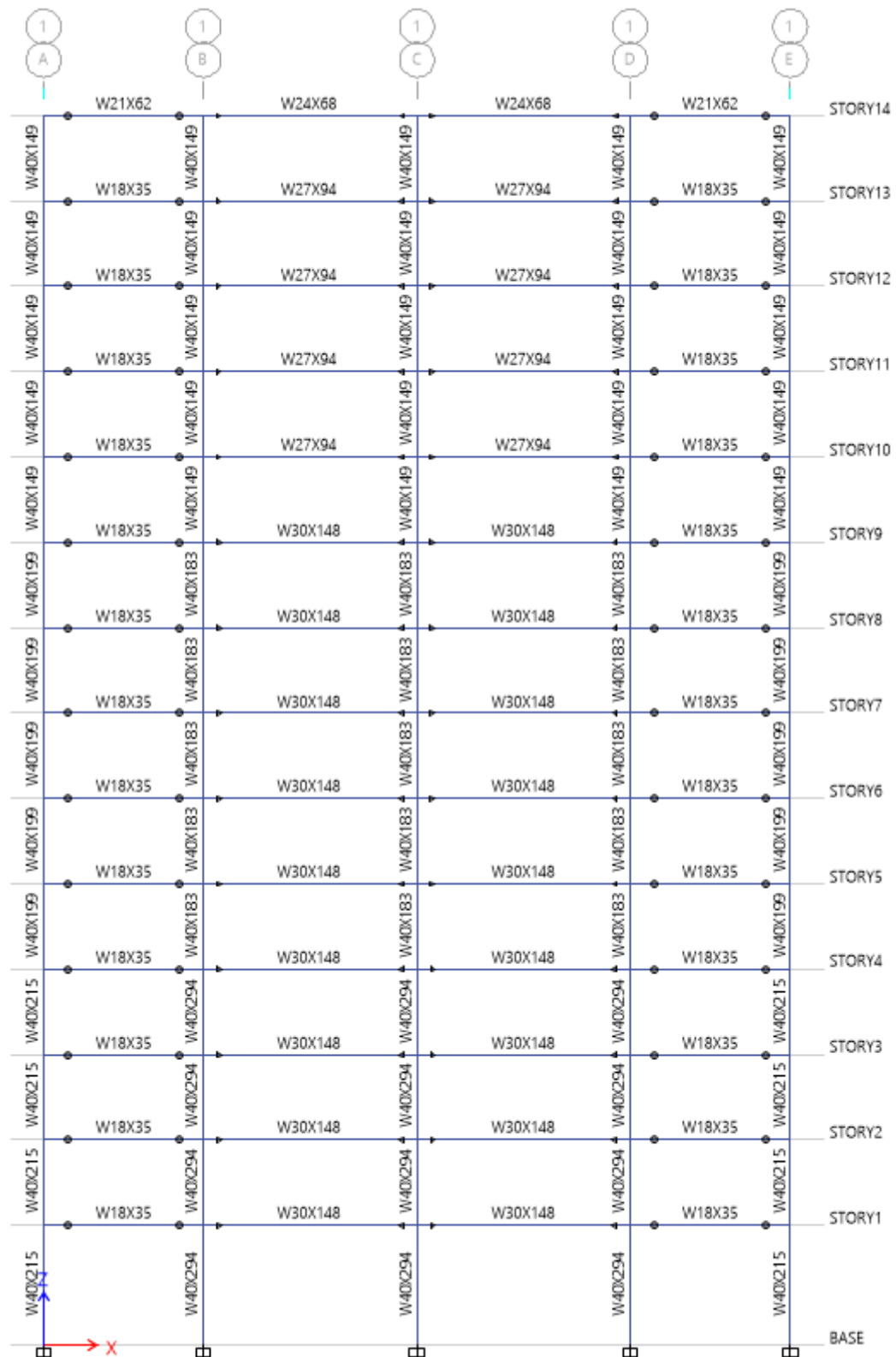
- Vigas de acero.
- Columnas de acero.
- Losas nervadas con las siguientes características:
- Altura=11 cm
- Espesor de la Loseta=5 cm
- Espesor del panel=0.76 mm
- La altura entre pisos es de 3.20 m.
- La altura del primer piso es 4.50 m.



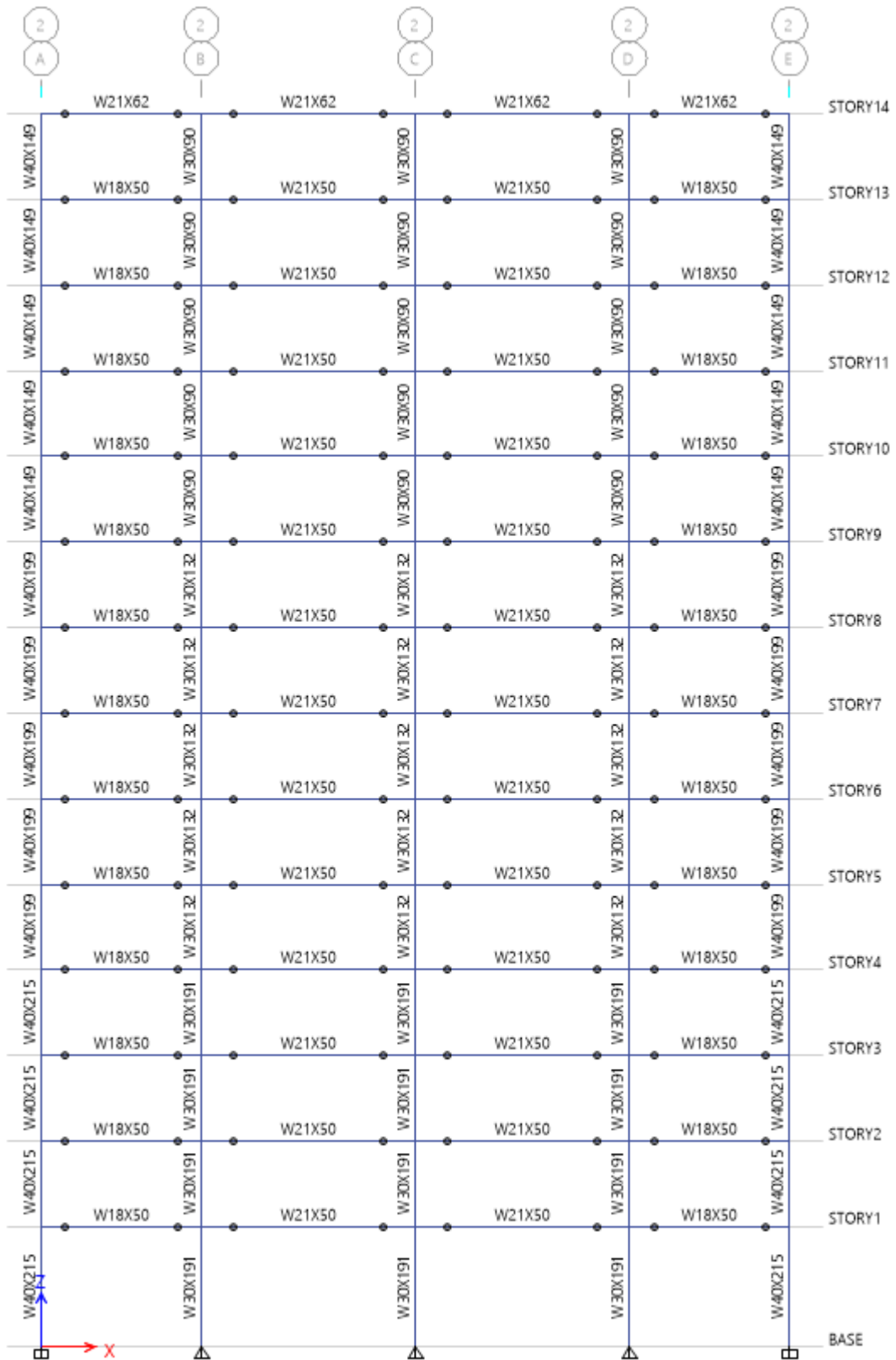


Pórticos A y E

Pórticos B C D y E



Pórticos 1 y 4



Pórticos 2 y 3

Materiales

Los materiales usados son:

- Acero estructural grado A36.
 - Módulo de Elasticidad=2038902.42 kg/cm²
 - Módulo de Poisson=0.3
 - Módulo de Corte=784204.05 kg/cm²
 - Peso Específico=7.85 tf/m³
 - Resistencia Característica, $f_y=2531$ kg/cm²
 - Resistencia Ultima, $f_u=4078$ kg/cm²

Códigos Usados para el Análisis y Diseño.

- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)
- ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 358-10 / 358s1-11, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application.

Cargas Establecidas:

- Peso Propio de los elementos (Calculado por el programa)
- Losa Cubierta:
 - Carga Muerta = 0.20 t/m²
 - Carga Viva = 0.15 t/m²
- Losa de Entrepiso:
 - Carga Muerta = 0.30 t/m²
 - Carga Viva = 0.25 t/m²

4.2.2.2 Análisis Estructural

El Análisis Estructural fue realizado usando el programa ETABS 2013.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 (Tabla 2.4), el factor de reducción de resistencia sísmica es:

Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Donde $R=6$

La masa sísmica corresponde el peso propio más la carga muerta y más el 25% de la carga viva

Masa Sísmica	
Piso	Masa
14	277.56
13	336.84
12	336.84
11	336.84
10	336.84
9	343.35
8	345.37
7	345.37
6	345.37
5	345.37
4	348.22
3	350.98
2	350.98
1	355.46

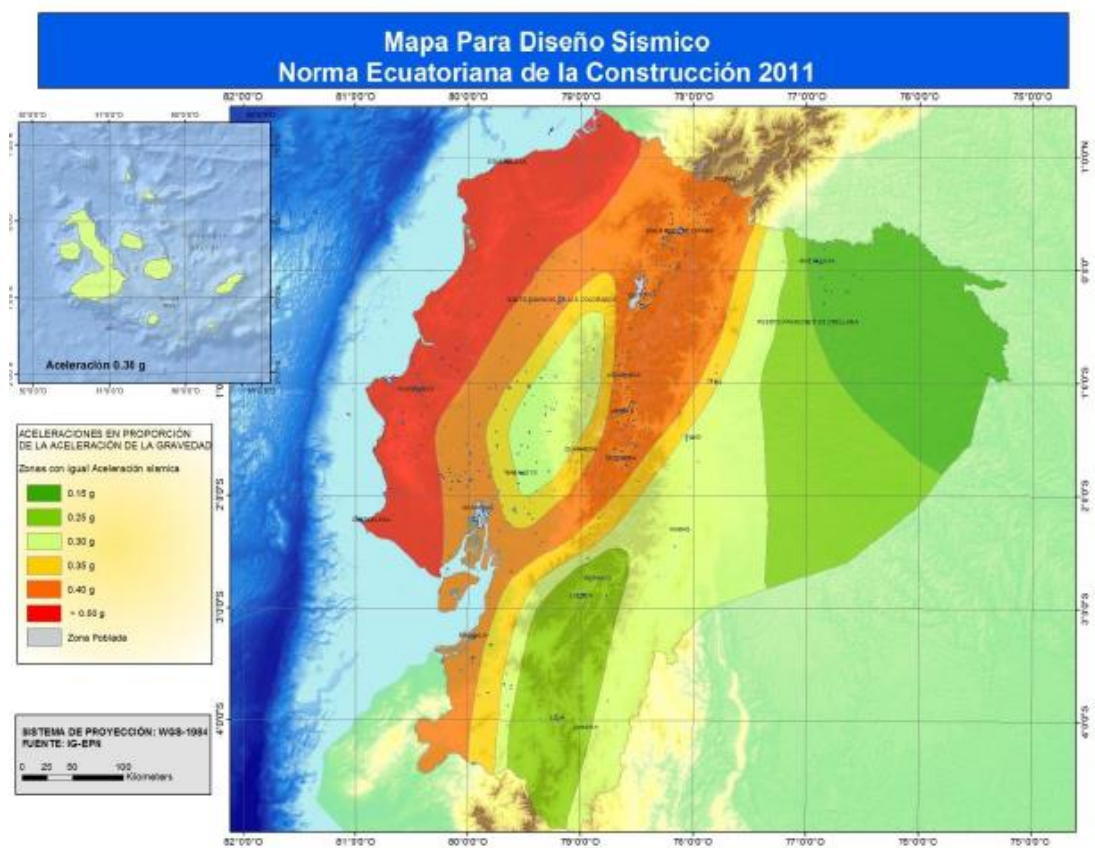
Selección del factor de importancia del edificio:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. 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 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

De acuerdo con la tabla anterior el factor de importancia es de 1.0

Determinación del espectro respuesta y los valores de movimiento sísmico en el suelo de acuerdo a la sección 2.5.5.1 de la norma NEC-11.

Quito está ubicado en la zona sísmica V según el mapa para diseño sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción



Donde los valores son de:

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

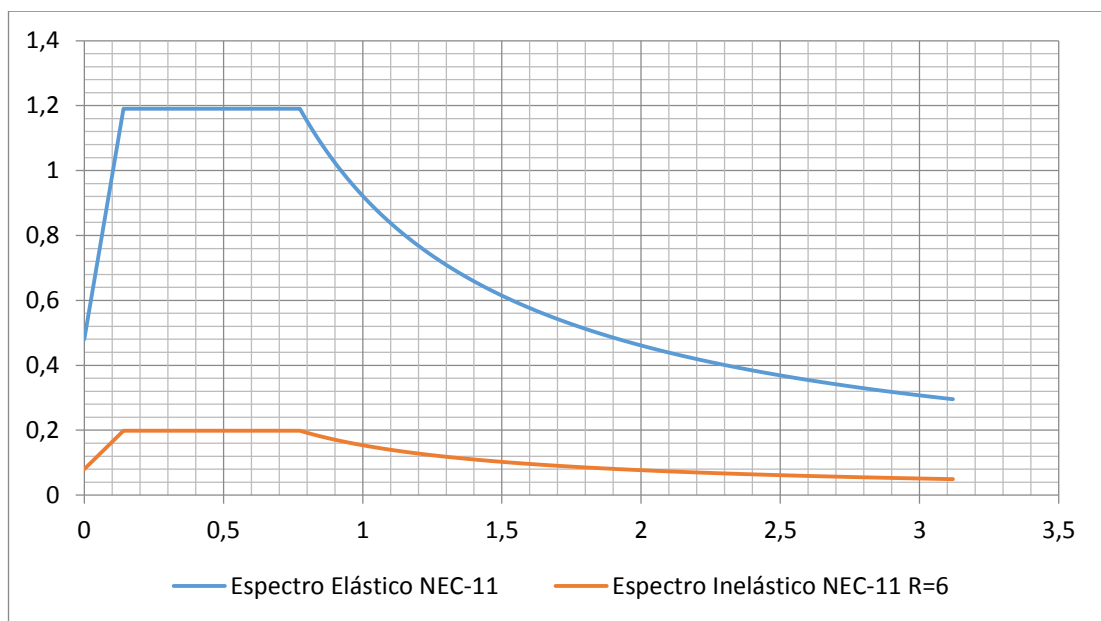
De acuerdo al tipo de suelo determinamos usando la sección 2.5.4.8 los coeficientes de sitio F_a , F_v y F_s donde para un suelo tipo C:

Factores de sitio F_a							
Tipo de Perfil de Subsuelo	Zona Sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		Ver Nota					
Factores de sitio F_d							
Tipo de Suelo	Zona Sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver Nota					
Factores de sitio F_s							
Tipo de Suelo	Zona Sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver Nota					

Conociendo los parámetros y los coeficientes calculamos los parámetros de la aceleración espectral de diseño según la sección 2.5.5:

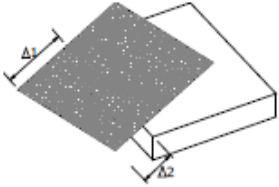
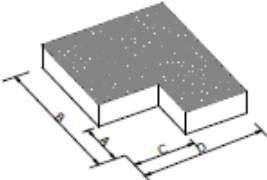
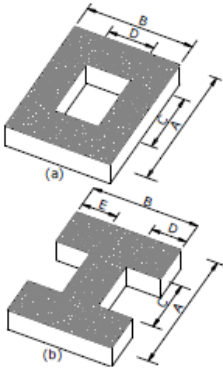
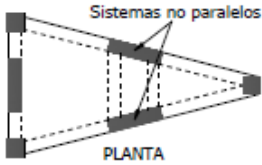
Z	0.4	F _d	1.3	T ₀	0.1408	Zona	V
Suelo	C	F _s	1.3	T _L	4	η	2.48
F _a	1.2	T _c	0.7746	r	1		

Se calcula el espectro respuesta con la sección 2.5.5.1:

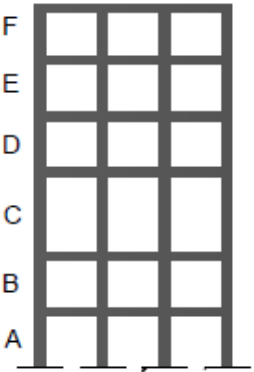
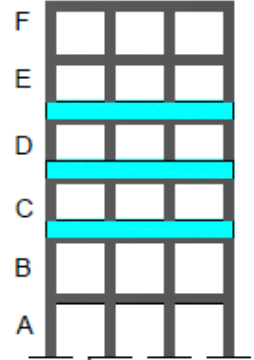
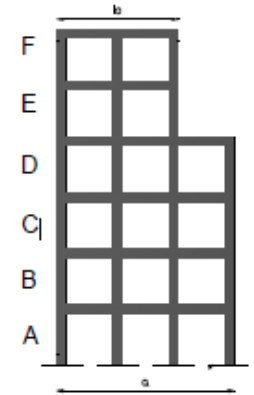


Determinación de los coeficientes de configuración estructural Φ_p y Φ_{pI} según las secciones – 2.6.6 y 2.6.7:

Irregularidades Horizontales:

Irregularidad Penalizada en Planta	
<p>Tipo 1 - Irregularidad Torsional</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>$\Delta \geq 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>a) $C \times D > 0.5A \times B$</p> <p>b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes Estructurales no paralelos</p> <p>$\Phi_{pI} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Irregularidades verticales:

Irregularidad Penalizada en Elevación	
<p>Tipo 1 - Piso Flexible</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$Rigidez K_C < 0.70 Rigidez K_D$</p> <p>$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ o</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 -Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{PI} = 0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

La estructura es regular, siendo Φ_P y Φ_E igual a 1.

Tipos de análisis estructurales permitidos:

Debido a que la estructura no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación se permite el cálculo estático sin embargo el tipo de análisis seleccionado fue el procedimiento de análisis modal espectral.

4.2.2.3 Determinación de cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas según la sección 2.7.2

Determinación del periodo fundamental para la estructura – 2.7.2.2:

Método 1:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ec 4.93

Donde para pórticos especiales de acero sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras $C_t=0.072$ y $\alpha=0.80$.

Método 2:

De acuerdo con la norma el periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. El periodo fundamental no puede ser mayor en un 30% al valor de T calculado en el método 1.

Valores obtenidos:

Ct	0.075
α	0.800
Altura a partir de la base h_n (m)	46.100
T	1.607
Tmax	2.089
Periodo Fundamental (T)	2.089
Sa	0.441

Calculo del corte basal de diseño – 2.7.2.1 $V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_I}W$

V	0.074
k	1.795
Peso efectivo de la estructura	4755.427
Corte Basal (t)	349.8331
90 % Corte Basal (t)	314.8498
80 % Corte Basal (t)	279.8665

Distribución vertical de las fuerzas laterales – 2.7.2.4

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Ec 4.94

Planta	hi (m)	wi (t)	hx (m)	wx x hx ^k	Cvx	Fx (t)
14	3.2	277.5614	46.1	268454.31	0.15	52.09
13	3.2	336.8444	42.9	286334.64	0.16	55.56
12	3.2	336.8444	39.7	249148.83	0.14	48.34
11	3.2	336.8444	36.5	214271.21	0.12	41.57
10	3.2	336.8444	33.2	181742.06	0.10	35.26
9	3.2	343.2538	30.1	154535.92	0.09	29.98
8	3.2	345.3721	26.9	127050.89	0.07	24.65
7	3.2	345.3721	23.2	101221.59	0.06	19.64
6	3.2	345.3721	20.5	78024.24	0.04	15.14
5	3.2	345.3721	17.3	57538.82	0.03	11.16
4	3.2	348.2206	14.1	40190.94	0.02	7.80
3	3.2	350.9828	10.9	25523.94	0.01	4.95
2	3.2	350.9828	7.7	13680.23	0.01	2.65
1	4.5	355.4596	4.5	5284.21	0.00	1.03
Σ()	46.1	4755.43		1803001.83	1.00	349.83

Análisis Modal Espectral:

- El análisis deberá contener suficientes modos de vibración de tal manera que el porcentaje de combinación modal de masas sea mayor que el 90%. Para este modelo se seleccionaron 10 modos de vibración. A continuación se presentan los 10 primeros modos.

Modo	Periodo	Sum Ux	Sum Uy
1	2.587	0.7647	0
2	2.494	0.7647	0.7733
3	1.531	0.7647	0.7733
4	0.892	0.8904	0.7733
5	0.862	0.8904	0.8963
6	0.536	0.8904	0.8963
7	0.473	0.9384	0.8963
8	0.458	0.9384	0.9432
9	0.303	0.9616	0.9432
10	0.296	0.9616	0.9648
11	0.287	0.9616	0.9648
12	0.214	0.9765	0.9648

- Cálculo del cortante Basal mediante el análisis modal espectral

Dirección X:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	0.00	47.91
13	0.00	40.37
12	0.00	28.39
11	0.00	20.81
10	0.00	15.21
9	0.00	13.09
8	0.00	12.86
7	0.00	12.63
6	0.00	13.06
5	0.00	13.76
4	0.00	13.85
3	0.00	13.53
2	0.00	11.71
1	0.00	7.27

$\Sigma(264.47)$

Dirección Y:

Piso	Fx [t]	Fy[t]
14	0.00	46.55
13	0.00	43.00
12	0.00	30.40
11	0.00	21.57
10	0.00	16.08
9	0.00	13.44
8	0.00	12.91
7	0.00	13.29
6	0.00	13.78
5	0.00	13.98
4	0.00	14.34
3	0.00	14.32
2	0.00	12.08
1	0.00	6.98

$\Sigma(272.71)$

Nota: Los valores fueron escalados al 80% del cortante obtenido mediante el método de la fuerza lateral equivalente.

4.2.2.4 Control de la deriva de Piso – 2.7.8

Para el chequeo de derivas se procede a analizar la estructura aplicando las cargas sísmicas en cada dirección independientemente con sus respectivas excentricidades.

Para el diseño de los elementos se procede a aplicar las cargas en cada dirección combinando 100% de la carga en la dirección principal y 30% de la carga en la dirección perpendicular, con sus respectivas excentricidades.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$$\Delta_E = \frac{0.020}{0.75 \times 6} = 0.0044$$

Ec 4.95

Donde Δ_M no puede superar los valores establecidos de la siguiente tabla:

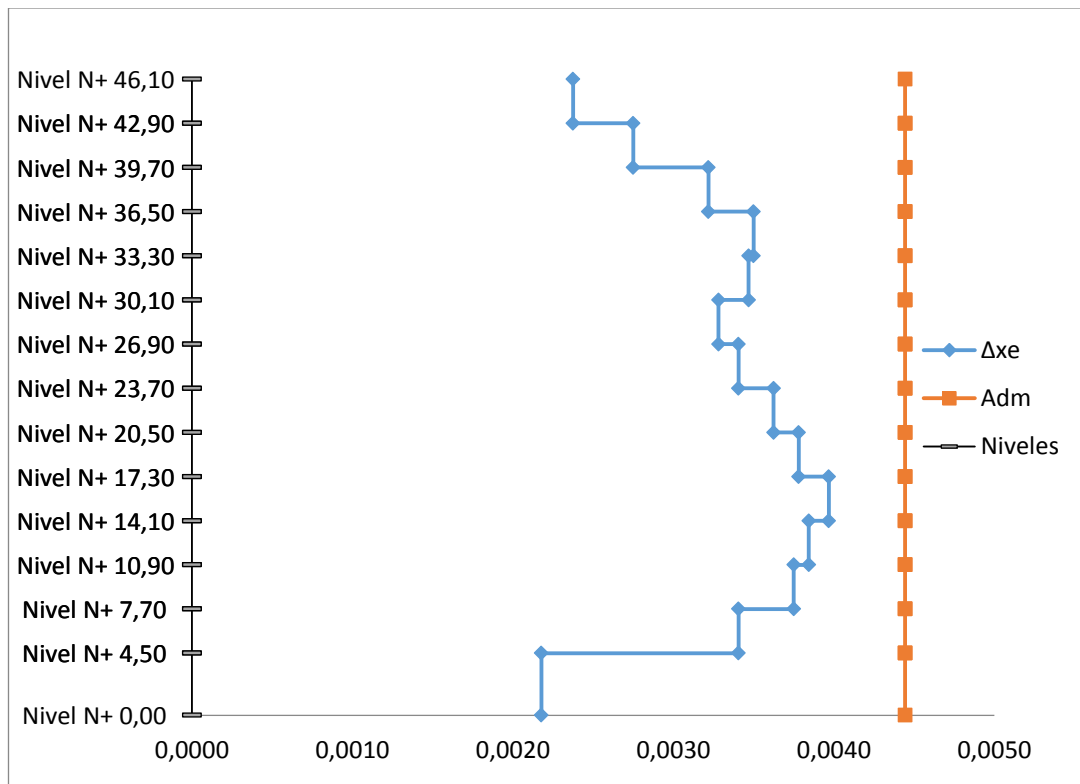
Tabla 2.8. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

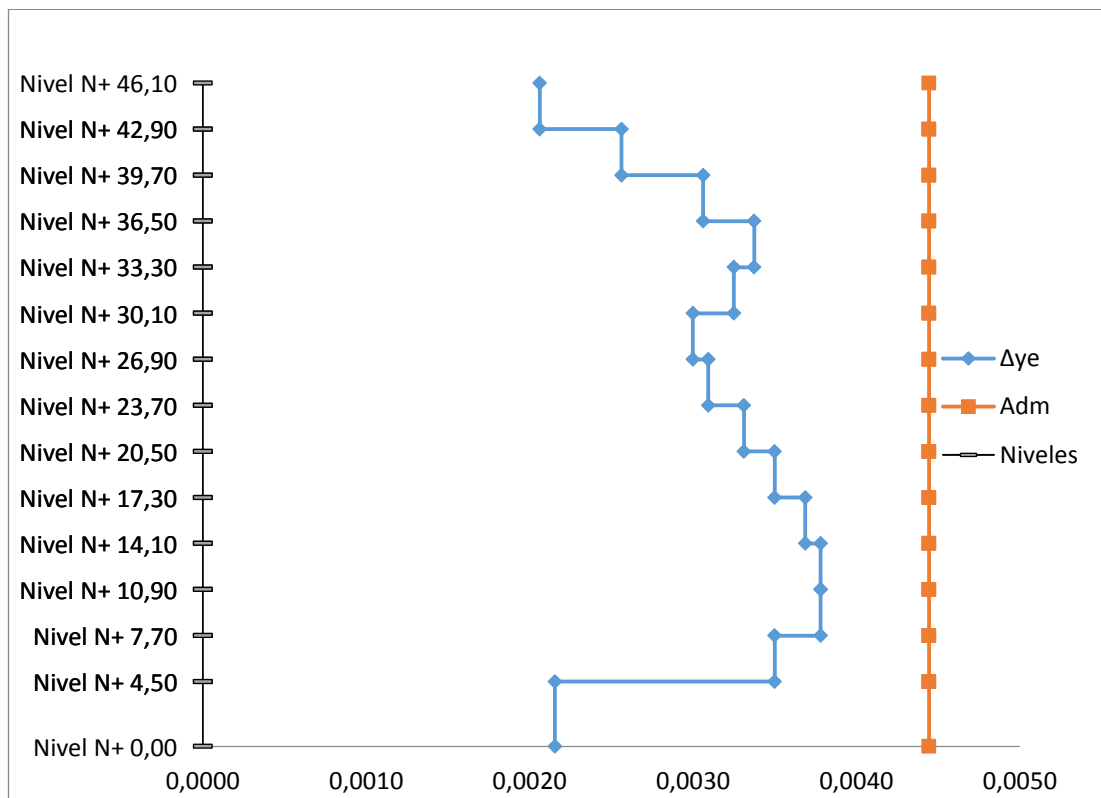
SX																
Piso	h	h _{SX}	δ _x [mm]	W _e [ton]	V _x [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ _x [mm]	Δ _x /h	P _x	θ	Derivas	P-Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b	Irregularidad Vertical 2
14	3200	46100	151.76	277.56	47.91	0.15	560.00	34.08	0.0107	340.56	0.0012	OK	OK	OK	OK	N/A
13	3200	42900	144.1849	336.84	88.28	0.25	544.00	39.68	0.0124	779.41	0.0018	OK	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	135.3674	336.84	116.67	0.25	544.00	46.25	0.0145	1218.25	0.0027	OK	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	125.0906	336.84	137.48	0.25	544.00	50.53	0.0158	1657.09	0.0037	OK	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	113.8625	336.84	152.70	0.25	544.00	49.65	0.0155	2095.94	0.0045	OK	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	102.8285	343.35	165.79	0.25	544.00	47.35	0.0148	2541.29	0.0054	OK	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	92.30649	345.37	178.65	0.25	544.00	49.11	0.0153	2988.66	0.0068	OK	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	81.39386	345.37	191.28	0.25	544.00	51.95	0.0162	3436.04	0.0087	OK	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	69.84962	345.37	204.35	0.25	544.00	54.88	0.0172	3883.41	0.0113	OK	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	57.65305	345.37	218.11	0.25	544.00	57.04	0.0178	4330.78	0.0145	OK	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	44.97786	348.22	231.96	0.25	544.00	55.17	0.0172	4781.00	0.0179	OK	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	32.71764	350.98	245.49	0.25	544.00	53.92	0.0169	5233.98	0.0234	OK	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	20.73499	350.98	257.20	0.25	544.00	49.00	0.0153	5686.97	0.0313	OK	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	9.845882	355.46	264.47	0.25	544.00	44.31	0.0098	6144.43	0.0508	OK	OK	OK	OK	OK
BASE			0	0.00												

SX																
Piso	h	h _{SX}	δ _x [mm]	W _e [ton]	V _x [ton]	Carga Viva [tf/m ²]	Area	Δ _x [mm]	Δ _x /h	P _x	θ	Derivas	P-Δ	Irregularidad Vertical 1a	Irregularidad Vertical 1b	Irregularidad Vertical 2
14	3200	46100	144.00	277.56	46.55	0.15	560.00	29.70	0.0093	340.56	0.0010	OK	OK	OK	OK	N/A
13	3200	42900	137.4	336.84	89.55	0.25	544.00	36.90	0.0115	779.41	0.0017	OK	OK	OK	OK	OK
12	3200	39700	129.2	336.84	119.96	0.25	544.00	44.10	0.0138	1218.25	0.0025	OK	OK	OK	OK	OK
11	3200	36500	119.4	336.84	141.53	0.25	544.00	48.60	0.0152	1657.09	0.0035	OK	OK	OK	OK	OK
10	3200	33300	108.6	336.84	157.61	0.25	544.00	46.80	0.0146	2095.94	0.0042	OK	OK	OK	OK	OK
9	3200	30100	98.2	343.35	171.05	0.25	544.00	43.20	0.0135	2541.29	0.0047	OK	OK	OK	OK	OK
8	3200	26900	88.6	345.37	183.96	0.25	544.00	44.55	0.0139	2988.66	0.0060	OK	OK	OK	OK	OK
7	3200	23700	78.7	345.37	197.24	0.25	544.00	47.70	0.0149	3436.04	0.0078	OK	OK	OK	OK	OK
6	3200	20500	68.1	345.37	211.02	0.25	544.00	50.40	0.0158	3883.41	0.0101	OK	OK	OK	OK	OK
5	3200	17300	56.9	345.37	225.00	0.25	544.00	53.10	0.0166	4330.78	0.0131	OK	OK	OK	OK	OK
4	3200	14100	45.1	348.22	239.33	0.25	544.00	54.45	0.0170	4781.00	0.0171	OK	OK	OK	OK	OK
3	3200	10900	33	350.98	253.66	0.25	544.00	54.45	0.0170	5233.98	0.0229	OK	OK	OK	OK	OK
2	3200	7700	20.9	350.98	265.74	0.25	544.00	50.40	0.0158	5686.97	0.0311	OK	OK	OK	OK	OK
1	4500	4500	9.7	355.46	272.71	0.25	544.00	43.65	0.0097	6144.43	0.0486	OK	OK	OK	OK	OK
BASE			0	0.00												

Derivas EX:



Derivas EY:



Combinaciones de Carga usadas para el Diseño por Resistencia - ACI-318-11

$$1.-U = 1.4D$$

$$2.-U = 1.2D + 1.6L$$

$$3.-U = 1.2D + L + 1.0E$$

$$4.-U = 0.9D + 1.0E$$

Efectos de la Carga Sísmica - ASCE 7-05 (12.4)

$$E = E_h + E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 3}$$

$$E = E_h - E_v \quad \rightarrow \text{Se usa con la combinación 4}$$

$$E_h = \rho Q_E$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

Q_E = los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V y F_p , dichos efectos resultan de la aplicación de las fuerzas horizontales de manera simultánea en cada uno de las direcciones

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D$$

$$E = \rho Q_E - 0.2S_{DS}D$$

$$\rho = 1.00$$

$$S_{ds} = 1.12$$

$$\text{Reducción de } L = 0.5$$

$$E = 1 Q_e + 0.224 D$$

$$E = 1 Q_e - 0.224 D$$

$$U = 1.424 D +/- 1 Q_e + 0.5 L \quad \rightarrow \text{Combinación 3}$$

$$U = 0.976 D +/- 1 Q_e + 0.5 L$$

***Se puede usar 0.5 L cuando para todas las ocupaciones en las cuales L_o en la tabla 4-1 es menor o igual a 100psf (4,79KN/m²), con la excepción de garajes o áreas de reunión pública**

$$U = 1.124 D +/- 1 Q_e \quad \rightarrow \text{Combinación 4}$$

$$U = 0.676 D +/- 1 Q_e$$

4.3 EVALUACIÓN CON ASCE 41-06 (PUSHOVER)

4.3.1 Objetivos de Desempeño:

El nivel de desempeño seleccionado fue el objetivo básico de seguridad (BSO). Para cumplir este objetivo se tiene que cumplir dos niveles de desempeño, los cuales son: seguridad de vida para el sismo BSE-1 (Sismo de diseño) y Prevención al colapso para el sismo BSE-2 (Máximo Sismo Considerado).

Tabla 4.18 Niveles de desempeño objetivo ASCE 41-06 (Tabla C1-1).

		Niveles de desempeño objetivo de la edificación			
		Desempeño Operacional Nivel (1-A)	Ocupación Inmediata Nivel (1-B)	Seguridad de Vidas Nivel (3-C)	Prevención al Colapso Nivel (5-E)
50%/ 50 Años	72 años	a	b	c	d
20%/ 50 Años	225 años	e	f	g	h
10%/ 50 Años → BSE - 1	474 años	i	j	k	l
2% 50 Años → BSE - 2	2475 años	m	n	o	p

ASCE/SEI 41-06 Tabla C1-1.

Figura 4.35 Superficie mostrando costos relativos de varios objetivos de rehabilitación FEMA 274.

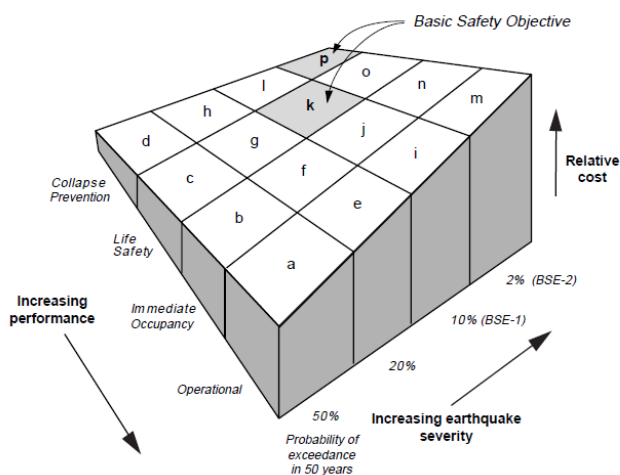
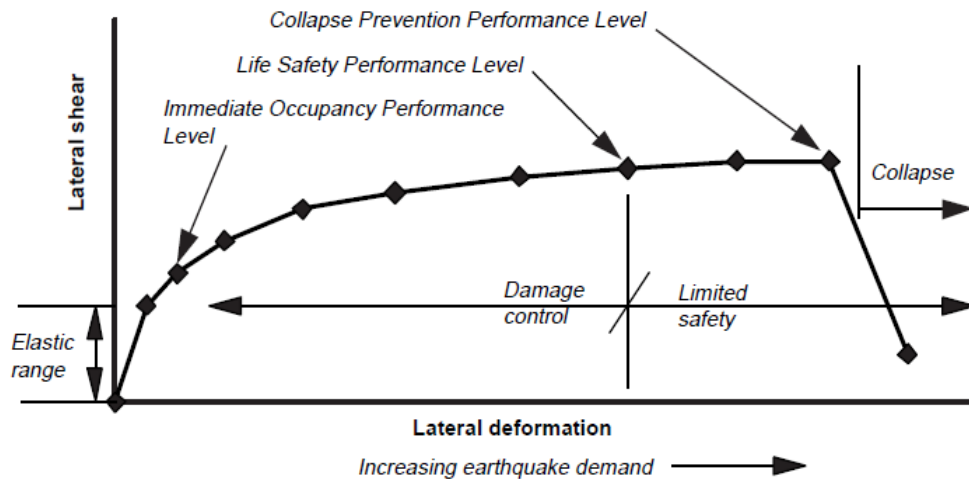


Figura 4.36 Desempeño y demanda por deformación para estructuras ductiles FEMA 274.



Se seleccionaron estos niveles de desempeño ya que corresponde al desempeño implícito de los códigos en comparación.

El daño contemplado para los elementos estructurales corresponde a:

Tabla 4.19 Control de daños y niveles de desempeño de la estructura ASCE 41-06 (Tabla C1-2).

TABLA C1-2. Control de daños y niveles de desempeño de la estructura.

Descripción	Niveles de desempeño objetivo de la edificación			
	Prevención al colapso (5-E)	Seguridad de Vidas (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño General	Severo	Moderado	Bajo	Muy bajo
General	Queda poca resistencia y rigidez residual, pero las columnas y muros soportan cargas gravitacionales. Existen grandes derivas permanentes. Algunas salidas están bloqueadas. La mampostería y los parapetos no arriostrados fallan o están al borde de hacerlo. El edificio está cerca del colapso.	Existe un poco de resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Los elementos resistentes a carga gravitacional funcionan. No existe fallas fuera del plano en paredes o caídas de parapetos. Va a haber derivas residuales. Puede que no sea realizable la reparación económica.	No va a existir derivas residuales. La estructura mantiene de manera substancial la resistencia y rigidez original. Existe un poco de agrietamiento en las fachadas, particiones y techos falsos así como también en los elementos estructurales. Se pueden volver a usar los ascensores. El sistema de protección contra incendios es operable.	No va a existir derivas residuales. La estructura mantiene de manera substancial la resistencia y rigidez original. Existe un poco de agrietamiento en las fachadas, particiones y techos falsos así como también en los elementos estructurales. Todos los sistemas pueden volver a usarse para resumir una operación normal.
Componentes no-estructurales	Daño extenso.	Se mitiga el peligro de caída de elementos. Muchos sistemas eléctricos y mecánicos así como también componentes arquitectónicos están dañados.	Por lo general los equipo y los contenidos están asegurados, pero pueden no operar debido a daños mecánicos o falta de utilidades.	Existe daño despreciable. Energía y otras utilidades están en operación.

ASCE/SEI 41-06 Tabla C1-2.

4.3.2 Peligro Sísmico:

Nombre	Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno
BSE-1	10% 50 Años	475 Años
BSE-2	2% 50 Años	2475 Años
E1	20% 50 Años	224 Años
E2	50% 50 Años	72 Años

Parametros de aceleracion espectral del sitio - Para BSE-2

$$\begin{aligned}
 S_s &= 1.68 & S_{xs} &= 1.68 & T_s &= 0.54 \\
 S_1 &= 0.70 & S_{x1} &= 0.91 & T_o &= 0.11
 \end{aligned}$$

Parametros de aceleracion espectral del sitio - Para BSE-1

$$\begin{aligned}
 S_{ds} &= 1.12 & S_{dxs} &= 1.12 & T_s &= 0.54 \\
 S_{d1} &= 0.47 & S_{dx1} &= 0.61 & T_o &= 0.11
 \end{aligned}$$

Ajustes del Sitio

Suelo Tipo: **C** **F_a = 1.00**
F_v = 1.30

Tabla 1-4. Valores de F _a					
Sitio	Aceleracion espectral de periodo corto				
	S _s ≤ 0.25	S _s = 0.50	S _s = 0.75	S _s = 1.00	S _s ≥ 1.25
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

NOTA: Valores intermedios se interpolan

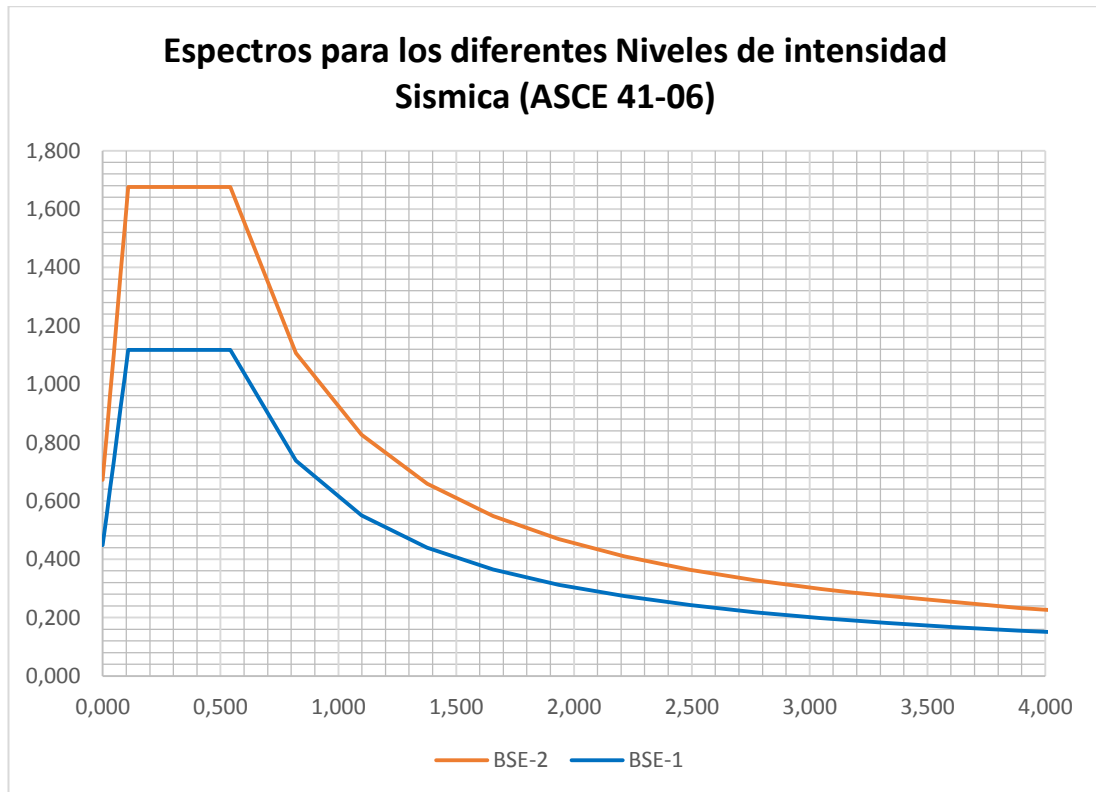
Tabla 1-5. Valores de F _v					
Sitio	Aceleracion espectral de periodode 1 segundo				
	S ₁ ≤ 0.1	S ₁ = 0.2	S ₁ = 0.3	S ₁ = 0.4	S ₁ ≥ 0.5
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	2.40
F	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

NOTA: Valores intermedios se interpolan

$\beta = 0.05$ → 5% para la rehabilitación de todas las estructuras excepto si:
 $B1 = 1.00$

- Estructuras con recubrimiento externo, $\beta=0.02$
- Estructuras con diafragmas de madera, particiones internas y paredes cruzadas que conecten los pisos con un espaciamiento máximo de 12m, $\beta=0.10$
- Estructuras con sistemas de aislación, β se calcula

Figura 4.37 Espectros para los diferentes niveles de intensidad sísmica ASCE 41-06



4.3.3 Procedimiento No Lineal Estático:

Para el cálculo se usó el programa ETABS 2013, el modelo inelástico consiste en elementos de plasticidad concentrada, se usó el modelo de rotación de cuerda, usando las rotaciones y criterios de aceptación del código ASCE 41-06 (Para columnas de hormigón armado se usaron los criterios revisados en el 2007 los cuales están presentes en el ACI 369R-11).

Se consideraron elementos primarios a todos los elementos que conforman el sistema resistente lateral, y elementos secundarios a aquellos que no son parte del sistema resistente lateral

Para las acciones controladas por deformación se usaron las resistencias esperadas las cuales son:

- Resistencia a las compresión de hormigón= 1.50 Resistencia del límite inferior.
- Resistencia a la tracción y fluencia del acero de refuerzo=1.25 Resistencia del límite inferior.
- Acero Estructural A36 (Grupo 1)= 1.05 Resistencia del límite inferior.

Para las acciones controladas por fuerza se usaron las resistencias del límite inferior las cuales consisten de la resistencia nominal de los materiales.

Se consideraron como acciones controladas por deformación:

- Flexión en vigas de los elementos del sistema resistente lateral

Y acciones controladas por fuerza, todas las demás.

Para las secciones de hormigón se usaron las siguientes rigideces:

Vigas:

- Flexión: $0.3E_cI_g$
- Corte: $0.4 E_cA_w$

Columnas:

- Flexión: $0.7E_cI_g$
- Corte: $0.4 E_cA_w$

El patrón incremental de carga corresponde a la distribución de fuerzas generadas por el primer modo de vibración elástica.

Las combinaciones de carga para el análisis no lineal corresponden a:

- 1.1(D+0.25L) + E
- 0.9D + E

En los análisis se usó la primera combinación, ya que esta fue la crítica.

4.3.3.1 Pórtico resistente a momento hormigón ASCE7-10:

Criterios de aceptación y parámetros de modelación vigas (todas las vigas son controlados por flexión):

Usando la siguiente tabla se determinaron los parámetros de la rotación de la cuerda para las vigas

Tabla 4.20 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Vigas de hormigón armado ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de hormigón armado										
Condiciones	Parámetros de modelación					Criterios de aceptación				
	Rotaciones Plásticas		Esfuerzo residual			Nivel de desempeño				
						Rotaciones plásticas; Angulo, radianes				
	Angulo, radianes		Radio			IO	Tipo de componente			
	a	b	c				Primario		Secundario	
Vigas controlada por flexión										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{BAL}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
Vigas controlada por corte										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
Vigas controlada por inadecuada longitud de desarrollo o traslape										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
Vigas controlada por inadecuado anclaje a la unión viga-columna										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Tabla 4.21 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Viga	b(cm)	h(cm)	As	As'	ρ	ρ'	ρ_{bal}	M_{pr1} (tm)	M_{pr2} (tm)	V_p (t)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{3772.48V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
			As(cm ²)	As'(cm ²)								
1y4(P1)	40	70	12.50	9.42	0.0049	0.0037	0.0286	39.75	30.38	15.94	0.042	1.40
1y4(P1)	40	70	12.50	9.42	0.0049	0.0037	0.0286	39.75	30.38	15.17	0.042	1.34
1y4(P2-6)	40	70	14.51	11.69	0.0057	0.0046	0.0286	45.72	37.29	18.09	0.039	1.59
1y4(P2-6)	40	70	14.51	11.69	0.0057	0.0046	0.0286	45.72	37.29	16.78	0.039	1.48
1y4(P7-10)	40	70	13.45	9.42	0.0053	0.0037	0.0286	42.56	30.38	16.41	0.055	1.45
1y4(P7-10)	40	70	13.45	9.42	0.0053	0.0037	0.0286	42.56	30.38	15.52	0.055	1.37
1y4(P11-13)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	15.53	0.031	1.37
1y4(P11-13)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	14.86	0.031	1.31
1y4(P14)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	14.77	0.031	1.30
1y4(P14)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	13.59	0.031	1.20
2(P1)	40	70	15.71	9.42	0.0061	0.0037	0.0286	49.21	30.38	19.70	0.086	1.74
2(P1)	40	70	15.71	9.42	0.0061	0.0037	0.0286	49.21	30.38	19.25	0.086	1.69
2(P2-6)	40	70	20.83	11.69	0.0081	0.0046	0.0286	63.70	37.29	23.27	0.125	2.05
2(P2-6)	40	70	20.83	11.69	0.0081	0.0046	0.0286	63.70	37.29	21.92	0.125	1.93
2(P7-10)	40	70	18.85	9.42	0.0074	0.0037	0.0286	58.19	30.38	21.20	0.129	1.87
2(P7-10)	40	70	18.85	9.42	0.0074	0.0037	0.0286	58.19	30.38	20.37	0.129	1.79
2(P11-13)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	20.34	0.104	1.79
2(P11-13)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	19.72	0.104	1.74
2(P14)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	18.81	0.104	1.66
2(P14)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	17.43	0.104	1.54
3(P1)	40	70	15.71	9.42	0.0061	0.0037	0.0286	49.21	30.38	19.70	0.086	1.74
3(P1)	40	70	15.71	9.42	0.0061	0.0037	0.0286	49.21	30.38	17.32	0.086	1.53
3(P2-6)	40	70	20.83	11.69	0.0081	0.0046	0.0286	63.70	37.29	23.27	0.125	2.05
3(P2-6)	40	70	20.83	11.69	0.0081	0.0046	0.0286	63.70	37.29	20.00	0.125	1.76
3(P7-10)	40	70	18.85	9.42	0.0074	0.0037	0.0286	58.19	30.38	21.20	0.129	1.87
3(P7-10)	40	70	18.85	9.42	0.0074	0.0037	0.0286	58.19	30.38	18.44	0.129	1.62
3(P11-13)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	20.34	0.104	1.79
3(P11-13)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	17.80	0.104	1.57
3(P14)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	18.81	0.104	1.66
3(P14)	40	70	17.03	9.42	0.0067	0.0037	0.0286	53.02	30.38	16.18	0.104	1.42

Tabla 4.22 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Viga	b(cm)	h(cm)	As	As'	ρ	ρ'	ρ_{bal}	M_{pr1} (tm)	M_{pr2} (tm)	V_p (t)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{3772.48V}{b_w d \sqrt{f'c}}$
			As(cm ²)	As'(cm ²)								
AyE(P1)	40	70	9.42	9.42	0.0037	0.0037	0.0286	30.38	30.38	14.38	0.000	1.27
AyE(P1)	40	70	9.42	9.42	0.0037	0.0037	0.0286	30.38	30.38	14.00	0.000	1.23
AyE(P2-6)	40	70	13.45	9.42	0.0053	0.0037	0.0286	42.56	30.38	16.41	0.055	1.45
AyE(P2-6)	40	70	13.45	9.42	0.0053	0.0037	0.0286	42.56	30.38	15.52	0.055	1.37
AyE(P7-10)	40	70	12.50	9.42	0.0049	0.0037	0.0286	39.75	30.38	15.94	0.042	1.40
AyE(P7-10)	40	70	12.50	9.42	0.0049	0.0037	0.0286	39.75	30.38	15.17	0.042	1.34
AyE(P11-13)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	15.53	0.031	1.37
AyE(P11-13)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	14.86	0.031	1.31
AyE(P14)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	14.77	0.031	1.30
AyE(P14)	40	70	11.69	9.42	0.0046	0.0037	0.0286	37.29	30.38	13.59	0.031	1.20
ByD(P1)	40	70	14.51	12.50	0.0057	0.0049	0.0286	45.72	39.75	20.68	0.027	1.82
ByD(P1)	40	70	14.51	12.50	0.0057	0.0049	0.0286	45.72	39.75	19.03	0.027	1.68
ByD(P2-6)	40	70	18.85	12.50	0.0074	0.0049	0.0286	58.19	39.75	22.76	0.087	2.00
ByD(P2-6)	40	70	18.85	12.50	0.0074	0.0049	0.0286	58.19	39.75	20.58	0.087	1.81
ByD(P7-10)	40	70	17.06	12.50	0.0067	0.0049	0.0286	53.11	39.75	21.91	0.062	1.93
ByD(P7-10)	40	70	17.06	12.50	0.0067	0.0049	0.0286	53.11	39.75	19.95	0.062	1.76
ByD(P11-13)	40	70	15.71	12.50	0.0061	0.0049	0.0286	49.21	39.75	21.26	0.044	1.87
ByD(P11-13)	40	70	15.71	12.50	0.0061	0.0049	0.0286	49.21	39.75	19.46	0.044	1.71
ByD(P14)	40	70	15.71	12.50	0.0061	0.0049	0.0286	49.21	39.75	21.26	0.044	1.87
ByD(P14)	40	70	15.71	12.50	0.0061	0.0049	0.0286	49.21	39.75	21.16	0.044	1.86
C(P1)	40	70	17.03	18.85	0.0067	0.0074	0.0286	53.02	58.19	24.97	-0.025	2.20
C(P1)	40	70	17.03	18.85	0.0067	0.0074	0.0286	53.02	58.19	18.61	-0.025	1.64
C(P2-6)	40	70	20.83	18.85	0.0081	0.0074	0.0286	63.70	58.19	26.75	0.027	2.36
C(P2-6)	40	70	20.83	18.85	0.0081	0.0074	0.0286	63.70	58.19	19.94	0.027	1.76
C(P7-10)	40	70	20.83	18.85	0.0081	0.0074	0.0286	63.70	58.19	26.75	0.027	2.36
C(P7-10)	40	70	20.83	18.85	0.0081	0.0074	0.0286	63.70	58.19	19.94	0.027	1.76
C(P11-13)	40	70	18.85	18.85	0.0074	0.0074	0.0286	58.19	58.19	25.84	0.000	2.28
C(P11-13)	40	70	18.85	18.85	0.0074	0.0074	0.0286	58.19	58.19	19.25	0.000	1.70
C(P14)	40	70	18.85	18.85	0.0074	0.0074	0.0286	58.19	58.19	24.31	0.000	2.14
C(P14)	40	70	18.85	18.85	0.0074	0.0074	0.0286	58.19	58.19	18.57	0.000	1.64
VA-1	40	70	9.42	9.42	0.0037	0.0037	0.0286	30.38	30.38	14.12	0.000	1.24
VA-2	40	70	9.42	9.42	0.0037	0.0037	0.0286	30.38	30.38	13.17	0.000	1.16

Criterios de aceptación y parámetros de modelación para columnas:

Ya que se cumplieron los requisitos de columna fuerte viga débil se optó por modelar la plasticidad solo en la base y cabeza de las columnas del piso inferior. Se determinó que las columnas están controladas por flexión usando lo establecido en el ACI 369R-11.

Tabla 4.23 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Columnas de hormigón armado ACI 369R-11 (4.2).

Condiciones			Parámetros de modelo			Angulo de Rotación Plástica, radianes				
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Rotación Plástica Angulo, radianes		Radio de resistencia residual	IO	Nivel de Desempeño			
			a	b			Tipo de Componente			
					Primario		Secundario			
LS	CP	LS	CP							
Condición i.										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.200	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.000	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.200	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.050	0.005	0.000	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condición ii.										
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3	0.032	0.060	0.200	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6	0.025	0.060	0.200	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3	0.010	0.010	0.200	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6	0.008	0.008	0.200	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3	0.012	0.012	0.000	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6	0.006	0.006	0.000	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3	0.004	0.004	0.000	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iii.										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iv (traslapes inadecuados).										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.400	0.000	0.000	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.400	0.000	0.000	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.200	0.000	0.000	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 4.24 Detalle del refuerzo transversal para columnas ACI 369R-11 (Tabla 4.3).

	Detalles de los estribos		
	Tipo a	Tipo b	Tipo c
	Detalles de acuerdo al ACI con ganchos de 135°	Estribos cerrados con ganchos a 90°	Otros
$V_p / \left(\frac{V_n}{k}\right) \leq 0.6$	i*	ii	ii
$1.0 \geq V_p / \left(\frac{V_n}{k}\right) > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p / \left(\frac{V_n}{k}\right) \geq 1.00$	iii	iii	iii

**Para clasificar a esta condición, la columna deberá tener $\rho > 0.0020$ y $s/d < 0.5$ dentro de la zona de la rotula plastica. Si no se cumple esto, sera asignada la condición ii.*

$$V_n = k \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8A_g$$

$k \rightarrow 1.00$ en regiones donde la ductilidad por desplazamiento es menor o igual a 2, y 0.70 donde la ductilidad por desplazamiento es mayor que 6. Se interpola linealmente para regiones

$\lambda \rightarrow$ es 0.75 para concreto liviano y 1.00 para concreto normal

$N_u \rightarrow$ es la fuerza de compresión axial en libras (=0 si es tension)

$M/(Vd) \rightarrow$ es el mayor radio de momento a fuerza cortante multiplicada por la altura efectiva bajo cargas de diseño de la columna. No debe ser mayor que 4, ni menor que 2.

$d \rightarrow$ es la altura efectiva, se permite asumir $d=0.8h$ donde h es la dimension de la columna en la direccion del corte

$A_g \rightarrow$ es el area de la seccion transversal de la columna

Para columnas que satisfagan los requisitos de detallamiento del capitulo 21, se permite usar las ecuaciones de corte del ACI.

Los resultados del análisis no lineal fueron los siguientes:

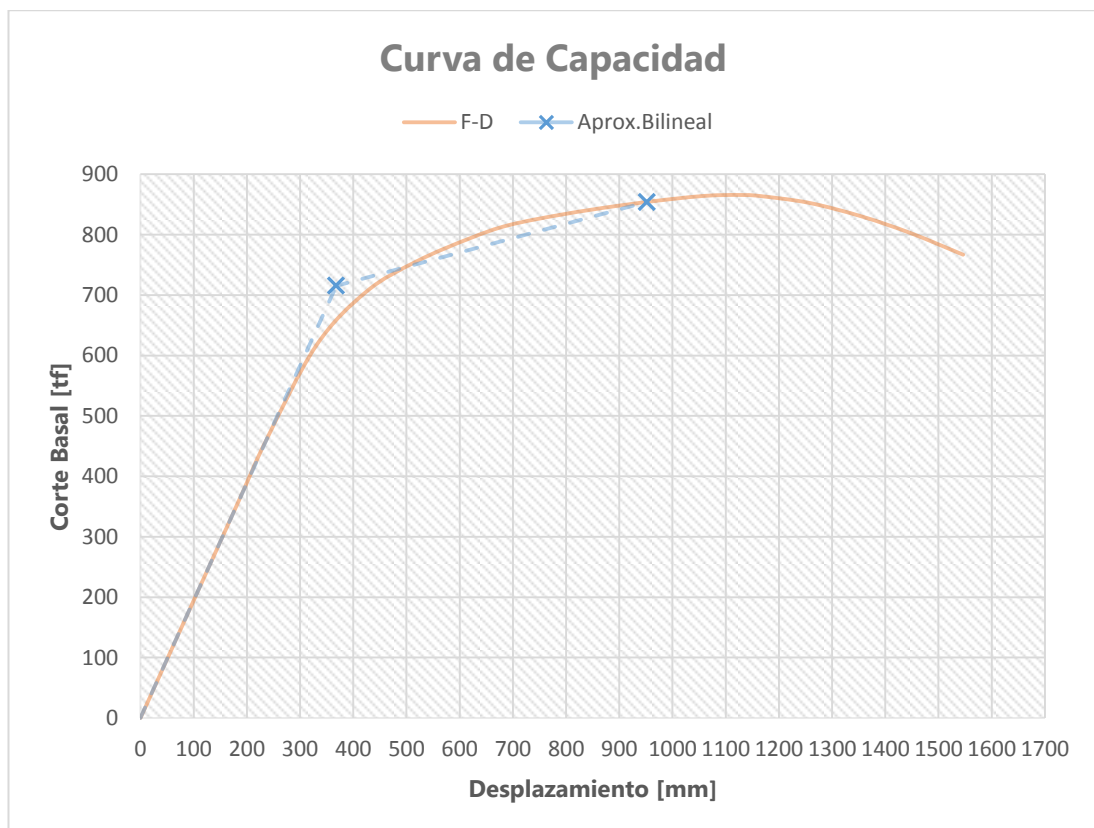
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección X:

Tabla 4.25 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

BS2 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	956.30[mm]		
Corte Basal	853.95[t]		
C0	1.37	Sa	0.29[g]
C1	1	Alpha	0.12
C2	1	R	3.49
Ti	3.11[s]	Dy	368.10[mm]
Te	3.11[s]	Vy	716.36[t]
Ki	1.94[t/mm]	Peso Sismico	8505.30[t]
Ke	1.94[t/mm]	Cm	1

Figura 4.38 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (956mm):

Figura 4.39 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

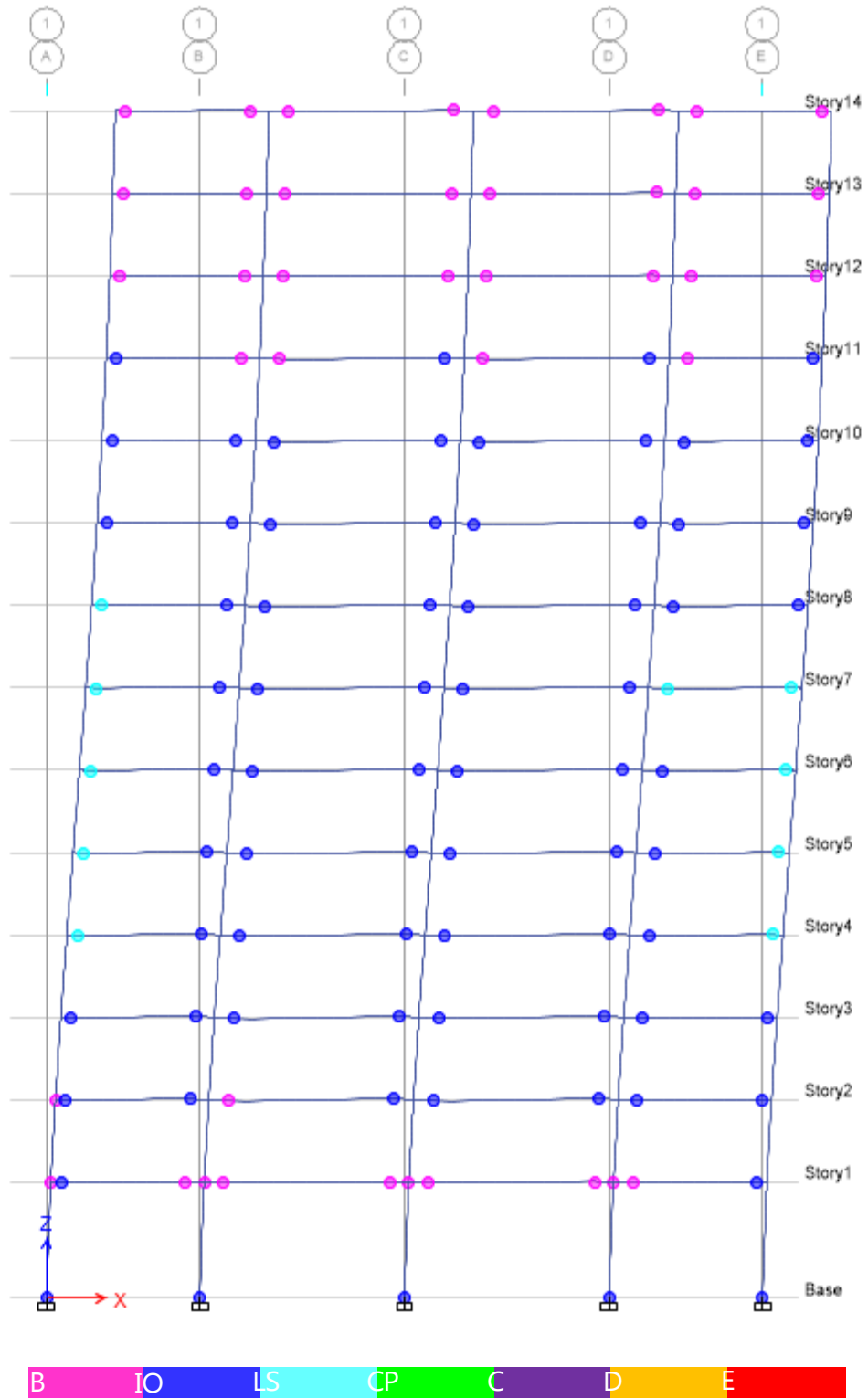


Figura 4.40 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

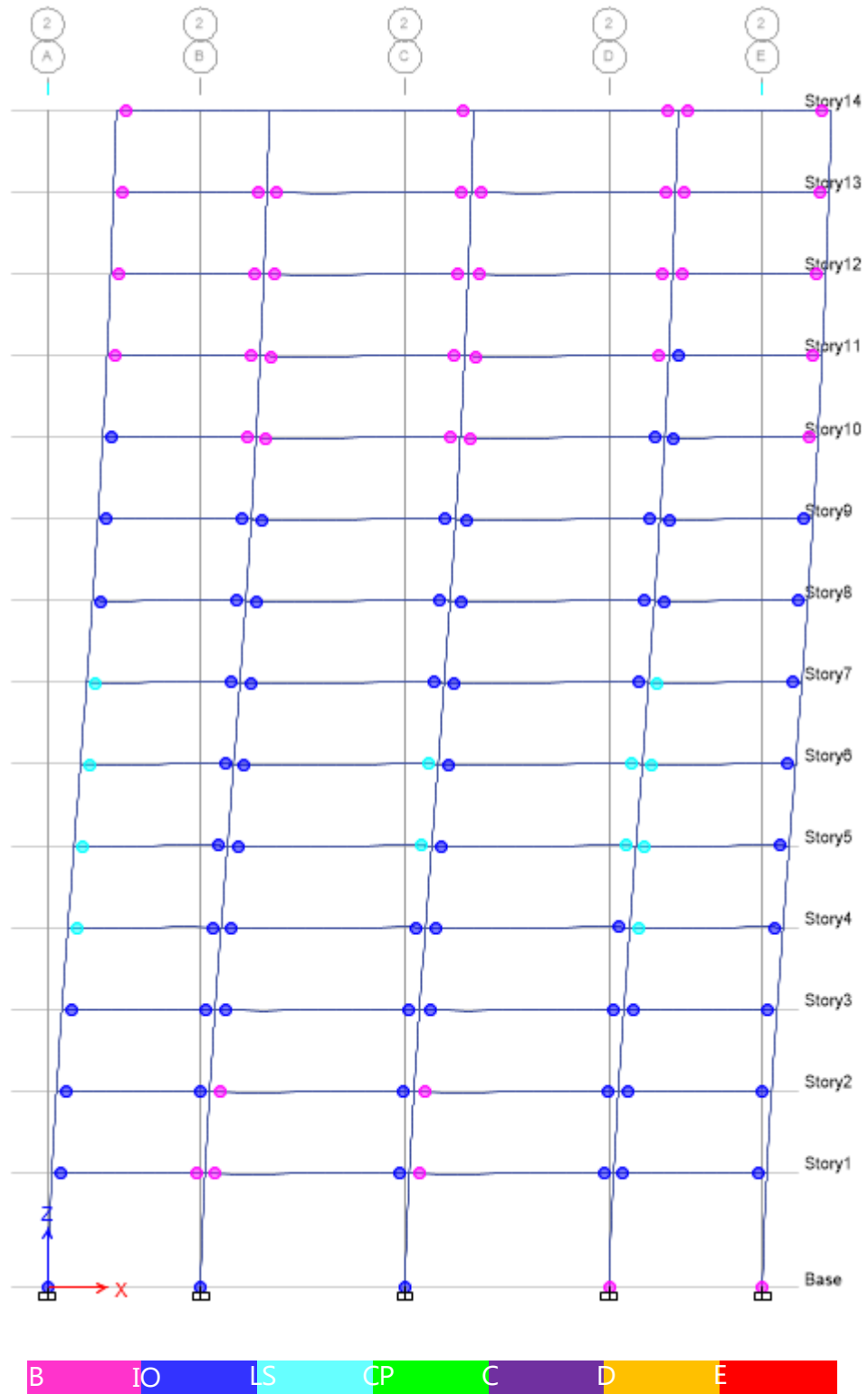


Figura 4.41 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

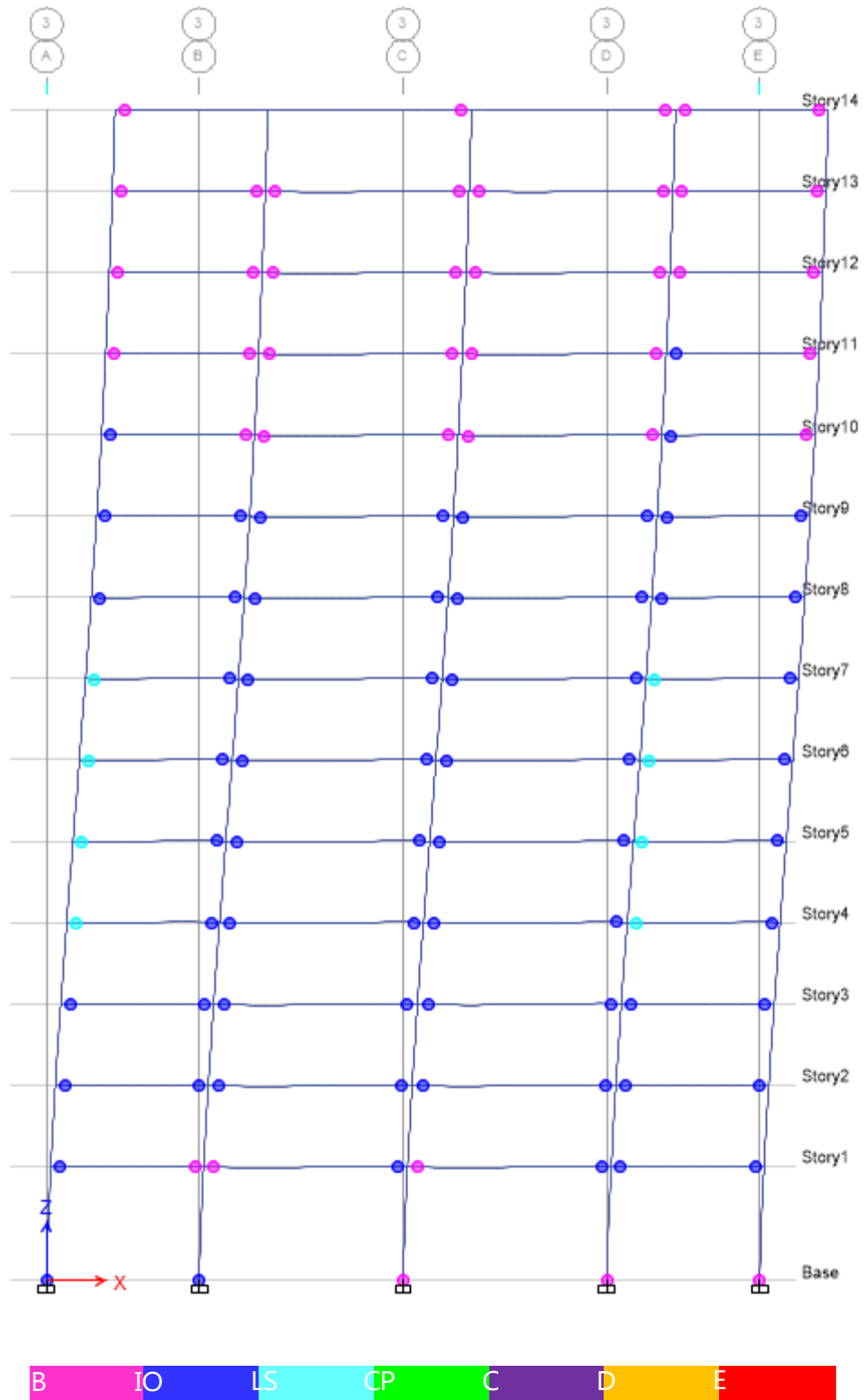
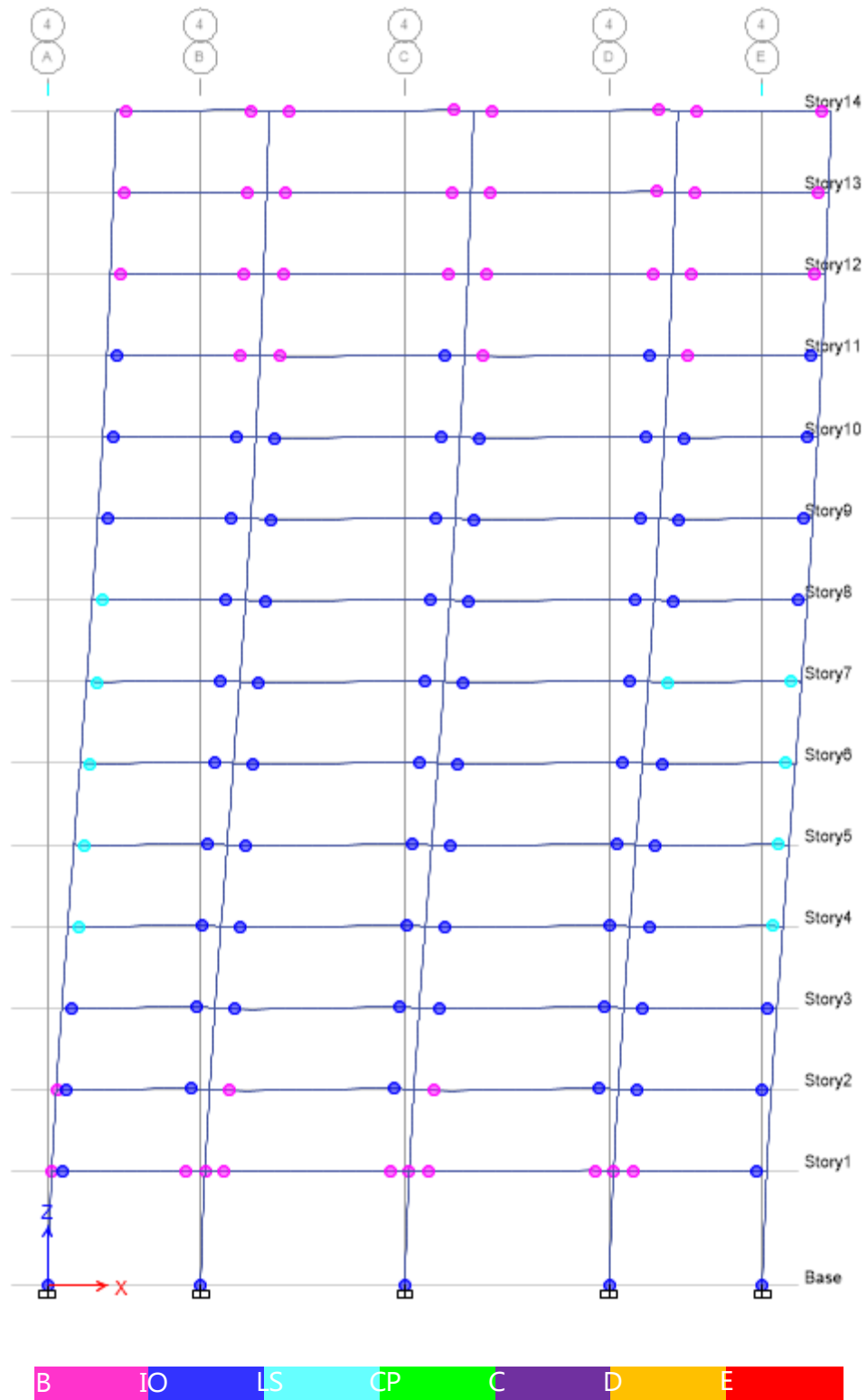


Figura 4.42 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



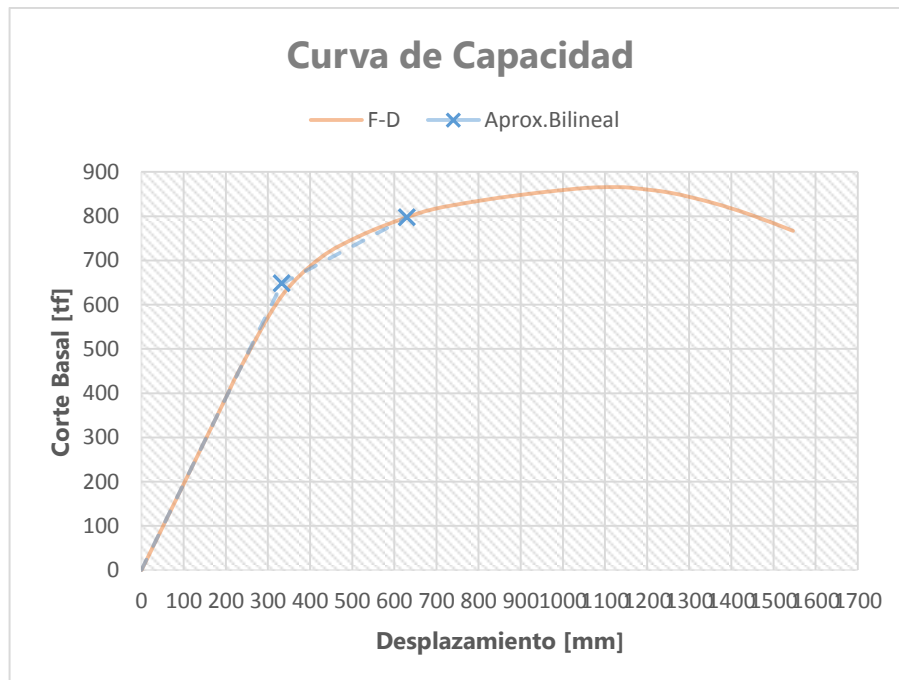
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección X:

Tabla 4.26 Valores método de los coeficientes para BS1 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

BS1 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	629.70[mm]		
Corte Basal	797.05[t]		
C0	1.35	Sa	0.19[g]
C1	1	Alpha	0.25
C2	1	R	2.57
Ti	3.11[s]	Dy	333.00[mm]
Te	3.11[s]	Vy	648.04[t]
Ki	1.94[t/mm]	Peso Sismico	8505.30[t]
Ke	1.94[t/mm]	Cm	1

Figura 4.43 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (630mm):

Figura 4.44 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

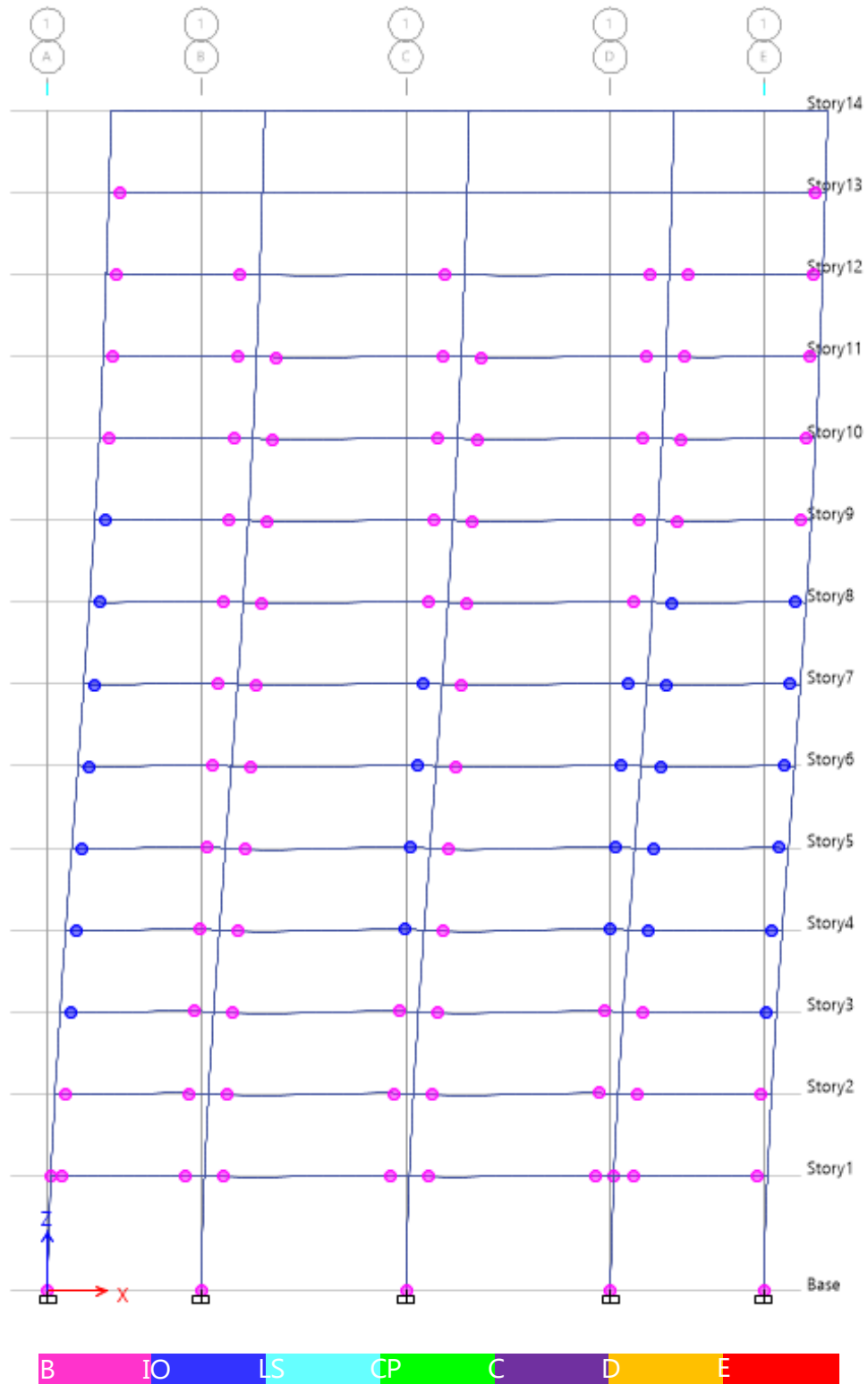


Figura 4.45 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

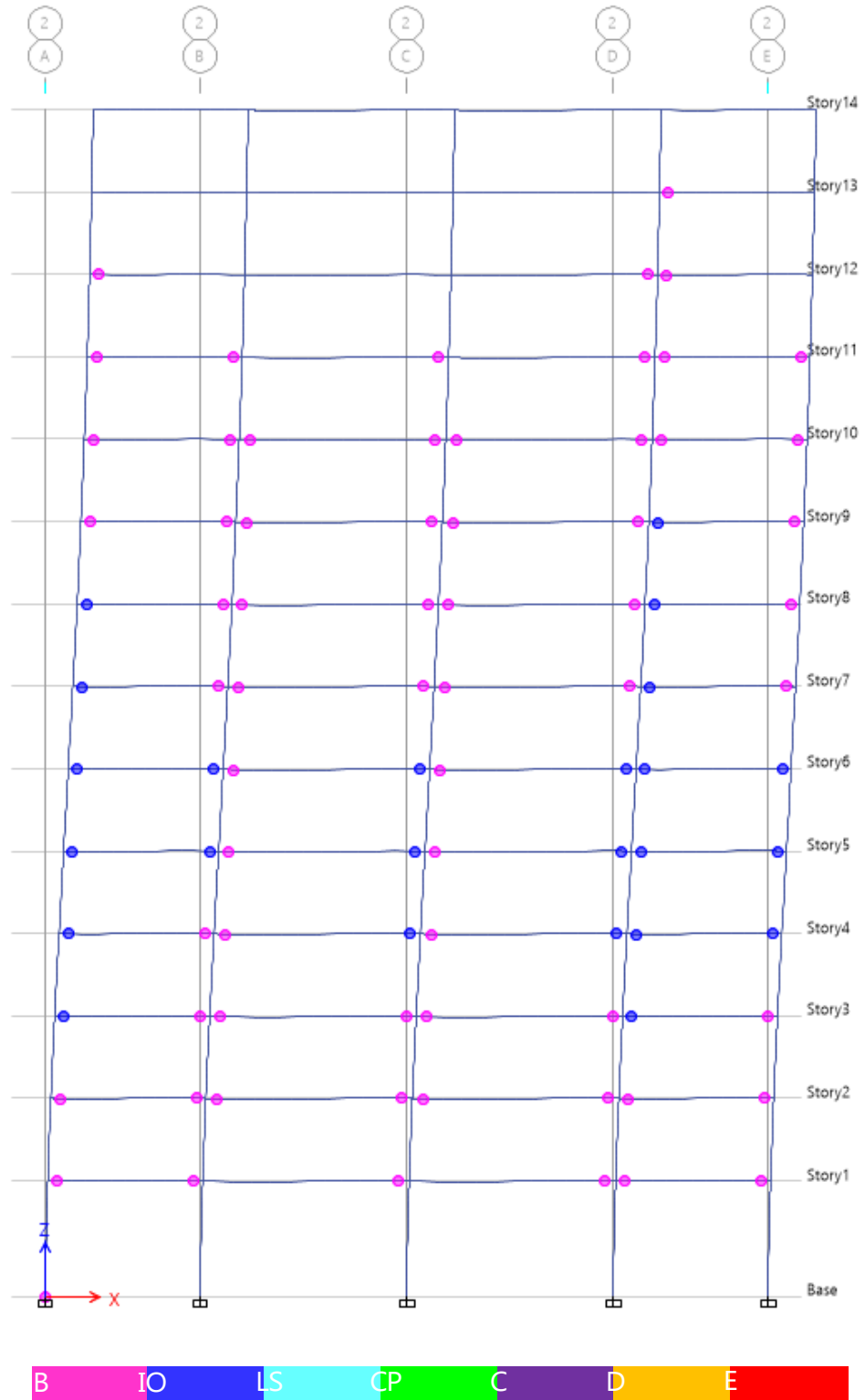


Figura 4.46 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

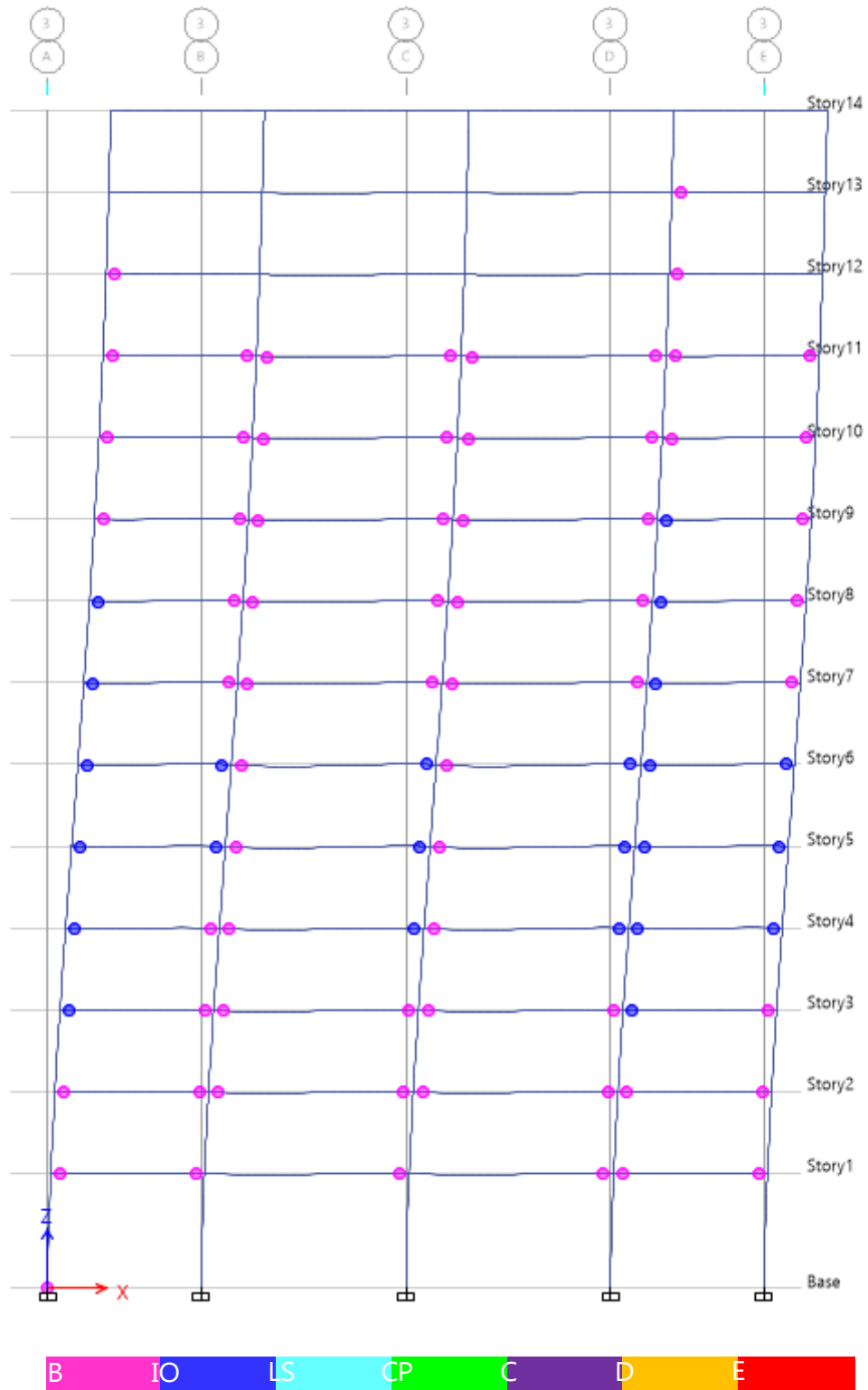
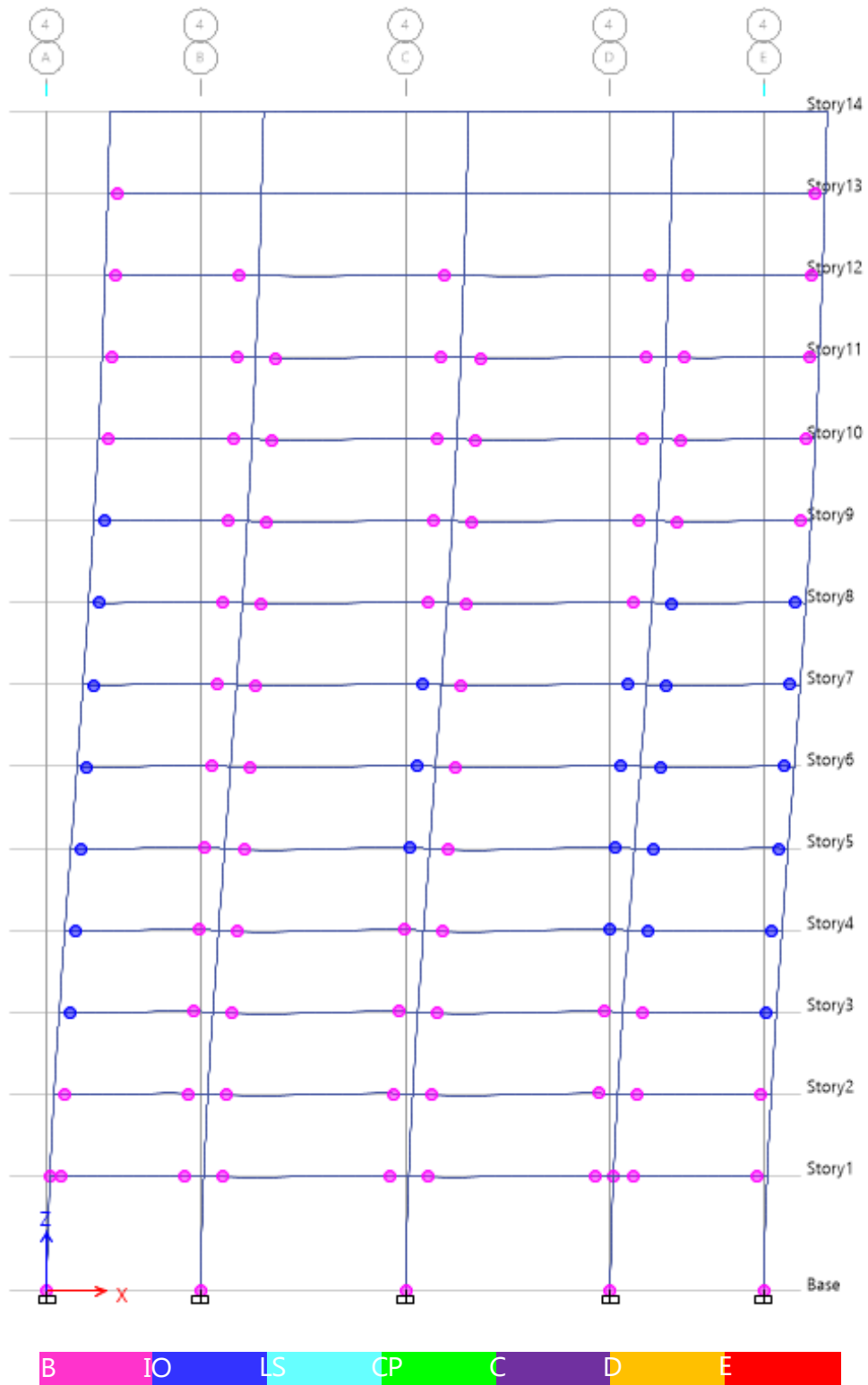


Figura 4.47 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



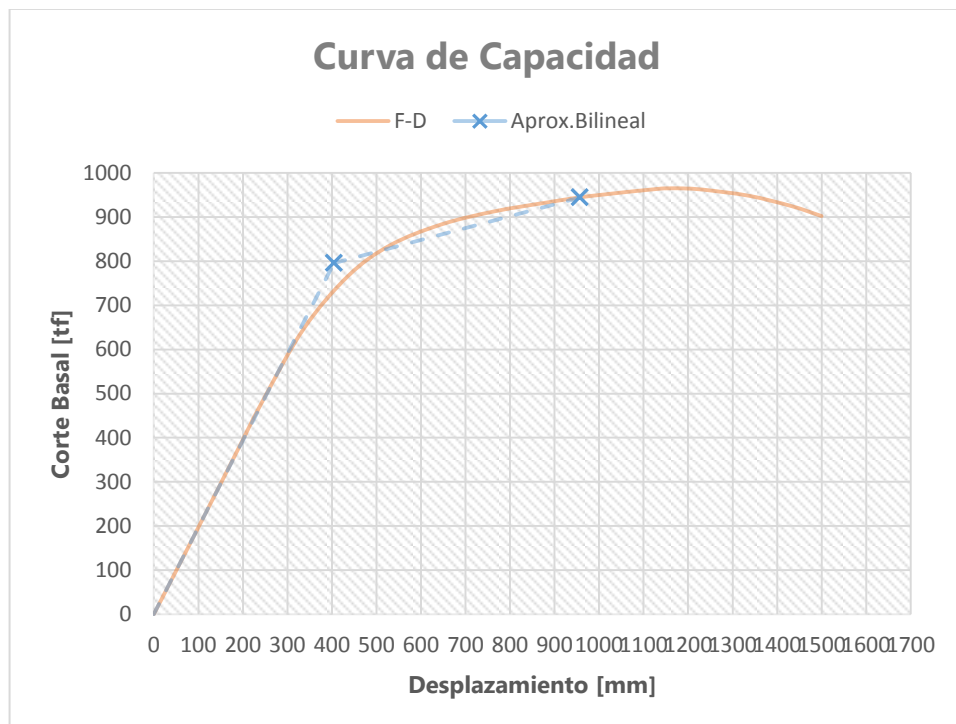
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección y:

Tabla 4.27 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

BS2 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	957.30[mm]		
Corte Basal	944.48[t]		
C0	1.40	Sa	0.30[g]
C1	1	Alpha	0.14
C2	1	R	3.21
Ti	3.04[s]	Dy	404.80[mm]
Te	3.04[s]	Vy	796.00[t]
Ki	1.97[t/mm]	Peso Sismico	8505.30[t]
Ke	1.97[t/mm]	Cm	1

Figura 4.48 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (958mm):

Figura 4.49 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

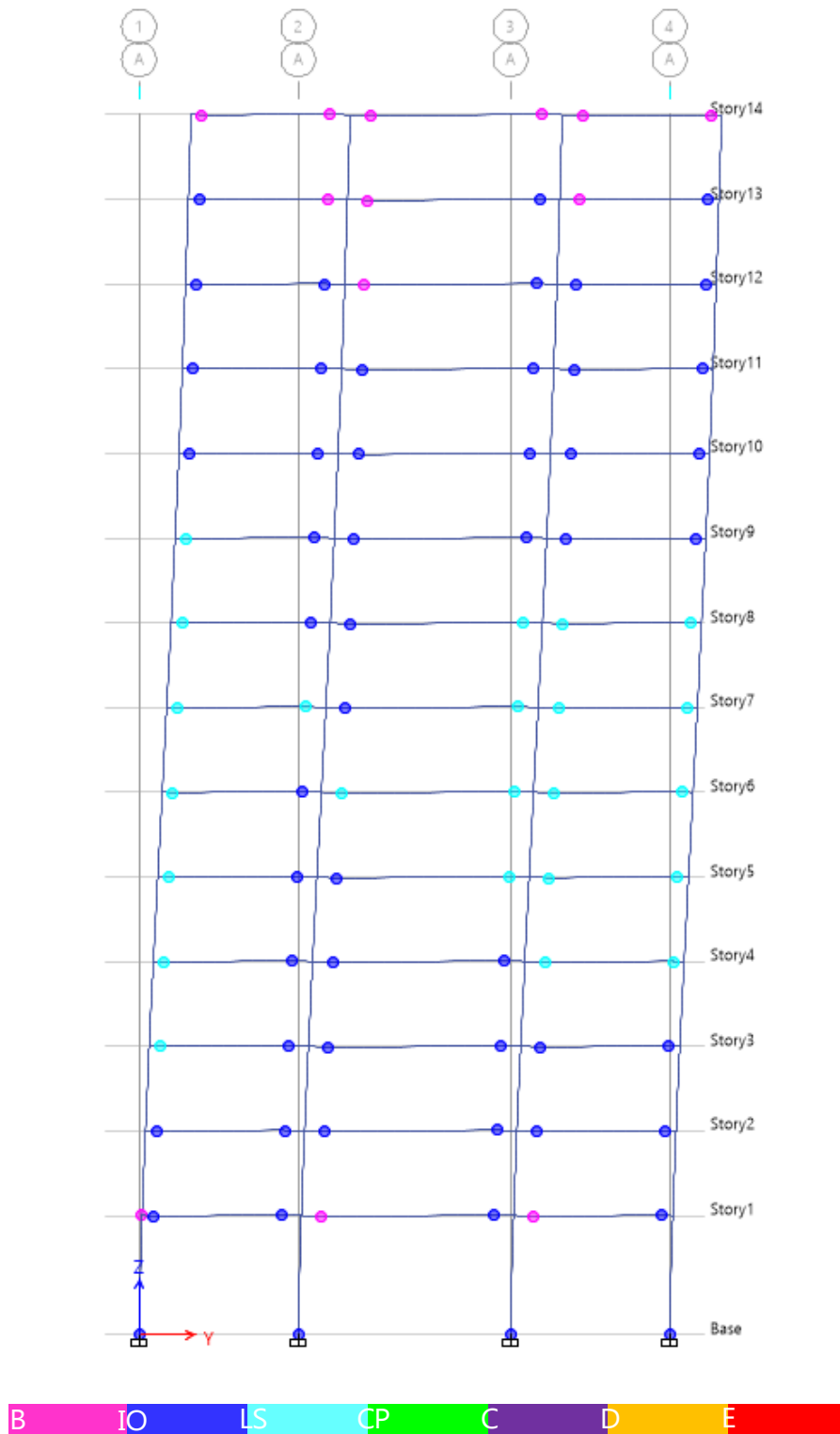


Figura 4.50 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

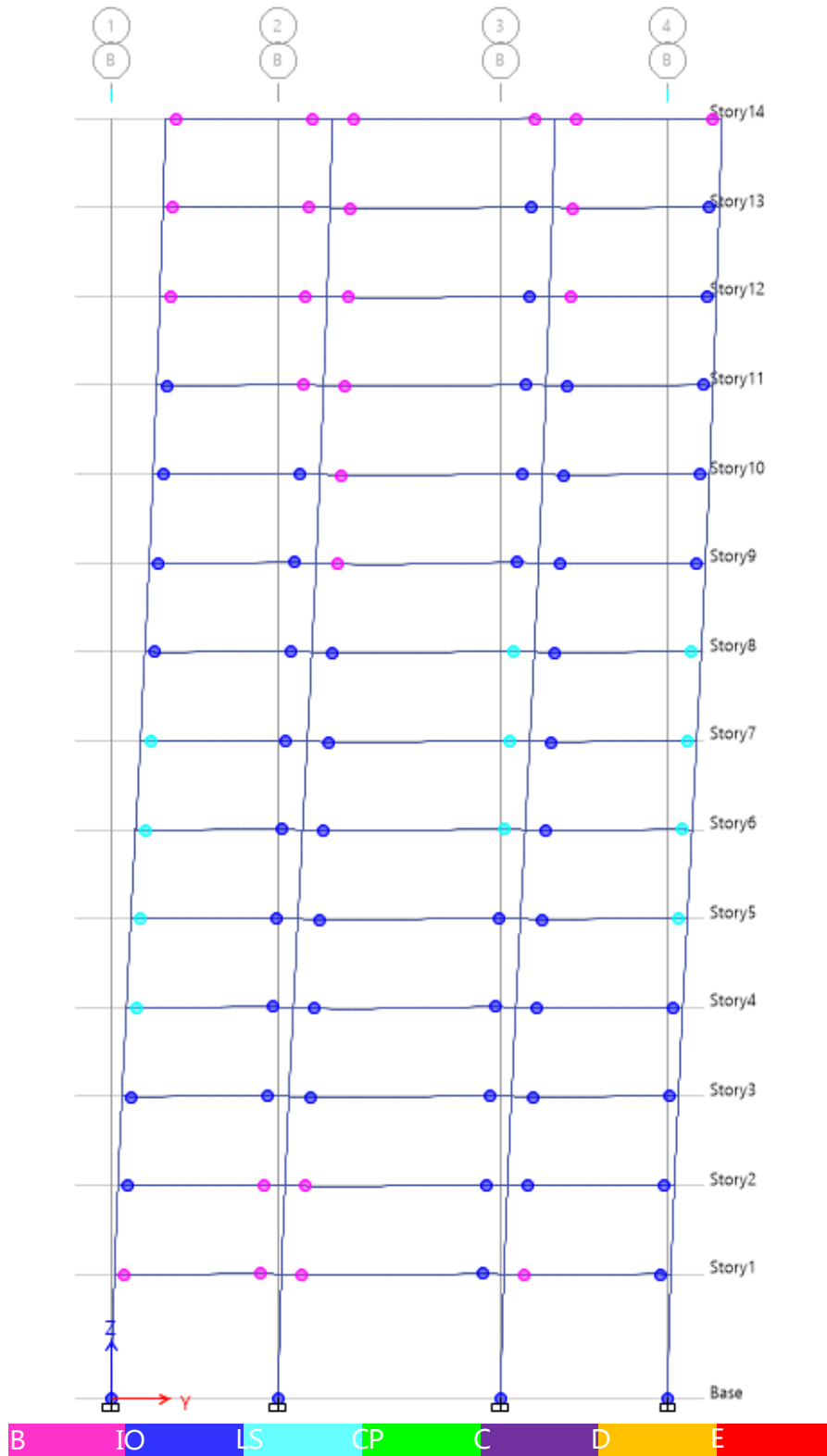


Figura 4.51 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

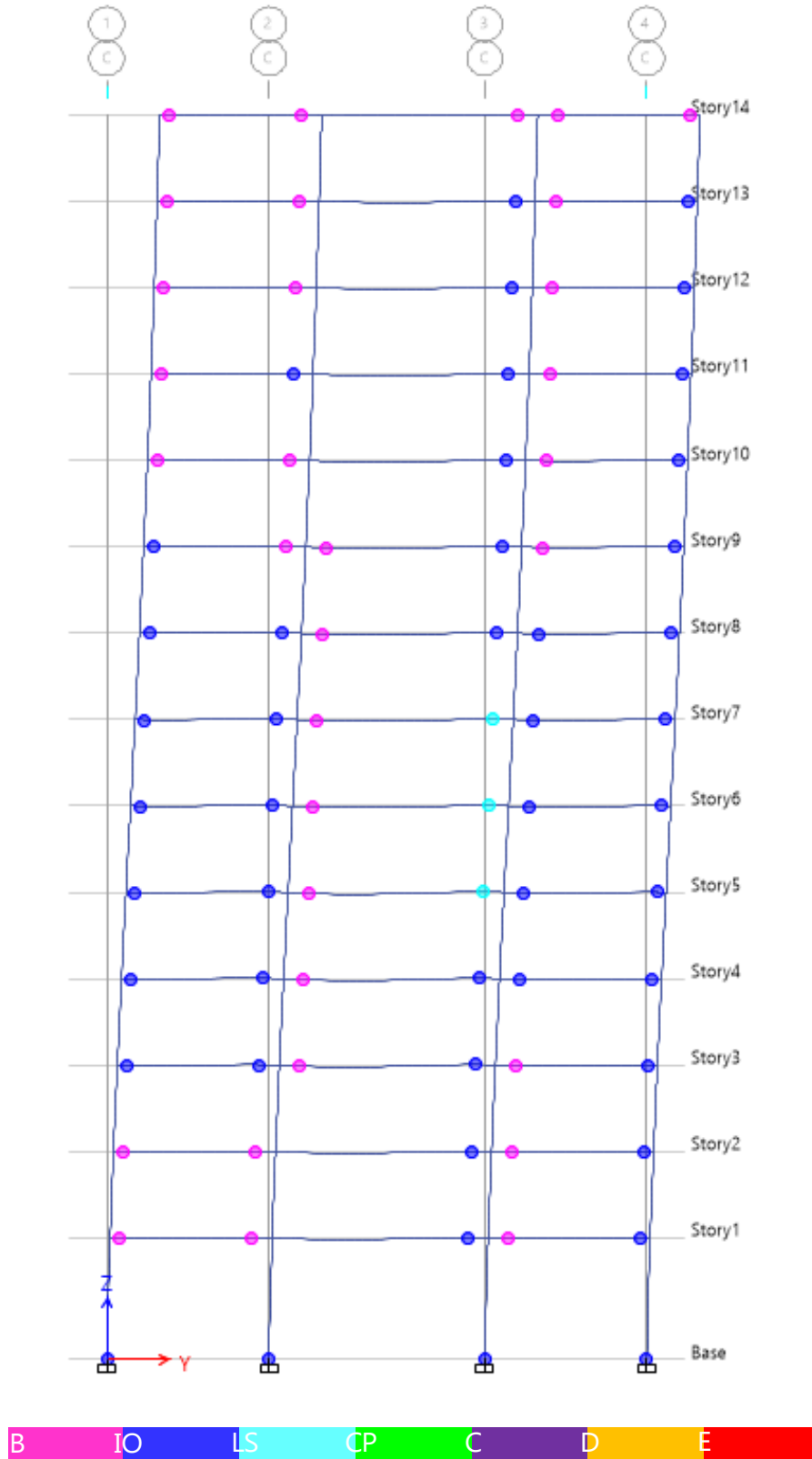


Figura 4.52 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

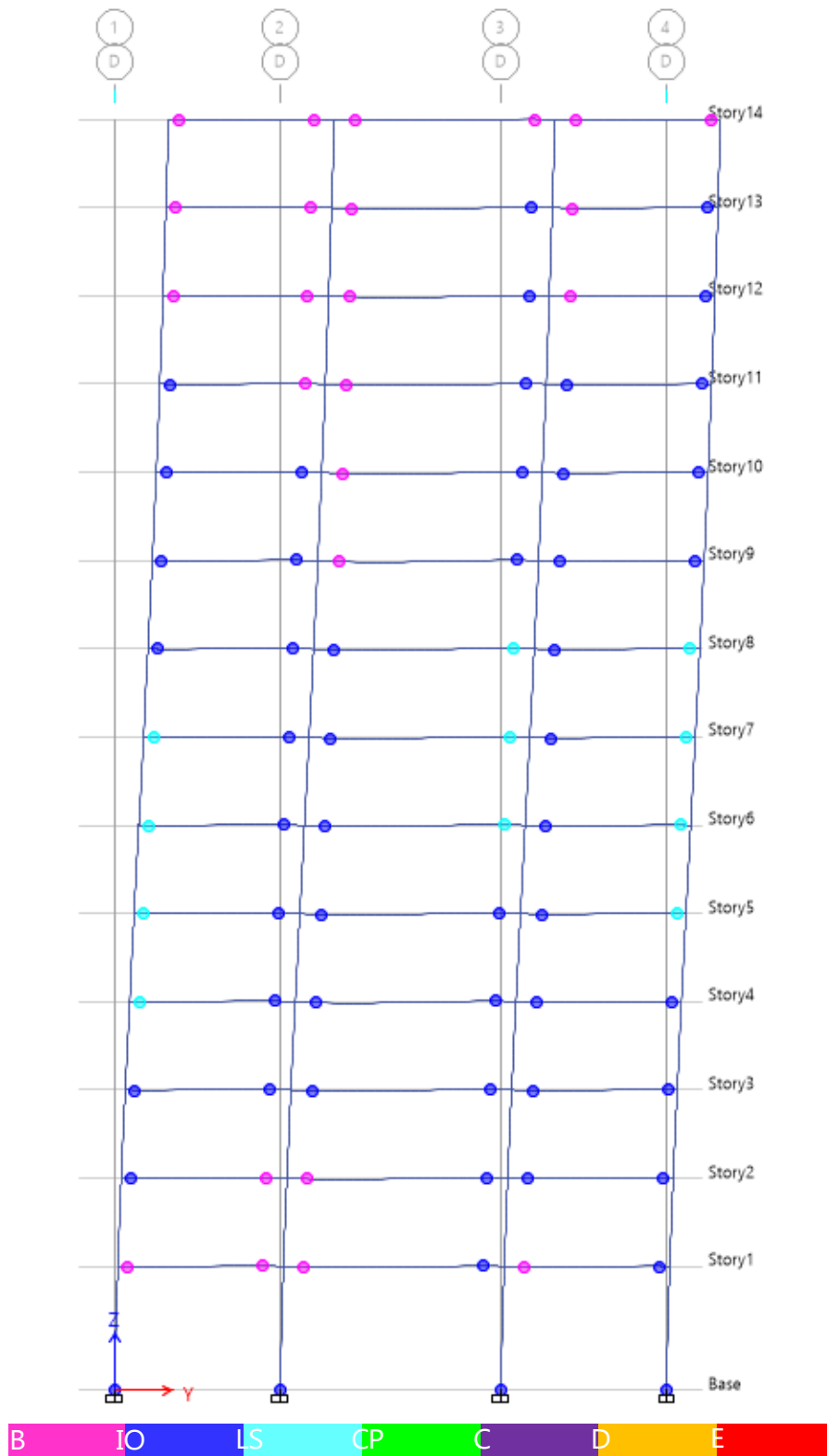
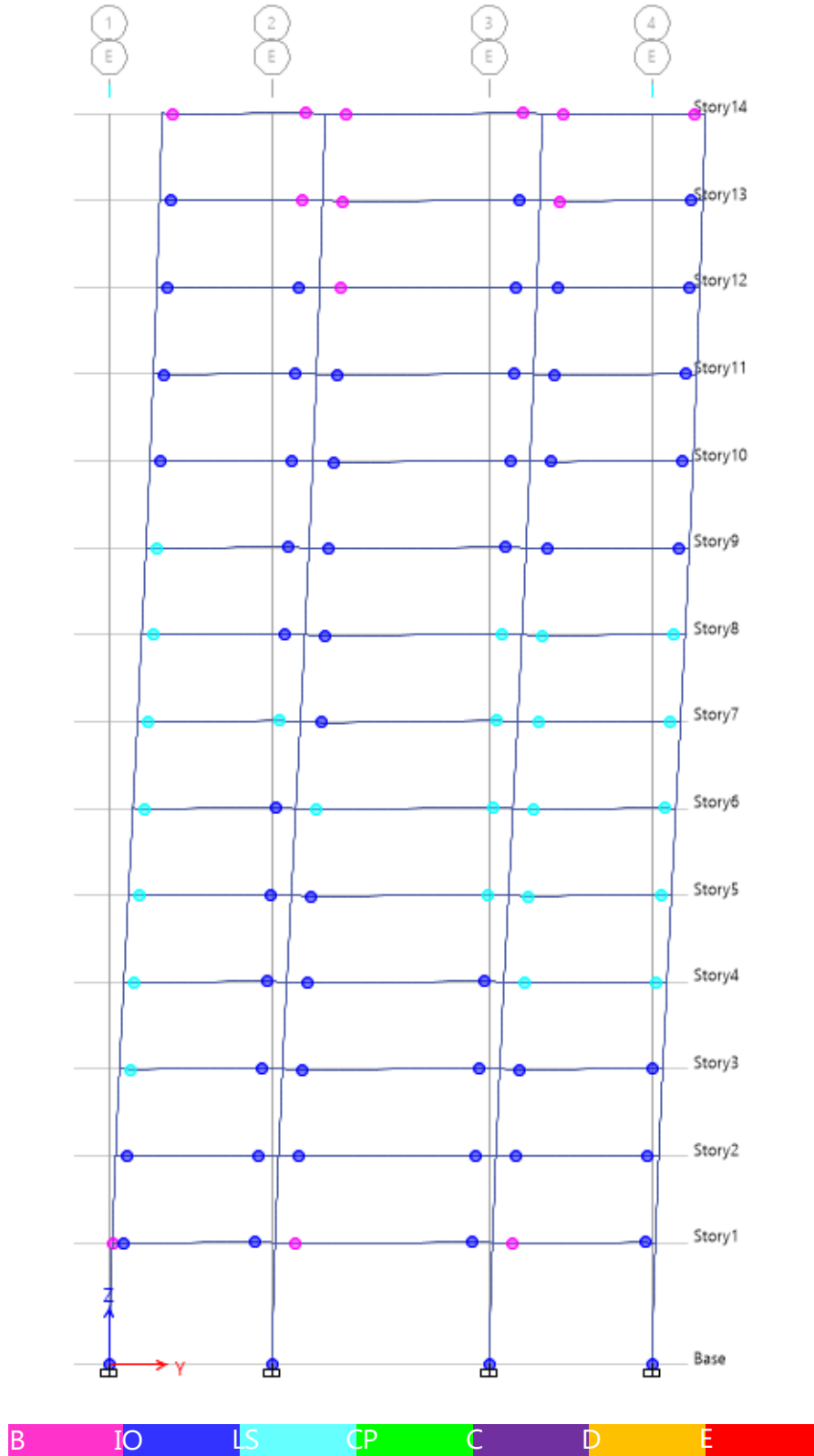


Figura 4.53 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



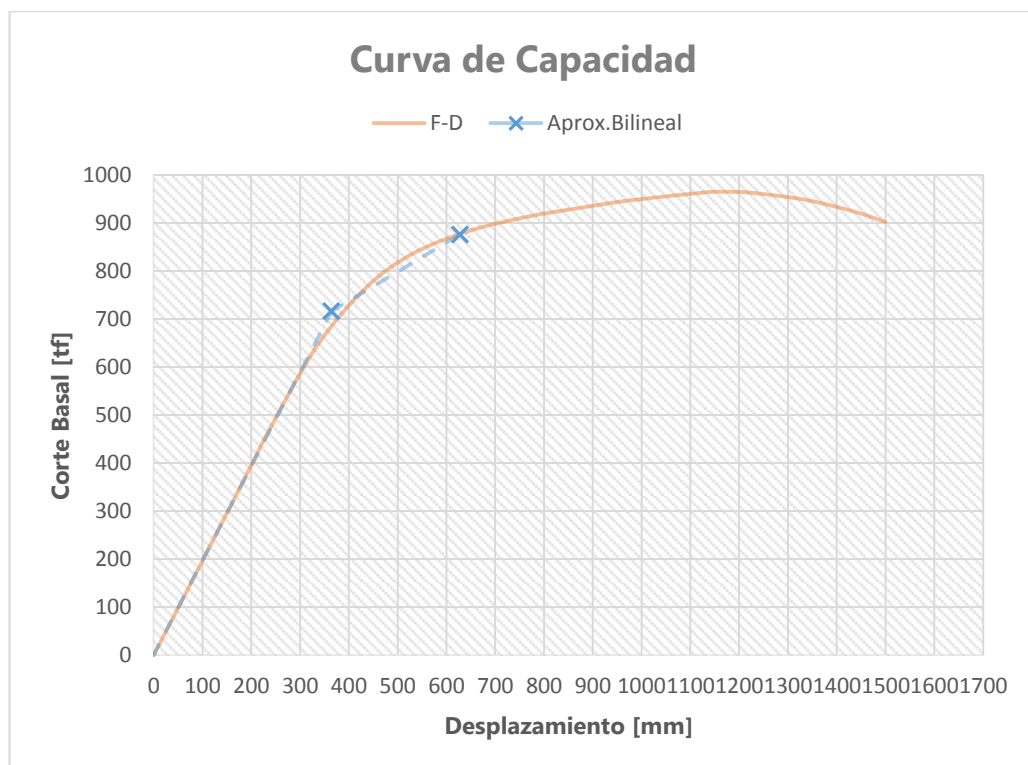
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección y:

Tabla 4.28 Valores método de los coeficientes para BS1 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

BS1 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	627.30[mm]		
Corte Basal	876.05[t]		
C0	1.38	Sa	0.20[g]
C1	1	Alpha	0.31
C2	1	R	2.38
Ti	3.04[s]	Dy	364.40[mm]
Te	3.04[s]	Vy	716.52[t]
Ki	1.97[t/mm]	Peso Sismico	8505.30[t]
Ke	1.97[t/mm]	Cm	1

Figura 4.54 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (628mm):

Figura 4.55 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

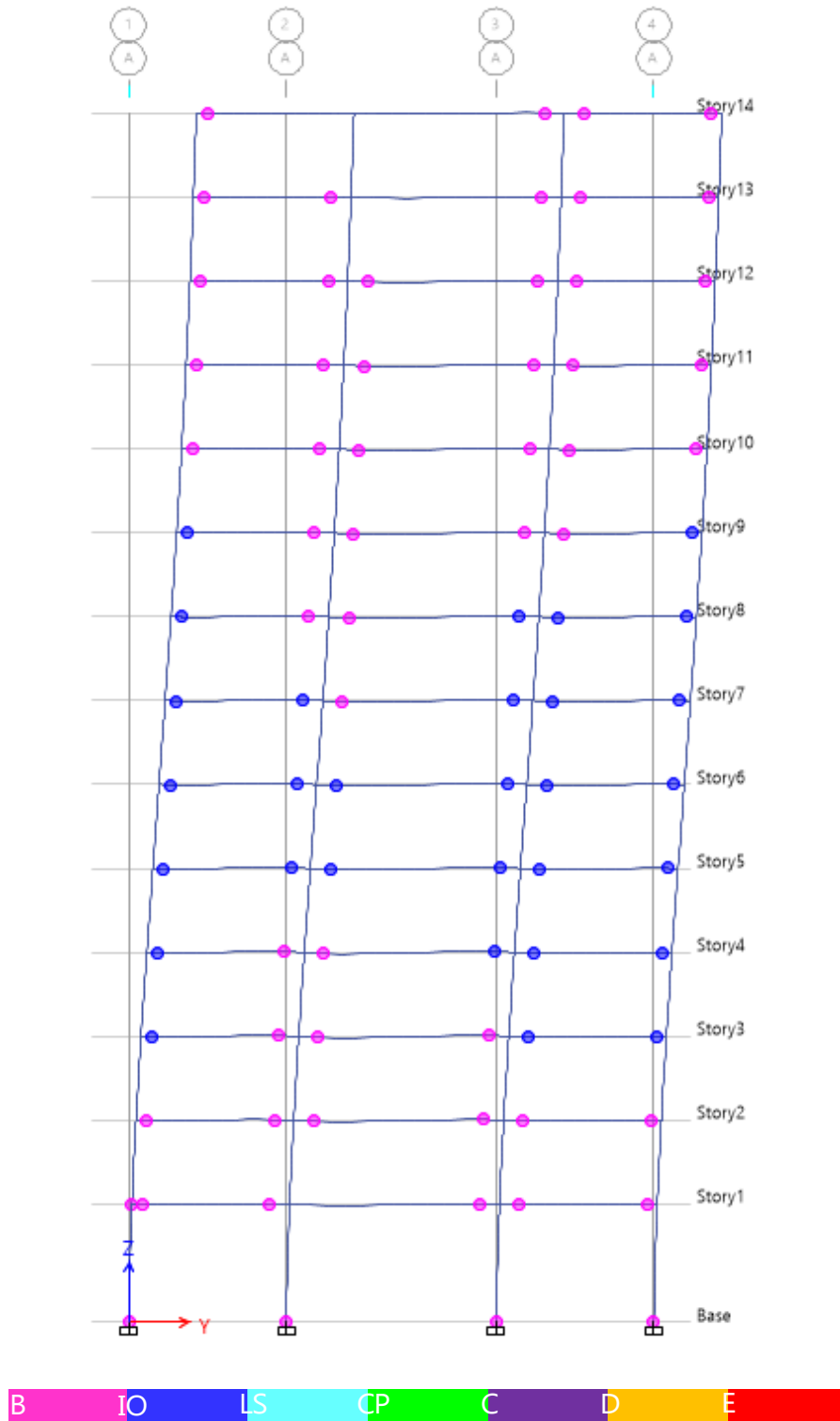


Figura 4.56 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

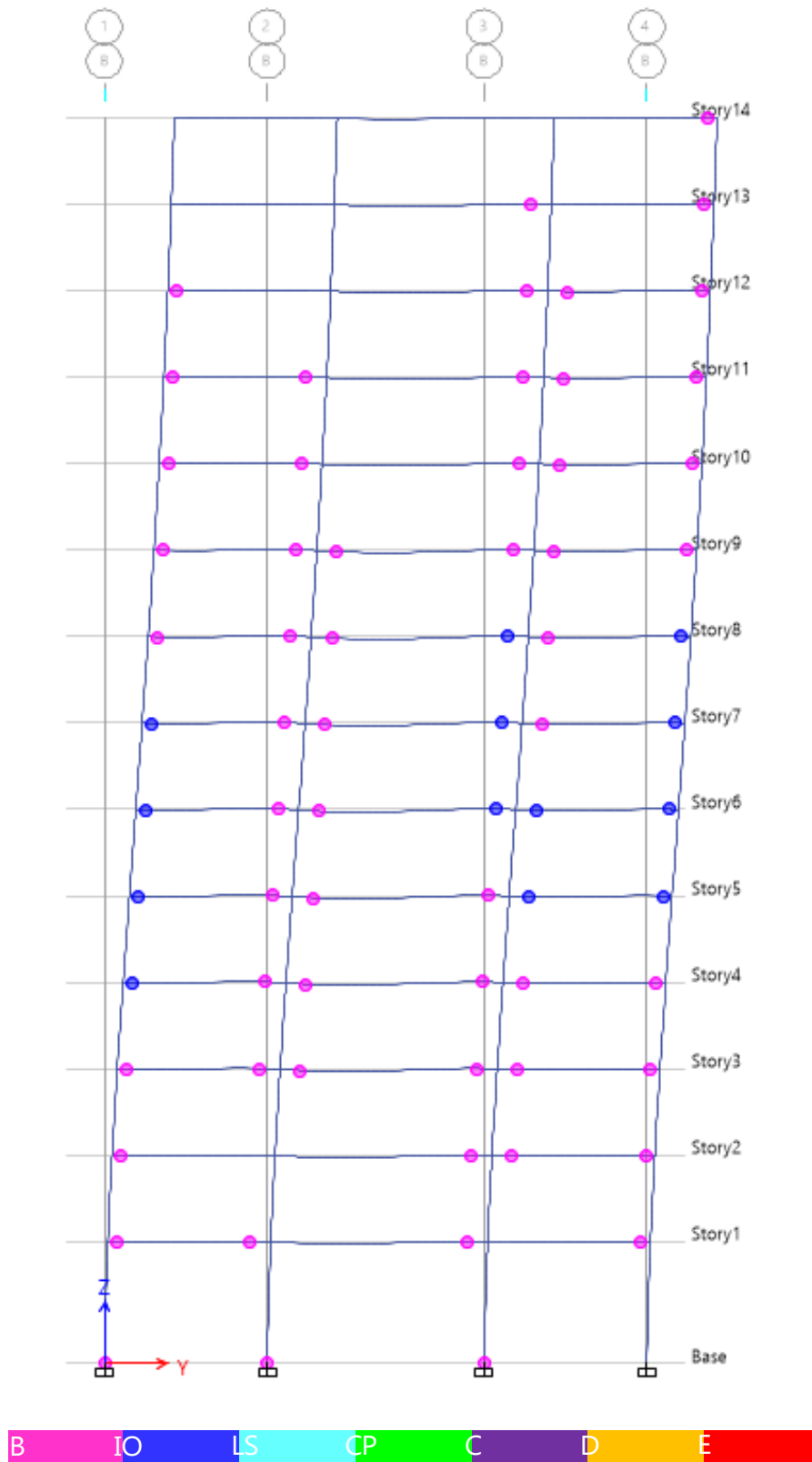


Figura 4.57 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

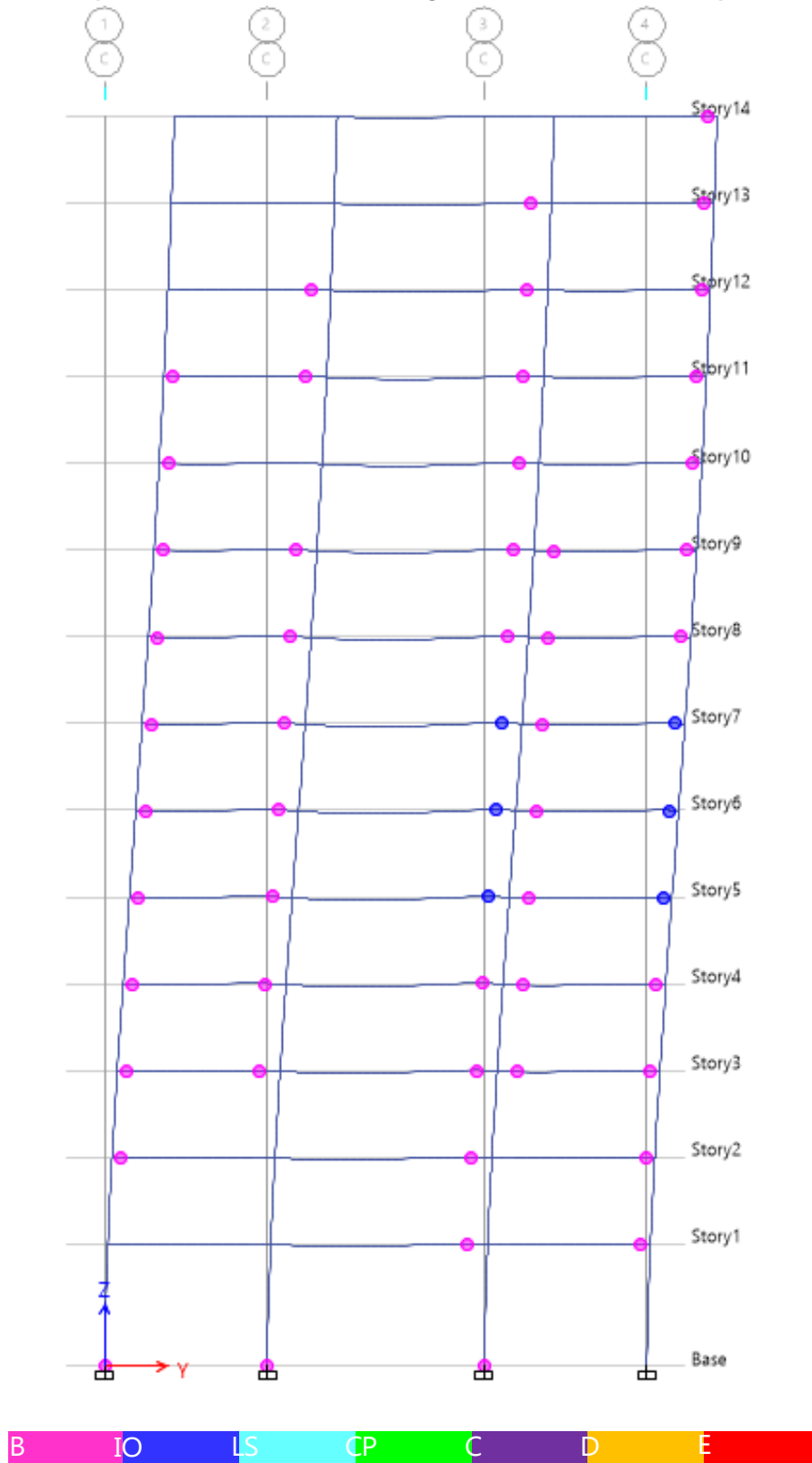


Figura 4.58 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).

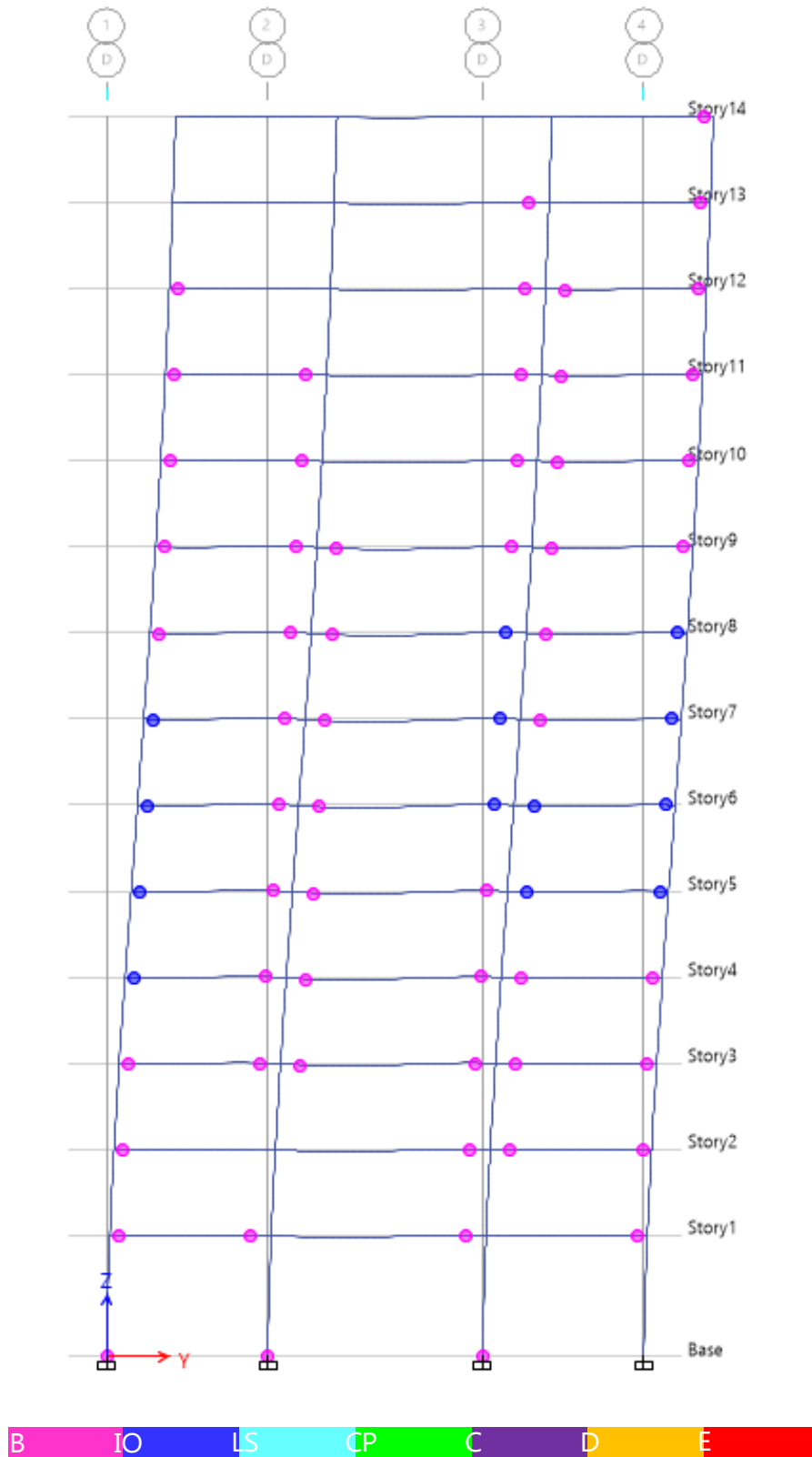
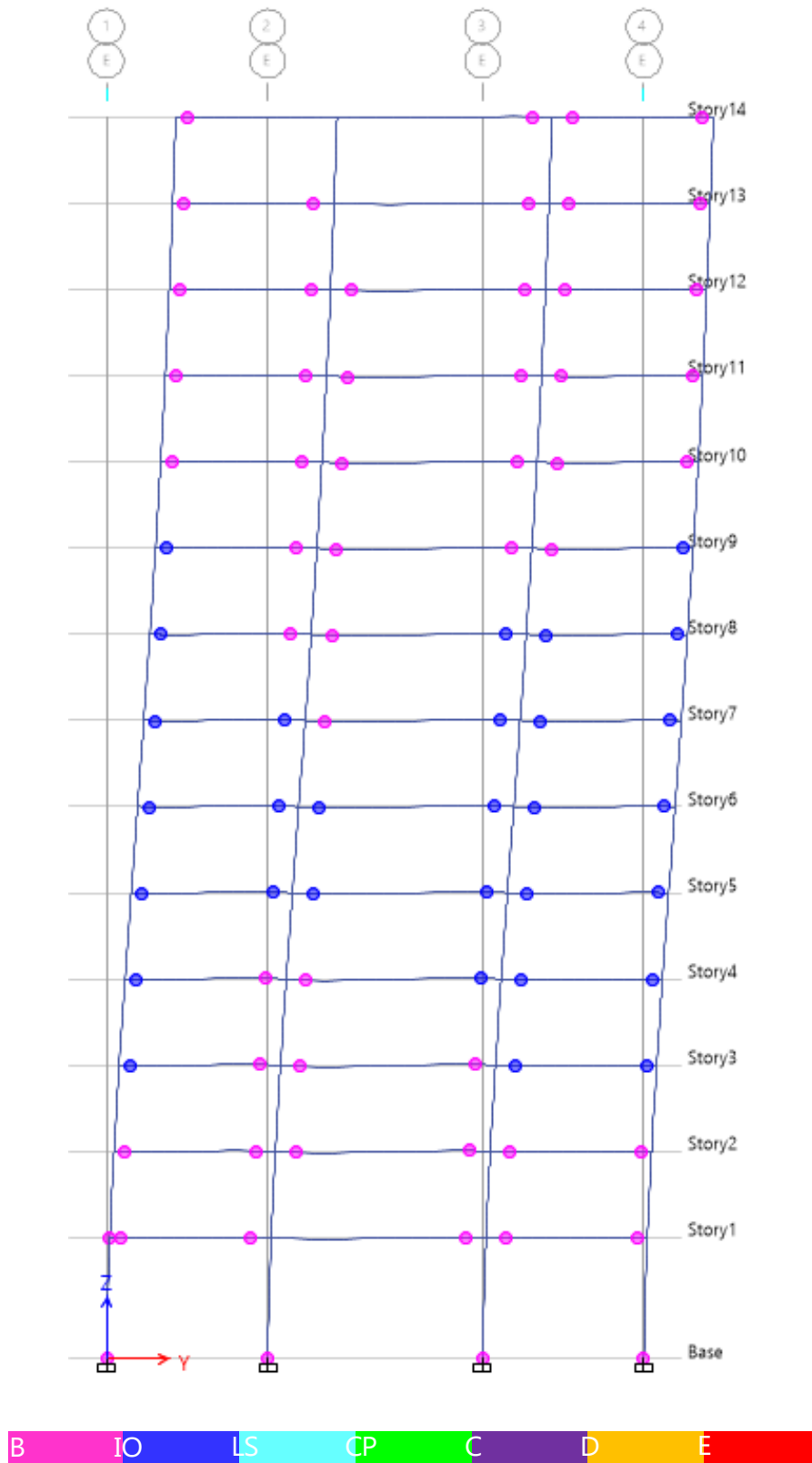


Figura 4.59 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado ASCE 7-10).



4.3.3.2 Pórtico resistente a momento hormigón NEC-11:

Criterios de aceptación y parámetros de modelación vigas (todas las vigas son controlados por flexión):

Usando la siguiente tabla se determinaron los parámetros de la rotación de la cuerda para las vigas

Tabla 4.29 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Vigas de hormigón armado ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de hormigón armado										
Condiciones	Parámetros de modelación					Criterios de aceptación				
	Rotaciones Plásticas		Esfuerzo residual			Nivel de desempeño				
	Angulo, radianes		Radio			Rotaciones plasticas; Angulo, radianes				
						IO	Tipo de componente			
	a	b	c		LS		CP	LS	CP	
<i>Vigas controlada por flexión</i>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{BAL}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por corte</i>										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por inadecuada longitud de desarrollo o traslape</i>										
Espaciamiento de los estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de los estribos > d/2			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<i>Vigas controlada por inadecuado anclaje a la unión viga-columna</i>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Tabla 4.30 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Viga	b(cm)	h(cm)	As	As'	ρ	ρ'	ρ_{bal}	M_{pr1} (tm)	M_{pr2} (tm)	V_p (t)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{3772.48V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
			As(cm ²)	As'(cm ²)								
1y4(P1)	40	75	17.03	13.45	0.0062	0.0049	0.0286	57.48	46.09	21.52	0.045	1.76
1y4(P1)	40	75	17.03	13.45	0.0062	0.0049	0.0286	57.48	46.09	19.35	0.045	1.58
1y4(P2-6)	40	75	24.15	19.24	0.0088	0.0070	0.0286	79.04	64.35	28.15	0.062	2.30
1y4(P2-6)	40	75	24.15	19.24	0.0088	0.0070	0.0286	79.04	64.35	24.33	0.062	1.99
1y4(P7-10)	40	75	19.24	15.71	0.0070	0.0057	0.0286	64.35	53.33	23.87	0.045	1.95
1y4(P7-10)	40	75	19.24	15.71	0.0070	0.0057	0.0286	64.35	53.33	21.11	0.045	1.72
1y4(P11-13)	40	75	13.45	9.42	0.0049	0.0034	0.0286	46.09	32.86	17.41	0.051	1.42
1y4(P11-13)	40	75	13.45	9.42	0.0049	0.0034	0.0286	46.09	32.86	16.27	0.051	1.33
1y4(P14)	40	75	13.45	9.42	0.0049	0.0034	0.0286	46.09	32.86	16.65	0.051	1.36
1y4(P14)	40	75	13.45	9.42	0.0049	0.0034	0.0286	46.09	32.86	15.00	0.051	1.22
2(P1)	40	75	20.83	13.45	0.0075	0.0049	0.0286	69.17	46.09	25.65	0.094	2.09
2(P1)	40	75	20.83	13.45	0.0075	0.0049	0.0286	69.17	46.09	23.71	0.094	1.94
2(P2-6)	40	75	27.90	19.24	0.0101	0.0070	0.0286	89.79	64.35	32.13	0.110	2.62
2(P2-6)	40	75	27.90	19.24	0.0101	0.0070	0.0286	89.79	64.35	28.57	0.110	2.33
2(P7-10)	40	75	24.15	15.71	0.0088	0.0057	0.0286	79.04	53.33	28.50	0.107	2.33
2(P7-10)	40	75	24.15	15.71	0.0088	0.0057	0.0286	79.04	53.33	25.85	0.107	2.11
2(P11-13)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	23.89	0.096	1.95
2(P11-13)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	22.39	0.096	1.83
2(P14)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	22.36	0.096	1.83
2(P14)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	20.10	0.096	1.64
3(P1)	40	75	20.83	13.45	0.0075	0.0049	0.0286	69.17	46.09	25.65	0.094	2.09
3(P1)	40	75	20.83	13.45	0.0075	0.0049	0.0286	69.17	46.09	21.78	0.094	1.78
3(P2-6)	40	75	27.90	19.24	0.0101	0.0070	0.0286	89.79	64.35	32.13	0.110	2.62
3(P2-6)	40	75	27.90	19.24	0.0101	0.0070	0.0286	89.79	64.35	26.64	0.110	2.18
3(P7-10)	40	75	24.15	15.71	0.0088	0.0057	0.0286	79.04	53.33	28.50	0.107	2.33
3(P7-10)	40	75	24.15	15.71	0.0088	0.0057	0.0286	79.04	53.33	23.92	0.107	1.95
3(P11-13)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	23.89	0.096	1.95
3(P11-13)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	20.46	0.096	1.67
3(P14)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	22.36	0.096	1.83
3(P14)	40	75	19.24	11.69	0.0070	0.0042	0.0286	64.35	40.36	18.85	0.096	1.54

Tabla 4.31 Parámetros de vigas de hormigón armado (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 6-7).

Viga	b(cm)	h(cm)	As	As'	ρ	ρ'	ρ_{bal}	M_{pr1} (tm)	M_{pr2} (tm)	V_p (t)	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{3772.48V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
			As(cm ²)	As'(cm ²)								
AyE(P1)	40	75	15.71	11.69	0.0057	0.0042	0.0286	53.33	40.36	19.87	0.051	1.62
AyE(P1)	40	75	15.71	11.69	0.0057	0.0042	0.0286	53.33	40.36	18.11	0.051	1.48
AyE(P2-6)	40	75	21.74	17.03	0.0079	0.0062	0.0286	71.91	57.48	25.82	0.060	2.11
AyE(P2-6)	40	75	21.74	17.03	0.0079	0.0062	0.0286	71.91	57.48	22.58	0.060	1.84
AyE(P7-10)	40	75	19.24	15.71	0.0070	0.0057	0.0286	64.35	53.33	23.87	0.045	1.95
AyE(P7-10)	40	75	19.24	15.71	0.0070	0.0057	0.0286	64.35	53.33	21.11	0.045	1.72
AyE(P11-13)	40	75	14.51	9.42	0.0053	0.0034	0.0286	49.53	32.86	17.99	0.065	1.47
AyE(P11-13)	40	75	14.51	9.42	0.0053	0.0034	0.0286	49.53	32.86	16.70	0.065	1.36
AyE(P14)	40	75	14.51	9.42	0.0053	0.0034	0.0286	49.53	32.86	17.22	0.065	1.41
AyE(P14)	40	75	14.51	9.42	0.0053	0.0034	0.0286	49.53	32.86	15.43	0.065	1.26
ByD(P1)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	23.69	0.091	1.93
ByD(P1)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	21.28	0.091	1.74
ByD(P2-6)	40	75	27.90	17.03	0.0101	0.0062	0.0286	89.79	57.48	30.98	0.138	2.53
ByD(P2-6)	40	75	27.90	17.03	0.0101	0.0062	0.0286	89.79	57.48	26.75	0.138	2.19
ByD(P7-10)	40	75	24.15	14.51	0.0088	0.0053	0.0286	79.04	49.53	27.87	0.122	2.28
ByD(P7-10)	40	75	24.15	14.51	0.0088	0.0053	0.0286	79.04	49.53	24.41	0.122	1.99
ByD(P11-13)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	23.69	0.091	1.93
ByD(P11-13)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	21.28	0.091	1.74
ByD(P14)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	23.69	0.091	1.93
ByD(P14)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	22.98	0.091	1.88
C(P1)	40	75	21.74	18.85	0.0079	0.0068	0.0286	71.91	63.14	28.95	0.037	2.36
C(P1)	40	75	21.74	18.85	0.0079	0.0068	0.0286	71.91	63.14	21.59	0.037	1.76
C(P2-6)	40	75	27.90	18.85	0.0101	0.0068	0.0286	89.79	63.14	31.93	0.115	2.61
C(P2-6)	40	75	27.90	18.85	0.0101	0.0068	0.0286	89.79	63.14	23.82	0.115	1.95
C(P7-10)	40	75	24.15	18.85	0.0088	0.0068	0.0286	79.04	63.14	30.14	0.067	2.46
C(P7-10)	40	75	24.15	18.85	0.0088	0.0068	0.0286	79.04	63.14	22.48	0.067	1.84
C(P11-13)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	23.69	0.091	1.93
C(P11-13)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	17.64	0.091	1.44
C(P14)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	22.16	0.091	1.81
C(P14)	40	75	18.85	11.69	0.0068	0.0042	0.0286	63.14	40.36	16.96	0.091	1.39
VA-1	40	75	9.42	9.42	0.0034	0.0034	0.0286	32.86	32.86	14.74	0.000	1.20
VA-2	40	75	9.42	9.42	0.0034	0.0034	0.0286	32.86	32.86	14.00	0.000	1.14

Criterios de aceptación y parámetros de modelación para columnas:

Ya que se cumplieron los requisitos de columna fuerte viga débil se optó por modelar la plasticidad solo en la base y cabeza de las columnas del piso inferior. Se determinó que las columnas están controladas por flexión usando lo establecido en el ACI 369R-11.

Tabla 4.32 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales – Columnas de hormigón armado ACI 369R-11 (4.2).

Condiciones			Parametros de modelo			Angulo de Rotacion Plastica, radianes				
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Rotación Plastica Angulo, radianes		Radio de resistencia residual	IO	Nivel de Desempeño			
			a	b	c		Tipo de Componente			
							Primario		Secundario	
LS	CP	LS	CP							
Condición i.										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.200	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.000	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.200	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.050	0.005	0.000	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condición ii.										
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3	0.032	0.060	0.200	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6	0.025	0.060	0.200	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3	0.010	0.010	0.200	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6	0.008	0.008	0.200	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3	0.012	0.012	0.000	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6	0.006	0.006	0.000	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3	0.004	0.004	0.000	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iii.										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iv (traslapes inadecuados).										
≤ 0.1	≥ 0.006		0.000	0.060	0.400	0.000	0.000	0.000	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.000	0.008	0.400	0.000	0.000	0.000	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.000	0.006	0.200	0.000	0.000	0.000	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 4.33 Detalle del refuerzo transversal para columnas ACI 369R-11 (Tabla 4.3).

	Detalles de los estribos		
	Tipo a	Tipo b	Tipo c
	Detalles de acuerdo al ACI con ganchos de 135°	Estribos cerrados con ganchos a 90°	Otros
$V_p / \left(\frac{V_n}{k} \right) \leq 0.6$	i*	ii	ii
$1.0 \geq V_p / \left(\frac{V_n}{k} \right) > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p / \left(\frac{V_n}{k} \right) \geq 1.00$	iii	iii	iii

*Para clasificar a esta condición, la columna debera tener $\rho > 0.0020$ y $s/d < 0.5$ dentro de la zona de la rotula plastica. Si no se cumple esto, sera asignada la condición ii.

$$V_n = k \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/(Vd)} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8A_g$$

$k \rightarrow 1.00$ en regiones donde la ductilidad por desplazamiento es menor o igual a 2, y 0.70 donde la ductilidad por desplazamiento es mayor que 6. Se interpola linealmente para regiones

$\lambda \rightarrow$ es 0.75 para concreto liviano y 1.00 para concreto normal

$N_u \rightarrow$ es la fuerza de compresión axial en libras (=0 si es tension)

$M/(Vd) \rightarrow$ es el mayor radio de momento a fuerza cortante multiplicada por la altura efectiva bajo cargas de diseño de la columna. No debe ser mayor que 4, ni menor que 2.

$d \rightarrow$ es la altura efectiva, se permite asumir $d=0.8h$ donde h es la dimension de la columna en la direccion del corte

$A_g \rightarrow$ es el area de la seccion transversal de la columna

Para columnas que satisfagan los requisitos de detallamiento del capitulo 21, se permite usar las ecuaciones de corte del ACI.

Los resultados del análisis no lineal fueron los siguientes:

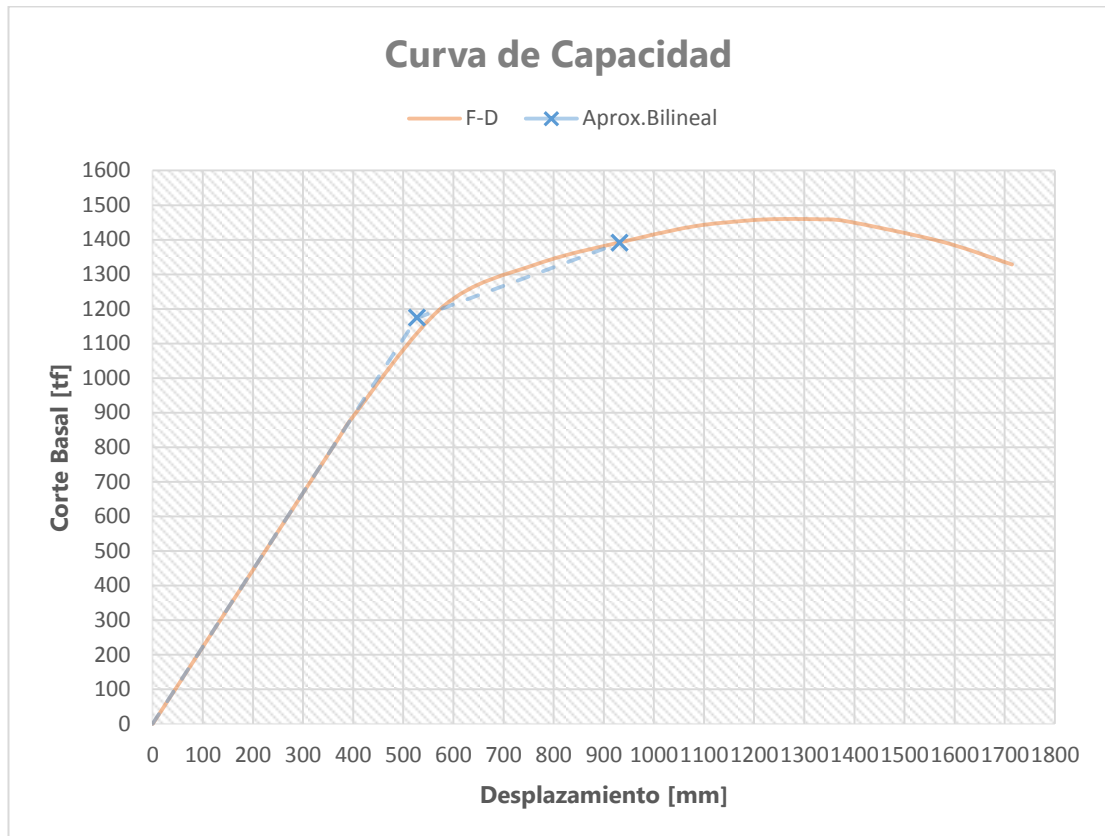
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección X:

Tabla 4.34 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

BS2 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	931.90[mm]		
Corte Basal	1391.16[t]		
C0	1.34	Sa	0.30[g]
C1	1	Alpha	0.24
C2	1	R	2.36
Ti	3.08[s]	Dy	527.50[mm]
Te	3.08[s]	Vy	1174.20[t]
Ki	2.22[t/mm]	Peso Sismico	9343.73[t]
Ke	2.22[t/mm]	Cm	1

Figura 4.60 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (932mm):

Figura 4.61 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

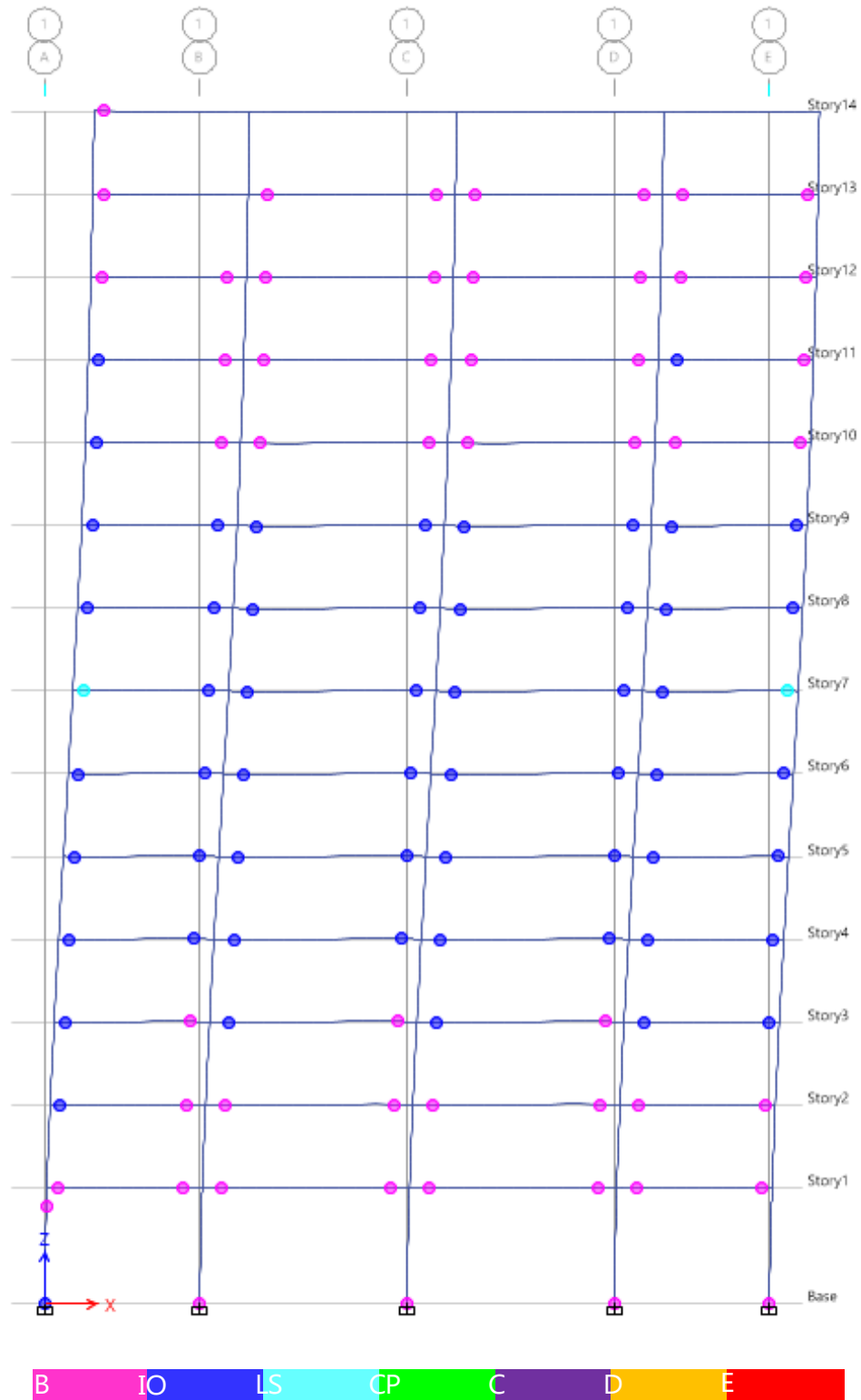


Figura 4.62 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

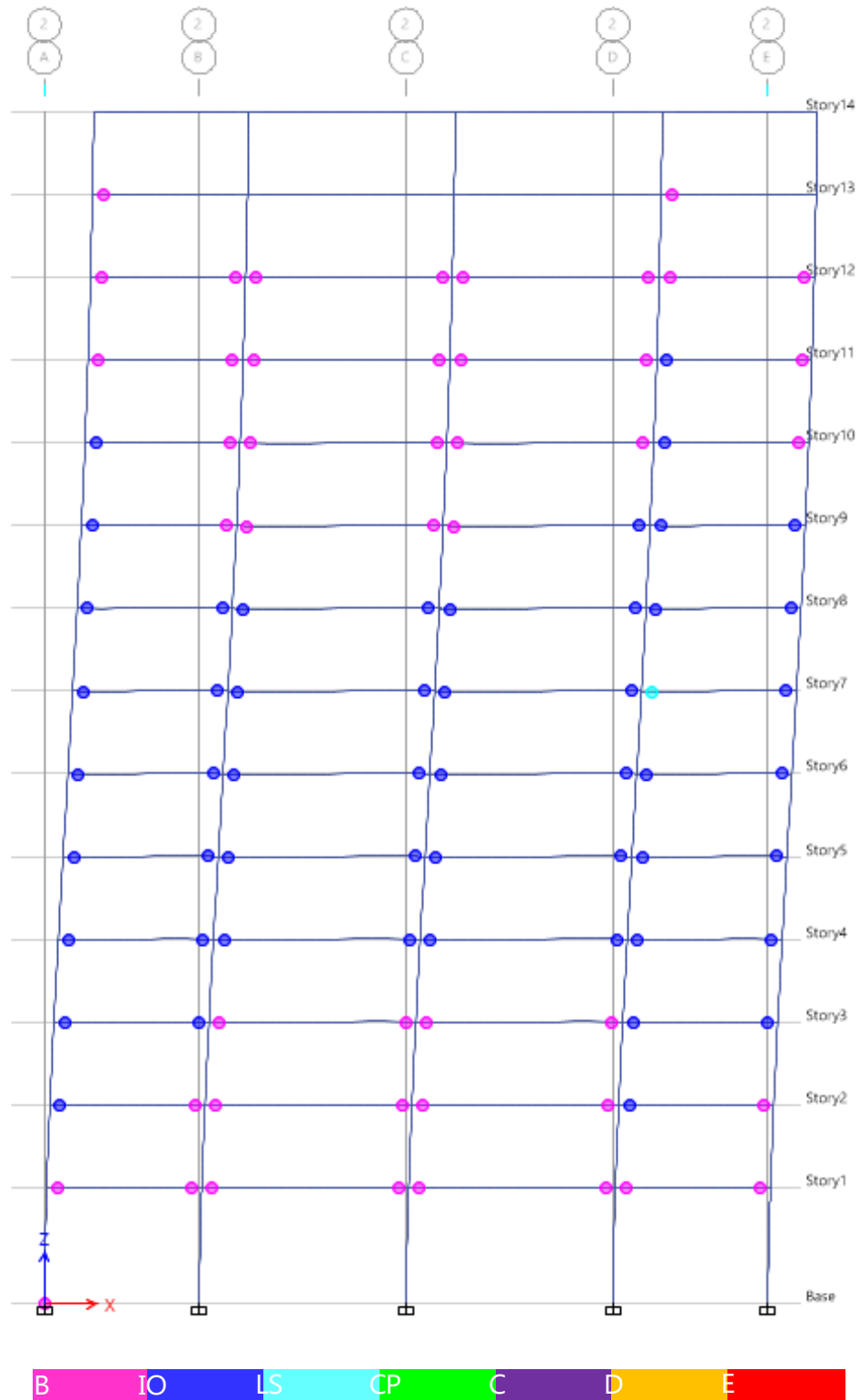


Figura 4.63 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

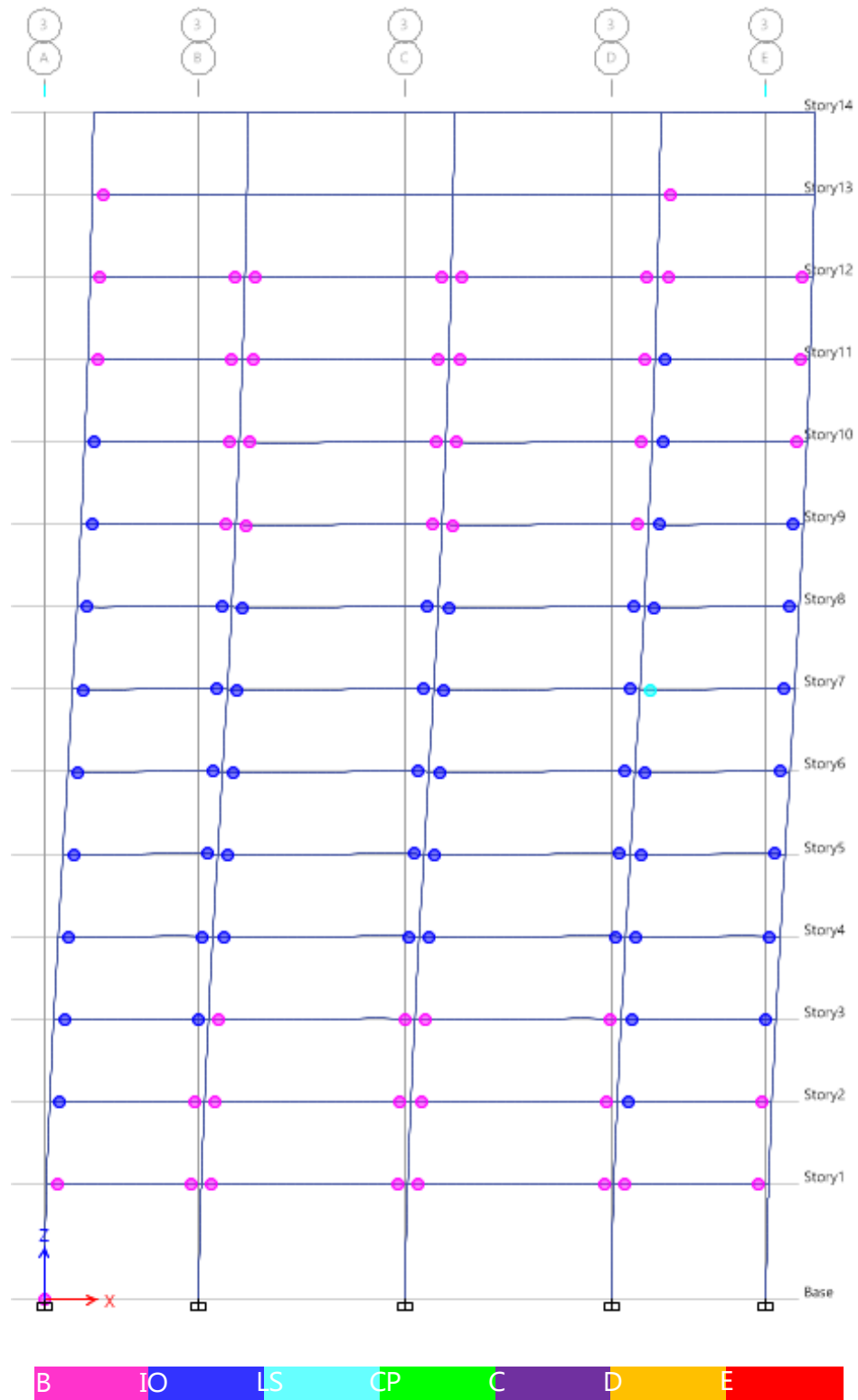
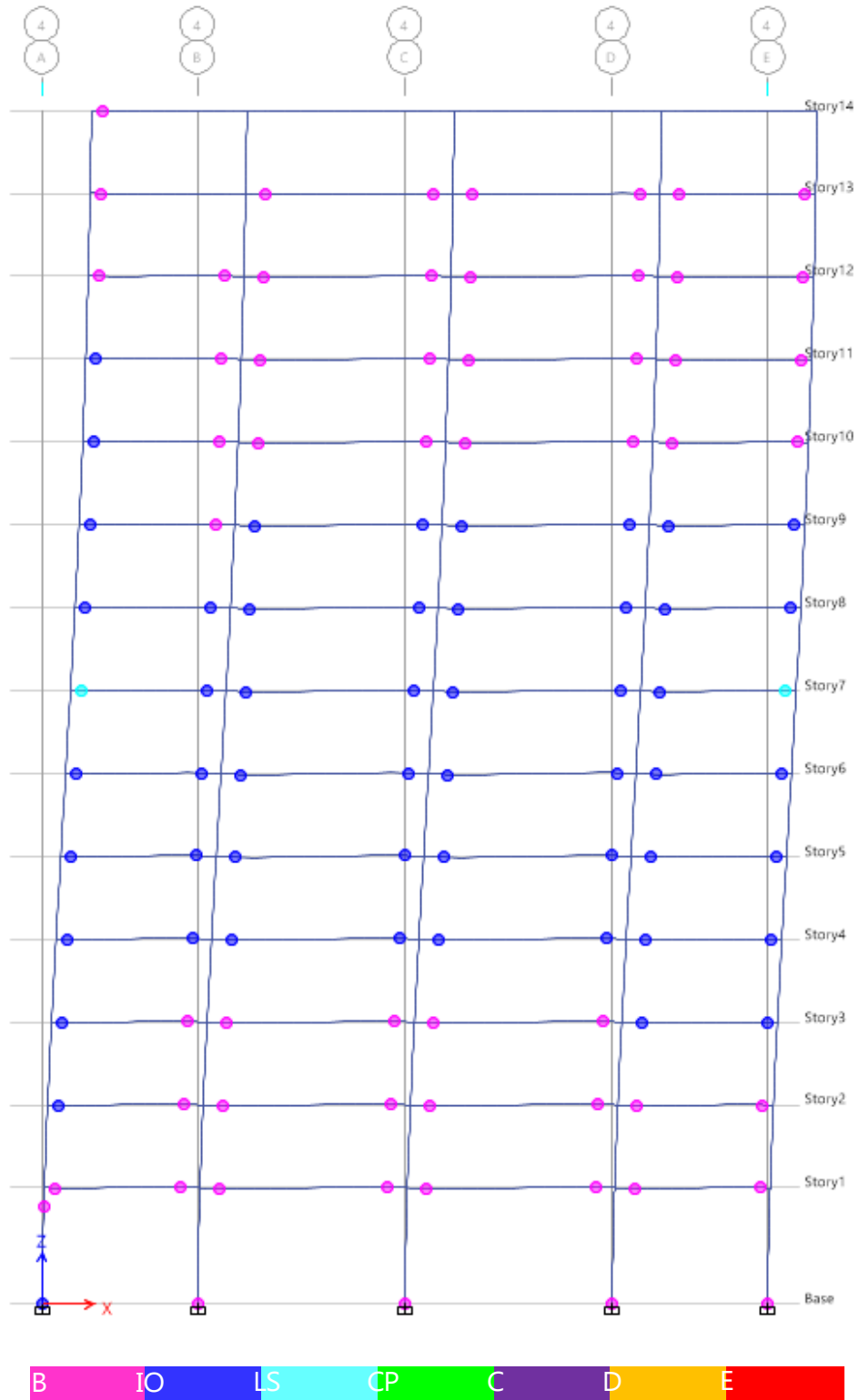


Figura 4.64 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



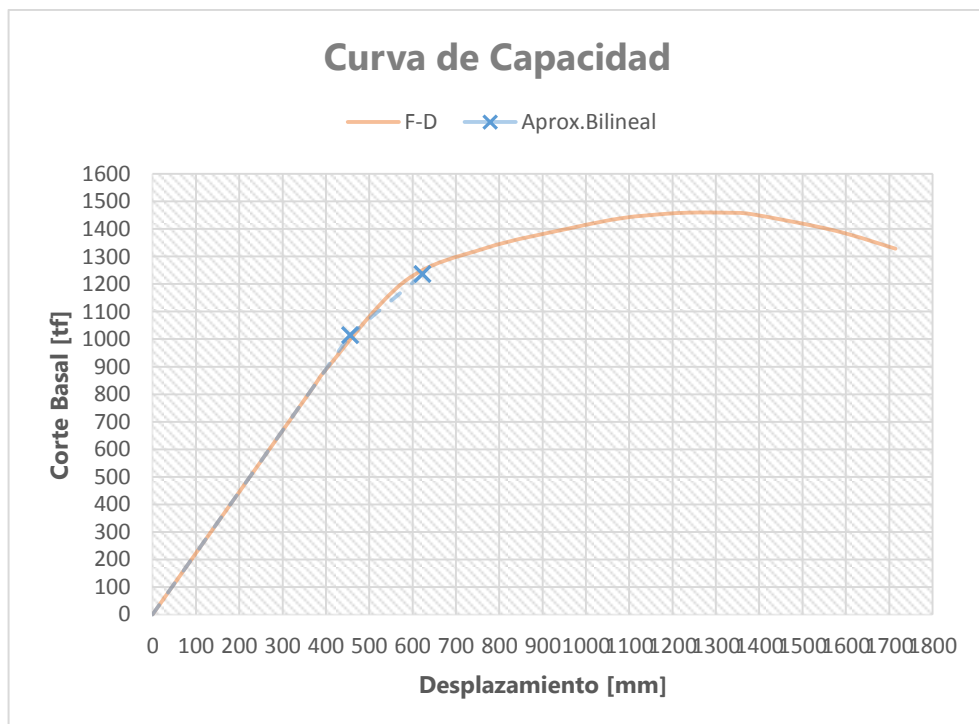
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección X:

Tabla 4.35 Valores método de los coeficientes para BS1 dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

BS1 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	623.10[mm]		
Corte Basal	1235.77[t]		
C0	1.35	Sa	0.20[g]
C1	1	Alpha	0.59
C2	1	R	1.82
Ti	3.08[s]	Dy	455.60[mm]
Te	3.08[s]	Vy	1014.14[t]
Ki	2.22[t/mm]	Peso Sismico	9343.73[t]
Ke	2.22[t/mm]	Cm	1

Figura 4.65 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (623mm):

Figura 4.66 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

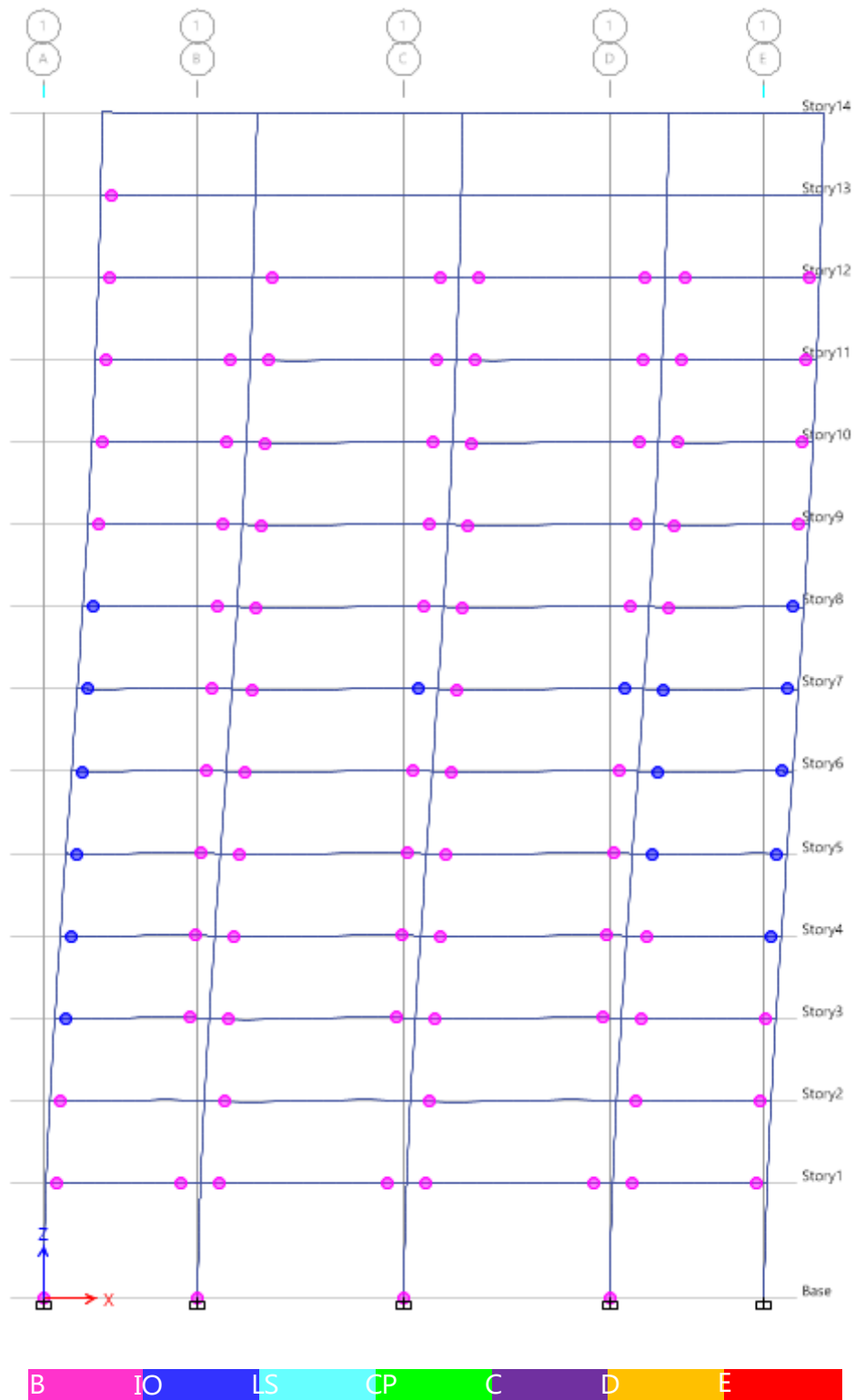


Figura 4.67 Formulación rótulas plásticas Eje 2 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

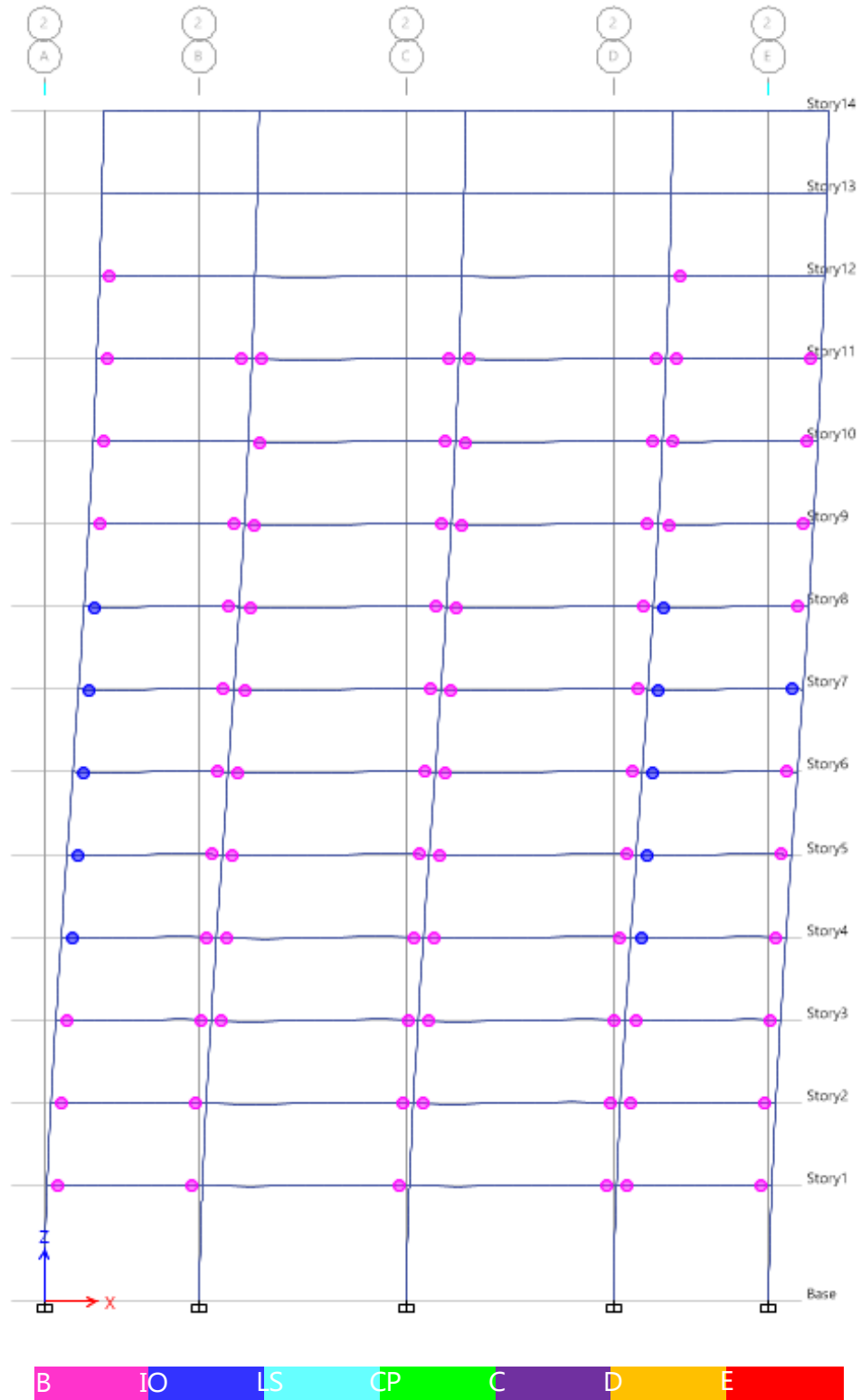


Figura 4.68 Formulación rótulas plásticas Eje 3 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

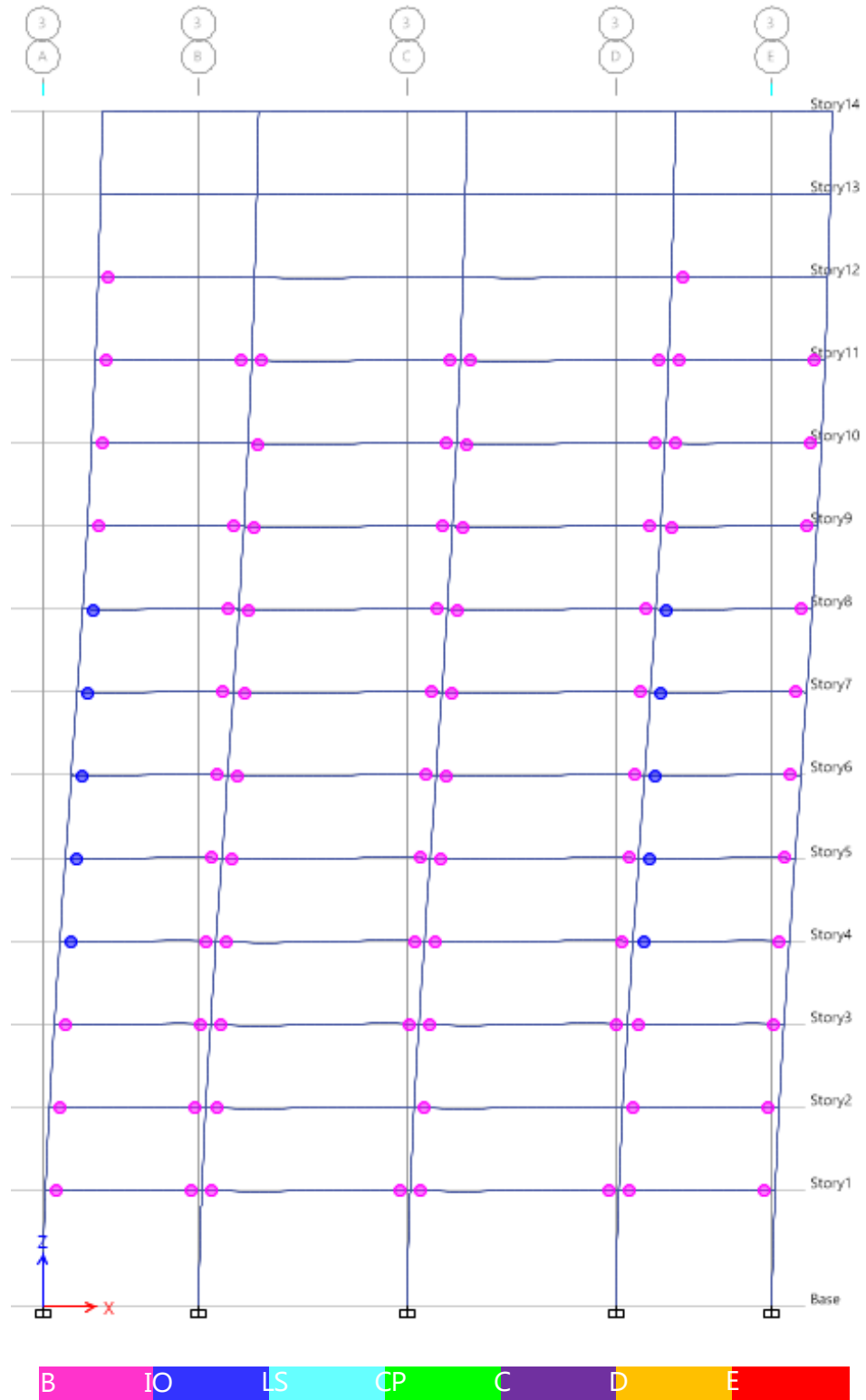
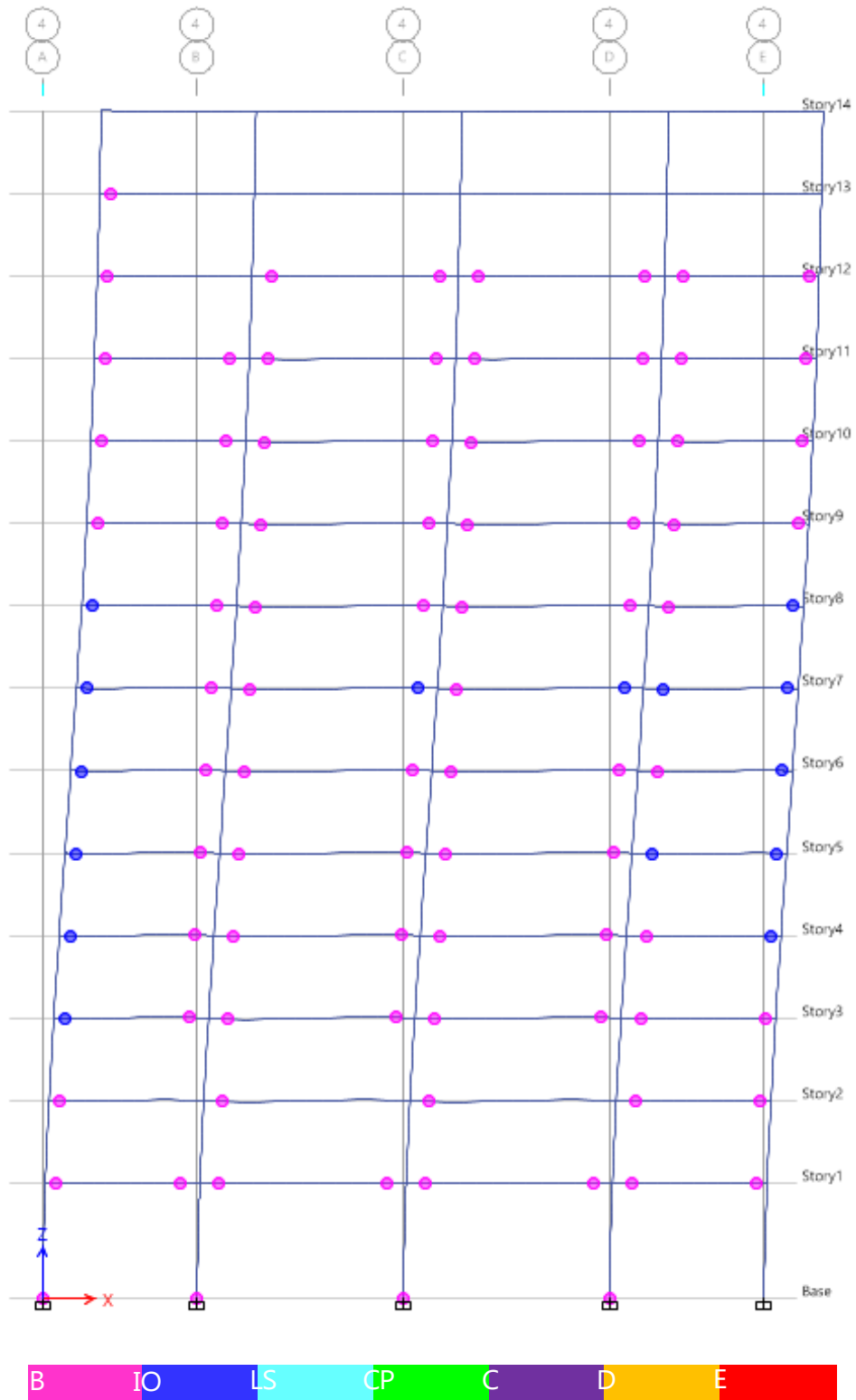


Figura 4.69 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



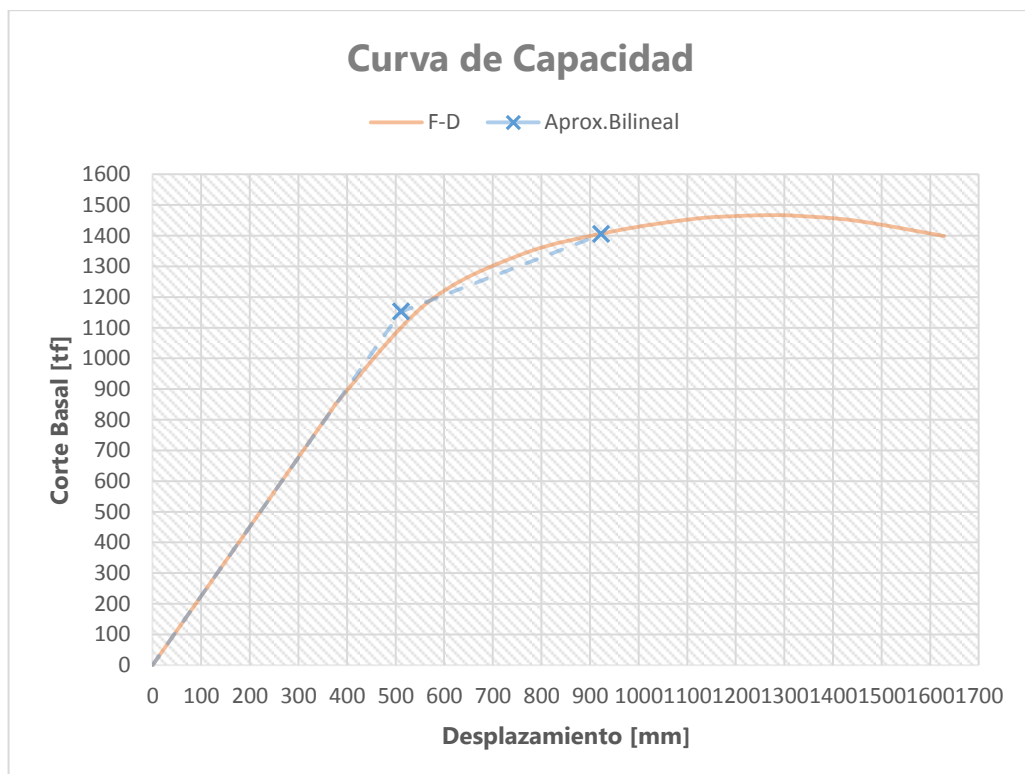
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección Y:

Tabla 4.36 Valores método de los coeficientes para BS2 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

BS2 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	922.90[mm]		
Corte Basal	1404.49[t]		
C0	1.36	Sa	0.30[g]
C1	1	Alpha	0.27
C2	1	R	2.44
Ti	3.03[s]	Dy	511.00[mm]
Te	3.03[s]	Vy	1151.99[t]
Ki	2.25[t/mm]	Peso Sismico	9343.73[t]
Ke	2.25[t/mm]	Cm	1

Figura 4.70 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (923mm):

Figura 4.71 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

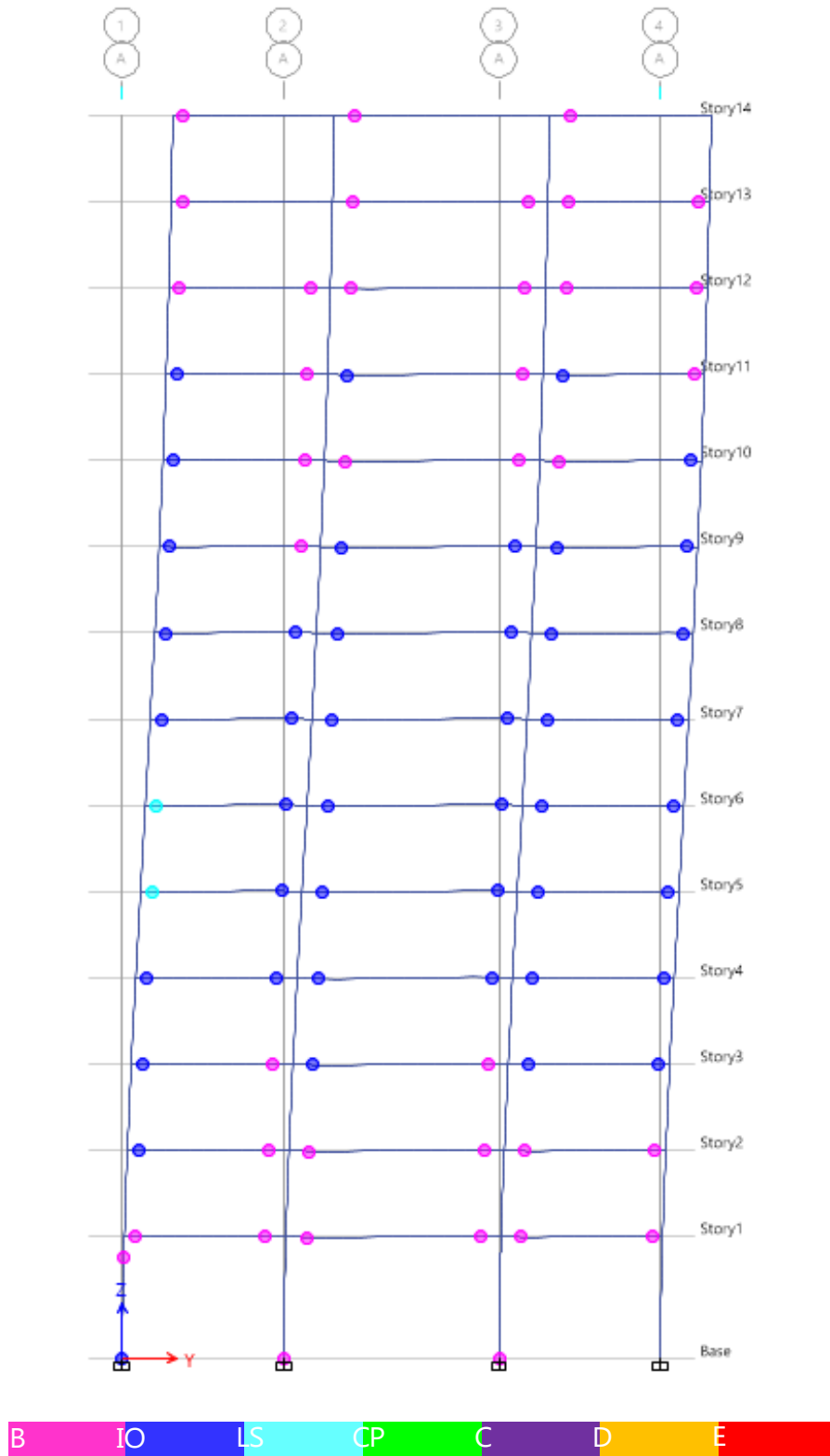


Figura 4.72 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

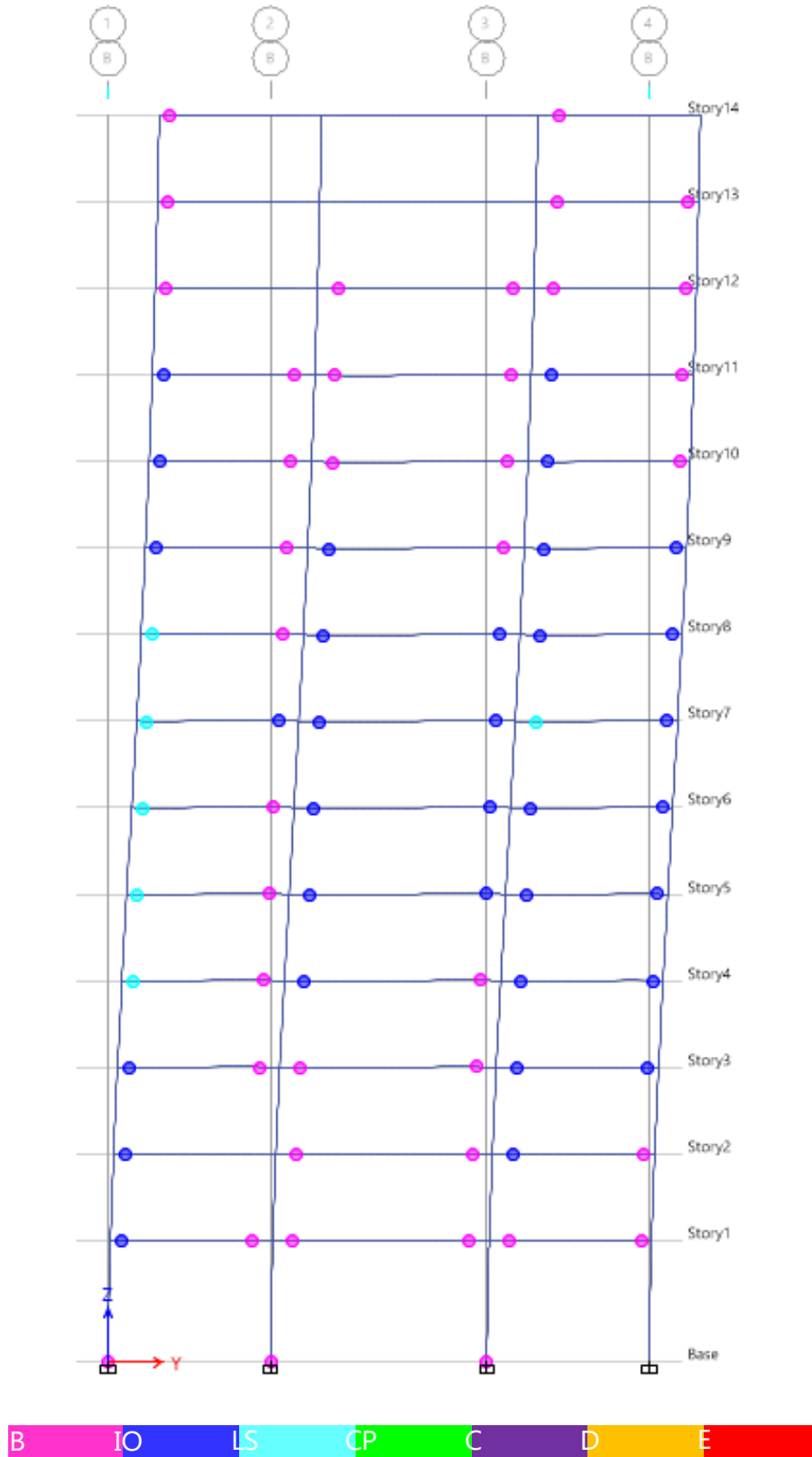


Figura 4.73 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

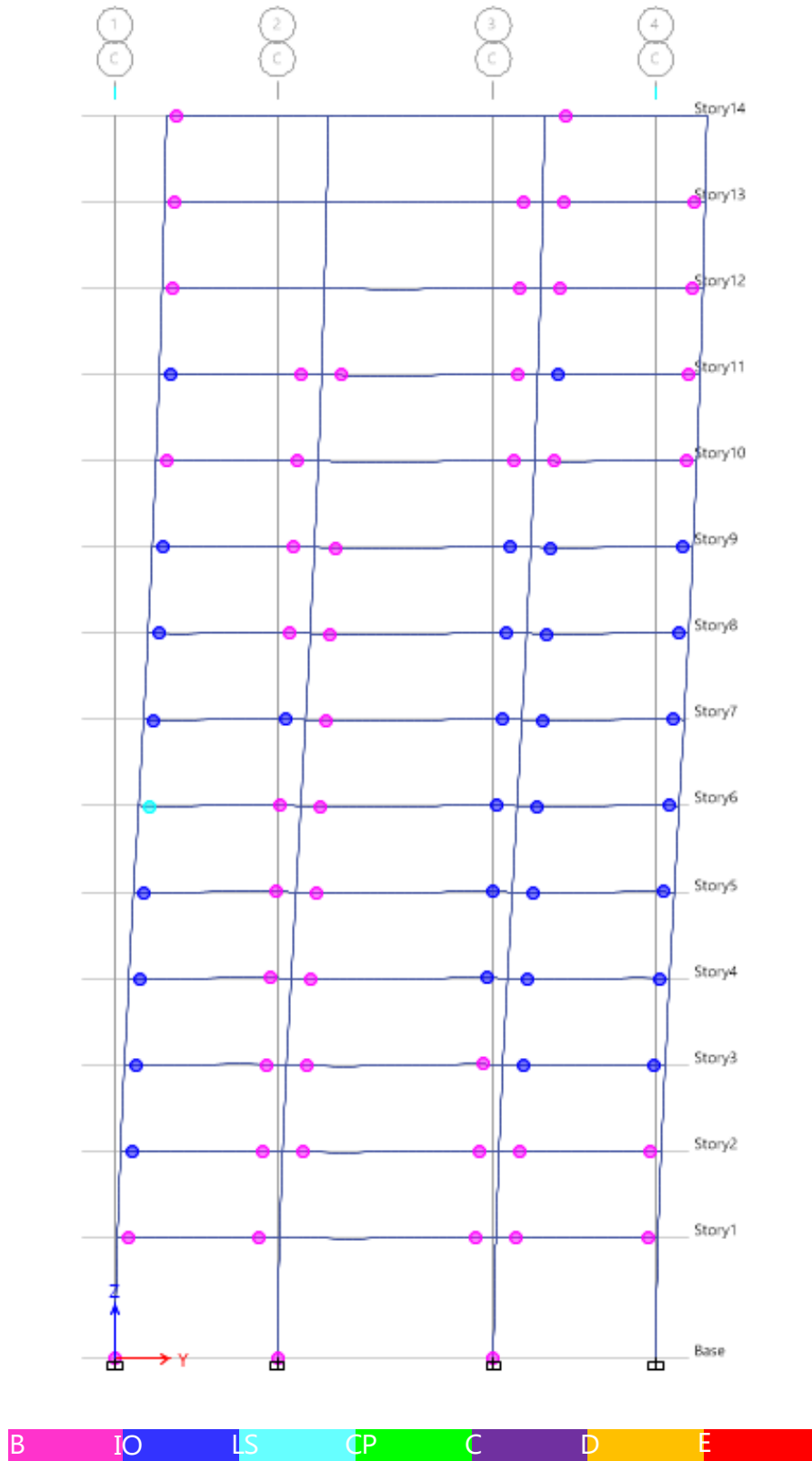


Figura 4.74 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

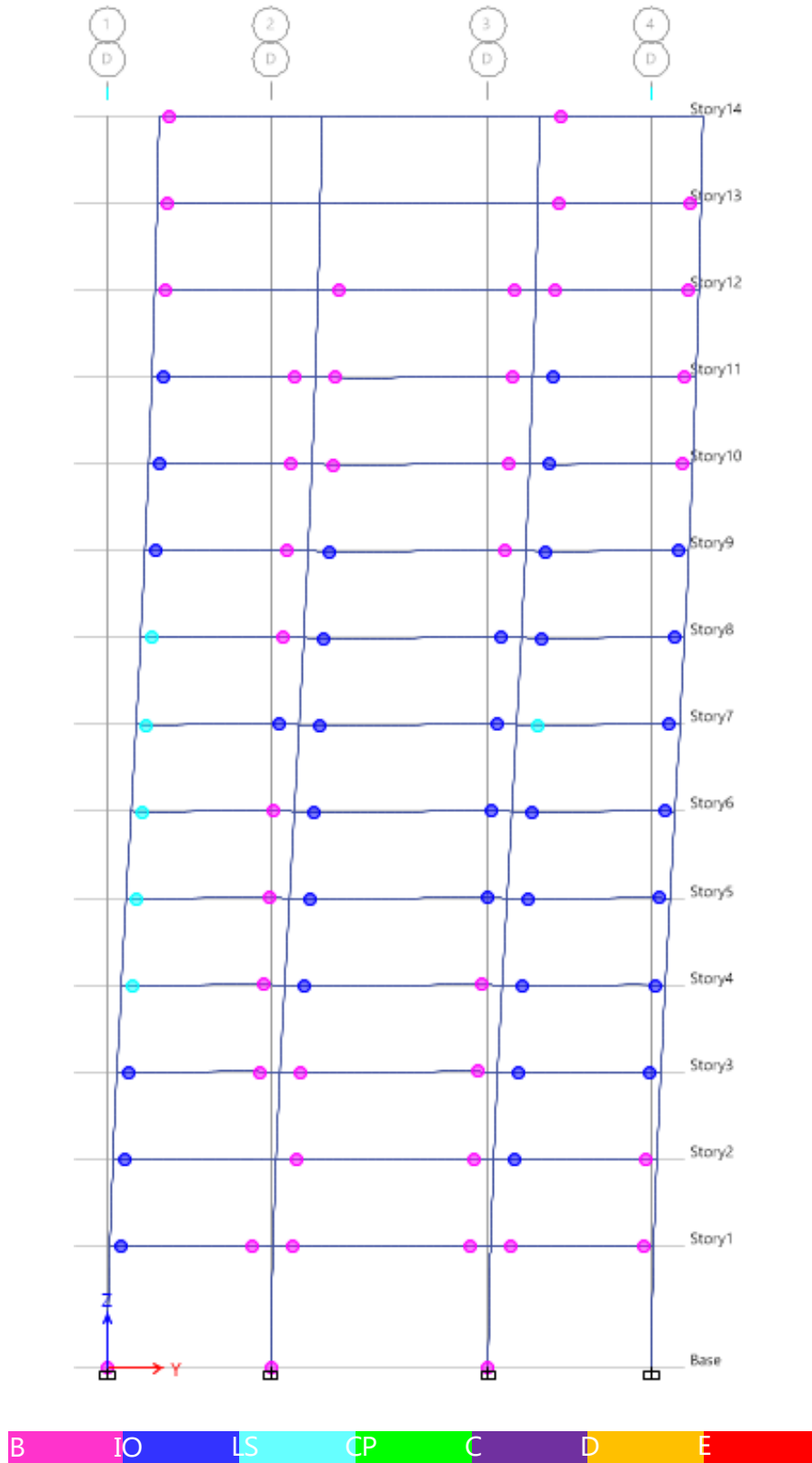
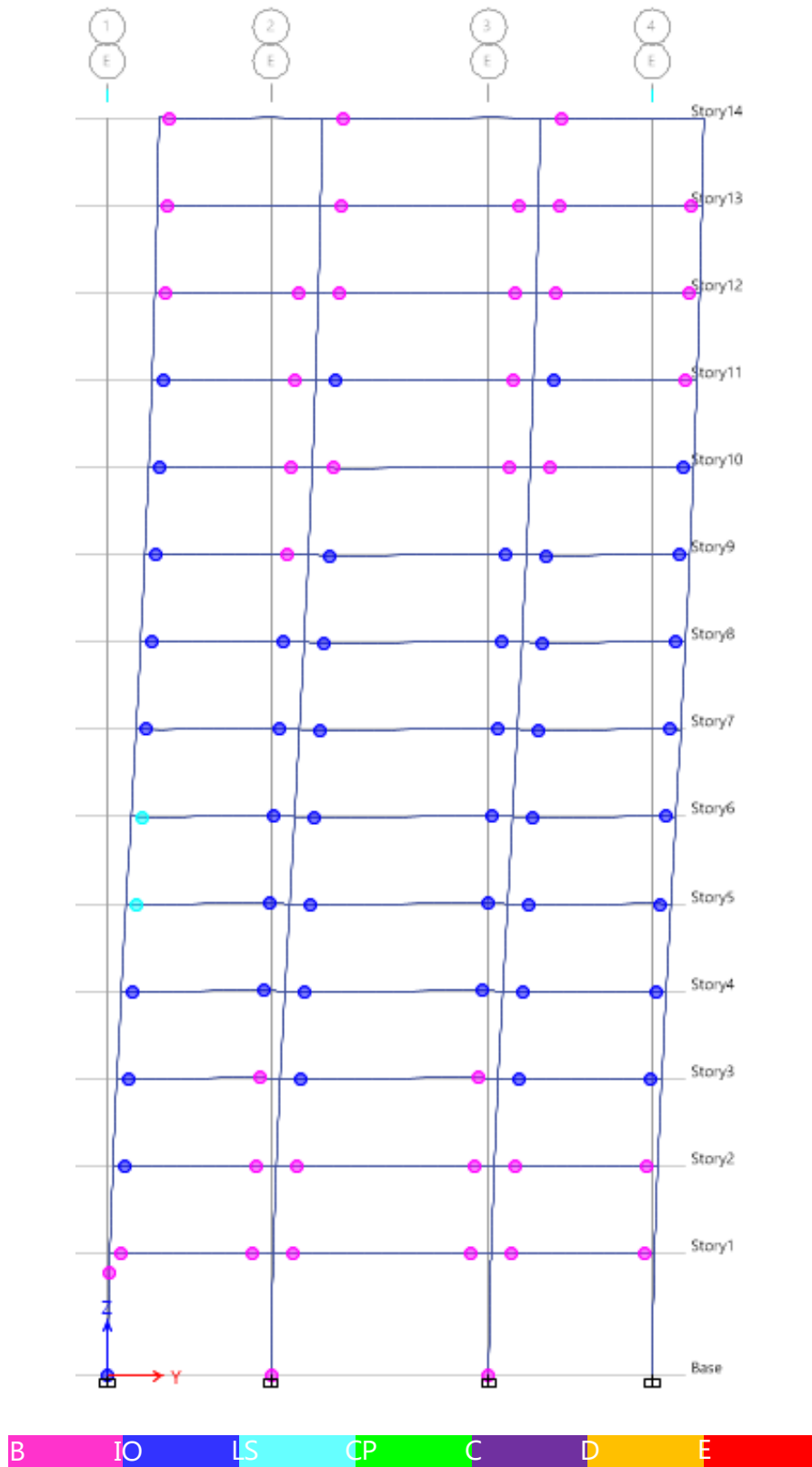


Figura 4.75 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



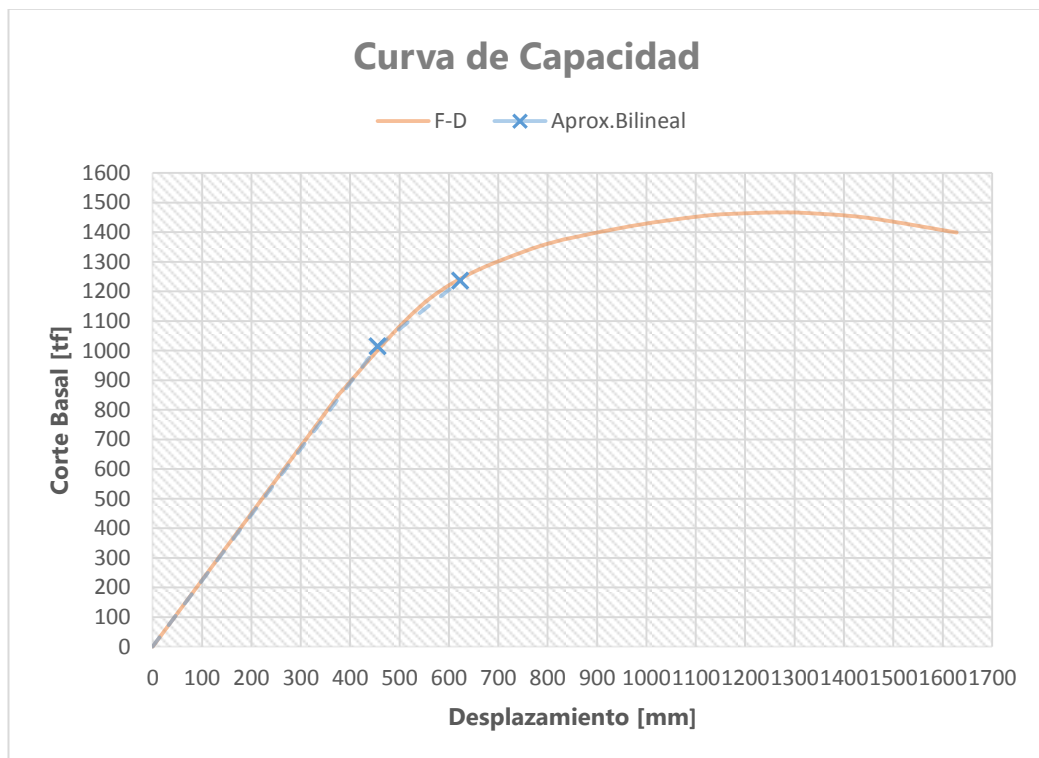
Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección Y:

Tabla 4.37 Valores método de los coeficientes para BS1 dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

BS1 - Metodo de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	623.10[mm]		
Corte Basal	1235.77[t]		
C0	1.35	Sa	0.20[g]
C1	1	Alpha	0.59
C2	1	R	1.82
Ti	3.08[s]	Dy	455.60[mm]
Te	3.08[s]	Vy	1014.14[t]
Ki	2.22[t/mm]	Peso Sismico	9343.73[t]
Ke	2.22[t/mm]	Cm	1

Figura 4.76 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (623mm):

Figura 4.77 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

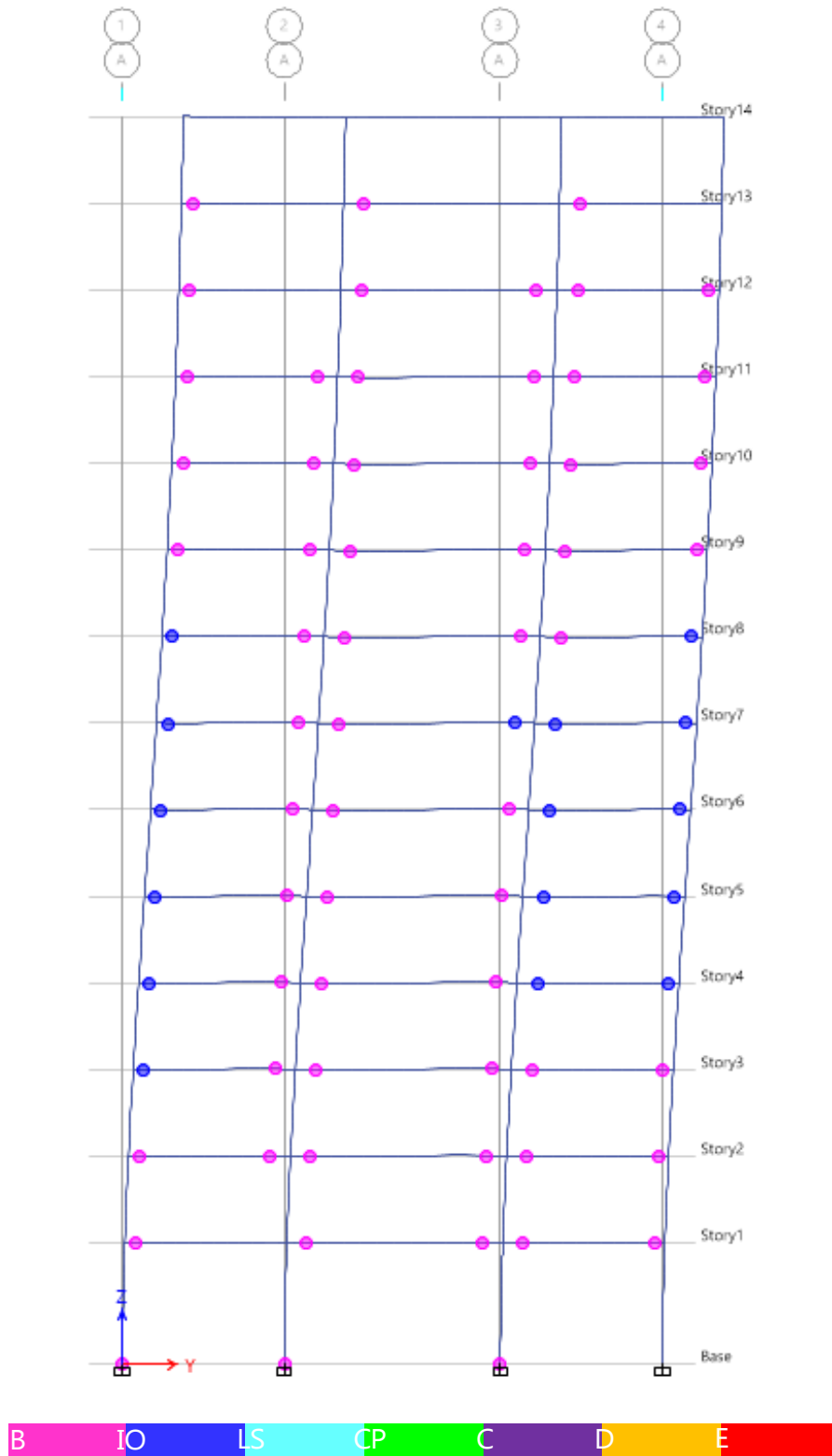


Figura 4.78 Formulación rótulas plásticas Eje B para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

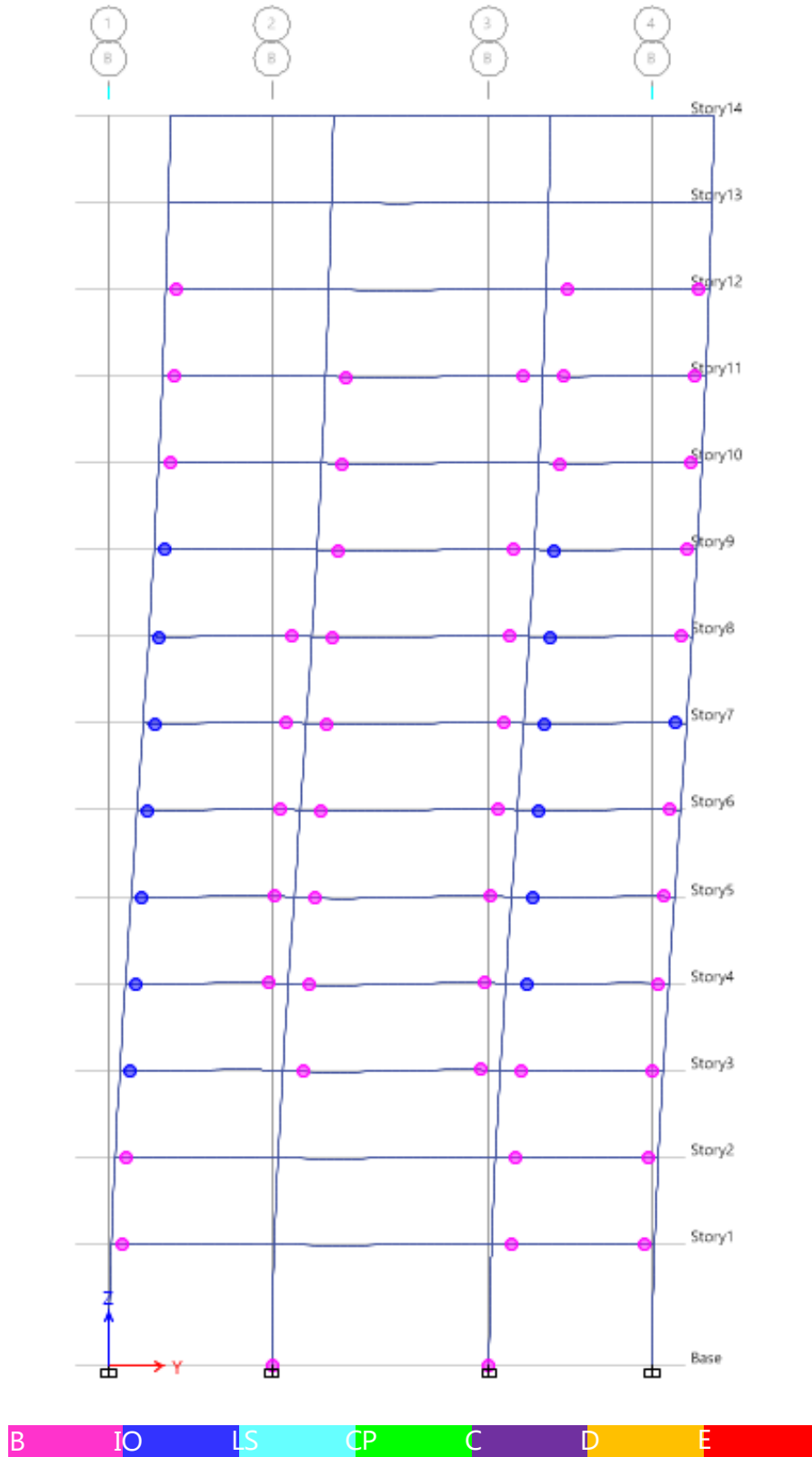


Figura 4.79 Formulación rótulas plásticas Eje C para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

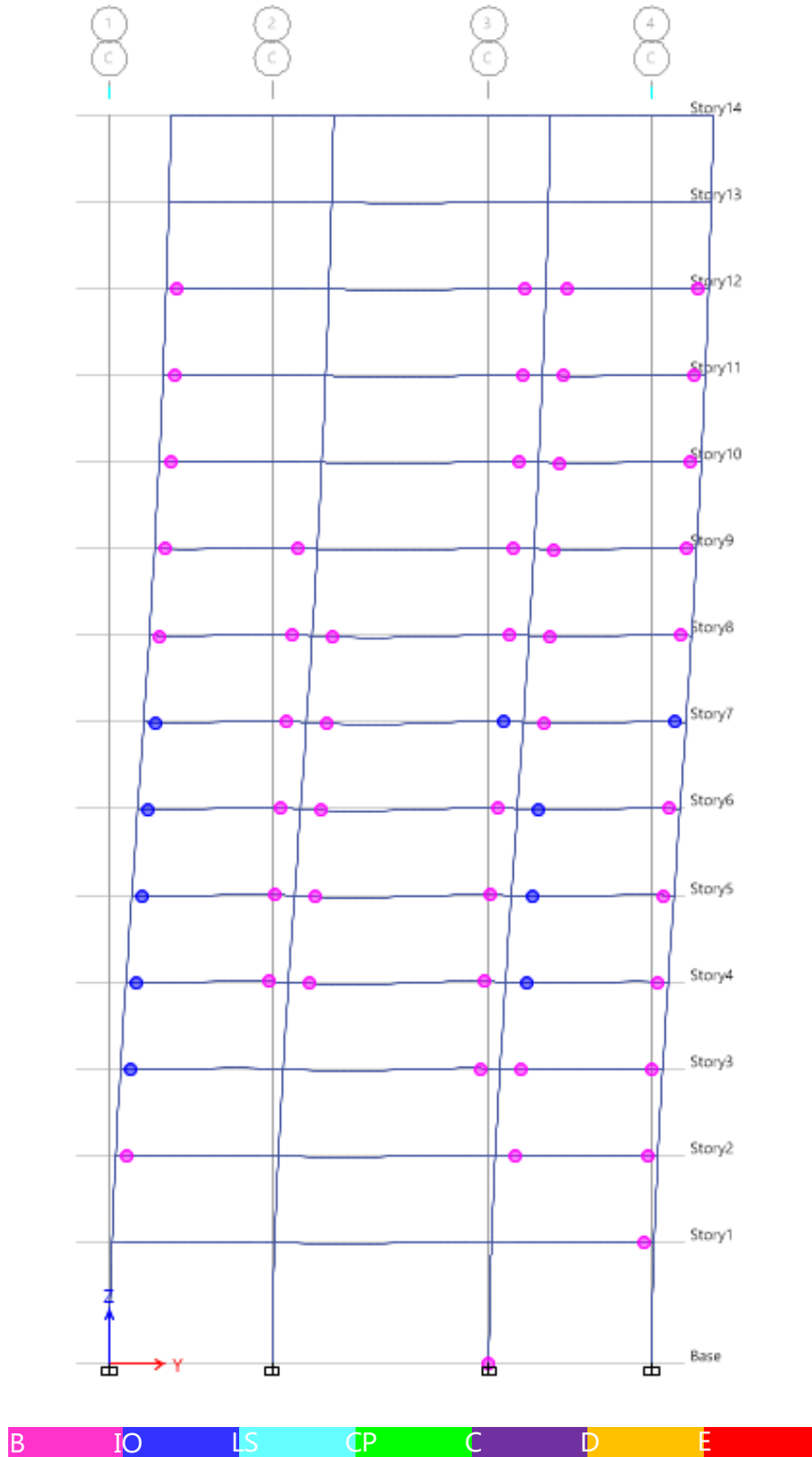


Figura 4.80 Formulación rótulas plásticas Eje D para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).

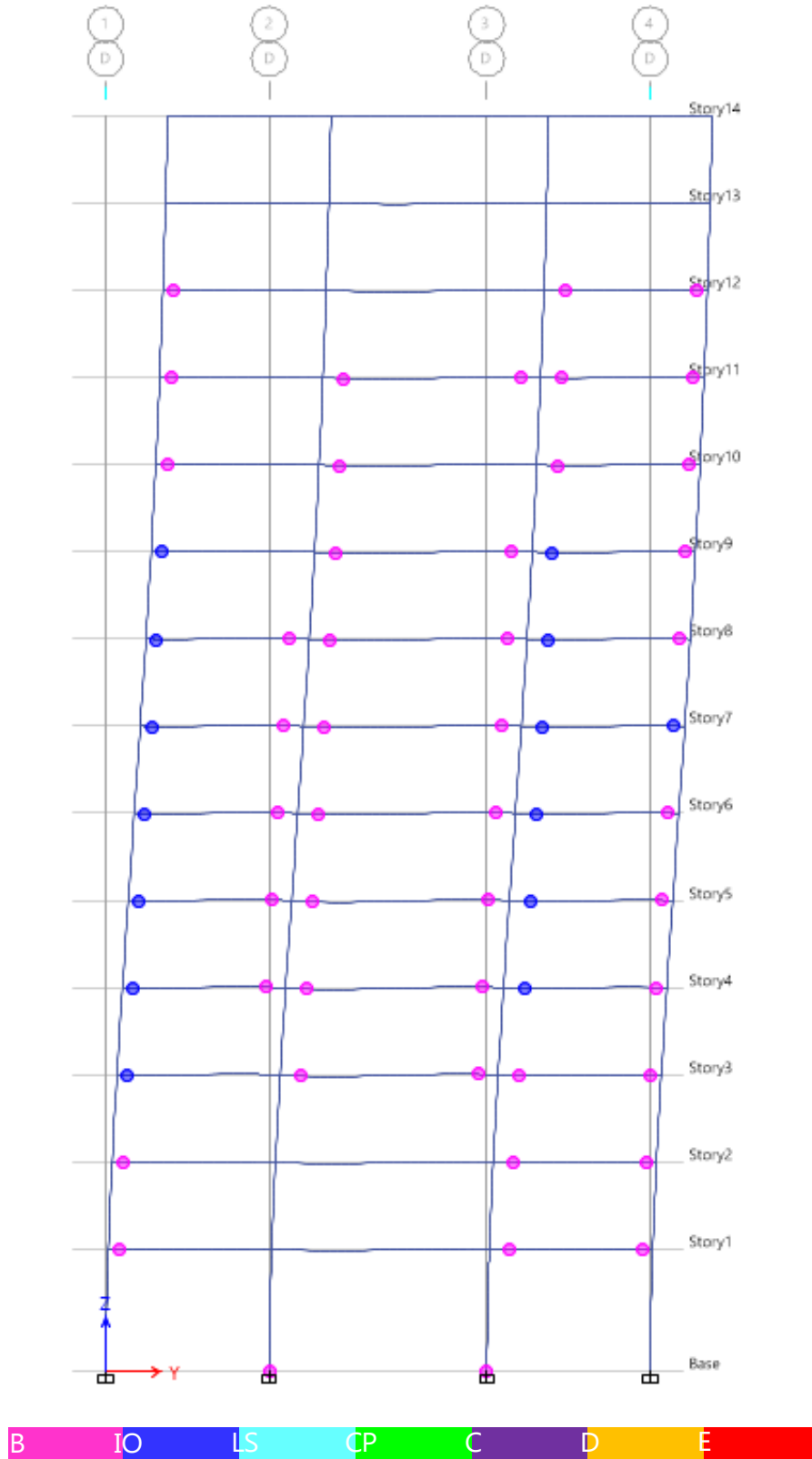
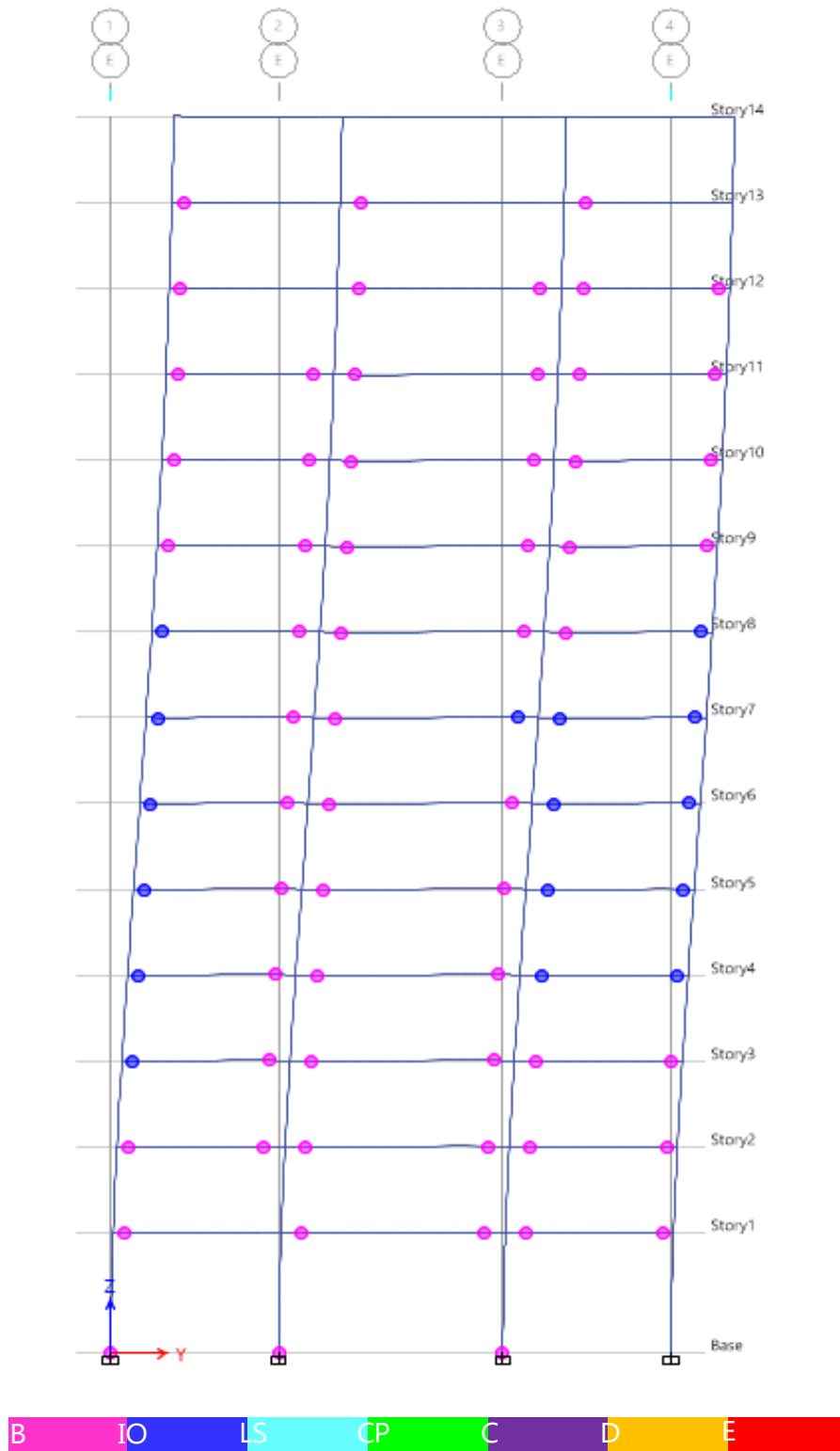


Figura 4.81 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento hormigón armado NEC-11).



Comparación Curvas de Capacidad para pórticos de hormigón armado:

Figura 4.82 Comparación curvas de capacidad en dirección x (pórticos de hormigón armado).

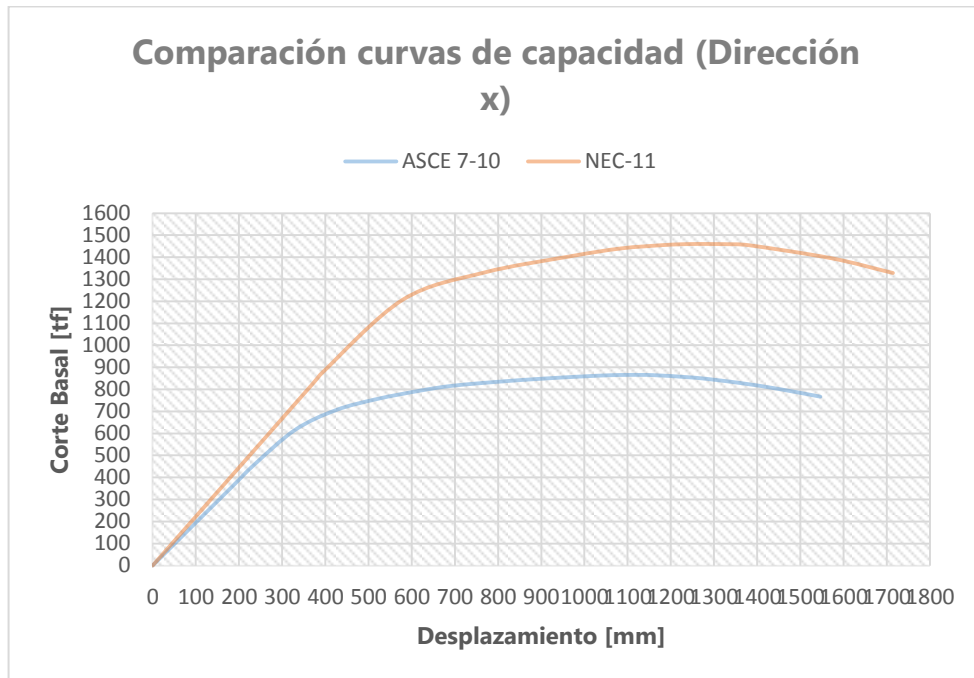
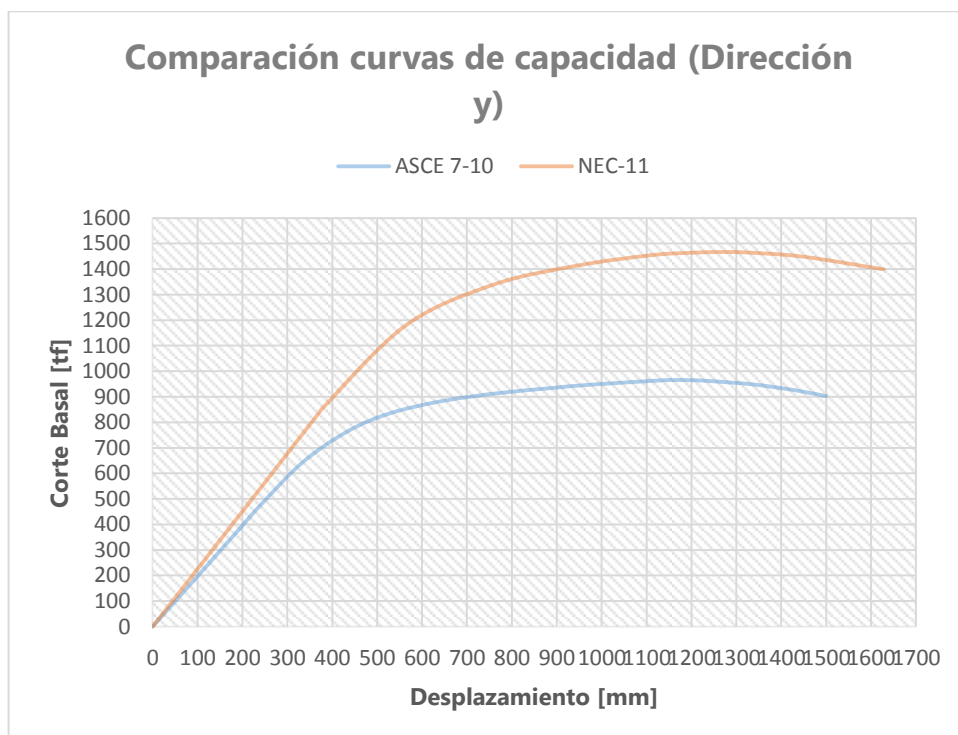


Figura 4.83 Comparación curvas de capacidad en dirección y (pórticos de hormigón armado).



4.3.3.3 Pórtico resistente a momento acero NEC-11:

Criterios de aceptación y parámetros de modelación vigas y columnas (todas las vigas y columnas son controladas por flexión):

Usando la siguiente tabla se determinaron los parámetros de la rotación de la cuerda para las vigas y columnas

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - componentes de acero estructural								
Componente/Acción	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación				
	Angulo, radianes		Radio	IO	Rotaciones plásticas; Angulo, radianes			
	a	b	c		Primario		Secundario	
					LS	CP	LS	CP
Vigas/Flexión								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Columnas/Flexión^{1,2}								
Para $P/P_{cl} < 0.2$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Para $0.2 \leq P/P_{cl} \leq 0.5$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ³	— ⁴	0.2	0.25 θ_y	— ⁵	— ³	— ⁶	— ⁴
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 θ_y	1.5 θ_y	0.2	0.25 θ_y	0.5 θ_y	0.8 θ_y	1.2 θ_y	1.2 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Zona de Paneles de Columnas	12 θ_y	12 θ_y	1.0	1 θ_y	8 θ_y	11 θ_y	12 θ_y	12 θ_y
Conexiones a momento totalmente restringidas (FR)⁷								
WUF ¹²	0.051-0.0013d	0.043-0.00060d	0.2	0.026-0.00086d	0.0337-0.00086d	0.0284-0.00040d	0.0323-0.00045d	0.043-0.00060d
Bottom Haunch in WUF with Slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0172	0.0238	0.0270	0.036
Bottom Haunch in WUF without Slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0119	0.0152	0.0180	0.023
Welded Cover Plate in WUF	0.056-0.0011d	0.056-0.0011d	0.2	0.028-0.00055d	0.0319-0.00063d	0.0426-0.00084d	0.0420-0.00083d	0.056-0.011d
Improved WUF - Bolted Web	0.021-0.00030d	0.050-0.00060d	0.2	0.010-0.00015d	0.0139-0.00020d	0.021-0.00030d	0.0375-0.00045d	0.050-0.00060d
Improved WUF - Welded Web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0312	0.0410	0.0410	0.054
Free Flange	0.067-0.0012d	0.094-0.0016d	0.2	0.034-0.00060d	0.05109-0.00091d	0.0670-0.0012d	0.0705-0.0012d	0.094-0.0016d
Reduced Beam Section	0.050-0.00030d	0.070-0.00030d	0.2	0.025-0.00015d	0.0380-0.00023d	0.0500-0.00030d	0.0525-0.00023d	0.07-0.000130d
Welded Flange Plates								
a. Flange Plate Net Section	0.03	0.06	0.2	0.015	0.0228	0.0300	0.0450	0.06
a. Otros estados Limites	Controlados por fuerza							
Welded Bottom Haunch	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0205	0.0270	0.0353	0.047
Welded Top and Bottom Haunches	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0213	0.0280	0.0360	0.048
Welded Cover - Plated Flanges	0.031	0.031	0.2	0.016	0.0177	0.0236	0.0233	0.031

¹²Columnas en porticos a momento o arriostrados deberan ser permitidas diseñar para la maxima fuerza entregada por los miembros de la conexión. Para columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar b/2_{tf} por b/t, reemplazar 52 por 110 y 65 por 190

² Columnas con P/P_{cl} > 0.5 deberan ser consideradas como controladas por fuerza.

³ Rotación Plástica=11(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁴ Rotación Plástica=17(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁵ Rotación Plástica=8(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁶ Rotación Plástica=14(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁷ Los valores tabulados podran ser modificados segun el capitulo 3

⁸ d es la altura de la viga. Donde los valores de la rotación plástica sean función de d estos no seran tomados como menos de 0.00

Tabla 4.38 Parámetros de vigas de acero (Pórtico a momento acero NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).

Tipo	d[in]	bf[in]	tw[in]	tf[in]	bf/2tf	h/tw	Condicion
W30X148	30.7	10.5	0.65	1.18	4.44	41.6	a
W27X114	27.3	10.1	0.57	0.93	5.41	42.5	a
W27X94	26.9	10	0.49	0.745	6.7	49.5	a
W24X68	23.7	8.97	0.415	0.585	7.66	52	c

Tabla 4.39 Parámetros de columnas de acero (Pórtico a momento acero NEC-11) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).

Tipo	d[in]	bf[in]	tw[in]	tf[in]	bf/2tf	h/tw	P[t]	P _{CL}	P/P _{CL}	Condicion
W40X215	39	15.8	0.65	1.22	6.45	52.6	787	1301.4	0.60	Force-controlled
W40X199	38.7	15.8	0.65	1.07	7.39	52.6	503	1194.1	0.42	b
W40X294	40.4	12	1.06	1.93	3.11	32.2	986	1945.2	0.51	b
W40X183	39	11.8	0.65	1.2	4.92	52.6	650	1076.1	0.60	Force-controlled
W40X149	38.2	11.8	0.63	0.83	7.11	54.3	229	856.5	0.27	b

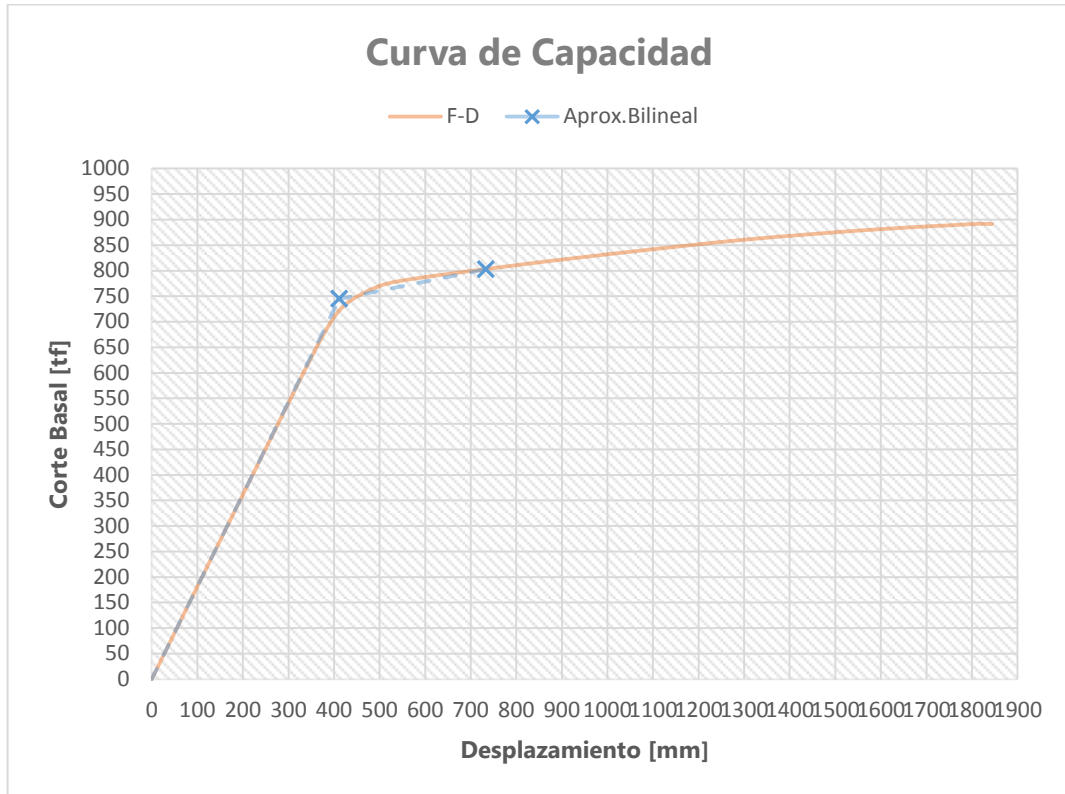
Los resultados del análisis no lineal fueron los siguientes:

Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección X:

BS2-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	733.10 [mm]		
Corte Basal	802.58 [t]		
C0	1.365	Sa	0.39 [g]
C1	1	Alpha	0.1
C2	1	R	2.49
Ti	2.367 [s]	Dy	411.64 [mm]
Te	2.367 [s]	Vy	744.76 [t]
Ki	1.81 [t/mm]	Peso Sísmico	4770.93 [t]
Ke	1.81 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.84 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (734mm):

Figura 4.85 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).

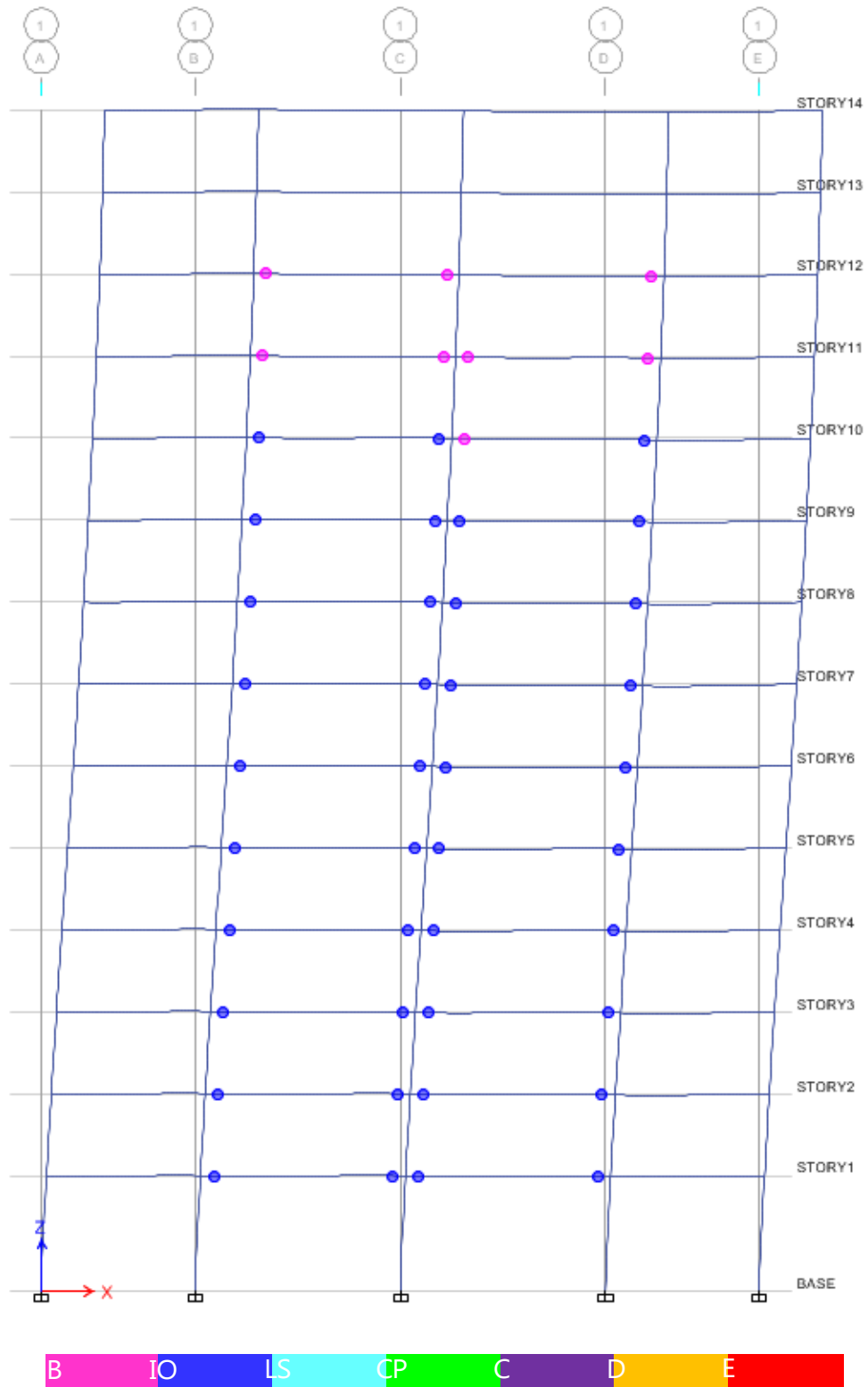
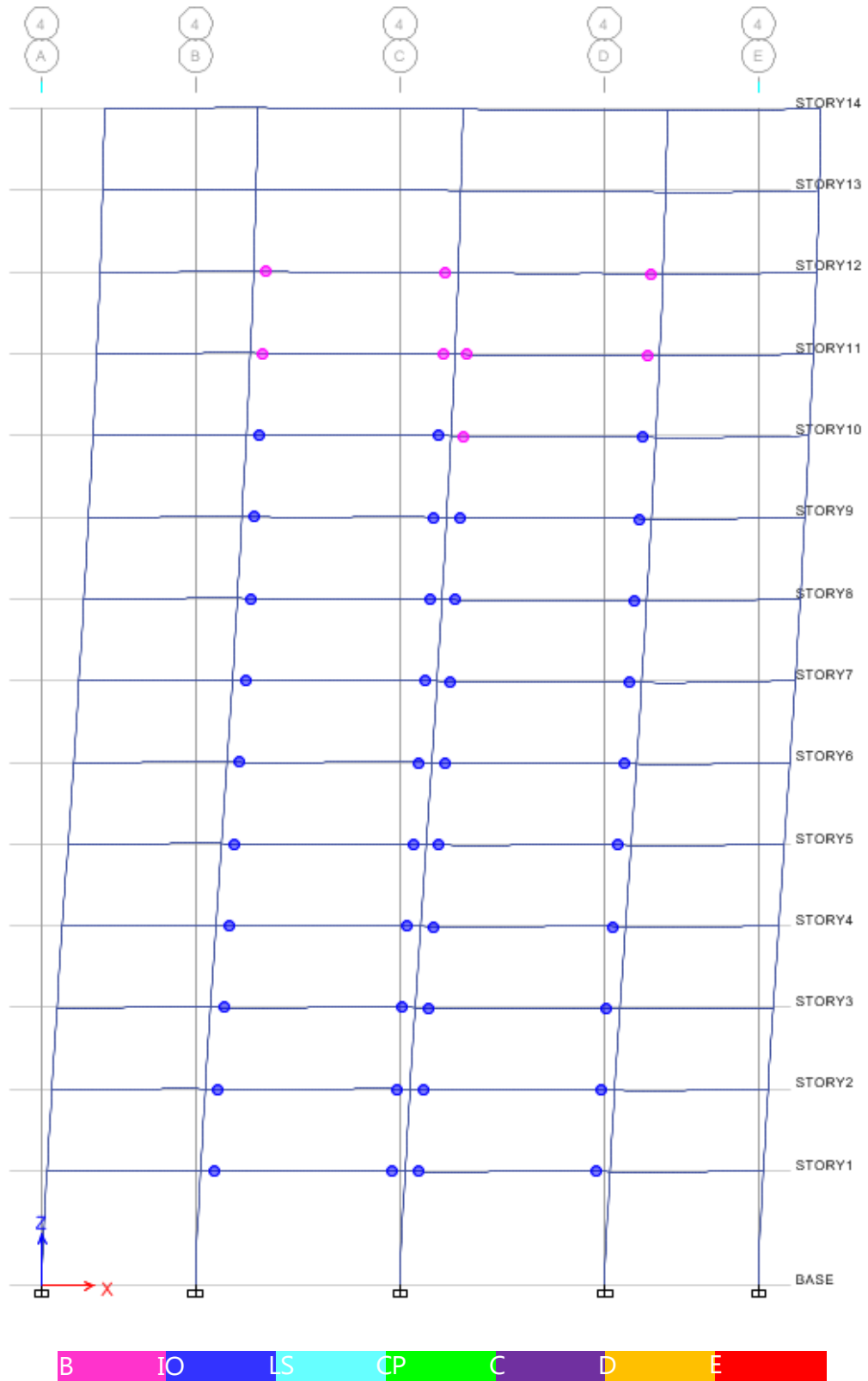


Figura 4.86 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).

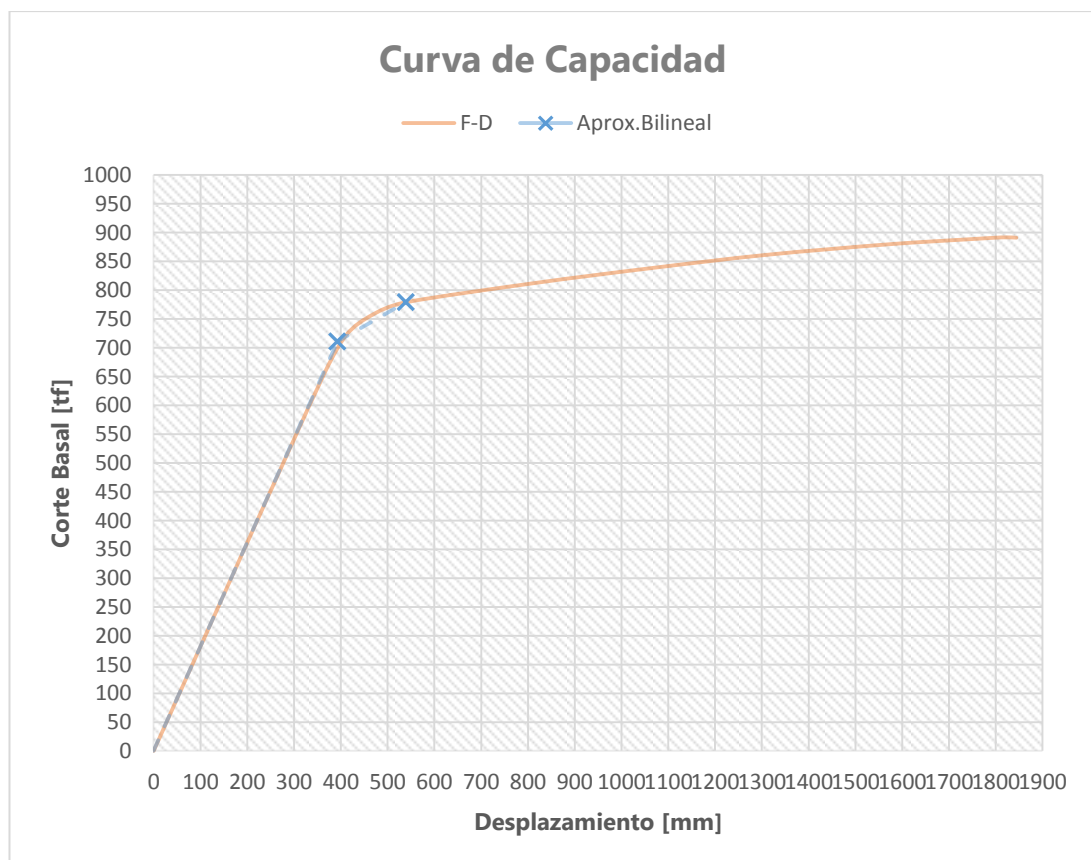


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección X:

BS1-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	540.72 [mm]		
Corte Basal	778.98 [t]		
C0	1.387	Sa	0.28 [g]
C1	1	Alpha	0.247
C2	1	R	1.87
Ti	2.373 [s]	Dy	398.23 [mm]
Te	2.373 [s]	Vy	715.60 [t]
Ki	1.80 [t/mm]	Peso Sísmico	4770.92 [t]
Ke	1.80 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.87 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (541mm):

Figura 4.88 Formulación rótulas plásticas Eje 1 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).

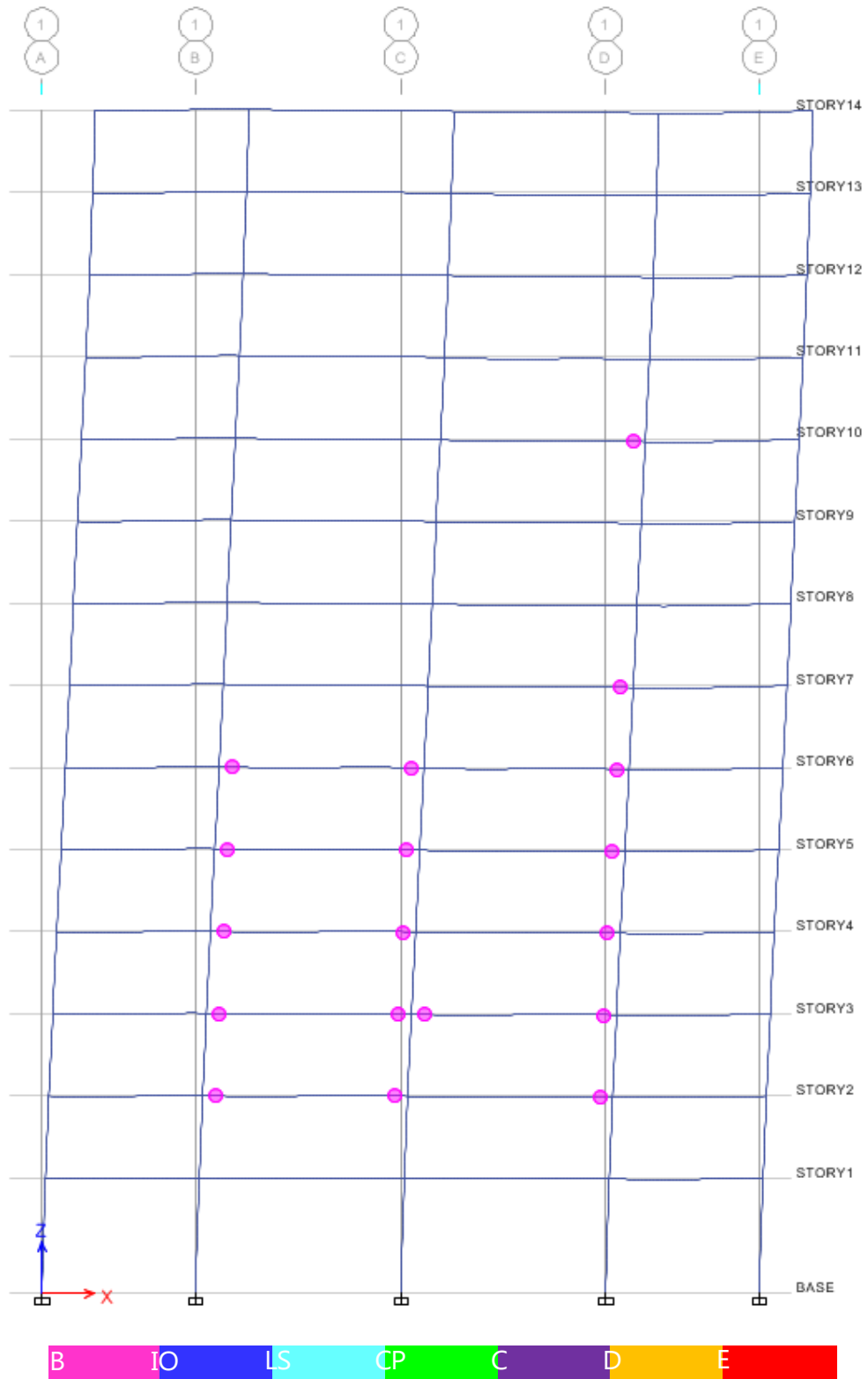
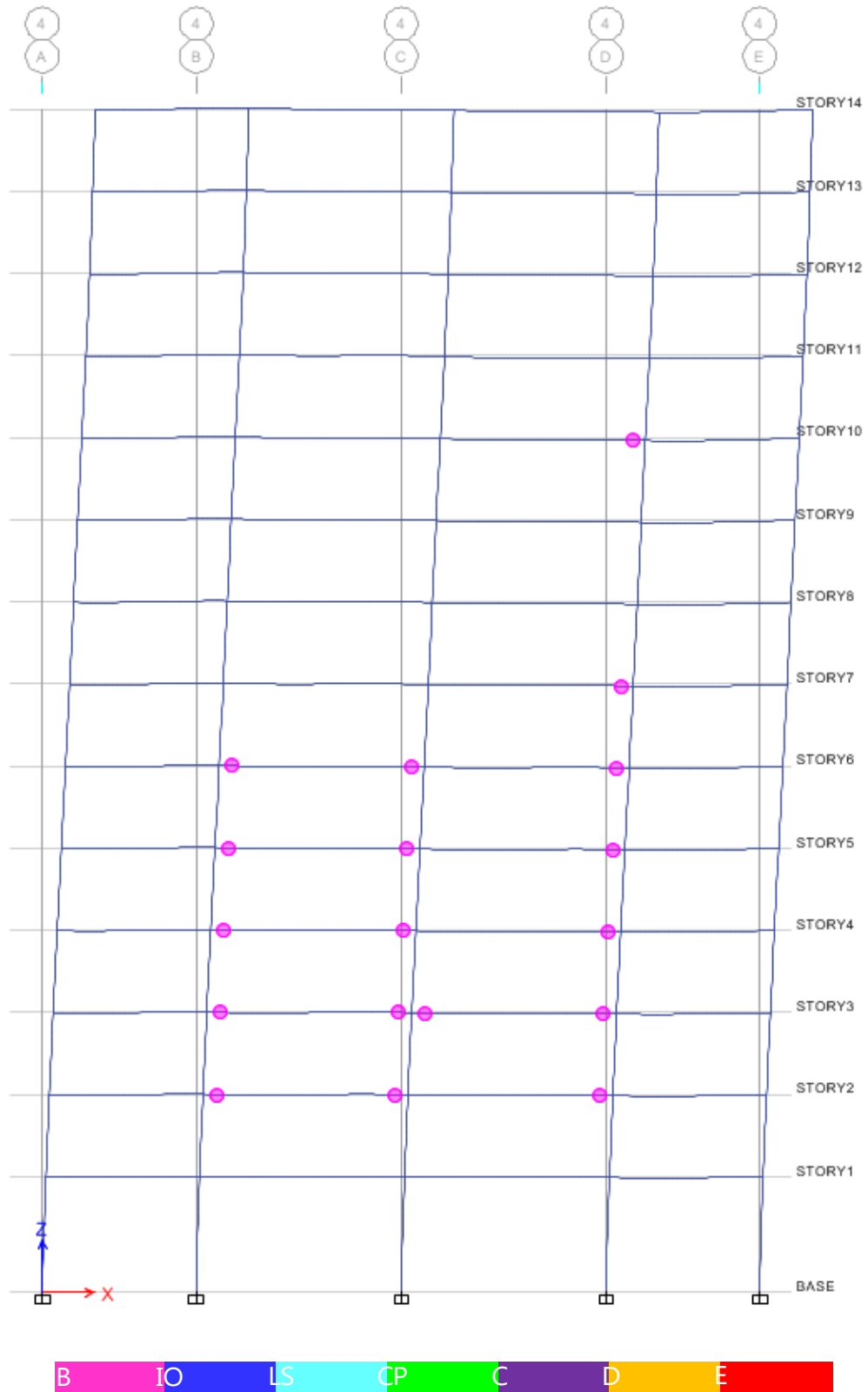


Figura 4.89 Formulación rótulas plásticas Eje 4 para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero NEC-11).

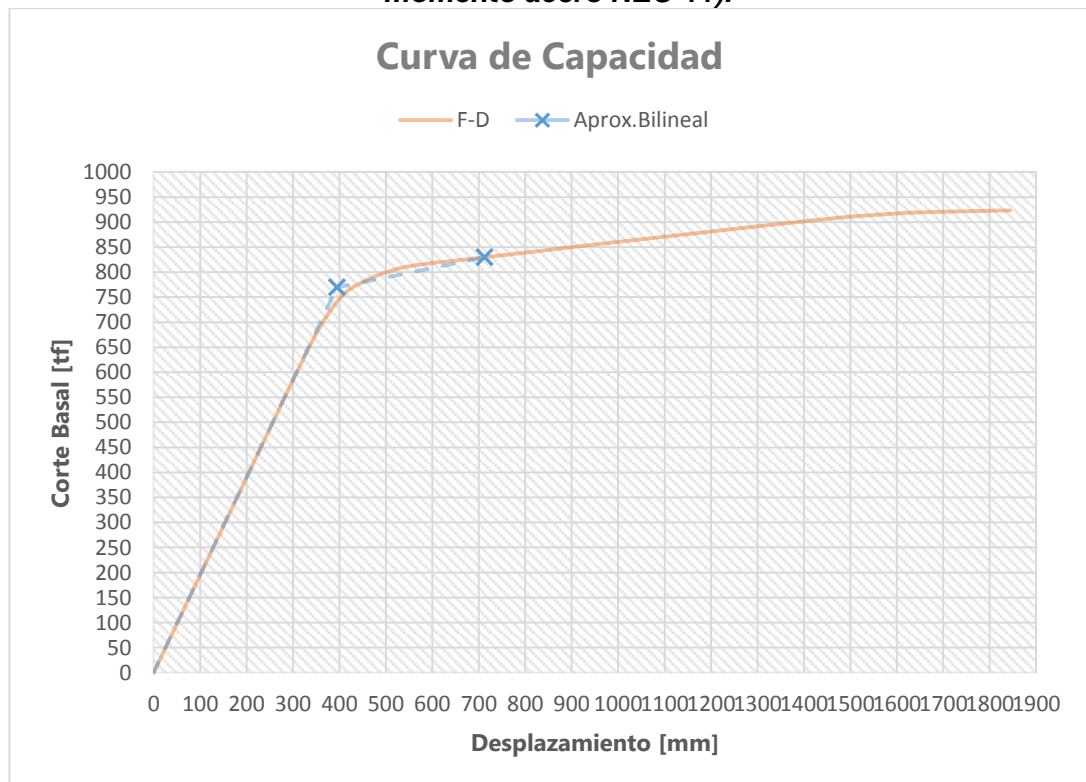


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección Y:

BS2-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	714.45 [mm]		
Corte Basal	828.59 [t]		
C0	1.365	Sa	0.40 [g]
C1	1	Alpha	0.1
C2	1	R	2.48
Ti	2.302 [s]	Dy	398.66 [mm]
Te	2.302 [s]	Vy	771.37 [t]
Ki	1.93 [t/mm]	Peso Sísmico	4770.93 [t]
Ke	1.93 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.90 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (715mm):

Figura 4.91 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).

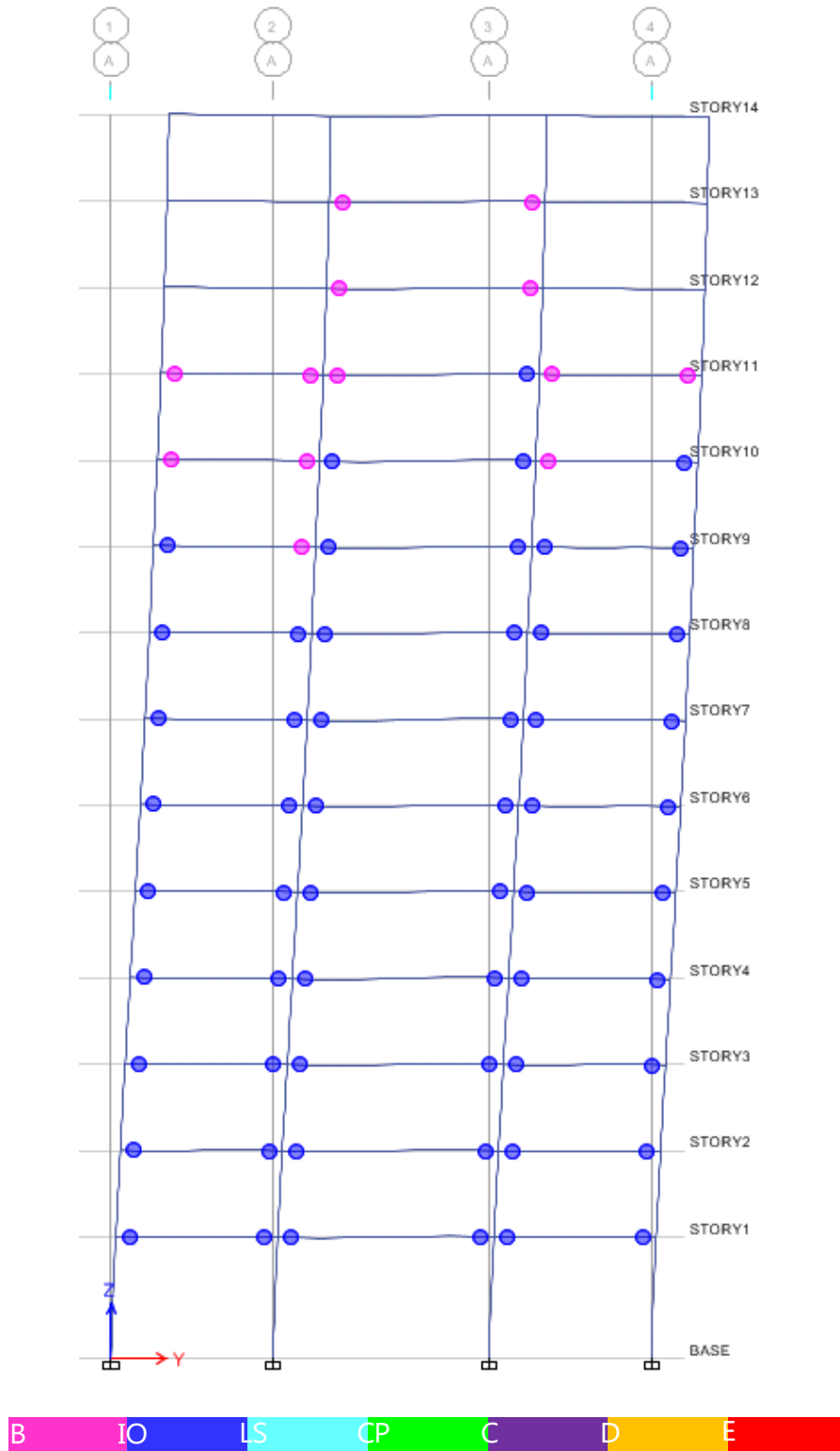
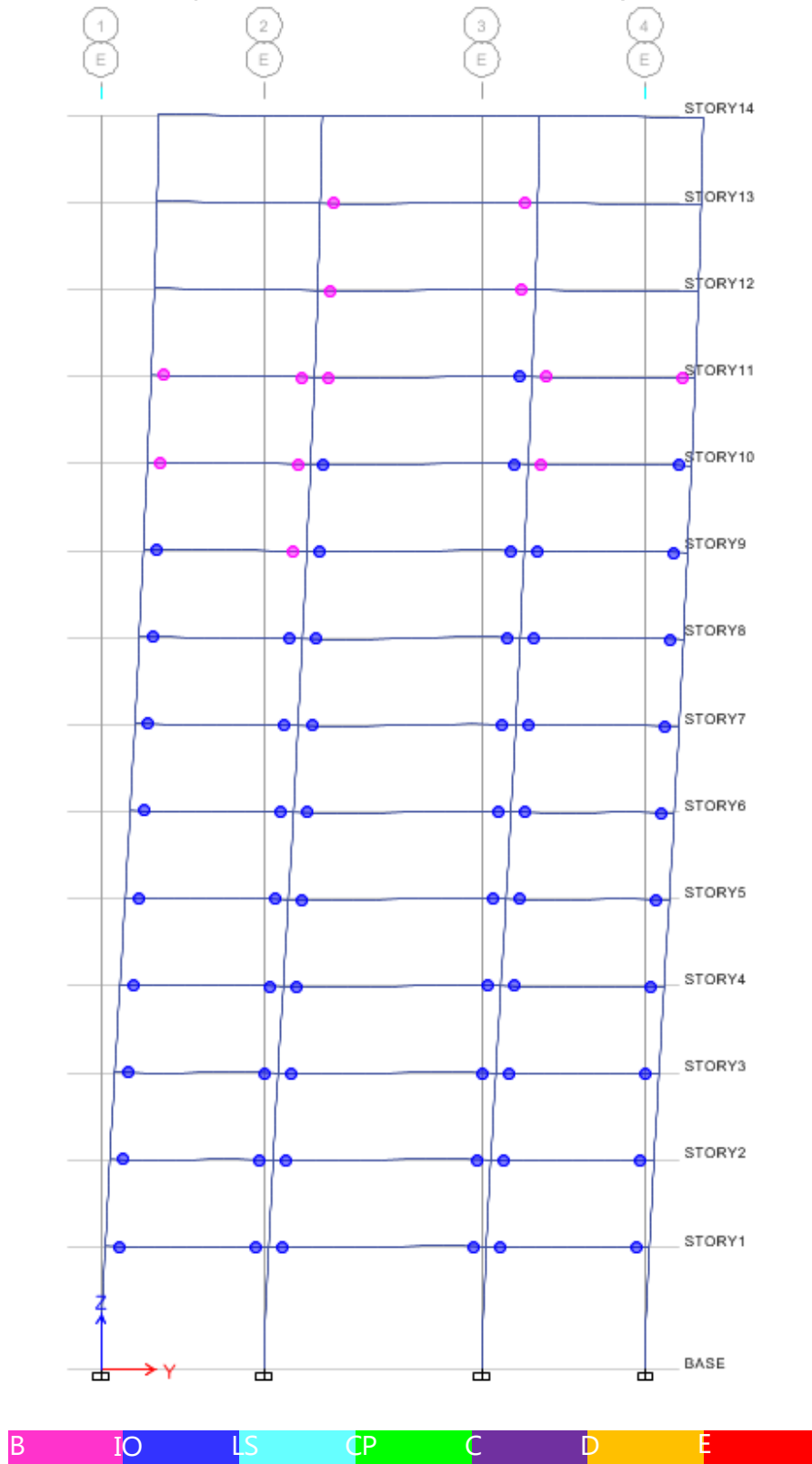


Figura 4.92 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).

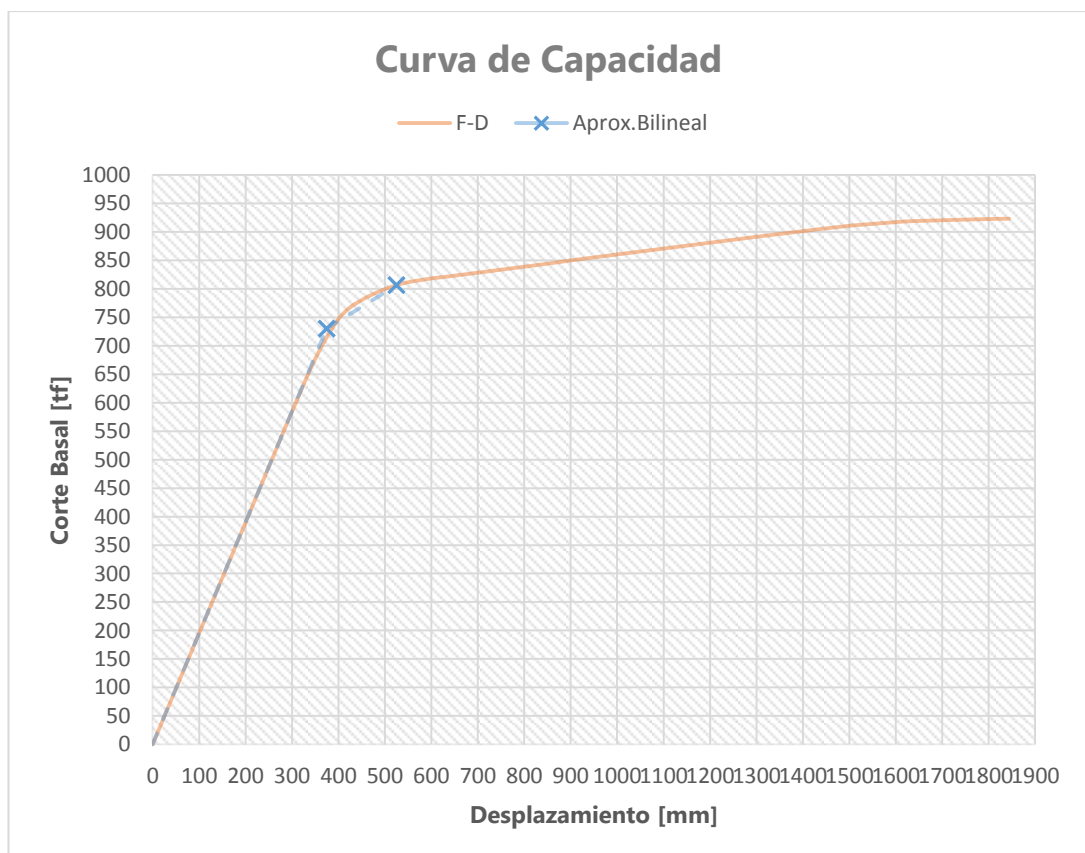


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección Y:

BS1-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	525.92 [mm]		
Corte Basal	805.07 [t]		
C0	1.387	Sa	0.29 [g]
C1	1	Alpha	0.25
C2	1	R	1.88
Ti	2.302 [s]	Dy	379.80 [mm]
Te	2.302 [s]	Vy	734.91 [t]
Ki	1.93 [t/mm]	Peso Sísmico	4770.93 [t]
Ke	1.93 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.93 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (526mm):

Figura 4.94 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).

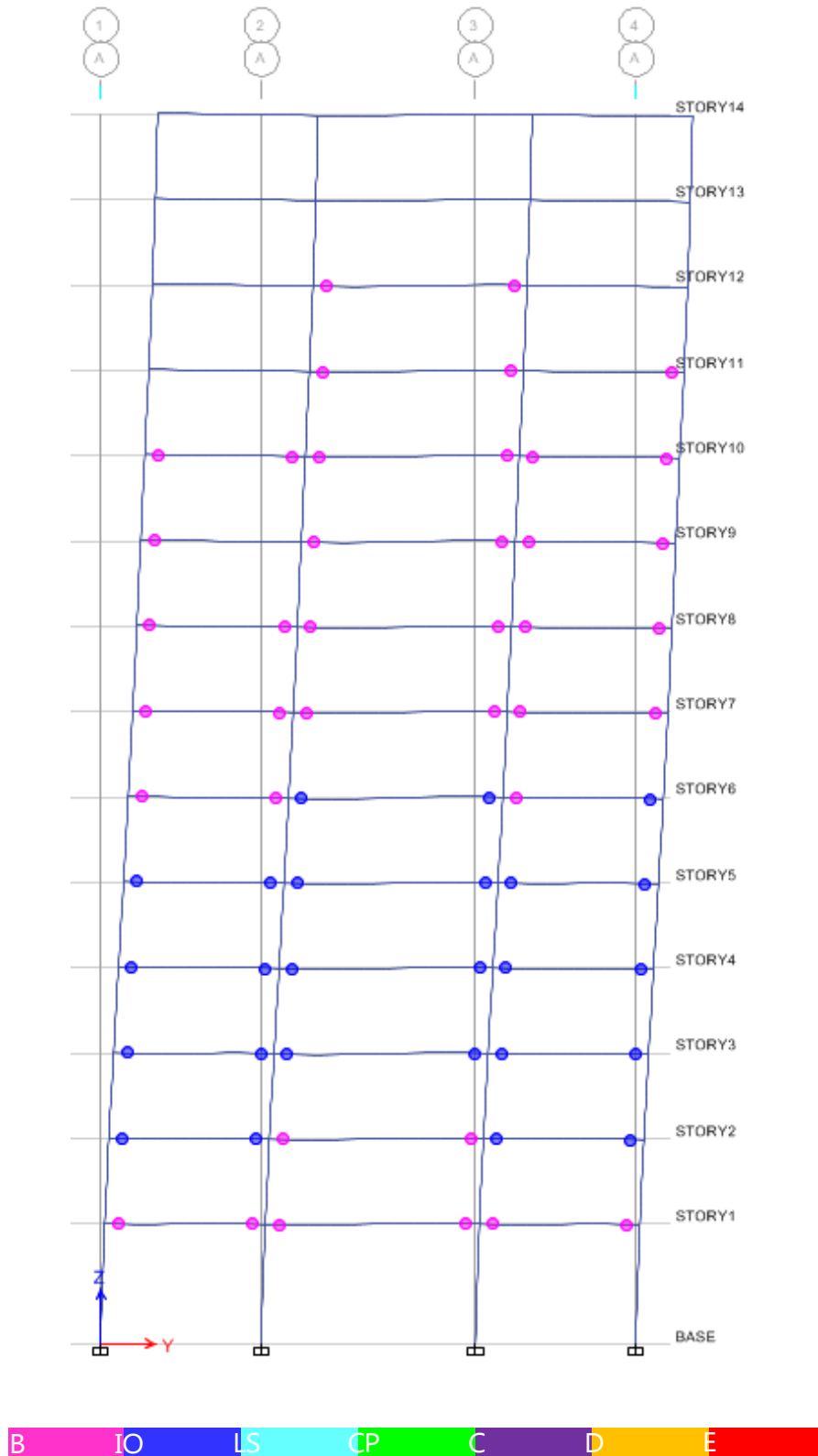
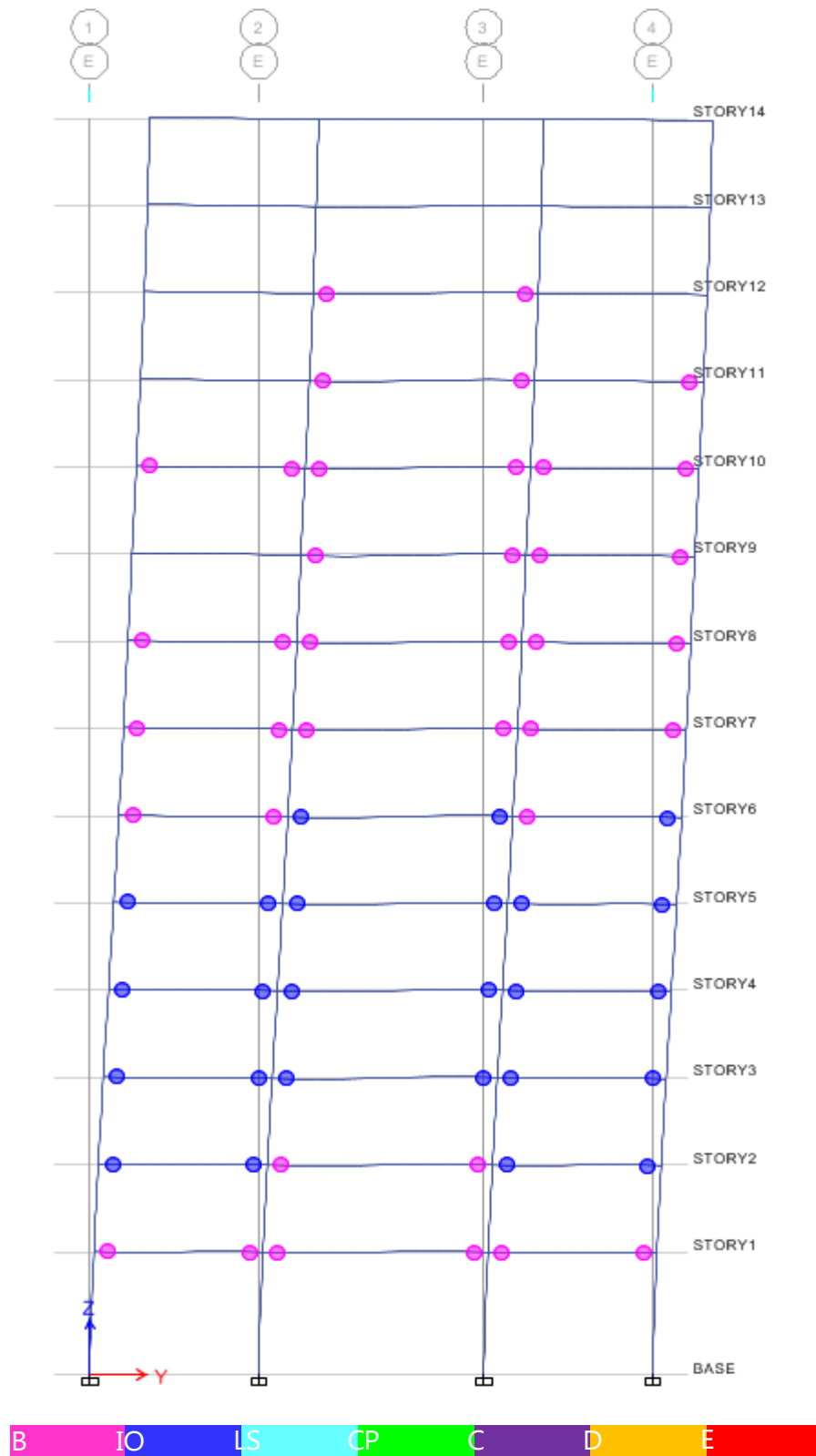


Figura 4.95 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero NEC-11).



4.3.3.4 Pórtico resistente a momento acero ASCE 7-10:

Criterios de aceptación y parámetros de modelación vigas y columnas (todas las vigas y columnas son controladas por flexión):

Usando la siguiente tabla se determinaron los parámetros de la rotación de la cuerda para las vigas y columnas

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - componentes de acero estructural								
Componente/Acción	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación				
	Angulo, radianes		Radio	IO	Rotaciones plasticas; Angulo, radianes		Rotaciones plasticas; Angulo, radianes	
	a	b	c		Primario	Secundario	Primario	Secundario
					LS	CP	LS	CP
Vigas/Flexión								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Columnas/Flexión^{1,2}								
Para $P/P_{cl} < 0.2$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Para $0.2 \leq P/P_{cl} \leq 0.5$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ³	— ⁴	0.2	0.25 θ_y	— ⁵	— ³	— ⁶	— ⁴
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 θ_y	1.5 θ_y	0.2	0.25 θ_y	0.5 θ_y	0.8 θ_y	1.2 θ_y	1.2 θ_y
c. otros	Se debera realizar interpolacion lineal para las filas a y b tanto para la esbeltez de la alas (primer termino) y para la esbeltez del alma (segundo termino) y se debera tomar el menor valor.							
Zona de Paneles de Columnas	12 θ_y	12 θ_y	1.0	1 θ_y	8 θ_y	11 θ_y	12 θ_y	12 θ_y
Conexiones a momento totalmente restringidas (FR)⁷								
WUF ¹²	0.051-0.0013d	0.043-0.00060d	0.2	0.026-0.00086d	0.0337-0.00086d	0.0284-0.00040d	0.0323-0.00045d	0.043-0.00060d
Bottom Haunch in WUF with Slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0172	0.0238	0.0270	0.036
Bottom Haunch in WUF without Slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0119	0.0152	0.0180	0.023
Welded Cover Plate in WUF	0.056-0.0011d	0.056-0.0011d	0.2	0.028-0.00055d	0.0319-0.00063d	0.0426-0.00084d	0.0420-0.00083d	0.056-0.011d
Improved WUF - Bolted Web	0.021-0.00030d	0.050-0.00060d	0.2	0.010-0.00015d	0.0139-0.00020d	0.021-0.00030d	0.0375-0.00045d	0.050-0.00060d
Improved WUF - Welded Web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0312	0.0410	0.0410	0.054
Free Flange	0.067-0.0012d	0.094-0.0016d	0.2	0.034-0.00060d	0.05109-0.00091d	0.0670-0.0012d	0.0705-0.0012d	0.094-0.0016d
Reduced Beam Section	0.050-0.00030d	0.070-0.00030d	0.2	0.025-0.00015d	0.0380-0.00023d	0.0500-0.00030d	0.0525-0.00023d	0.07-0.000130d
Welded Flange Plates								
a. Flange Plate Net Section	0.03	0.06	0.2	0.015	0.0228	0.0300	0.0450	0.06
a. Otros estados Limites	Controlados por fuerza							
Welded Bottom Haunch	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0205	0.0270	0.0353	0.047
Welded Top and Bottom Haunches	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0213	0.0280	0.0360	0.048
Welded Cover - Plated Flanges	0.031	0.031	0.2	0.016	0.0177	0.0236	0.0233	0.031

¹²Columnas en porticos a momento o arriostrados deberan ser permitidas diseñar para la maxima fuerza entregada por los miembros de la conexión. Para columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $b/2t_f$ por b/t , reemplazar 52 por 110 y 65 por 190

² Columnas con $P/P_{cl} > 0.5$ deberan ser consideradas como controladas por fuerza.

³ Rotación Plástica=11(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁴ Rotación Plástica=17(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁵ Rotación Plástica=8(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁶ Rotación Plástica=14(1-5/3 P/P_{cl}) θ_y

⁷ Los valores tabulados podran ser modificados segun el capitulo 3

⁸ d es la altura de la viga. Donde los valores de la rotación plástica sean función de d estos no seran tomados como menos de 0.00

Tabla 4.40 Parámetros de vigas de acero (Pórtico a momento acero ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).

Tipo	d[in]	bf[in]	tw[in]	tf[in]	bf/2tf	h/tw	Condicion
W24X146	24.7	12.9	0.65	1.09	5.92	33.2	a
W24X131	24.5	12.9	0.605	0.96	6.7	35.6	a
W24X94	24.3	9.07	0.515	0.875	5.18	41.9	a
W24X68	23.7	8.97	0.415	0.585	7.66	52	c

Tabla 4.41 Parámetros de columnas de acero (Pórtico a momento acero ASCE 7-10) para interpolar con tabla ASCE 41-06 (Tabla 5-6).

Tipo	d[in]	bf[in]	tw[in]	tf[in]	bf/2tf	h/tw	P[t]	P _{CL}	P/P _{CL}	Condicion
W33X318	35.2	16	1.04	1.89	4.23	28.7	811	2105.6	0.39	Force-controlled
W33X169	33.8	11.5	0.67	1.22	4.71	44.7	526	1048.6	0.50	b
W33X118	32.9	11.5	0.55	0.74	7.76	54.5	204	680.0	0.30	b
W27X217	28.4	14.1	0.83	1.5	4.71	28.7	606	1433.8	0.42	Force-controlled
W27X178	27.8	14.1	0.73	1.19	5.92	32.9	395	856.5	0.46	b
W27X129	27.6	10	0.61	1.1	4.55	39.7	200	828	0.24	b
W27X84	26.7	10	0.46	0.64	7.78	52.7	132	494.8	0.27	b

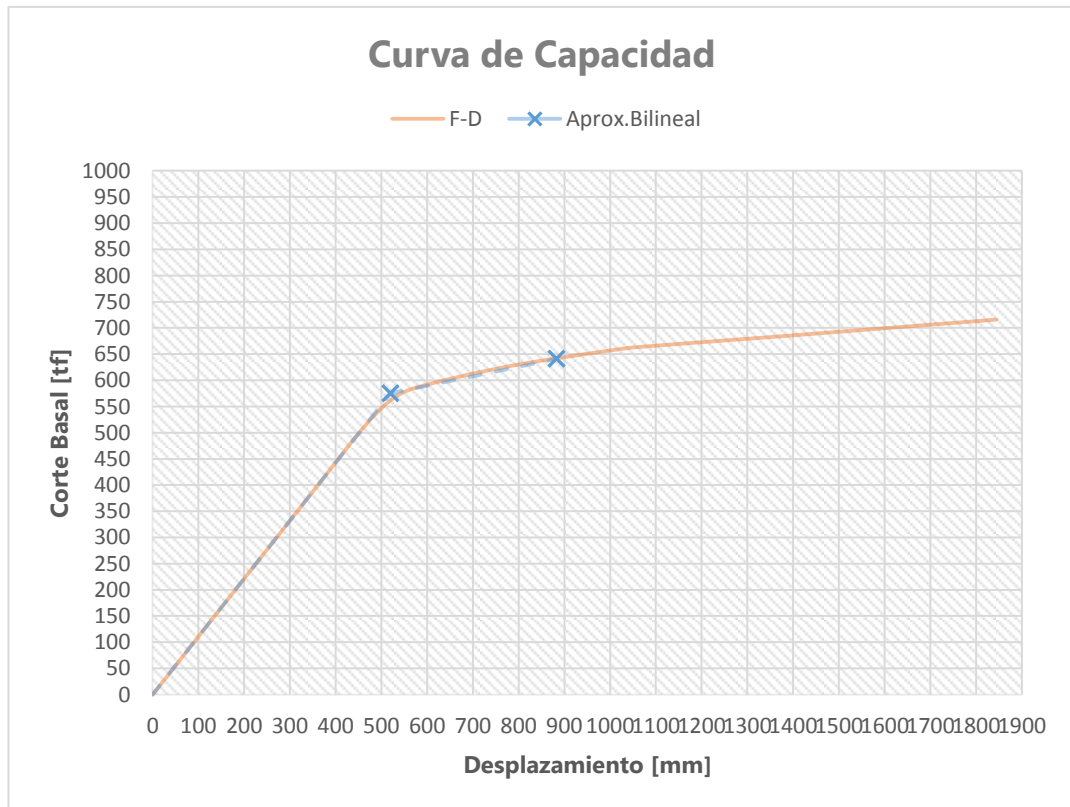
Los resultados del análisis no lineal fueron los siguientes:

Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección X:

BS2-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	883.40 [mm]		
Corte Basal	641.03 [t]		
C0	1.359	Sa	0.32 [g]
C1	1	Alpha	0.163
C2	1	R	2.373
Ti	2.876 [s]	Dy	519.60 [mm]
Te	2.876 [s]	Vy	575.23 [t]
Ki	1.11 [t/mm]	Peso Sísmico	4287.45 [t]
Ke	1.11 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.96 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (883mm):

Figura 4.97 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

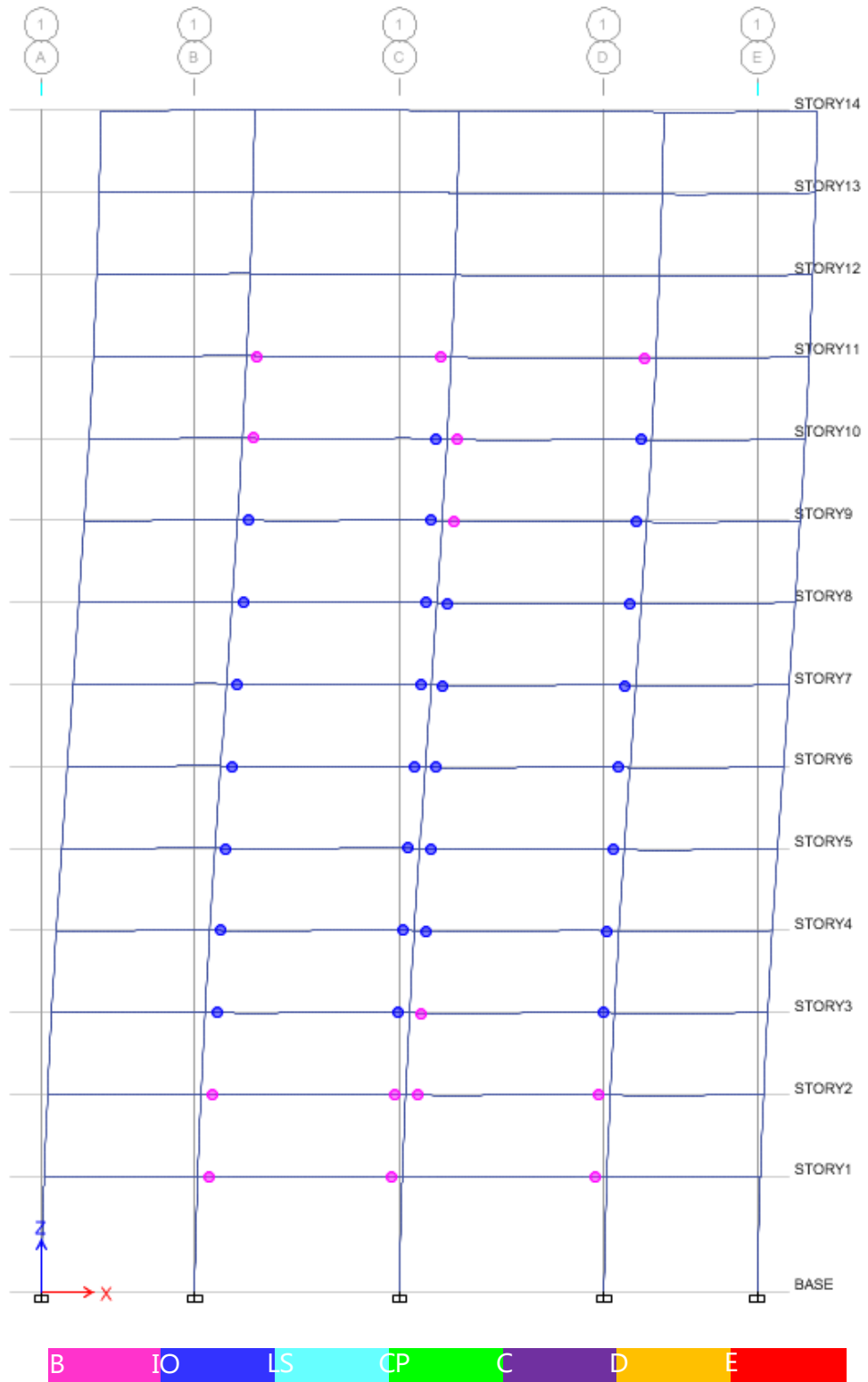
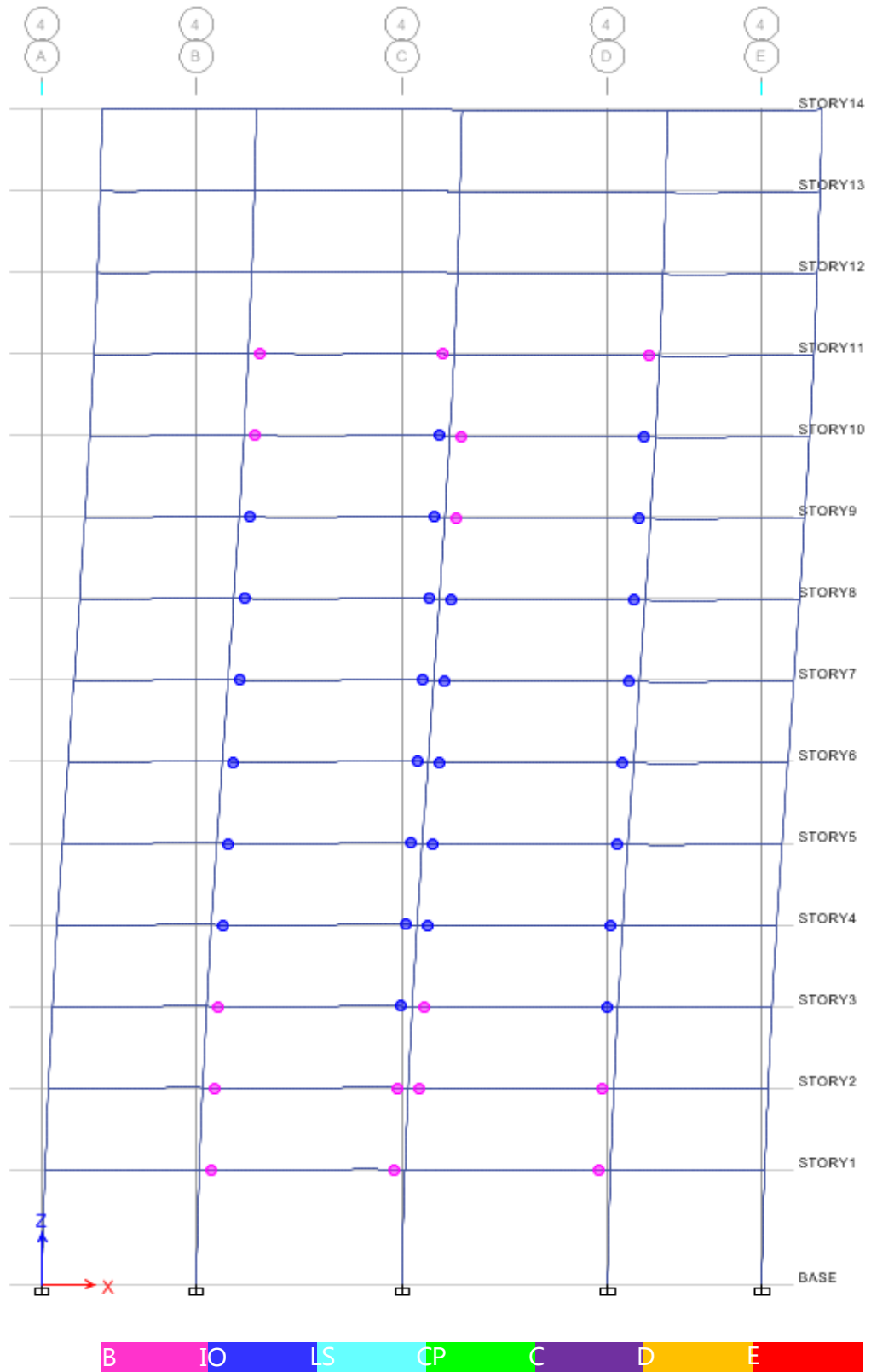


Figura 4.98 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

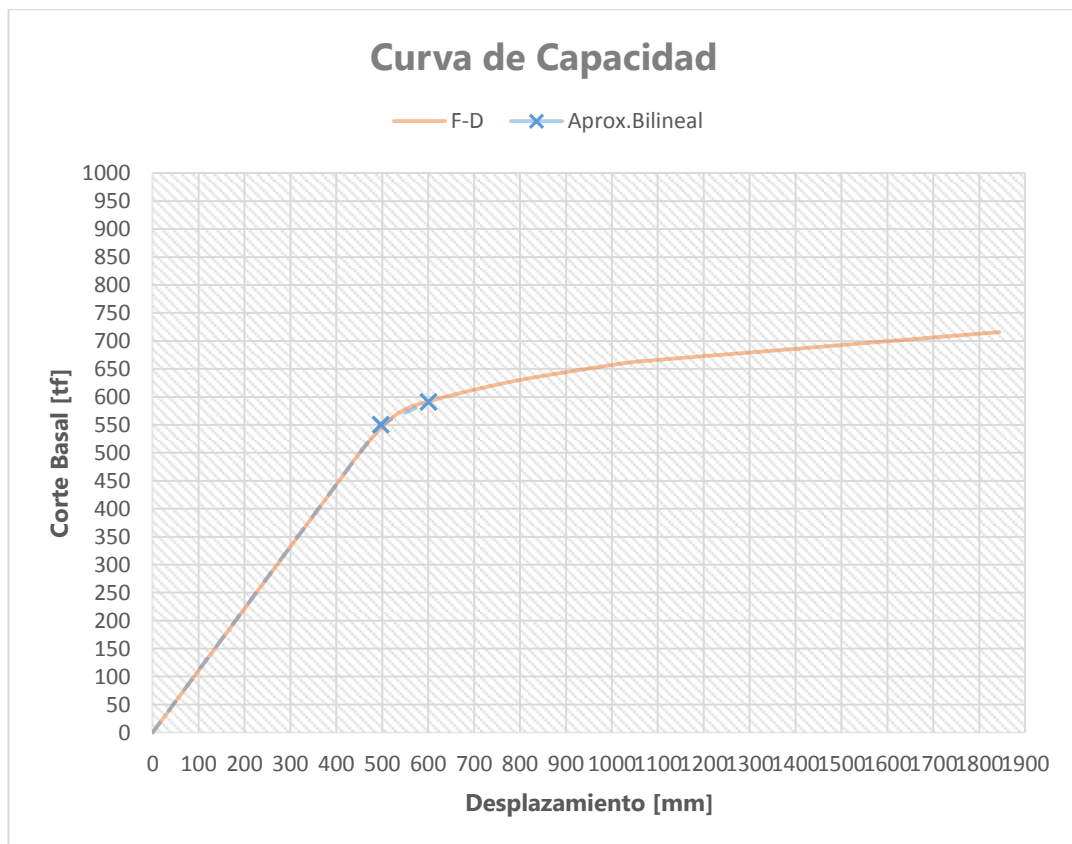


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección X:

BS1-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	600.60 [mm]		
Corte Basal	591.16 [t]		
C0	1.386	Sa	0.21 [g]
C1	1	Alpha	0.356
C2	1	R	1.65
Ti	2.876 [s]	Dy	497.00 [mm]
Te	2.876 [s]	Vy	550.26 [t]
Ki	1.11 [t/mm]	Peso Sísmico	4287.45 [t]
Ke	1.11 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.99 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (600mm):

Figura 4.100 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

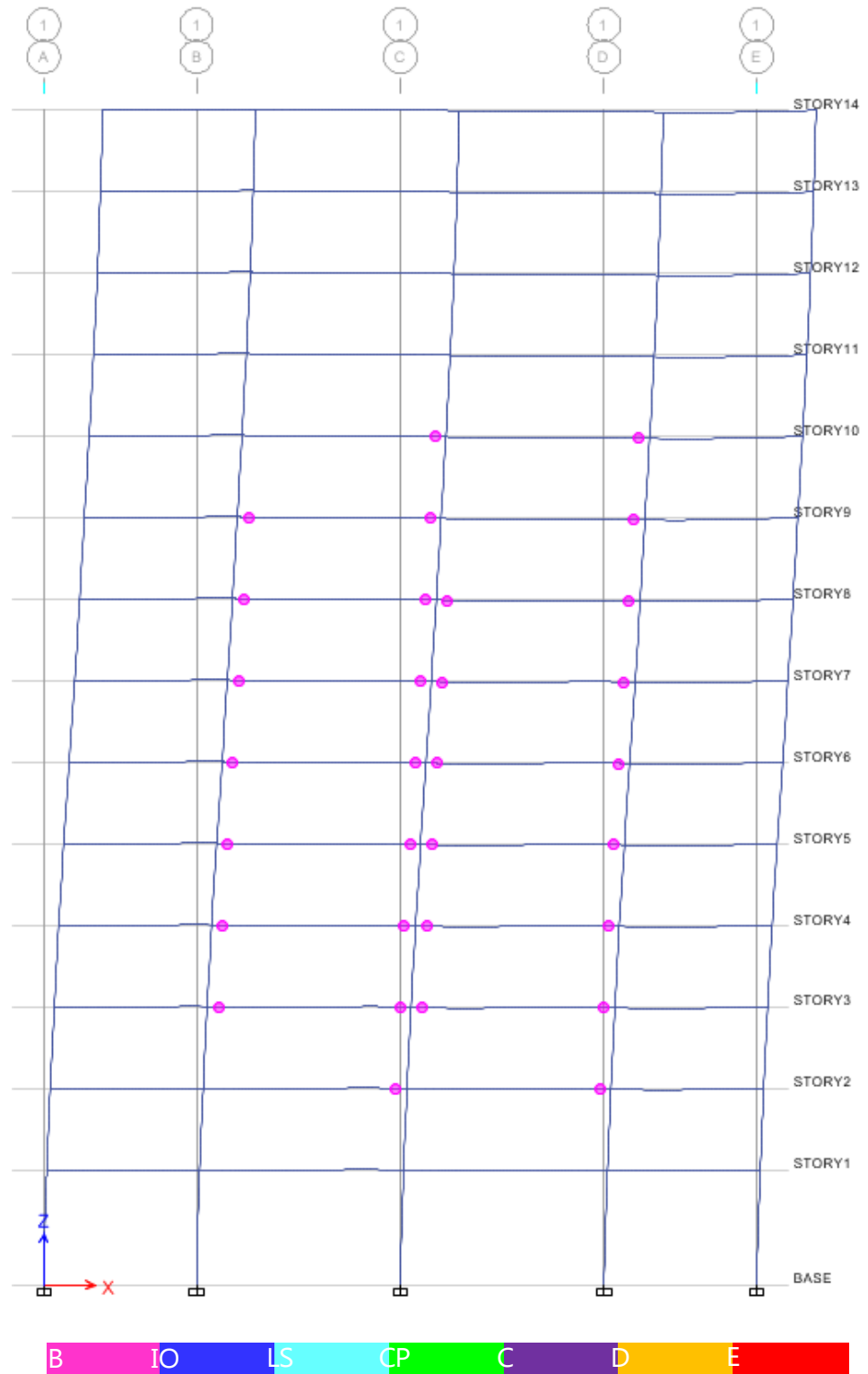
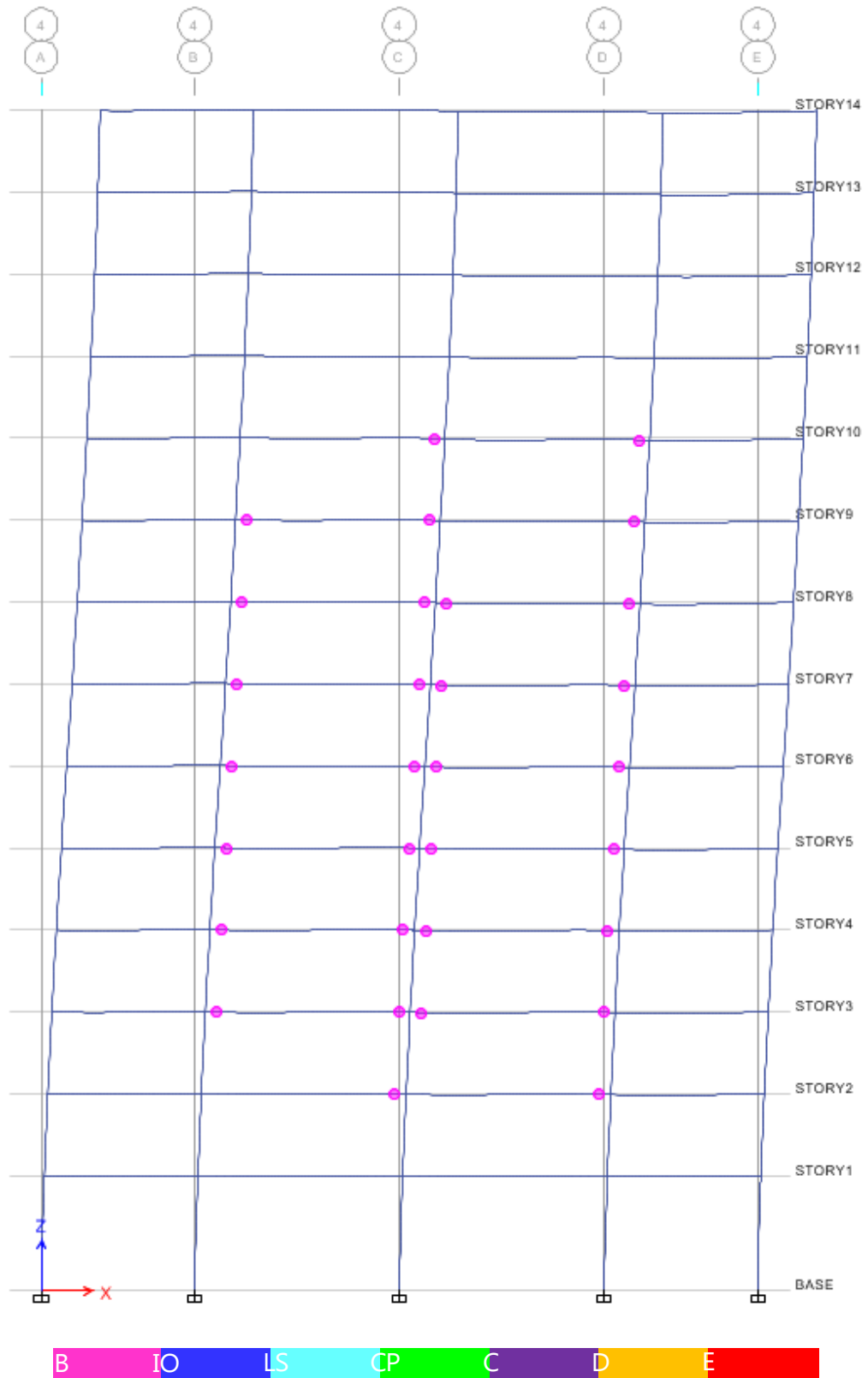


Figura 4.101 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección x (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

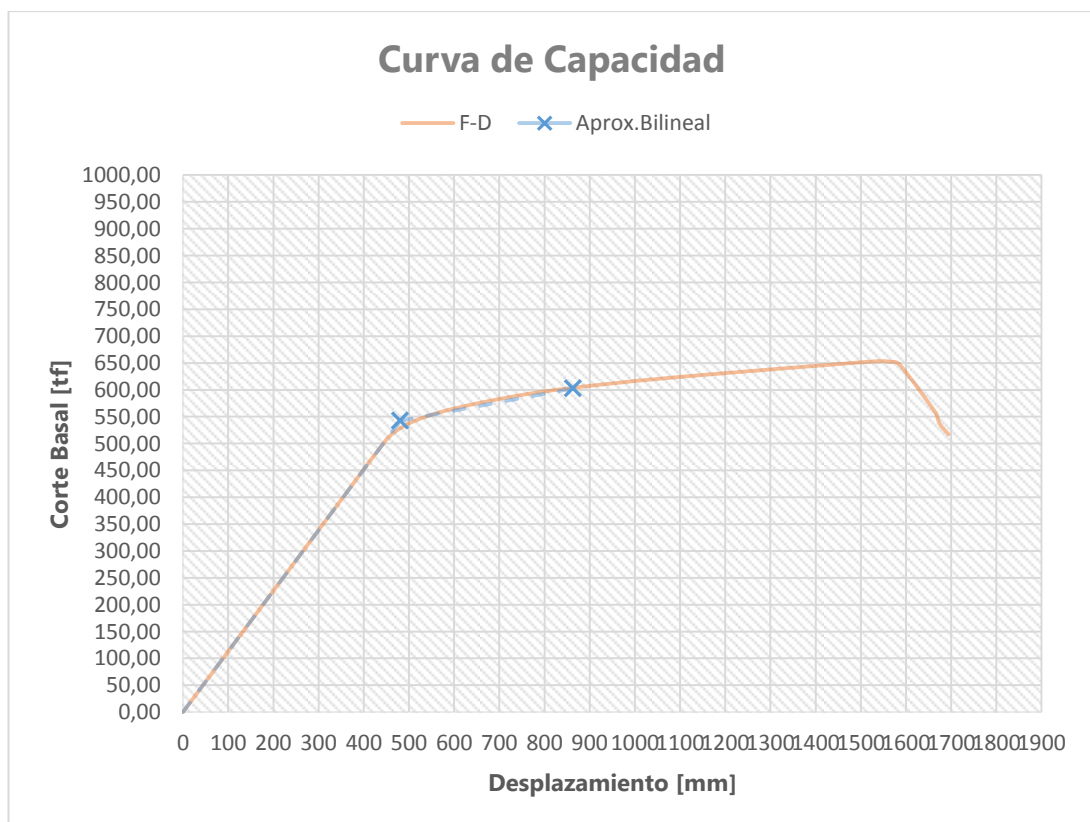


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS2 Probabilidad de excedencia 2% en 50 años)

Dirección Y:

BS2-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	863.20 [mm]		
Corte Basal	602.84 [t]		
C0	1.319	Sa	0.32 [g]
C1	1	Alpha	0.139
C2	1	R	2.5
Ti	2.891 [s]	Dy	480.70 [mm]
Te	2.891 [s]	Vy	542.79 [t]
Ki	1.13 [t/mm]	Peso Sísmico	4287.45 [t]
Ke	1.13 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.102 Curva de Capacidad para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (865mm):

Figura 4.103 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

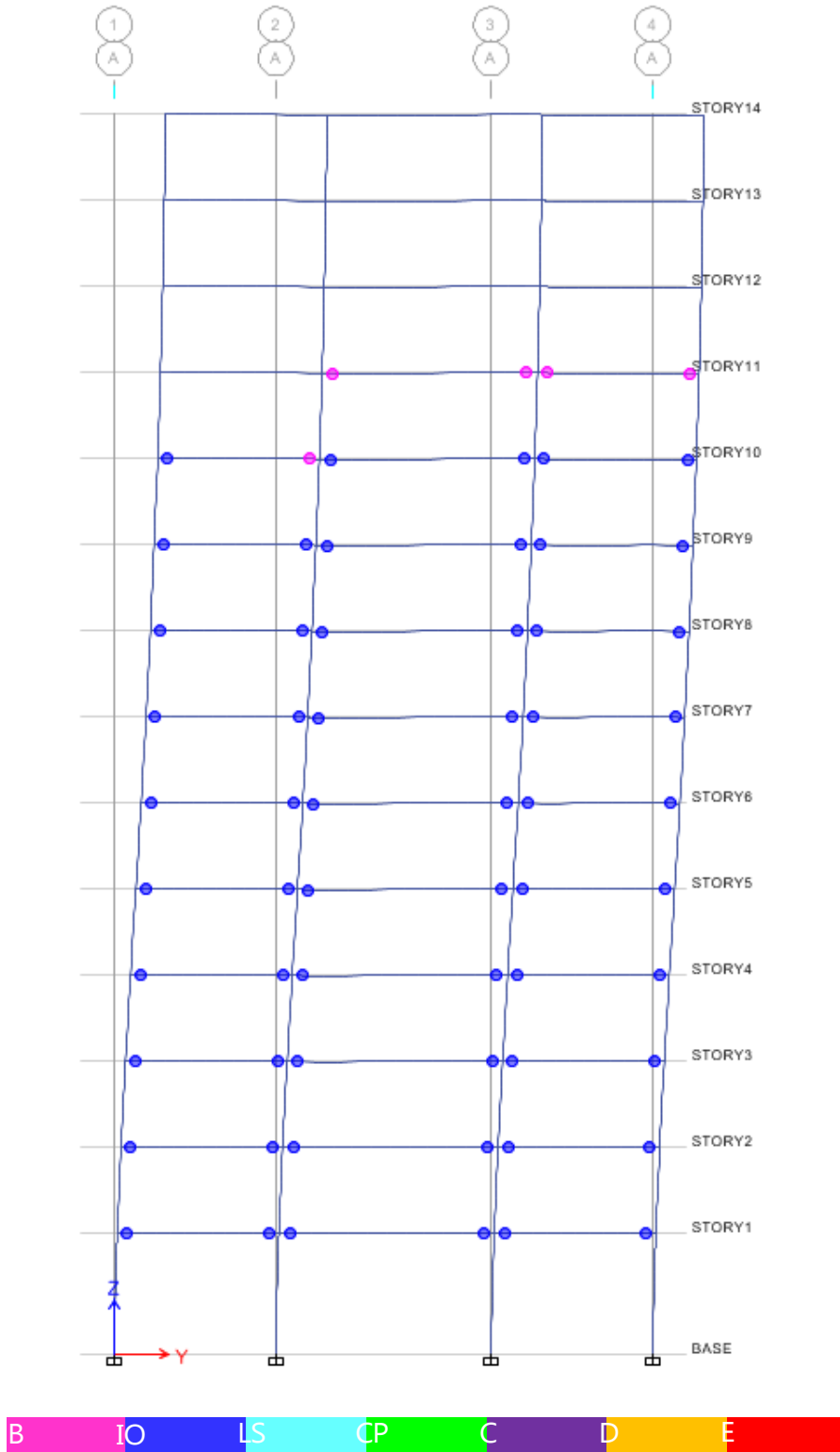
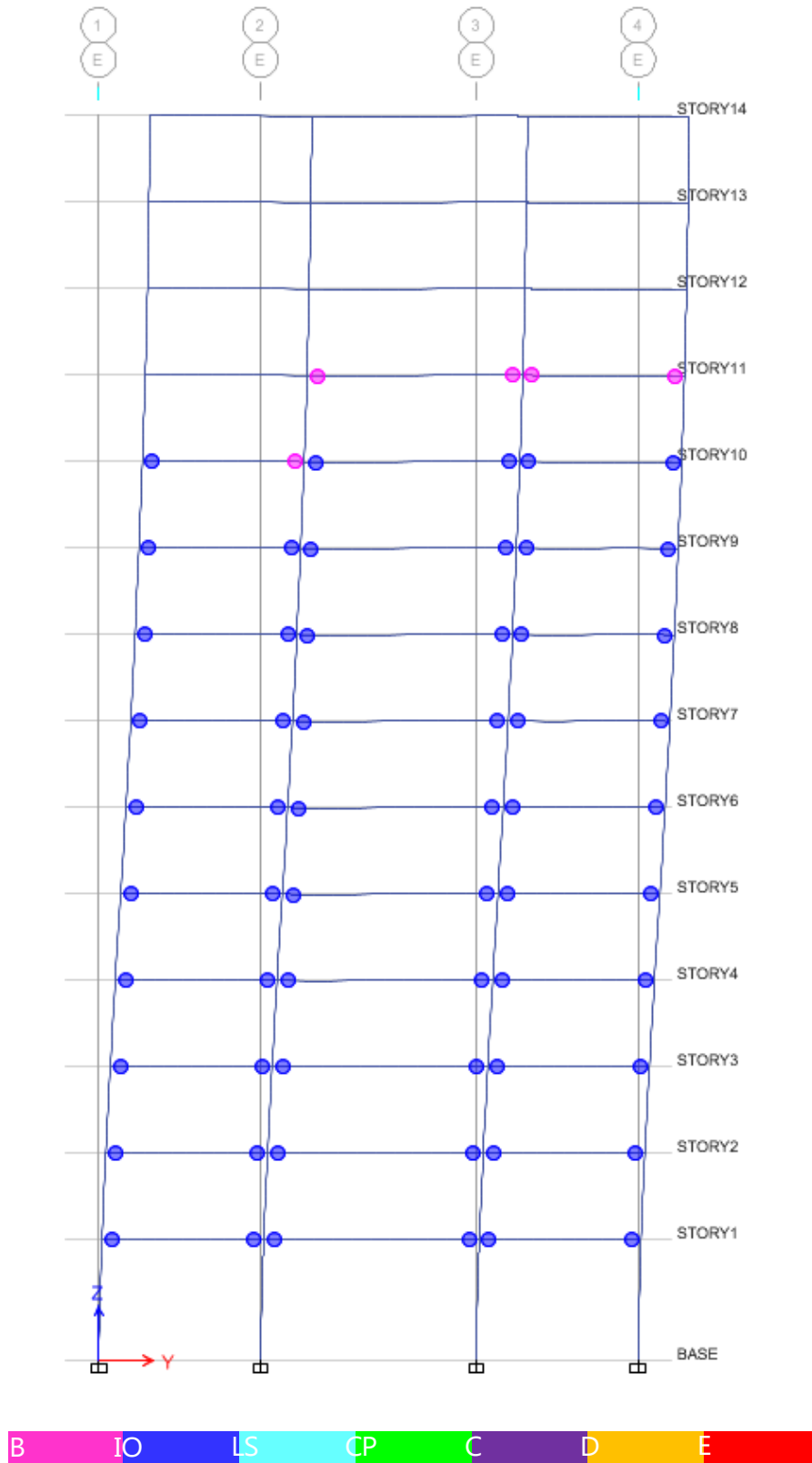


Figura 4.104 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-2 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

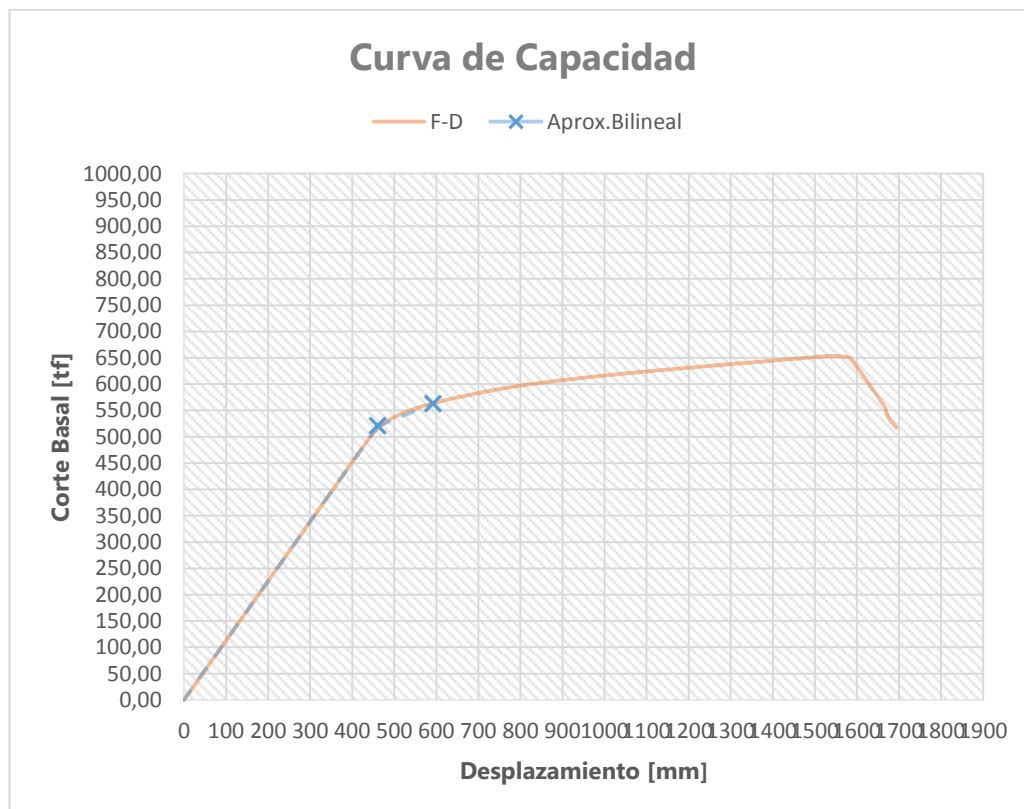


Curva de Capacidad y Método de los coeficientes (BS1 Probabilidad de excedencia 10% en 50 años)

Dirección Y:

BS1-Método de los Coeficientes			
Desplazamiento Objetivo	592.30 [mm]		
Corte Basal	562.63 [t]		
C0	1.358	Sa	0.21 [g]
C1	1	Alpha	0.284
C2	1	R	1.739
Ti	2.891 [s]	Dy	461.00 [mm]
Te	2.891 [s]	Vy	520.51 [t]
Ki	1.13 [t/mm]	Peso Sísmico	4287.45 [t]
Ke	1.13 [t/mm]	Cm	1

Figura 4.105 Curva de Capacidad para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).



Formulación Rotulas Plásticas para el desplazamiento objetivo (595mm):

Figura 4.106 Formulación rótulas plásticas Eje A para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).

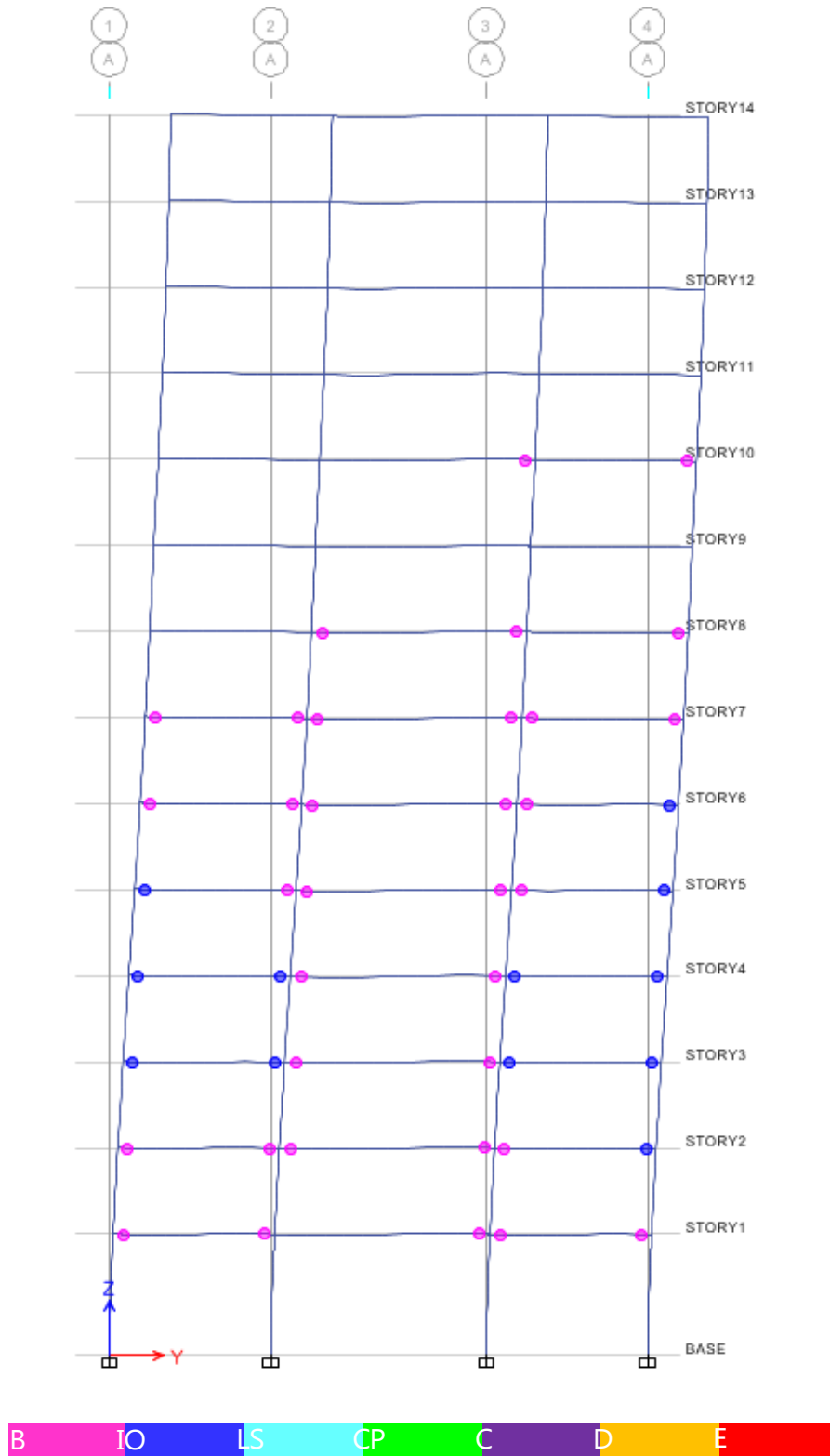
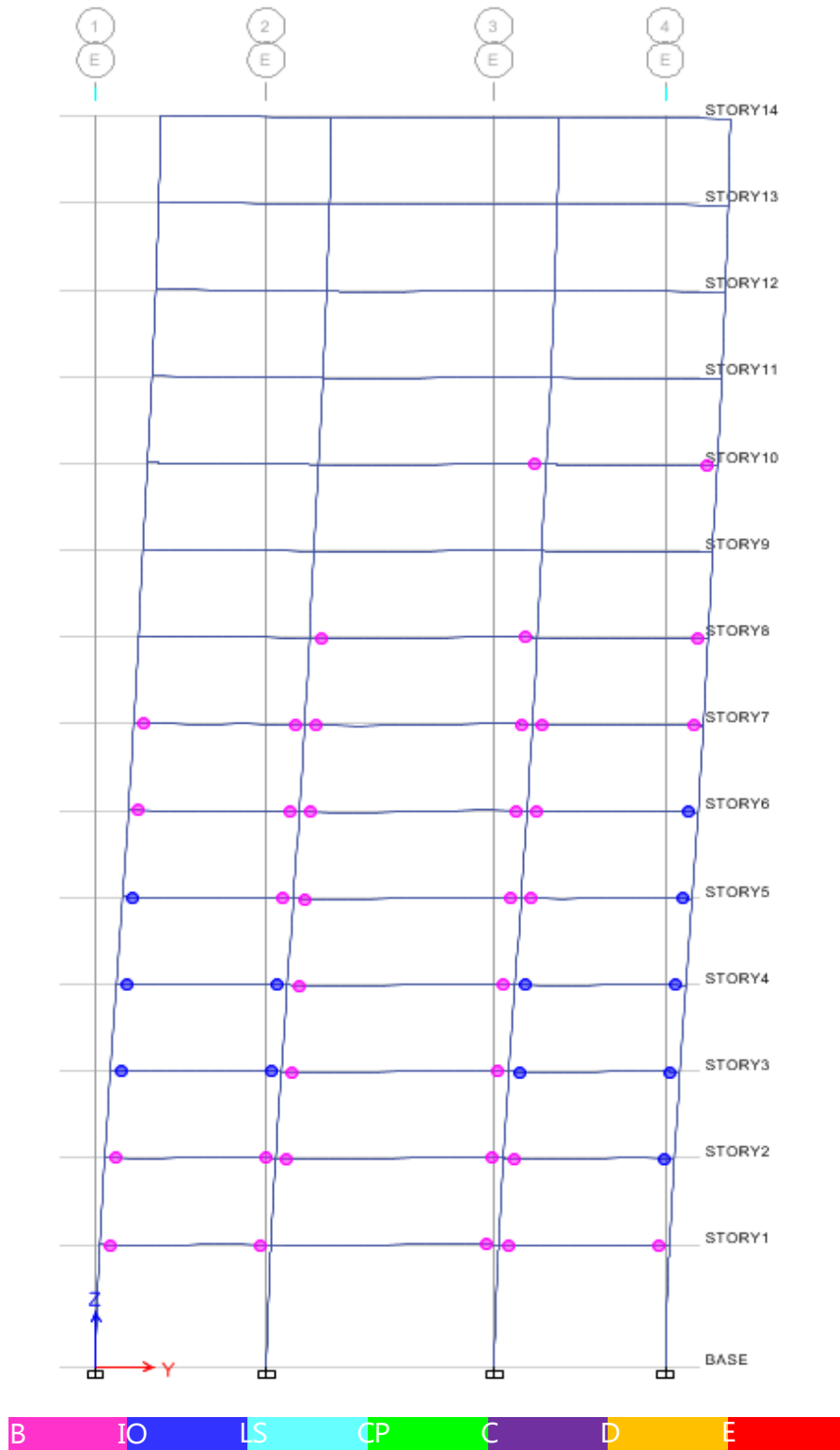


Figura 4.107 Formulación rótulas plásticas Eje E para BSE-1 en dirección y (Pórtico a momento acero ASCE7-10).



Comparación Curvas de Capacidad para pórticos de acero:

Figura 4.108 Comparación curvas de capacidad en dirección x (pórticos de acero).

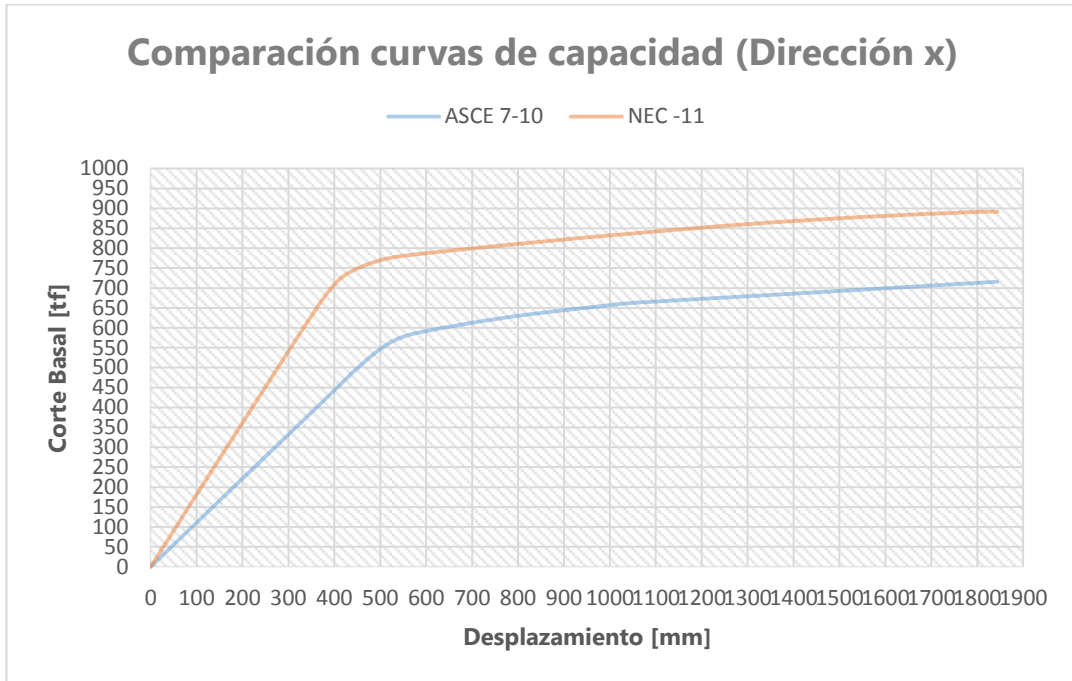
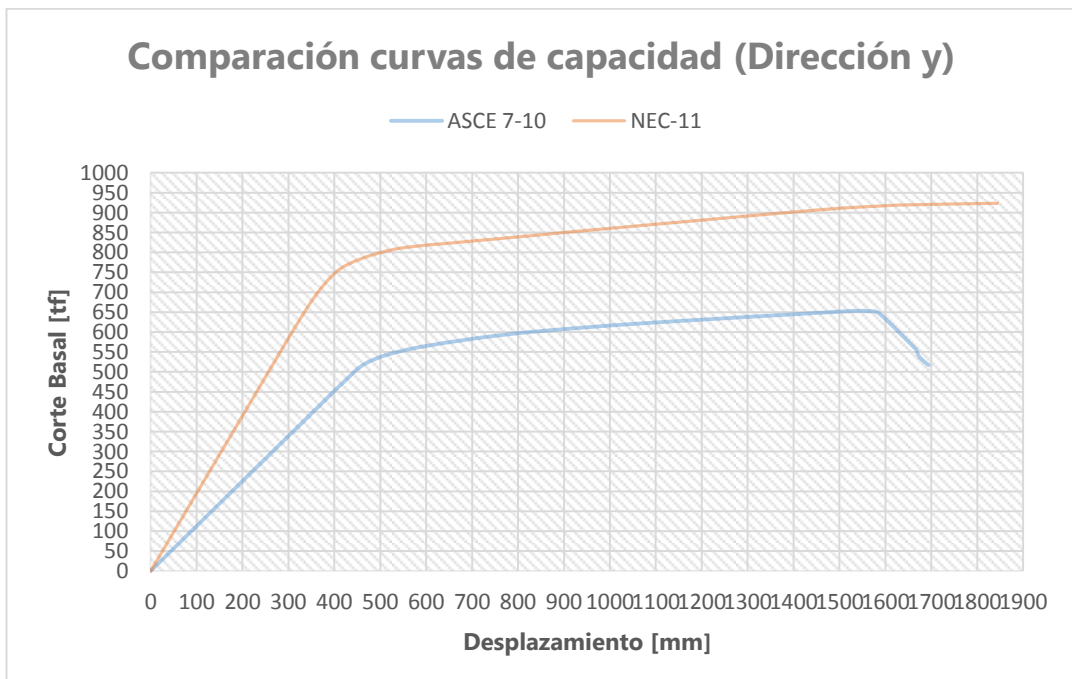
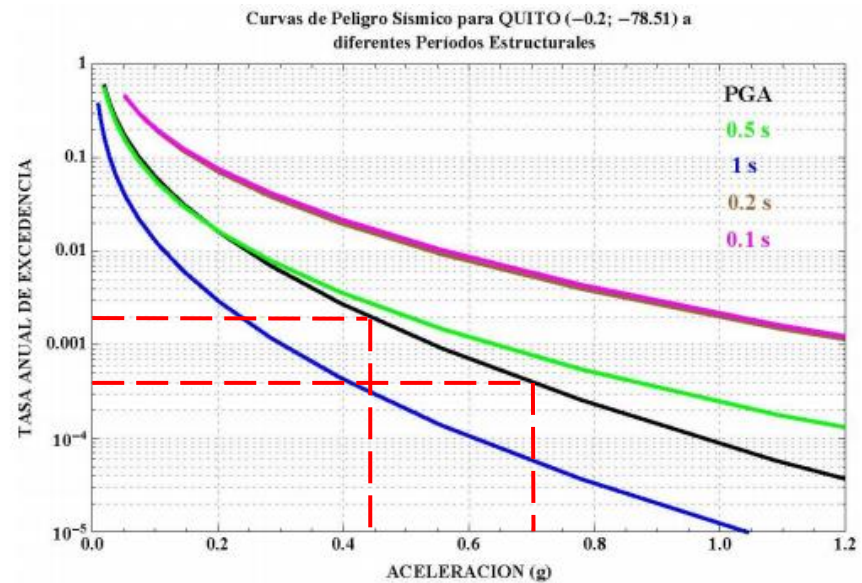


Figura 4.109 Comparación curvas de capacidad en dirección y (pórticos de acero).

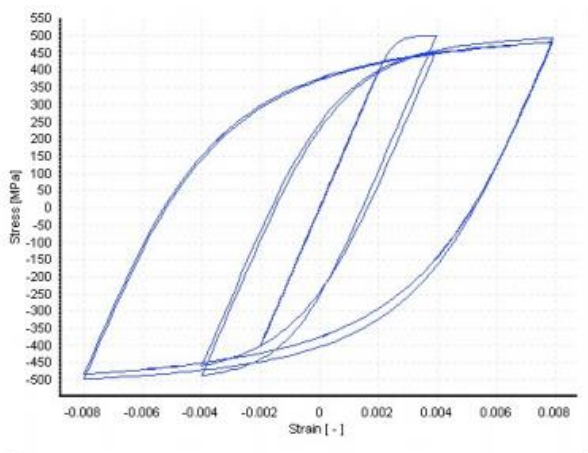


CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES:

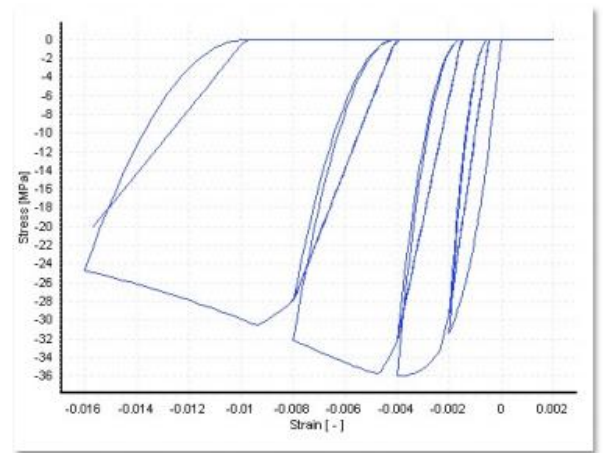
- En este trabajo se buscó comparar el desempeño de un pórtico a momento de hormigón armado y uno de acero, ubicado en la ciudad de Quito diseñados usando el código ASCE7-10 y NEC-11 mediante el código ASCE 41-06. Para esto se utilizó como ejemplo un edificio regular de 15 pisos con dos vanos de 8 metros y dos de 6 metros en la dirección “x” y con un vano de 8 metros y dos de 6 metros en la dirección “y”, con una altura típica de entrepiso de 3.2 metros y con la altura del primer piso de 4.7 metros.
- Para el diseño y detallamiento de los elementos en el ejemplo utilizando la normativa ASCE7-10 se utilizó el código ACI318-11 para los elementos de hormigón y los códigos AISC 360-10, AISC 341-10 y AISC 358-10 para los elementos de acero; en el caso del ejemplo utilizando la normativa NEC-11 se utilizó el capítulo 4 (Estructuras de hormigón armado) de esta misma para los elementos de hormigón y el capítulo 5 (Estructuras de Acero) para los elementos de acero.
- Para ambos ejemplos, se usaron los parámetros de peligro sísmico de las curvas probabilísticas de la ciudad de Quito establecidas en el capítulo 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, los cuales fueron obtenidos de un estudio de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011, ya que para la comparación se requería que los dos ejemplos tengan el mismo nivel de intensidad sísmica.



- Para el análisis no lineal se utilizaron modelos de plasticidad reducida y rotación en la cuerda, ya que en la normativa ASCE 41-06 se establecen las relaciones fuerza deformación y los criterios de aceptación para este tipo de modelo tanto para elementos de hormigón armado como para elementos de acero, sin embargo en el caso del hormigón se utilizaron los criterios de aceptación establecidos en el ACI 369-R11 debido a que en esta norma se encuentra los valores actualizados de los criterios de aceptación para pórticos a momento de hormigón armado; como comparación se usaron modelos de fibra en el hormigón, para estos modelos se utilizó el programa Seismostruct v6.0 en el cual se usaron la curva de esfuerzo deformación de Menegotto-Pinto para el acero de refuerzo y la curva de Mander para el hormigón confinado y no confinado. La ventaja de los modelos de plasticidad distribuida, es que no requieren de un análisis previo de momento curvatura de los elementos y tampoco requieren de la introducción de la respuesta histerética de los elementos.



Modelo de Acero Menegotto-Pinto



Modelo de Hormigón Mander

- Existen varias diferencias entre el diseño por la normativa NEC-11 y la normativa ASCE 7-10, entre las cuales se encuentran:
 - El NEC-11 establece que el factor de modificación de respuesta(R) para pórticos especiales a momento es de 6, mientras que el ASCE 7-10 establece este valor de 8, debido a esto el cortante basal obtenido para el diseño es considerablemente mayor en el NEC-11, sin embargo ambas normativas exigen el mismo detallamiento sismorresistente.
 - El NEC-11 establece que la carga reactiva por sismo a considerar en el diseño es igual a la suma de la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva, mientras que el ASCE7-10 establece que es solo la suma de la carga muerta total de la edificación, este incremento del 25% de la carga viva tiende a incrementar el corte basal especialmente en estructuras con grandes áreas.
 - Ambos códigos exigen el chequeo de irregularidades tanto verticales como horizontales, sin embargo al existir algún tipo de irregularidad

el NEC-11 se limita únicamente a aumentar el corte basal, a diferencia del ASCE 7-10, el cual no permite ciertos tipos de irregularidades dependiendo del tipo de esta y la categoría de diseño sísmica, asegurando así una correcta estructuración.

- El ASCE 7-10 limita el uso de diferentes sistemas estructurales dependiendo de la altura de estos y de la categoría de diseño sísmica, así como también limita los procesos analíticos a utilizarse para el diseño.
- Para el chequeo de derivas el ASCE 7-10 no tiene un límite en el periodo para obtener el cortante basal, el NEC-11 sí.
- Los objetivos de diseño implícitos respecto a seguridad de vida y prevención al colapso en el capítulo 2 de peligro sísmico del NEC-11, no son consistentes con los objetivos de desempeño expuestos en el capítulo 3 “Evaluación y rehabilitación de estructuras”, en el cual define que los objetivos de rehabilitación para estructuras esenciales sean k y p, mientras que para estructuras de ocupación especial sean g y l

OBJETIVOS DE REHABILITACIÓN

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

El NEC-11 define como estructurales esenciales y especiales a las siguientes:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. 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 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

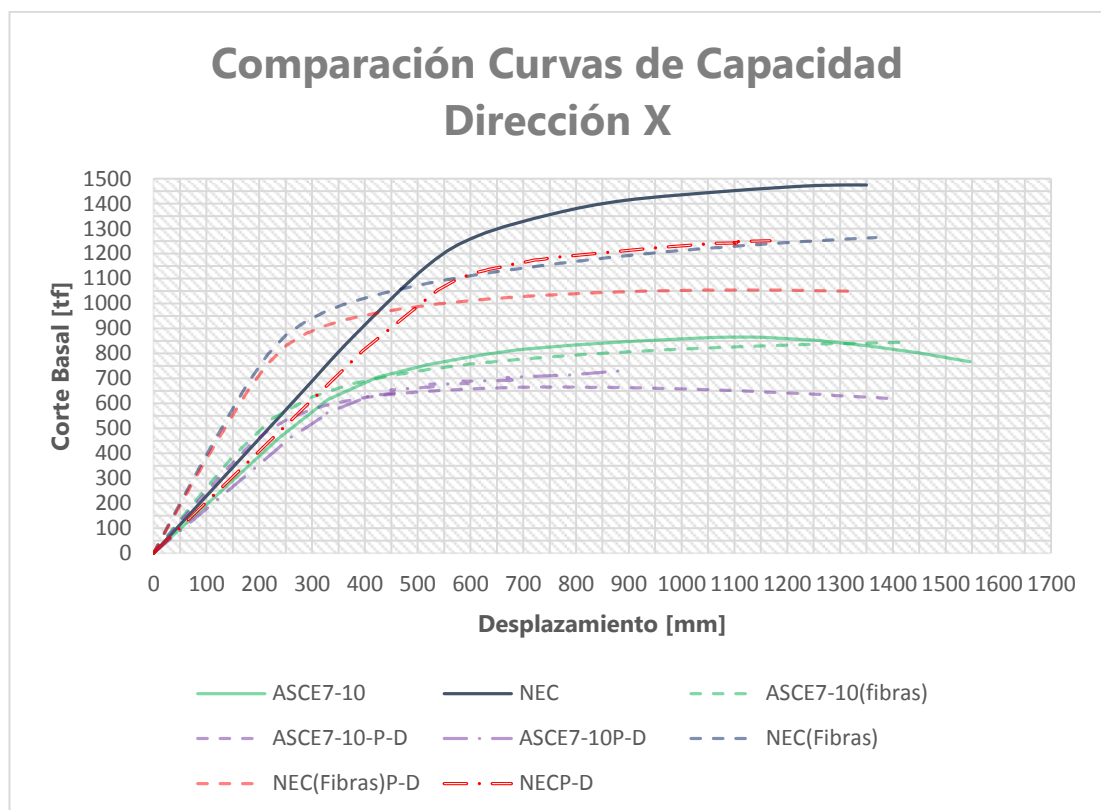
Esto es incompatible con la filosofía de diseño sísmo resistente descrita en el capítulo 2, la cual dice:

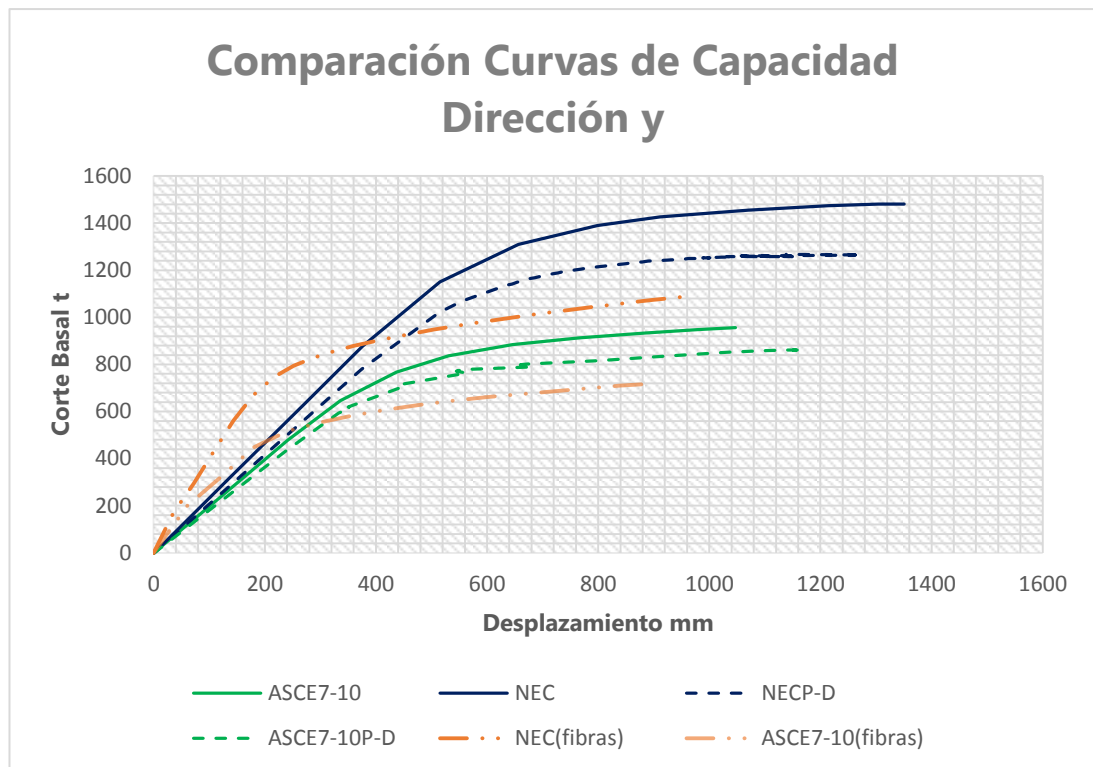
- “Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes”.

“Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, catalogadas como tales según los requisitos establecidos en la sección 2.6.4, la filosofía de diseño busca además elevar el nivel de protección de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño”.

Claramente se puede ver que la norma exige que las estructuras catalogadas como esenciales o especiales se mantengan operacionales durante el sismo de diseño, es decir que cumplan con los objetivos de rehabilitación (i y n); sin embargo se exigen objetivos de rehabilitación inferiores siendo estos: (k y p) para las estructuras esenciales y (g y l) para estructuras especiales.

Se obtuvieron los siguientes resultados para los ejemplos de hormigón:

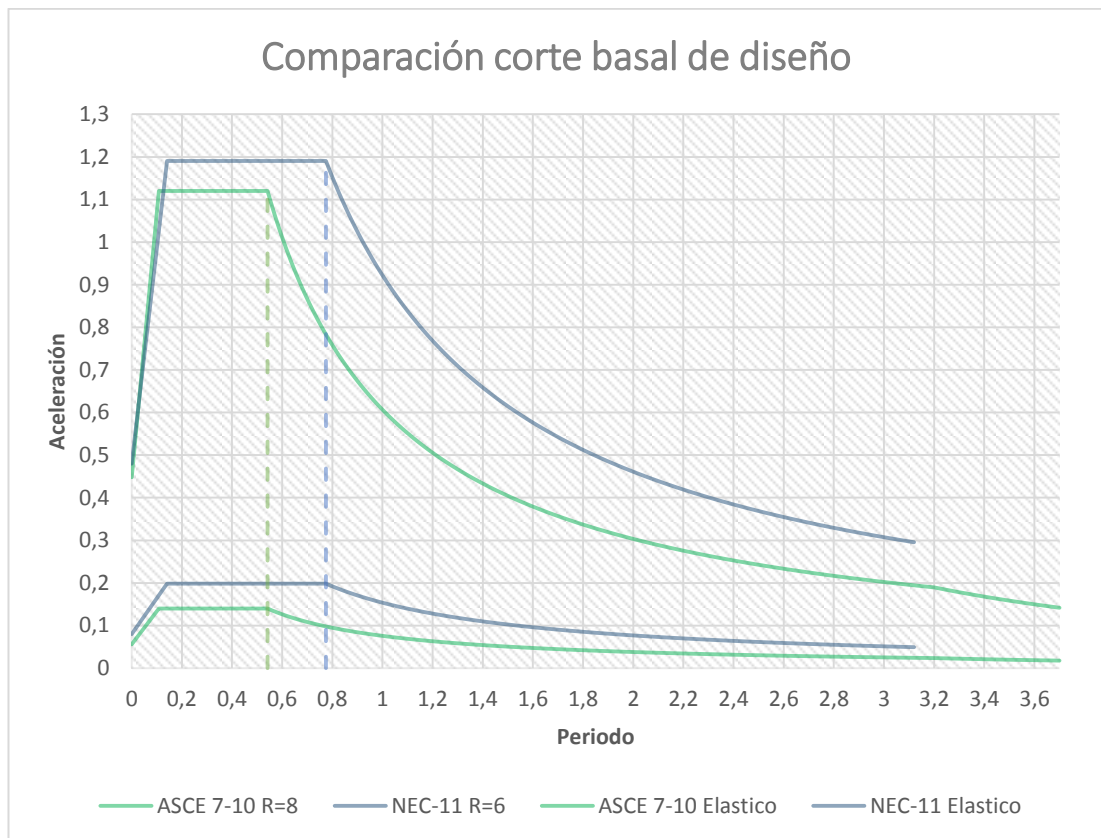




- Como se puede observar en los gráficos anteriores es notable la degradación de resistencia y rigidez al considerar los efectos p-delta en el análisis no lineal, esto se vuelve más importante a medida que aumentan las demandas de ductilidad globales de la estructura. Existe un poco de disparidad entre los análisis de fibras y los plasticidad concentrada, ya que los valores tomados en el ASCE 41-06 contemplan la degradación histerética de los elementos dentro del “backbone¹” de la curva esfuerzo deformación, mientras que los modelos de fibra responden a un diagrama esfuerzo deformación obtenido mediante la integración de la respuesta esfuerzo deformación de cada fibra, en que la sección ha sido dividida.

¹ Se considera “backbone” a la degradación de la resistencia rigidez presentada en los diagramas fuerza deformación de la sección después de varios ciclos de carga y descarga.

- Se obtuvo que la relación del corte basal del ejemplo, utilizando la normativa NEC-11 con respecto al corte basal obtenido del ejemplo utilizando la normativa ASCE 7-10 para el desplazamiento objetivo fue de 1.67, este valor es muy similar a la relación entre los factores de modificación de respuesta R sin considerar el factor de sobre resistencia. Lo cual es similar a la relación del cortante basal de diseño de los dos métodos.

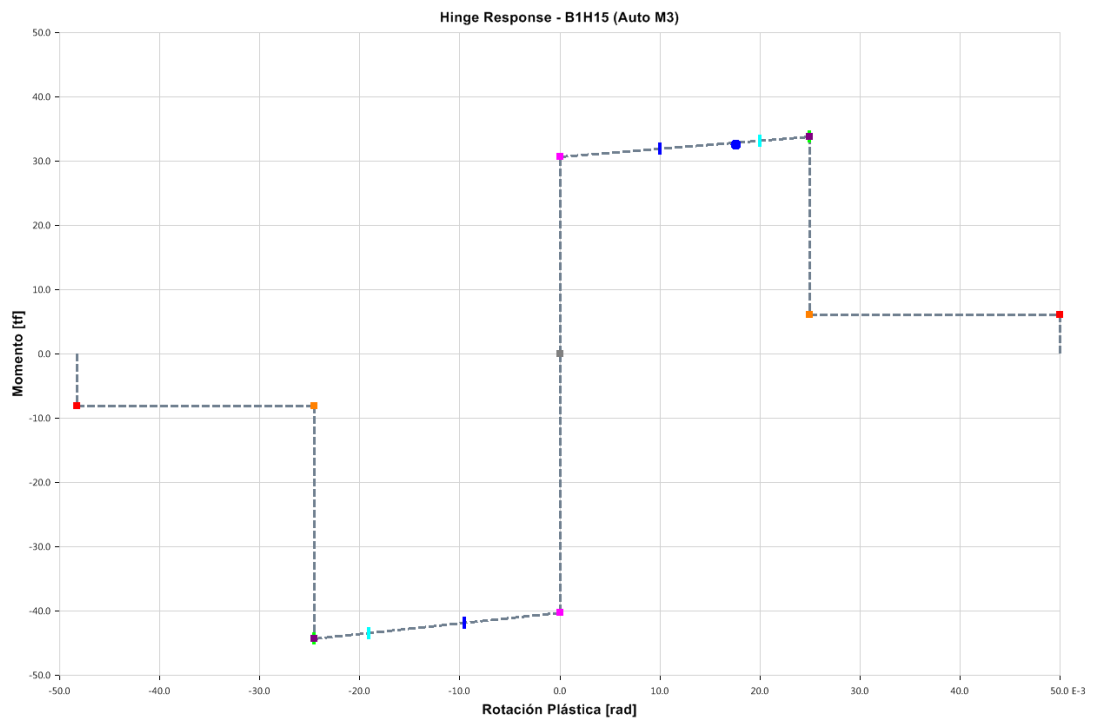


Relación Corte Basal NEC-11 Vs ASCE 7-10 dirección x				Relación Corte Basal NEC-11 Vs ASCE 7-10 dirección y			
Desplazamiento [mm]	Corte Basal [tf] NEC-11	Corte Basal [tf] ASCE 7-10	Relacion NEC/ASCE	Desplazamiento [mm]	Corte Basal [tf] NEC-11	Corte Basal [tf] ASCE 7-10	Relacion NEC/ASCE
0	0.00	0.00		0	0.00	0.00	
25	51.91	45.48	1.14	25	52.02	43.87	1.19
50	105.79	94.12	1.12	50	106.60	91.25	1.17
75	161.48	144.72	1.12	75	163.36	141.15	1.16
100	218.76	196.26	1.11	100	221.94	192.70	1.15
125	277.38	247.83	1.12	125	281.94	245.09	1.15
150	337.07	298.69	1.13	150	342.99	297.60	1.15
175	397.52	348.22	1.14	175	404.70	349.59	1.16
200	458.41	395.90	1.16	200	466.68	400.50	1.17
225	519.41	441.34	1.18	225	528.56	449.85	1.17
250	580.19	484.21	1.20	250	590.00	497.22	1.19
275	640.40	524.29	1.22	275	650.64	542.28	1.20
300	699.73	561.45	1.25	300	710.15	584.75	1.21
325	757.85	595.60	1.27	325	768.24	624.42	1.23
350	814.46	626.72	1.30	350	824.62	661.16	1.25
375	869.28	654.85	1.33	375	879.04	694.87	1.27
400	922.05	680.07	1.36	400	931.27	725.52	1.28
425	972.53	702.49	1.38	425	981.11	753.13	1.30
450	1020.51	722.25	1.41	450	1028.39	777.77	1.32
475	1065.83	739.55	1.44	475	1072.96	799.54	1.34
500	1108.32	754.56	1.47	500	1114.72	818.60	1.36
525	1147.89	767.49	1.50	525	1153.59	835.11	1.38
550	1184.46	778.55	1.52	550	1189.53	849.28	1.40
575	1217.98	787.97	1.55	575	1222.51	861.35	1.42
600	1248.45	795.95	1.57	600	1252.55	871.55	1.44
625	1275.89	802.72	1.59	625	1279.70	880.15	1.45
650	1300.37	808.47	1.61	650	1304.04	887.40	1.47
675	1321.98	813.39	1.63	675	1325.65	893.58	1.48
700	1340.85	817.66	1.64	700	1344.66	898.94	1.50
725	1357.12	821.45	1.65	725	1361.23	903.72	1.51
750	1370.98	824.90	1.66	750	1375.51	908.14	1.51
775	1382.64	828.12	1.67	775	1387.71	912.40	1.52
800	1392.31	831.23	1.68	800	1398.01	916.66	1.53
825	1400.24	834.29	1.68	825	1406.64	921.05	1.53
850	1406.68	837.36	1.68	850	1413.82	925.63	1.53
875	1411.89	840.48	1.68	875	1419.78	930.42	1.53
900	1416.14	843.65	1.68	900	1424.75	935.38	1.52
925	1419.68	846.87	1.68	925	1428.95	940.38	1.52
950	1422.76	850.09	1.67	950	1432.61	945.22	1.52
975	1425.63	853.27	1.67	975	1435.92	949.60	1.51
1000	1428.50	856.34	1.67	1000	1439.09	953.14	1.51
1025	1431.56	859.21	1.67	1025	1442.26	955.33	1.51
1050	1434.95	861.78	1.67	1050	1445.59	955.56	1.51
1075	1438.79	863.95	1.67	1075	1449.16	953.09	1.52
1100	1443.13	865.60	1.67	1100	1453.04	947.03	1.53
1125	1447.96	866.61	1.67	1125	1457.23	936.37	1.56
1150	1453.20	866.88	1.68	1150	1461.70	919.91	1.59
1175	1458.70	866.28	1.68	1175	1466.34	896.32	1.64
1200	1464.21	864.73	1.69	1200	1470.97	864.07	1.70
1225	1469.37	862.15	1.70	1225	1475.33	821.43	1.80
1250	1473.74	858.47	1.72	1250	1479.09	766.51	1.93
1275	1476.72	853.66	1.73	1275	1481.82	697.17	2.13
1300	1477.59	847.74	1.74	1300	1482.97	611.08	2.43
1325	1475.49	840.74	1.75				
1350	1469.40	832.76	1.76				
1375	1458.11	823.96	1.77				
1400	1440.24	814.55	1.77				

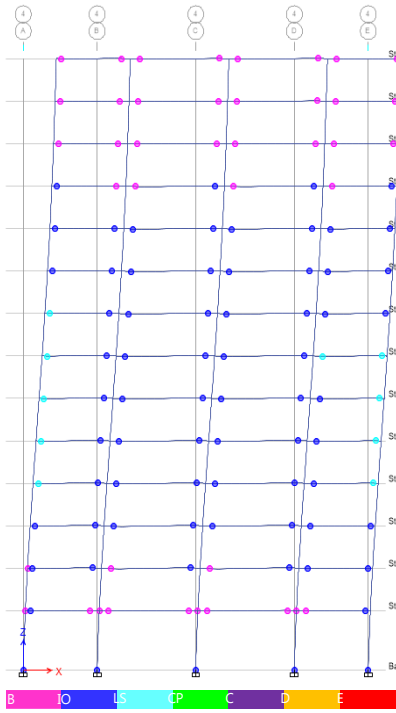
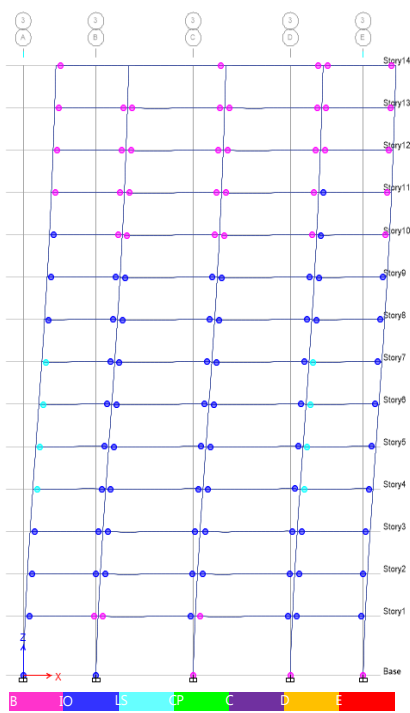
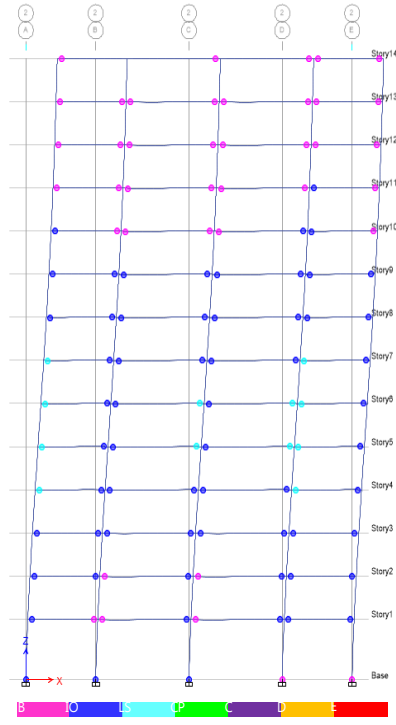
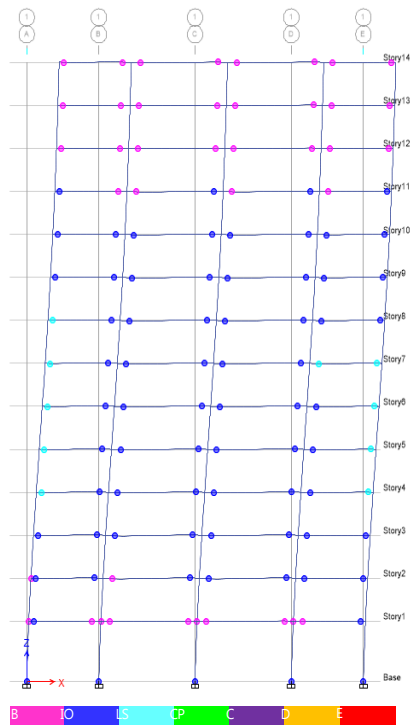
- Básicamente los dos ejemplos cumplen con el detallamiento sismorresistente, que permite considerar que los elementos primarios del sistema resistente lateral son capaces de disipar energía mediante deformaciones inelásticas dúctiles, sin llegar a tener problemas de pandeo longitudinal de la varilla, arrancamiento de la varilla o falla por corte.
Así mismo en ambos códigos existe un diseño explícito por capacidad asegurando modos de deformación dúctiles, es decir que no ocurran rótulas en sitios indeseados.
- Se puede observar que el diseño utilizando el NEC-11 no presenta mucho beneficio términos de daño no estructural, ya que la relación de derivas globales es similar para ambos diseños, siendo de 2.02% para el NEC-11 y de 2.08% para el ASCE 7-10 esto quiere decir que ambos diseños aceptan una cantidad parecida de daño no estructural.

Deriva Global		
	NEC-11	ASCE 7-10
Altura (H) [m]	46.1	46.1
Desplazamiento Objetivo (d_o) [m]	0.93	0.96
Deriva Global (H/ d_o)	2.02%	2.08%

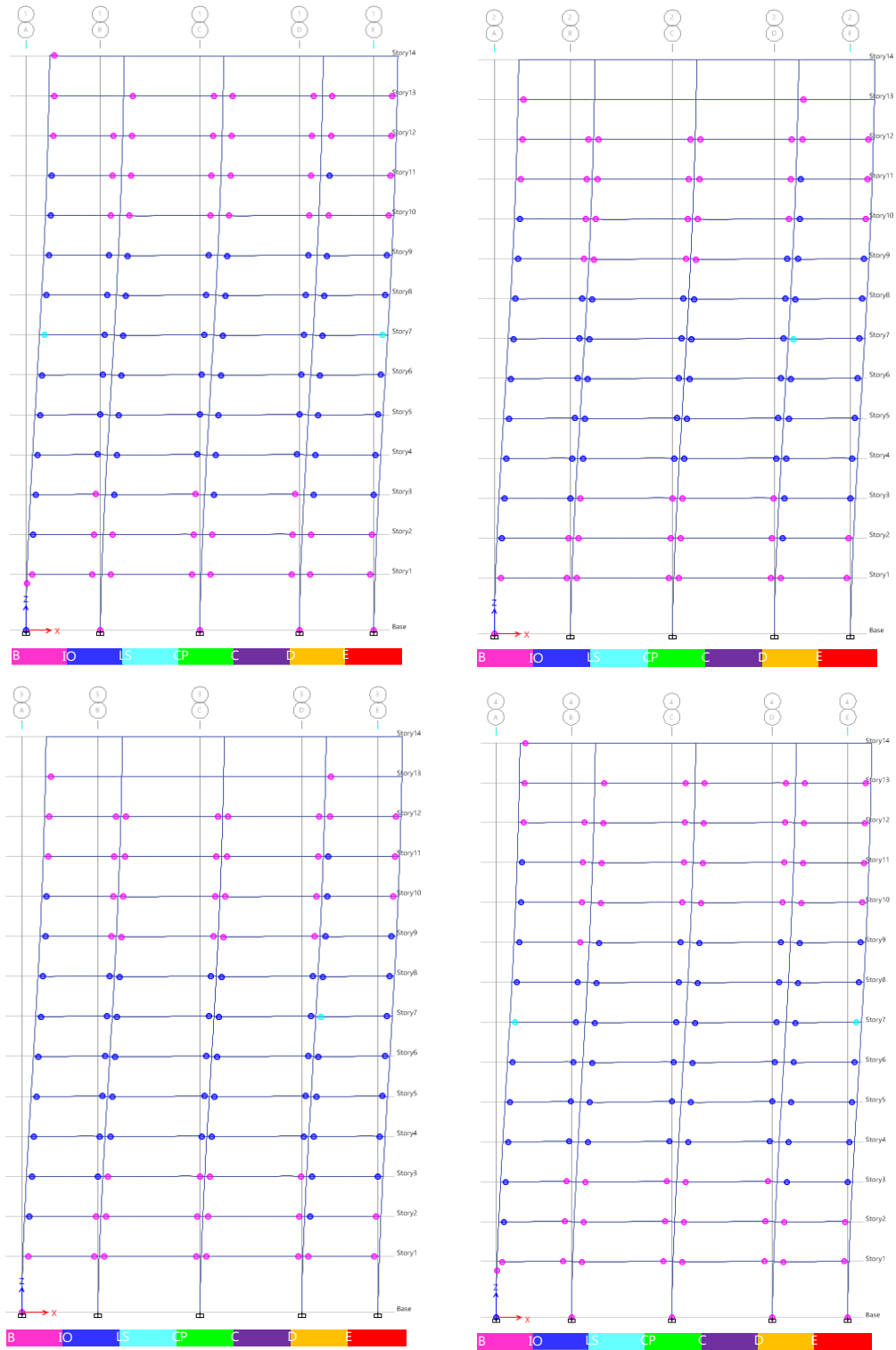
- Comparando las rotaciones inelásticas de los elementos con los objetivos de desempeño estructural establecidos por el ASCE 41-06, se puede observar que el ejemplo diseñado por el ASCE 7-10, al igual que el del NEC-11 cumple estos en el rango de los objetivos de seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP)



Ejemplo Resultado Rótula para viga Eje A Piso 7 para el Máximo sismo considerado



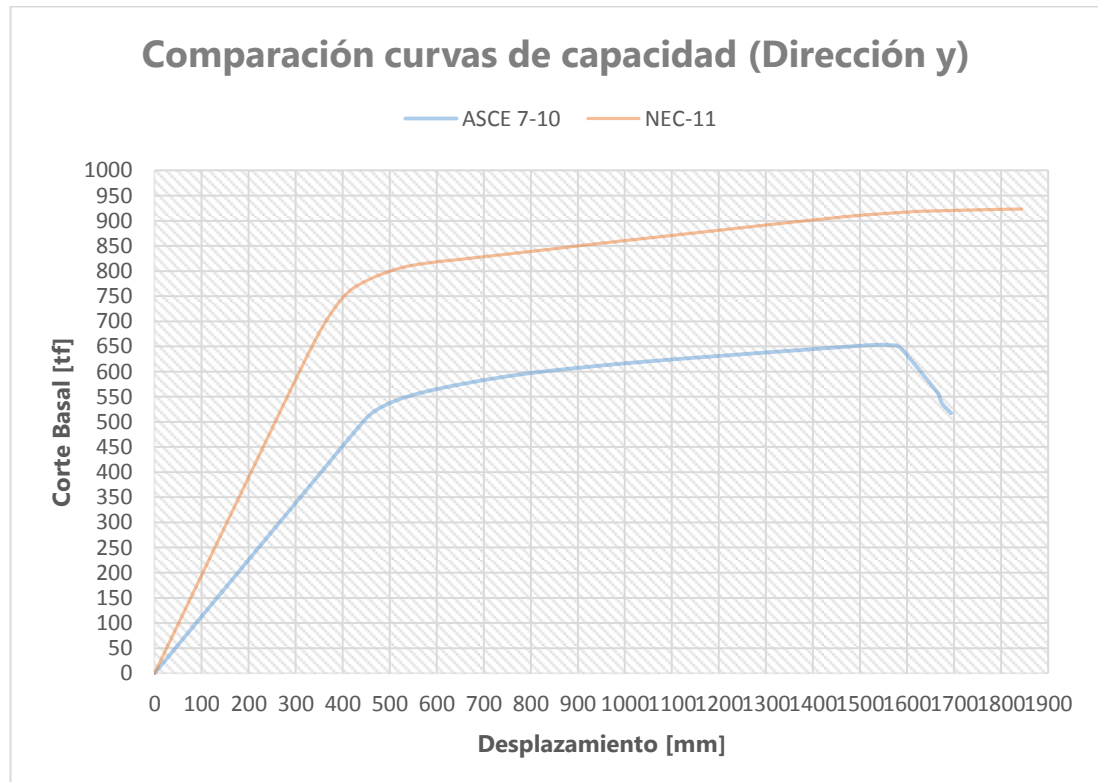
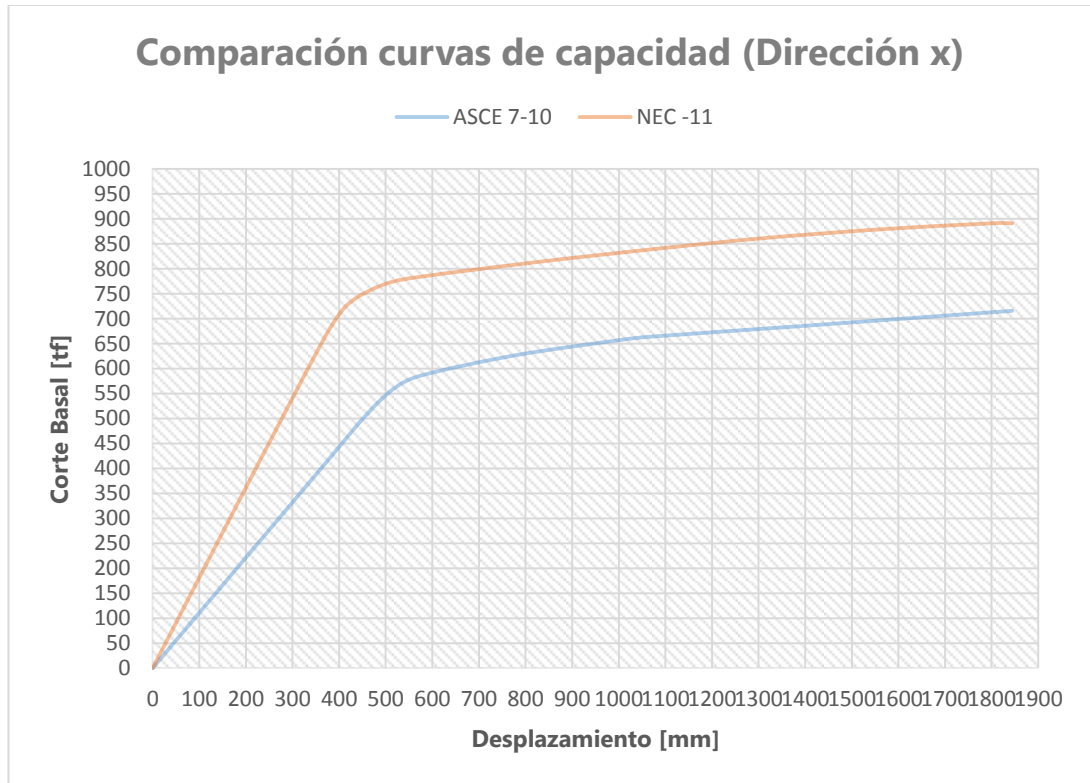
Formulación Rotulas Plásticas ASCE 7-10 Dirección X



Formulación Rotulas Plásticas NEC-11 Dirección X

- Se puede ver que la estructura diseñada por el NEC-11 tiene un aumento de capacidad notable con respecto a la del ASCE 7-10, sin embargo solo se aumenta el desempeño de los elementos estructurales, con esto se puede ver que entre las dos estructuras existe una diferencia notable de resistencia, mas no de rigidez la cual es más importante para el diseño sismo resistente
- Con esto se puede observar que el ejemplo del ASCE 7-10 es más eficiente a la hora de contemplar el daño local de acuerdo a los objetivos de desempeño para la misma intensidad sísmica, tomando en cuenta que ambas estructuras fueron diseñadas como pórticos especiales a momento, es decir para ambas estructuras se esperaba altos niveles de disipación energética mediante deformación inelástica.
- Tomando en cuenta que ambas estructuras son seguras ante la prevención del colapso, y que ambas tienen daños locales inferiores a los esperados y derivas globales similares. Se puede ver claramente que el ejemplo del ASCE 7-10 es una mejor opción en términos económicos.

Se obtuvieron los siguientes resultados para los ejemplos de acero:



- Para el diseño con el ASCE 7-10 la rigidez de la estructura fue un factor determinante, el tamaño de las secciones del pórtico fue determinado en función de las derivas, debido a esto los radios de capacidad en la estructura están en el rango del 70%. En la práctica esta estructura se beneficiaría de un sistema estructural más rígido i.e. pórticos arriostrados concéntricamente excéntricamente o muros de corte. Sin embargo se mantuvo el pórtico en este estudio para propósitos de comparación.
- En los diseños realizados usando el NEC-11 el incremento de demanda por resistencia producto del uso de un factor de reducción de fuerzas sísmicas más bajo obligo a aumentar el tamaño de las secciones, lo que a su vez controló la rigidez lateral requerida por la estructura.
- Como se puede ver en la tabla a continuación, las relaciones en el rango elástico son de alrededor del 1.8; como se mencionó anteriormente esto ocurre debido a que la estructura del NEC es más rígida, ya que se aumentaron el tamaño de las secciones por las demandas de la resistencia. En el rango inelástico se encontraron relaciones de 1.3, esta relación es inferior a la encontrada en el concreto (1.67) ya que en el diseño del ASCE 7-10 no se pudo optimizar las secciones por resistencia debido a que el diseño fue controlado por la rigidez lateral.

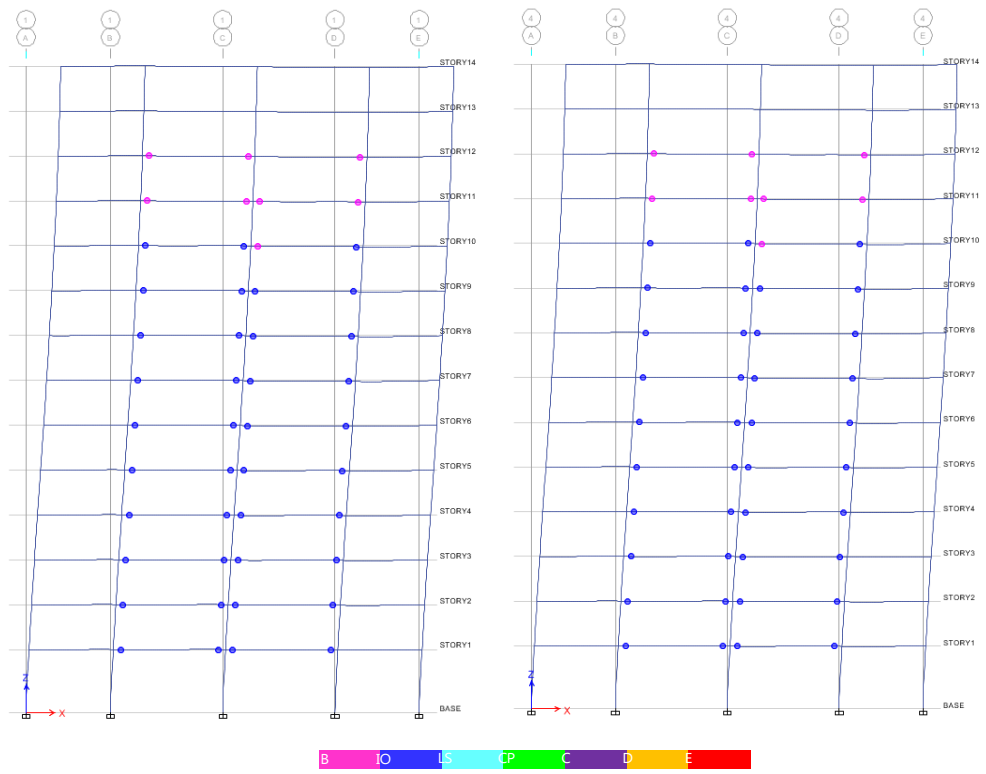
Relación Corte Basal NEC-11 vs ASCE7-10 dirección x			
Desplazamiento [mm]	Corte Basal [tf] NEC-11	Corte Basal [tf] ASCE7-10	Relación NEC/ASCE
0	0.00	0.00	0.00
100	168.83	93.87	1.80
200	373.81	219.99	1.70
300	557.56	346.13	1.61
400	693.56	454.14	1.53
500	776.71	536.28	1.45
600	815.19	592.05	1.38
700	823.81	625.50	1.32
800	818.70	642.88	1.27
900	813.41	650.94	1.25
1000	816.45	655.54	1.25
1100	830.20	660.76	1.26
1200	851.20	668.54	1.27
1300	871.90	678.64	1.28
1400	883.77	689.24	1.28
1500	881.82	697.82	1.26
1600	870.52	702.64	1.24
1700	871.12	704.62	1.24
1800	930.40	709.67	1.31

Relación Corte Basal NEC-11 vs ASCE7-10 dirección y			
Desplazamiento [mm]	Corte Basal [tf] NEC-11	Corte Basal [tf] ASCE7-10	Relación NEC/ASCE
0	0.00	0.00	0.00
100	211.09	103.47	2.04
200	419.25	229.90	1.82
300	591.98	351.85	1.68
400	716.45	453.34	1.58
500	793.35	527.43	1.50
600	831.66	574.00	1.45
700	844.25	597.62	1.41
800	844.39	605.65	1.39
900	843.24	606.40	1.39
1000	848.10	607.52	1.40
1100	861.64	614.48	1.40
1200	882.00	629.27	1.40
1300	903.80	649.18	1.39
1400	920.01	665.74	1.38
1500	924.73	663.90	1.39
1600	916.92	621.23	1.48
1700	904.87	507.37	1.78
1800	911.79	283.56	3.22

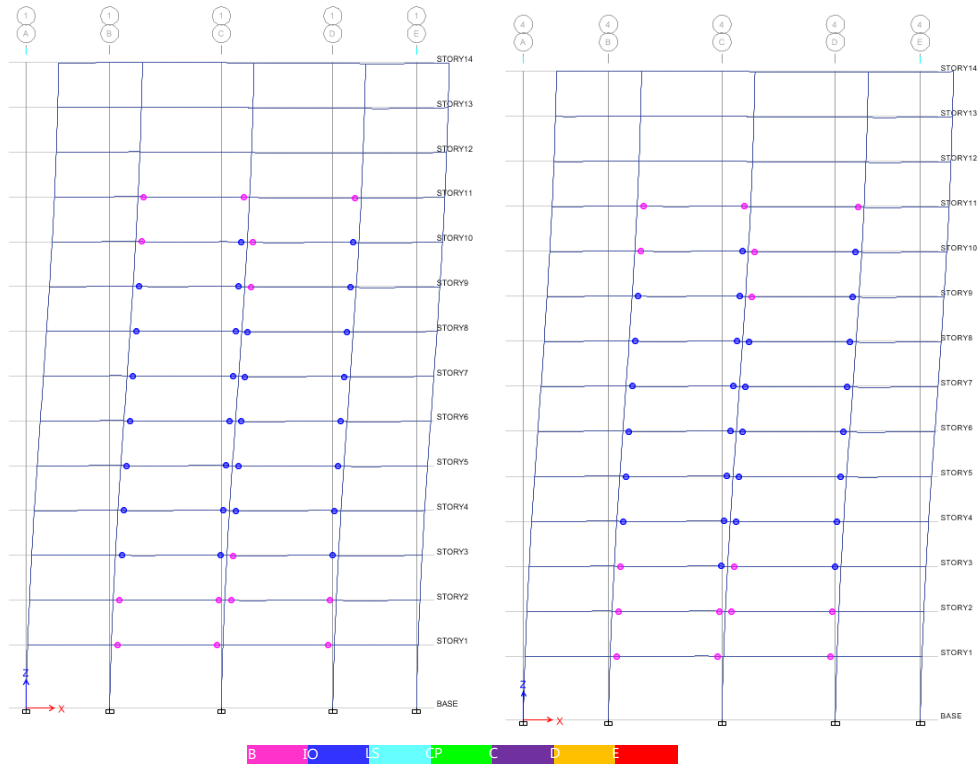
- Se realizó una comparación de las derivas globales de la estructura donde se puede ver que la estructura diseñada con el NEC-11 tiene una deriva global de 1.58%, mientras que la del ASCE 7-10 tiene una deriva global de 1.91%. Es importante tomar en cuenta que debido al tamaño de las secciones usadas en el diseño del NEC-11 hizo que el chequeo de las derivas este holgado.

Deriva Global		
	NEC-11	ASCE 7-10
Altura H [m]	46.1	46.1
Desplazamiento Objetivo (d_t) [m]	0.73	0.88
Deriva Global (d_t/H)	1.58%	1.91%

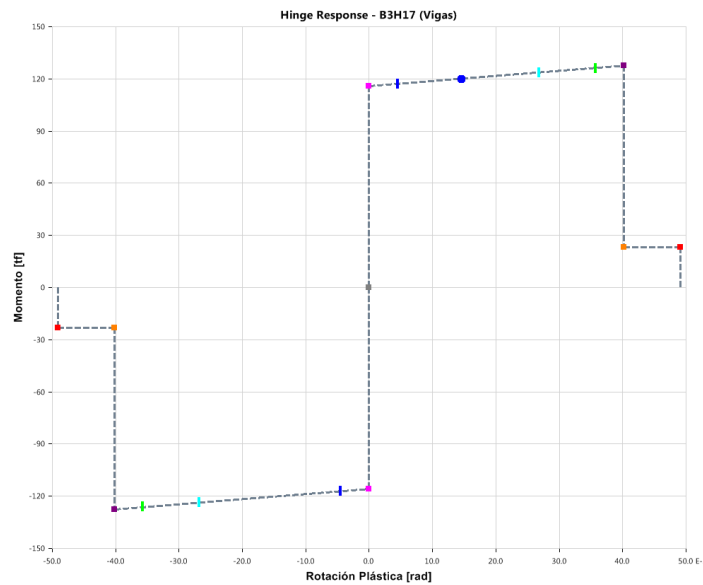
- Comparando las rotaciones inelásticas de los elementos con los objetivos de desempeño estructural establecidos por el ASCE 41-06, se puede observar que ambos ejemplos tienen una respuesta adecuada. Se puede ver que para el sismo de diseño (BS1) la respuesta de la estructura es casi elástica, mientras que para el máximo sismo considerado (BS2) ninguna rótula supera el límite de seguridad de vida (LS)



Formulación Rotulas Plásticas NEC-11 Dirección X



Formulación Rotulas Plásticas ASCE 7-10 Dirección Y



Ejemplo Resultado Rótula para viga Eje A Piso 7 para el Máximo sismo considerado

- Como era de esperarse al estar ambos códigos basados en el principio de igual desplazamiento e igual energía, la relación entre las curvas de capacidad es similar a la relación entre los niveles de ductilidad estipulados por la norma.
- En la normativa del NEC-11 se penalizan disminuyendo los factores de reducción de fuerza sísmica (R) para ciertos sistemas resistentes laterales en comparación con lo presentado en el ASCE 7-10, por ejemplo pórticos resistentes a momento de acero y hormigón detallados y diseñadas bajo los mismos principios tiene un $R=6$ en el NEC-11 y un $R=8$ en el ASCE 7-10, mientras que en sistemas resistentes laterales duales se mantiene los mismos parámetros de reducción de fuerzas sísmicas.

En la sección 2.7.2.3.2 del capítulo 2 de NEC-11 se explica que la variación de los factores de reducción sísmica es producto de las diferencias de las realidades constructivas y la calidad de los materiales en la construcción; en la norma se exige controles de calidad para los materiales y se exige detallamiento sismo resistente explícito, similar al especificado por los códigos ACI 318-11 y AISC 341-10, por lo cual no es consistente considerar penalizaciones a la ductilidad del sistema resistente lateral. En el caso de penalizar la ductilidad de los sistemas resistentes laterales basándose en los criterios de diferencias de realidad constructiva y calidad en los materiales la penalización debería ser uniforme a todos los sistemas resistentes laterales, ya que la misma calidad de materiales y construcción va a ser usada.

- Se puede observar claramente que los pórticos a momento bien detallados presentan altos niveles de ductilidad, por lo tanto se cree en vez de tener estas penalizaciones para este sistema estructural se debe priorizar el asegurar el correcto detallamiento y el diseño por capacidad.
- Como se vio en los resultados de los pórticos es importante tener en cuenta que en el diseño sísmo resistente la rigidez es más importante que la resistencia en el control de la respuesta. Las penalizaciones en los factores de reducción de fuerza sísmica usadas en el NEC-11, sin considerar el mismo criterio a los límites de derivas admisibles se traduce en el incremento de refuerzo en las secciones sin aumentar considerablemente el desempeño de los elementos no estructurales, es decir solo reduce el daño en elementos locales. Como se observó en los sismos de Kobe y Northridge muchas veces es el daño no estructural es el que tiene altas implicaciones económicas.
- En general los análisis no lineales estáticos con carga monotónica (pushover) son extremadamente sensibles al ingreso de las propiedades mecánicas de los materiales, la variabilidad de la resistencia real de los materiales y la sensibilidad de los modelos analíticos, es decir parámetros de no linealidad geométrica e inelasticidad de los materiales (modelos de plasticidad), por lo tanto deben ser usados con precaución durante el diseño y la evaluación.

En el diseño de nuevas estructuras antes de depender de análisis refinados es más importante tener una correcta estructuración, un buen detallamiento y un diseño por capacidad.

5.1 INVESTIGACIÓN FUTURA:

- Se recomienda realizar investigaciones de materiales para evaluar la ductilidad de los elementos bajo ciclos de carga y descarga con el fin de tener valores analíticos respecto al posible comportamiento inelástico de acuerdo al tipo de construcción realizada en el país.
- También se debería realizar investigaciones respecto a la precalificación de conexiones típicas en estructuras de acero y estructuras compuestas.
- Habría que estudiar las nuevas tendencias del diseño por desempeño y el análisis no lineal de acuerdo al ATC-72 y el “*Tall Building Initiative*”
- Actualmente la filosofía de diseño presentada por el código uniformiza el nivel de daño de acuerdo a los diferentes niveles de intensidad sísmica para todas las zonas, sin embargo se puede investigar la posibilidad de usar criterios de daños específicos para cada zona en función de la capacidad económica de respuesta del país en el caso de un evento sísmico.

BIBLIOGRAFIA

- American Concrete Institute. (2001). Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary ACI 369R-11. Farmington.
- American Concrete Institute. (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-11). Farmington.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-10. Chicago.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2010). Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-10. Chicago.
- Applied Technology Council. (1996). ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California.
- Applied Technology Council. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings ATC-72. California.
- ASCE. (2006). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE Standard ASCE/SEI 7-10. Virginia.
- ASCE. (2006). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE Standard ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers. Virginia.
- Chandrasekaran, S., Nunziante, L., Serino, G., & Carannante, F. (2009). Seismic Design Aids for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures. CRC Press.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures. California.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2011). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. California.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (201). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, 1-36.
- Earthquake Engineering For Structural Design. (2006). CRC Press.
- Fajar, P., & Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings.
- FEMA. (1997). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS, FEMA 273. Washington.
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356. Washington.

- FEMA. (2004). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 450-2/2003. Washington.
- FEMA. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Federal Emergency Management Agency. Washington.
- FEMA. (2006). Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines FEMA-445. Washington.
- FEMA. (2009). NEHRP Recommended Seismic Provisions FEMA P-750. Washington.
- FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695. Washington.
- Gunay, M. S., & Sarosh, H. L. (2011). A Practical Guide to Nonlinear Static Analysis of Reinforced Concrete Buildings.
- Lubkowski, Z. A., & Aluisi, B. (2012). Deriving SS and S1 Parameters from PGA Maps. Lisboa.
- Mehmet, I., & Hayri, B. O. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Denizli.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2008). Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. Seattle.
- NEC. (2011). NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra And Design. Illinois.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. California.
- Powel, G. H. (2006). Static Pushover Methods-Explanation, Comparison and Implementation. Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1-10.
- PRIESTLEY, M. J. (200). PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN. 1-22.
- Priestley, M., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement based seismic design of stuctures. Pavia: IUSS Press.
- Roberto, A. F. (2003). Método del coeficiente de desplazamiento para el analisis sísmico por desempeño. Quito.
- Scott, M. H., & Ryan, K. L. (2013). Moment-Rotation Behavior of Force-Based Plastic Hinge Elements.

- T, P., & Priestley M.J.N. (1992). Seismic Design Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons.
- Taranath, B. S. (2010). Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. CRC Press.
- Taranath, B. S. (2012). Structural Analysis and Design of Tall Buildings Steel and Composite Construction. CRC Press.
- Welt, T. (2010). Evaluation of Contemporary Design of Reinforced Concrete Lateral Resisting Systems Using Current Performance Objective Assessment Criteria.